Anejo 22

Proyecto de estructuras de acero.Reglas generales y reglas para edificación

Anejo 22. Proyecto de estructuras de acero. Reglas generales y reglas para edificación

Contenido

1. GENERALIDADES 5

1.1 ALCANCE 5
1.1.1 Alcance de los Anejos 22 a 29 5
1.1.2 Alcance del Anejo 22 5
1.2 NORMATIVA DE REFERENCIA 6
1.3 HIPÓTESIS 6
1.4 TÉRMINOS Y DEFINICIONES 6
1.5 NOTACIÓN 7
1.6 CONVENIO PARA LOS EJES 17

2. BASES DE CÁLCULO 19

2.1 REQUISITOS 19
2.1.1 Requisitos básicos 19
2.1.2 Gestión de la fiabilidad 19
2.1.3 Vida útil, durabilidad y resistencia 19
2.1.3.1 Generalidades 19
2.1.3.2 Vida útil en edificación 20
2.1.3.3 Durabilidad de los edificios 20
2.2 PRINCIPIOS DE CÁLCULO EN ESTADO LÍMITE 20
2.3 VARIABLES BÁSICAS 20
2.3.1 Acciones y condiciones ambientales 20
2.3.2 Propiedades de los materiales y de los productos. 21
2.4 COMPROBACIÓN POR EL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES PARCIALES 21
2.4.1 Valores de cálculo de las propiedades de los materiales 21
2.4.2 Valores de cálculo de los parámetros geométricos 21
2.4.3 Resistencias de cálculo 21
2.4.4 Comprobación del equilibrio estático 22
2.5 CÁLCULO ASISTIDO POR ENSAYOS 22

3. MATERIALES 23

3.1 GENERALIDADES 23
3.2 ACERO ESTRUCTURAL 23
3.2.1 Propiedades del material 23
3.2.2 Requisitos de ductilidad 23
3.2.3 Tenacidad de fractura 23
3.2.4 Propiedades en el sentido del espesor 26
3.2.5 Tolerancias 26
3.2.6 Valores de cálculo de los coeficientes de los materiales 26
3.3 DISPOSITIVOS DE UNIÓN 26
3.3.1 Fijaciones 26
3.3.2 Material de aporte en soldaduras 26

3.4 OTROS PRODUCTOS PREFABRICADOS PARA EDIFICACIÓN 27

4. DURABILIDAD 28

5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL 29

5.1 MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA PARA EL ANÁLISIS 29
5.1.1 Modelización estructural e hipótesis básicas 29
5.1.2 Modelización de uniones 29
5.1.3 Interacción suelo-estructura 29
5.2 ANÁLISIS GLOBAL 30
5.2.1 Efectos de la geometría deformada de la estructura 30
5.2.2 Estabilidad estructural de los pórticos 32
5.3 IMPERFECCIONES 33
5.3.1 Bases 33
5.3.2 Imperfecciones para el análisis global de pórticos 34
5.3.3 Imperfecciones para el análisis de los sistemas de arriostramiento 38
5.3.4 Imperfecciones de los elementos 41
5.4 MÉTODOS DE ANÁLISIS CONSIDERANDO LA NO LINEALIDAD DE LOS MATERIALES 41
5.4.1 Generalidades 41
5.4.2 Análisis global elástico 42
5.4.3 Análisis global plástico 42
5.5 CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES 43
5.5.1 Bases 43
5.5.2 Clasificación 43
5.6 REQUISITOS RELATIVOS A SECCIONES PARA EL ANÁLISIS GLOBAL PLÁSTICO 44

6. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS 49

6.1 GENERALIDADES 49
6.2 RESISTENCIA DE LAS SECCIONES 49
6.2.1 Generalidades 49
6.2.2 Propiedades de la sección 51
6.2.2.1 Sección bruta 51
6.2.2.2 Sección neta 51
6.2.2.3 Efectos de arrastre por cortante 52
6.2.2.4 Propiedades eficaces de secciones con almas Clase 3 y alas Clases 1 o 2 53
6.2.2.5 Propiedades eficaces de la sección de Clase 4 53
6.2.3 Tracción 54
6.2.4 Compresión 54
6.2.5 Momento flector 55
6.2.6 Cortante 56
6.2.7 Torsión 58
6.2.8 Flexión y cortante 59
6.2.9 Flexión y axil 60
6.2.9.1 Secciones Clases 1 y 2 60
6.2.9.2 Secciones Clase 3 62

6.2.9.3 Secciones Clase 4 ... 62
6.2.10 Flexión, cortante y axil ... *62*
6.3 RESISTENCIA A PANDEO DE LOS ELEMENTOS ... 63
6.3.1 Elementos de sección constante a compresión ... *63*
6.3.1.1 Resistencia a pandeo ... 63
6.3.1.2 Curvas de pandeo ... 64
6.3.1.3 Esbeltez para el pandeo por flexión ... 66
6.3.1.4 Esbeltez para el pandeo por torsión y el pandeo por torsión y flexión ... 67
6.3.2 Elementos de canto constante a flexión ... *67*
6.3.2.1 Resistencia a pandeo ... 67
6.3.2.2 Curvas de pandeo lateral por torsión. Caso general ... 68
6.3.2.3 Curvas de pandeo lateral para secciones laminadas o secciones soldadas equivalentes ... 69
6.3.2.4 Métodos simplificadosde comprobación de vigas con arriostramientos laterales en edificios . 71
6.3.3 Elementos de sección constante sometidos a flexión y compresión ... *72*
6.3.4 Método general para el pandeo lateral y flexión de elementos estructurales ... *74*
6.3.5 Pandeo lateral de los elementos con rótulas plásticas en edificación ... *75*
6.3.5.1 Generalidades ... 75
6.3.5.2 Arriostramiento en rótulas plásticas rotadas ... 75
6.3.5.3 Verificación de la longitud estable del segmento ... 77
6.4 ELEMENTOS COMPUESTOS COMPRIMIDOS ... 77
6.4.1 Generalidades ... *77*
6.4.2 Elementos triangulados comprimidos ... *80*
6.4.2.1 Resistencia de los componentes de los perfiles triangulados comprimidos ... 80
6.4.2.2 Detalles constructivos ... 81
6.4.3 Elementos empresillados comprimidos ... *82*
6.4.3.1 Resistencia de los elementos empresillados comprimidos ... 82
6.4.3.2 Detalles constructivos ... 84
6.4.4 Elementos compuestos próximos ... *84*

7. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO ... 86

7.1 GENERALIDADES ... 86
7.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO EN EDIFICACIÓN ... 86
7.2.1 Flechas verticales ... *86*
7.2.2 Flechas horizontales ... *87*
7.2.3 Efectos dinámicos ... *88*

APÉNDICE A – MÉTODO 1: COEFICIENTES RECOMENDADOS DE INTERACCIÓN KIJ PARA LA FÓRMULA DE INTERACCIÓN EN 6.3.3(4) ... 89

APÉNDICE B – MÉTODO 2: COEFICIENTES RECOMENDADOS DE INTERACCIÓN KIJ PARA LA FÓRMULA DE INTERACCIÓN 6.3.3(4) ... 92

APÉNDICE AB – DISPOSICIONES ADICIONALES DE CÁLCULO RECOMENDADAS EN EDIFICACIÓN ... 95

APÉNDICE BB – RECOMENDACIONES SOBRE PANDEO EN ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN ... 96

APÉNDICE C. SELECCIÓN DE LA CLASE DE EJECUCIÓN ... 109

1. Generalidades

1.1 Alcance

1.1.1 Alcance de los Anejos 22 a 29

(1) Los Anejos 22 a 29 son de aplicación en los proyectos de edificación y de obra civil en acero. Cumple con los principios y requisitos de seguridad estructural y aptitud al servicio de las estructuras, con las bases de cálculo y las comprobaciones establecidas en el Anejo 18 – Bases de cálculo de estructuras.

(2) Los Anejos 22 a 29 se ocupan únicamente de los requisitos de resistencia, aptitud al servicio, durabilidad y resistencia al fuego de estructuras de acero. No se consideran otros requisitos, como aislamiento térmico o acústico.

(3) Los Anejos 22 a 29 están planteados para su utilización con el resto de este Código Estructural.

1.1.2 Alcance del Anejo 22

(1) Este Anejo proporciona unas reglas básicas para aceros estructurales con un espesor mayor o igual a 3 mm ($t \geq 3\,mm$). También proporciona disposiciones complementarias para cálculos de estructuras metálicas en edificación. NOTA: Los perfiles y chapas finas conformados en frío (de $t < 3\,mm$) no están considerados en este anejo.

COMENTARIO:

En el ámbito de los Eurocódigos, la norma UNE-EN 1993-1-3 establece los requisitos paa el proyecto con perfiles y chapas conformadas en frío.

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

Apartado 1: Generalidades

Apartado 2: Bases del diseño

Apartado 3: Materiales

Apartado 4: Durabilidad

Apartado 5: Análisis estructural

Apartado 6: Estados Límite Últimos

Apartado 7: Estados Límite de Servicio

(3) Los apartados 1 y 2 proporcionan cláusulas adicionales a las establecidas en el Anejo 18 – Bases de cálculo de estructuras.

(4) El apartado 3 incluye a las propiedades de los materiales de los productos hechos con aceros estructurales de aleaciones bajas.

(5) El apartado 4 establece reglas generales de durabilidad

(6) El apartado 5 se refiere al análisis estructural de estructuras que para su análisis global se pueden modelizar sus elementos con suficiente precisión, como elementos lineales

(7) El apartado 6 establece reglas detalladas para el cálculo de secciones y elementos.

(8) El apartado 7 establece reglas para la aptitud al servicio.

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) Aparte de las hipótesis generales del Anejo 18, así como la recogidas en la reglamentación específica vigente , también se tomará la hipótesis de:

- fabricación y ejecución cumpliendo con el Capítulo 21 del Código Estructural.

1.4 Términos y definiciones

(1) Son de aplicación las reglas del apartado 1.4 del Anejo 18.

(2) En este anejo se utilizan los siguientes términos y definiciones, cuyos significados se indican a continuación:

Pórtico

Estructura completa o parte de ella, formada por un conjunto de elementos estructurales conectados directamente entre sí, calculados para resistir de forma solidaria las cargas; este término se refiere a celosías reticuladas y articuladas, ya sean planas o tridimensionales.

Subestructura

Pórtico que forma parte de uno mayor, pero es tratado de forma aislada en su análisis estructural

Tipos de pórticos

Los términos utilizados para distinguir entre los distintos tipos de pórticos son:

- Semirrígido: En la que las propiedades estructurales de los elementos y uniones necesitan una consideración explícita en el análisis global
- Rígido: En la que solo las propiedades estructurales de los elementos necesitan ser considerados en el análisis global
- Articulado: En la que no se le pide a las uniones resistir momentos

Análisis global

La determinación de un conjunto consistente de esfuerzos internos de la estructura, en equilibrio con un conjunto particular de acciones aplicadas sobre ella.

Longitud del sistema

Distancia en un plano dado entre dos puntos adyacentes en el que un elemento tiene coaccionado el movimiento en el plano, o entre un punto y el final del elemento.

Longitud de pandeo

Longitud del sistema de un elemento equivalente biarticulado, con la misma resistencia al momento flector que un segmento o elemento dado.

Arrastre por cortante

Distribución no uniforme del esfuerzo cortante en las alas anchas debido a la deformación por cortante, se tendrá en cuenta en los cálculos usando un ancho eficaz reducido de las alas para las comprobaciones de seguridad.

Cálculo de la capacidad

Método de cálculo que permite alcanzar la capacidad plástica de una sección de un elemento dándole mayor resistencia a sus uniones y elementos conectados al mismo, para que estas no sean puntos débiles que limiten la capacidad del elemento.

Perfiles de canto constante

Perfiles con una sección transversal constante en toda su longitud.

1.5 Notación

(1) Los siguientes símbolos son de aplicación.

(2) Los símbolos que aparecen en el articulado y no están incluidos en esta lista se encuentran definidos en su primera aparición.

NOTA: Los símbolos están ordenados por orden de aparición en el texto .

Apartado 1

$x - x$ eje longitudinal del elemento

$y - y$ eje de una sección

$z - z$ eje de una sección

$u - u$ eje principal mayor (cuando no coincide con el eje $y - y$)

$v - v$ eje principal menor (cuando no coincide con el eje $z - z$)

b ancho de la sección

h canto de la sección

d canto de la parte recta del alma

t_w espesor del alma

t_f espesor del ala

r radio

r_1 radio

r_2 radio

t espesor

Apartado 2

P_k valor nominal del pretensado impuesto durante el montaje

G_k valor nominal del efecto de las secciones permanentes

X_K valores característicos de la propiedad X del material

X_n valores nominales de la propiedade X del material

R_d valor de la resistencia de cálculo

R_k valor característico de la resistencia

γ_M coeficiente parcial de seguridad (general)

γ_{Mi} coeficiente parcial de seguridad (particular)

γ_{Mf} coeficiente de seguridad a fatiga

h factor de conversión

a valor de cálculo para datos geométricos

Apartado 3

f_y límite elástico

f_u tensión última

R_{eh} límite elástico obtenido de la norma del producto

R_m tensión última obtenida de la norma del producto

A_0 área de la sección inicial

ε_y deformación correspondiente al límite elástico

ε_u deformación correspondiente a la tensión última

Z_{Ed} valor cálculo de la resistencia del material a desgarro laminar especificado en función de las deformaciones debidas a la restricción de la retracción térmica del material bajo los cordones de soldadura

Z_{Rd} valor de cálculo de la resistencia del material a desgarro laminar

E módulo de elasticidad longitudinal

G módulo de elasticidad transversal

υ coeficiente de Poisson en régimen elástico

α coeficiente de dilatación térmica linear

Apartado 5

α_{cr} factor por el que la carga de cálculo tendría que ser aumentada para provocar una inestabilidad elástica en el modo global (pandeo global)

F_{Ed} carga de cálculo sobre la estructura

F_{cr} carga crítica de inestabilidad global por pandeo elástico de la estructura calculada con las rigideces elásticas iniciales

H_{Ed} valor de cálculo de la resultante horizontal, en cota inferior de una planta de las cargas horizontales reales y ficticias

V_{Ed} valor de cálculo de la carga vertical total en la estructura, en la cota inferior de una planta

$\delta_{H,Ed}$ desplazamiento horizontal relativo entre una planta y la inmediatamente inferior

h altura de la planta

$\bar{\lambda}$ esbeltez relativa adimensional

N_{Ed} valor de cálculo del esfuerzo axil

Φ imperfección inicial de verticalidad

Φ_0 coeficiente valor básico de imperfección inicial de verticalidad

α_h coeficiente de reducción para la altura h aplicable a columnas:

h altura de la estructura

α_m coeficiente de reducción por el número de pilares en una fila

m número de pilares por fila

e_0 máxima imperfección de un elemento

L longitud del elemento

η_{init} amplitud del modo elástico crítico de pandeo

η_{cr} forma de la deformada del modo elástico crítico de pandeo

$e_{0,d}$ valor de cálculo de la amplitud máxima de una imperfección

M_{Rk} resistencia característica a flexión de la sección crítica

N_{Rk} resistencia característica a axil de la sección crítica

α factor de imperfección

$EI\eta''_{cr}$ momento flector producido por la deformada η_{cr} en la sección

χ factor de reducción para la curva de pandeo considerada

$\alpha_{ult,k}$ mínimo coeficiente de amplificación para alcanzar la resistencia máxima característica sin tener en cuenta el pandeo

α_{cr} mínimo coeficiente de amplificación para alcanzar el pandeo crítico elástico

q fuerza equivalente por unidad de longitud

δ_q flecha del sistema de arriostramiento en el plano de estabilización

q_d fuerza equivalente de cálculo por unidad de longitud

M_{Ed} momento flector de cálculo

k coeficiente para $e_{0,d}$

ε deformación

σ tensión

$\sigma_{com,Ed}$ tensión de compresión máxima de cálculo en un elemento

l longitud

ε coeficiente dependiente de f_y

c ancho o canto de una parte de una sección

α parte de la sección transversal comprimida

Ψ coeficiente de tensión o deformación

k_σ coeficiente de pandeo de la placa

d diámetro exterior de una sección tubular circular

Apartado 6

γ_{M0} coeficiente parcial de seguridad de la resistencia de la sección para cualquier Clase

γ_{M1} coeficiente parcial de seguridad de la resistencia de los elementos a inestabilidad evaluada por la comprobación de los elementos

γ_{M2} coeficiente parcial de seguridad de la resistencia a tracción de la sección en tracción para fracturar

$\sigma_{x,Ed}$ valor de cálculo de la tensión longitudinal en el punto considerado

$\sigma_{z,Ed}$ valor de cálculo de la tensión transversal

τ_{Ed} valor de cálculo de la tensión tangencial

N_{Ed} valor de cálculo del esfuerzo axil

$M_{y,Ed}$ valor de cálculo del momento en el eje y-y

$M_{z,Ed}$ valor de cálculo del momento en el eje z-z

N_{Rd} valor de cálculo de la resistencia a esfuerzo axil

$M_{y,Rd}$ valor de cálculo de la resistencia a momentos en el eje y-y

$M_{z,Rd}$ valor de cálculo de la resistencia a momentos en el eje z-z

s es el paso de alternancia, la distancia entre los centros de dos agujeros consecutivos en la secuencia medida paralela al eje del elemento

p es el espacio de los centros de los mismos agujeros medidos perpendicular al eje del elemento

n es el número de agujeros existentes en cualquier diagonal o línea en zigzag progresivamente a través del elemento o parte del mismo

d_0 es el diámetro del agujero

e_N desplazamiento del centro de gravedad del área eficaz A_{eff} respecto del centro de gravedad de la sección bruta del elemento

ΔM_{Ed} incremento del momento debido al desplazamiento del centro de gravedad del área eficaz respecto del centro de gravedad de la sección bruta

A_{eff} área eficaz de la sección

$N_{t,Rd}$ valor de cálculo de la resistencia a tracción

$N_{pl,Rd}$ valor de cálculo de la resistencia plástica a axil de la sección bruta

$N_{u,Rd}$ valor de cálculo de la resistencia última a axil de la sección neta en los considerando los agujeros de las uniones

A_{net} Área neta de la sección

$N_{net,Rd}$ valor de cálculo de la resistencia plástica a esfuerzos normales de la sección neta

$N_{c,Rd}$ valor de cálculo de la resistencia a compresión uniforme, de la sección

$M_{c,Rd}$ valor de cálculo de la resistencia a flexión alrededor del eje principal de la sección

W_{pl} módulo resistente plástico de la sección

$W_{el,min}$ módulo resistente elástico mínimo de la sección

$W_{eff,min}$ módulo resistente mínimo de la sección eficaz

A_f área del ala traccionada

$A_{f,net}$ área neta del ala traccionada

V_{Ed} valor de cálculo del esfuerzo cortante

$V_{c,Rd}$ valor de cálculo de la resistencia a esfuerzo cortante

$V_{pl,Rd}$ valor de cálculo de la resistencia plástica a cortante

A_v área de cortante

η coeficiente del área de cortante

S momento estático de la sección

I momento de inercia de la sección

A_w área de un alma

A_f área del ala

T_{Ed} valor de cálculo de los momentos a torsión totales

T_{Rd} valor de cálculo de la resistencia a los momentos torsores

$T_{t,Ed}$ valor de cálculo de la torsión interna de Saint Venant

$T_{w,Ed}$ valor de cálculo de la torsión por alabeo

$\tau_{t,Ed}$ valor de cálculo de la tensión tangencial de cálculo debida a la torsión de Saint Venant

$\tau_{w,Ed}$ valor de cálculo de la tensión tangencial de cálculo debida a la torsión por alabeo

$\sigma_{w,Ed}$ valor de cálculo de la tensión normal de cálculo debida al bimomento B_{Ed}

B_{Ed} bimomento

$V_{pl,T,Rd}$ valor de cálculo de la resistencia a cortante plástico reducida por la presencia de momentos torsores

ρ coeficiente de reducción del valor de cálculo de la resistencia a flexión, considerando la existencia de cortantes

$M_{V,Rd}$ valores de cálculo de la resistencia a flexión, reducida por la presencia de esfuerzos cortantes

$M_{N,Rd}$ valores de cálculo de la resistencia a flexión, reducida por la presencia de esfuerzo axil

n cociente entre el valor de cálculo a esfuerzo axil y la resistencia plástica a axil de la sección bruta

a cociente área del alma – área bruta

α parámetro para introducir el efecto de la flexión biaxial

β parámetro para introducir el efecto de la flexión biaxial

$e_{N,y}$ desplazamiento del centro de gravedad del área eficaz respecto del centro de gravedad de la sección bruta (eje y-y)

$e_{N,z}$ desplazamiento del centro de gravedad del área eficaz respecto del centro de gravedad de la sección bruta (eje z-z)

$W_{eff,min}$ módulo resistente mínimo de la sección eficaz

$N_{b,Rd}$ valor de cálculo de la resistencia a pandeo para un elemento comprimido

χ coeficiente de reducción por el modo de pandeo considerado

Φ valor para determinar el factor de reducción χ

a_0, a, b, c, d denominación de las curvas de pandeo

N_{cr} esfuerzo axil crítico elástico para el modo de pandeo considerado calculado con las propiedades de la sección bruta

i radio de giro según el eje considerado, calculado con las propiedades correspondientes de la sección bruta

λ_1 valor de la esbeltez para determinar la esbeltez relativa

$\bar{\lambda}_T$ esbeltez relativa para pandeo por torsión o por flexo-torsión

$N_{cr,TF}$ esfuerzo axil crítico elástico para pandeo por flexión y torsión

$N_{cr,T}$ esfuerzo axil crítico elástico para pandeo por torsión

$M_{b,Rd}$ valor de cálculo de la resistencia a flexión frente a pandeo lateral

χ_{LT} coeficiente de reducción para pandeo lateral torsional

Φ_{LT} valor para determinar el coeficiente de reducción χ_{LT}

α_{LT} coeficiente de imperfección

$\bar{\lambda}_{LT}$ esbeltez adimensional para pandeo lateral torsional

M_{cr} momento elástico crítico para pandeo lateral torsional

$\bar{\lambda}_{LT,0}$ longitud para las curvas de pandeo lateral torsional para perfiles laminados

β coeficiente de corrección para las curvas de pandeo lateral torsional para perfiles laminados

$\chi_{LT,mod}$ coeficiente de reducción modificado para pandeo lateral torsional

f factor de modificación para χ_{LT}

k_c coeficiente de corrección por la distribución de momentos

Ψ relación entre momentos extremos de un segmento

L_c longitud entre coacciones laterales

$\bar{\lambda}_f$ esbeltez del ala comprimidas equivalente

i_{fz} radio de giro del ala comprimida alrededor del eje débil de la sección

$I_{eff,f}$ momento de inercia del área del ala comprimida reducida sobre el eje débil de la sección

$A_{eff,f}$ área eficaz del ala de compresión

$A_{eff,w,c}$ área eficaz de la parte comprimida del alma

$\overline{\lambda_{c0}}$ parámetro de esbeltez

k_{fl} coeficiente de corrección

ΔM_y momento debido al desplazamiento del centro de gravedad del eje y-y

ΔM_z momento debido al desplazamiento del centro de gravedad del eje z-z

χ_y coeficiente de reducción debido al pandeo por flexión del eje y-y

χ_z coeficiente de reducción debido al pandeo por flexión del eje z-z

k_{yy} coeficiente de interacción

k_{yz} coeficiente de interacción

k_{yz} coeficiente de interacción

k_{zz} coeficiente de interacción

$\overline{\lambda_{op}}$ esbeltez adimensional global de un componente estructural para pandeo fuera de su plano

χ_{op} coeficiente de reducción de la esbeltez adimensional $\overline{\lambda_{op}}$

$\alpha_{ult,k}$ factor mínimo de amplificación de las cargas de cálculo para alcanzar la resistencia máxima característica de la sección más crítica

$\alpha_{cr,op}$ factor mínimo de amplificación de las cargas situadas sobre un plano para alcanzar la resistencia crítica elástica del componente estructural con respecto al pandeo fuera del plano

N_{Rk} valor característico de la resistencia a compresión

$M_{y,Rk}$ valor característico de la resistencia a momento flector alrededor del eje y-y

$M_{z,Rk}$ valor característico de la resistencia a momento flector alrededor del eje z-z

Q_m fuerza local aplicada en cada elemento estabilizado en las rótulas plásticas

L_{stable} longitud estable del segmento

L_{ch} longitud de pandeo del cordón

h_0 distancia de los centros de los cordones de un pilar compuesto

a distancia entre arriostramientos de los cordones

α ángulo entre ejes de los cordones y las triangulaciones

i_{min} mínimo radio de giro de los ángulos

A_{ch} área de un cordón de un pilar compuesto

$N_{ch,Ed}$ valor de cálculo del esfuerzo de un cordón en el medio de un elemento compuesto

M_{Ed}^{I} valor de cálculo del momento máximo en el medio de un elemento compuesto

I_{eff} momento de inercia eficaz del área del elemento compuesto

S_v rigidez a cortante de la triangulación usada para el enlace o del panel empresillado

n número de planos triangulados

A_d área de una diagonal de un elemento compuesto

d longitud de una diagonal de un elemento compuesto

A_V área de un montante (o elemento transversal) de un pilar compuesto

I_{ch} momento de inercia en el plano de un cordón

I_b momento de inercia en el plano de una presilla

μ coeficiente de eficacia

i_y radio de giro del eje y-y

Apéndice A

C_{my} coeficiente para la obtención de la distribución uniforme del momento equivalente

C_{mz} coeficiente para la obtención de la distribución uniforme del momento equivalente

C_{mLT} coeficiente para la obtención de la distribución uniforme del momento equivalente

μ_y coeficiente

μ_z coeficiente

$N_{cr,y}$ esfuerzo axil crítico elástico por pandeo por flexión alrededor del eje y-y

$N_{cr,z}$ esfuerzo axil crítico elástico por pandeo por flexión alrededor del eje z-z

C_{yy} coeficiente

C_{yz} coeficiente

C_{yz} coeficiente

C_{zz} coeficiente

w_y coeficiente

w_z coeficiente

n_{pl} coeficiente

$\bar{\lambda}_{max}$ máximo de $\bar{\lambda}_y$ y $\bar{\lambda}_z$

b_{LT} coeficiente

c_{LT} coeficiente

d_{LT} coeficiente

e_{LT} coeficiente

Ψ_y relación de los momentos extremos del segmento (eje $y-y$)

$C_{my,0}$ coeficiente

$C_{mz,0}$ coeficiente

a_{LT} coeficiente

I_T constante a torsión de Saint Venant

I_y inercia a flexión alrededor del eje y-y

$M_{i,Ed}(x)$momento máximo de primer orden

$|\delta_x|$ desplazamiento máximo del elemento a lo largo del mismo

Apéndice B

α_s coeficiente

α_h coeficiente

C_m coeficiente para la obtención de la distribución uniforme del momento equivalente

Apéndice AB

γ_G coeficiente parcial de seguridad para cargas permanentes

G_k valor característico de las cargas permanentes

γ_Q coeficiente parcial de seguridad para cargas variables

Q_k valor característico de las cargas variables

Apéndice BB

$\bar{\lambda}_{eff,v}$ esbeltez adimensional efectiva para el pandeo alrededor del eje v-v

$\bar{\lambda}_{eff,y}$ esbeltez adimensional efectiva para el pandeo alrededor del eje y-y

$\bar{\lambda}_{eff,z}$ esbeltez adimensional efectiva para el pandeo alrededor del eje z-z

L longitud del sistema

L_{cr} longitud de pandeo

S resistencia a cortante proporcionada por el laminado

I_w constante de alabeo

$C_{\vartheta,k}$ rigidez al giro de la viga producida por el arriostramiento y las uniones

K_v coeficiente para considerar el tipo de análisis

k_ϑ factor que tiene en cuenta las distribuciones de momentos y el tipo de coacción

$C_{\vartheta R,k}$ rigidez al giro de la unión entre la viga y el arriostramiento estabilizante suponiendo una unión rígida al elemento

$C_{\vartheta C,k}$ rigidez al giro de la unión entre la viga y el arriostramiento estabilizante

$C_{\vartheta D,k}$ rigidez al giro obtenida de un análisis de las distorsiones de la sección transversal de la viga

L_m longitud estable entre coacciones laterales adyacentes

L_k longitud estable entre coacciones a torsión adyacentes

L_s longitud estable entre rótulas plásticas y coacciones a torsión adyacentes

C_l coeficiente de modificación para distribución de los momentos

C_m coeficiente de modificación para gradiente lineal de los momentos

C_n coeficiente de modificación para gradiente no lineal de los momentos

a distancia entre el centro del elemento con las rótulas plásticas y el centro del elemento de arriostramiento

B_0 coeficiente

B_1 coeficiente

B_2 coeficiente

η cociente de valores críticos de esfuerzos axiles

i_s radio de giro respecto del centro de gravedad del elemento arriostrado

β_t relación entre el menor momento, en valor absoluto, en uno de los extremos del elemento y el momento mayor en el extremo opuesto

R_1 momento en un punto localizado del elemento

R_2 momento en un punto localizado del elemento

R_3 momento en un punto localizado del elemento

R_4 momento en un punto localizado del elemento

R_5 momento en un punto localizado del elemento

R_E momento en un punto localizado del elemento

R_s máximo valor del momento flector en cualquier punto de la longitud L_y

c coeficiente de canto variable

h_h canto adicional de la cartela o elemento de refuerzo

h_{max} canto máximo de la sección en la longitud L_y

h_{min} canto mínimo de la sección en la longitud L_y

h_s canto vertical de la sección no acartelada

L_h longitud de la cartela en la longitud L_y

L_y longitud entre coacciones

1.6 Convenio para los ejes

(1) El convenio para los ejes de los elementos es:

$x - x$ - directriz del elemento

$y - y$ - eje de la sección transversal

$z - z$ - eje de la sección transversal

(2) Para elementos metálicos, el convenio aplicado para los ejes de las secciones transversales es:

- generalmente:

  $y - y$ - eje de la sección paralelo a las alas

  $z - z$ - eje de la sección perpendicular a las alas

- para secciones angulares:

  $y - y$ - eje paralelo al lado más pequeño

  $z - z$ - eje perpendicular al lado más pequeño

- cuando sea necesario:

  $u - u$ - eje principal mayor (cuando no coincida con el eje $y - y$)

  $v - v$ - eje principal menor (cuando no coincida con el eje $z - z$)

(3) Los símbolos utilizados para las dimensiones y los ejes de los perfiles laminados se indican en la Figura 1.1.

(4) El convenio de ejes indicados en los subíndices de los momentos es: “Utilizar el eje sobre el cual actúa el momento”.

NOTA: Todas las reglas establecidas en este anejo se refieren a las propiedades de los ejes principales, los cuales se definen generalmente como los ejes $y - y$ y $z - z$, pero para secciones tales como angulares se definen por los ejes $u - u$ y $v - v$.

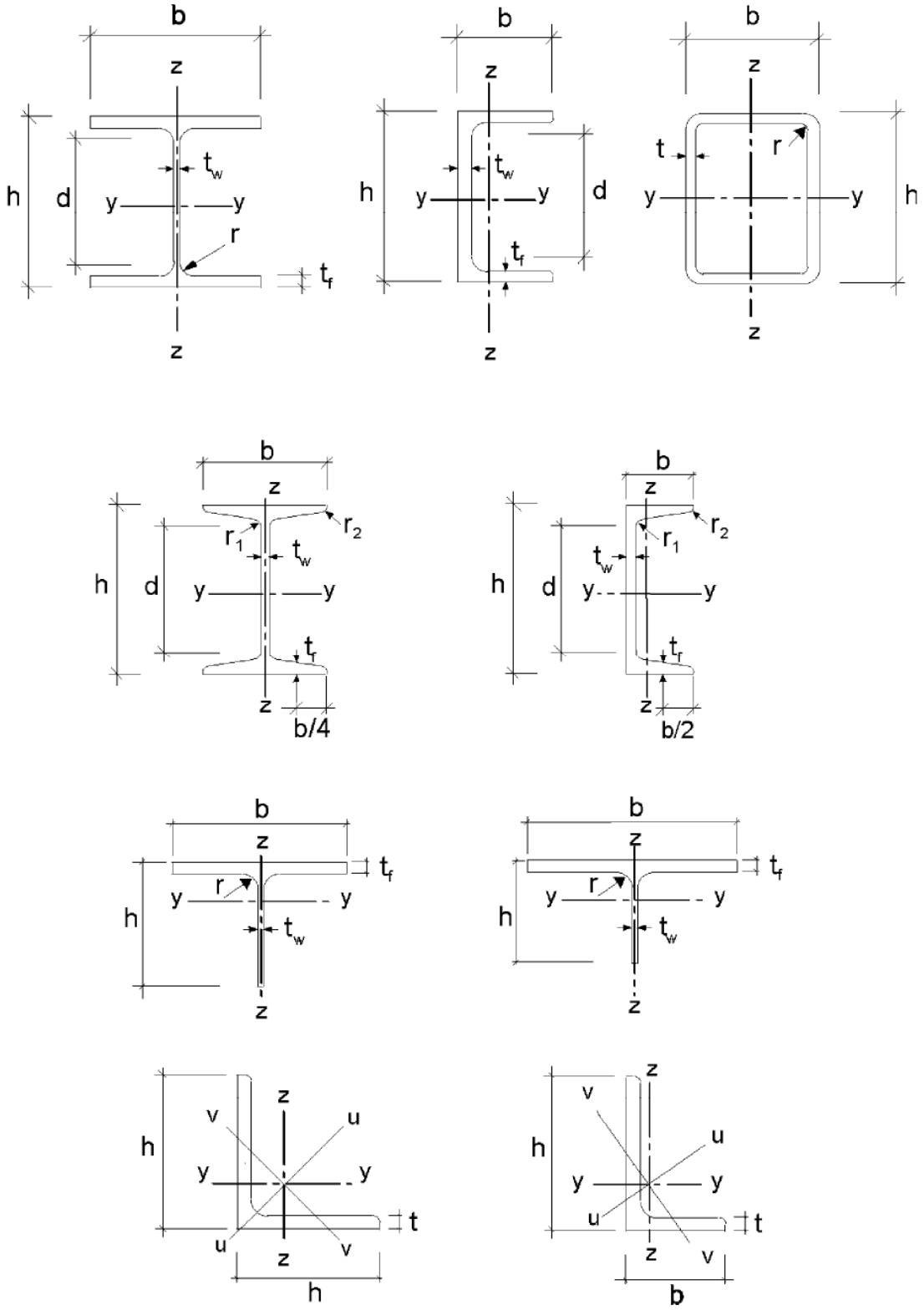


Figura 1.1: Dimensiones y ejes de las secciones

2. Bases de Cálculo

2.1 Requisitos

2.1.1 Requisitos básicos

(1) El proyecto de las estructuras de acero deberá estar de acuerdo con las reglas generales establecidas en el Anejo 18 o en la reglamentación específica vigente.

(2) También deberán aplicarse las disposiciones suplementarias para estructuras de acero dadas en este apartado.

(3) Deberán considerarse que se cumplen los requisitos básicos del del Artículo 5 del Código Estructural donde los cálculos de estados límite se combinen con el método de los coeficientes parciales y la combinación de acciones establecidas en el Anejo 18 junto con las acciones establecidas en la reglamentación específica vigente.

(4) Deberán aplicarse las reglas para resistencia, servicio y durabilidad establecidas en los Anejos 22 a 29.

2.1.2 Gestión de la fiabilidad

(1) Cuando se requieran distintos niveles de fiabilidad, éstos deberán ser acordes con el Capítulo 21 del Código Estructural y los Apéndices B y C del Anejo 18, con una elección apropiada de la gestión de la calidad en proyecto y ejecución, de acuerdo con los Capítulos 22 y 24 del Código Estructural.

2.1.3 Vida útil, durabilidad y resistencia

2.1.3.1 Generalidades

(1) Dependiendo del tipo de acción que afecte a la durabilidad y a la vida útil (véase el Anejo 18), las estructuras de acero deberán:

- calcularse contra la corrosión mediante:
  - protección apropiada de la superficie (de acuerdo al Artículo 96 del Código Estructural);
  - uso de acero pasivado;
  - uso de acero inoxidable (véase el Anejo 24)
- empleo de detalles adecuados para alcanzar suficiente resistencia a fatiga (véase el Anejo 27)
- calcularse frente a desgaste
- calcularse frente a acciones accidentales (véase la reglamentación específica vigente)
- inspeccionarse y mantenerse

2.1.3.2 Vida útil en edificación

(1) La vida útil deberá tomarse como el periodo de la estructura de un edificio en el que se espera que se le un determinado uso.

(2) Para las especificaciones de la vida útil previsto para cada edificio, véase la Tabla 2.1 del Anejo 18.

(3) Para aquellos elementos que no puedan proyectarse para el total de la vida útil del edificio, véase el apartado 2.1.3.3(3).

2.1.3.3 Durabilidad de los edificios

(1) Para garantizar la durabilidad, los edificios y sus componentes deberán calcularse tanto frente a acciones ambientales como a fatiga si fuera necesario o protegerlos de sus efectos.

(2) En aquellos casos en los que los defectos de deterioro del material, corrosión o fatiga sean relevantes, deberán tenerse en cuenta mediante la apropiada elección del material, véanse los Anejos 24 y 28; y para detalles constructivos véase el Anejo 27, o mediante redundancia estructural y la elección de un apropiado sistema de protección ante la corrosión.

(3) En aquellos edificios que contengan elementos que tengan que ser sustituidos (como apoyos en zonas de asientos), la posible reposición debe comprobarse como una situación de proyecto transitoria.

2.2 Principios de cálculo en estado límite

(1) La resistencia de las secciones y los elementos especificados en los Anejos 22 a 29 para los estados límite últimos como se definen en el apartado 3.3 del Anejo 18 están basados en ensayos en los que los materiales demuestran suficiente ductilidad como para aplicarles modelos de cálculo simplificados.

(2) La resistencia especificada en estos anejos podrá utilizarse en consecuencia cuando las condiciones de los materiales cumplan con el Apartado 3.

2.3 Variables básicas

2.3.1 Acciones y condiciones ambientales

(1) Las acciones a tener en cuenta en el cálculo de estructuras de acero, así como la combinación de estas acciones y los coeficientes parciales deberán tomarse de la reglamentación específica vigente.

NOTA 2B: Para cargas proporcionales para aproximación por incrementos, véase el Apéndice AB.1.

NOTA 3B: Para una distribución de cargas simplificadas, véase el Apéndice AB.2.

(2) Las acciones a considerar en la fase de construcción deberá tomarse de la normativa específica vigente.

(3) Cuando se necesite considerar los efectos debidos a asientos diferenciales o absolutos previstos, deberán utilizarse las mejores estimaciones de las deformaciones impuestas.

(4) Los efectos producidos por asientos irregulares, deformaciones impuestas u otras formas de tensiones impuestas durante la construcción deberán tenerse en cuenta como su valor nominal P_k como acciones permanentes y agrupadas con otras acciones permanentes G_k como una única acción ($P_k + G_k$).

(5) Las acciones de fatiga no definidas en la reglamentación específica vigente deberán determinarse de acuerdo al Apéndice A de Anejo 27 del Código Estructural.

2.3.2 Propiedades de los materiales y de los productos.

(1) Las propiedades de los materiales de acero y otros productos de la construcción y los parámetros geométricos que vayan a utilizarse en el proyecto deberán seguir las especificaciones de este Código Estructural.

2.4 Comprobación por el método de los coeficientes parciales

2.4.1 Valores de cálculo de las propiedades de los materiales

(1) Para el proyecto de las estructuras de acero, se utilizarán los valores característicos X_k o los valores nominales X_n de las propiedades de los materiales, según se indica en los Anejos 22 a 29 del Código Estructural.

2.4.2 Valores de cálculo de los parámetros geométricos

(1) Los parámetros geométricos de las secciones y de los sistemas pueden tomarse de las normas de producto armonizadas o de los planos de ejecución del Capítulo 21 del Código Estructural, tratados como valores nominales.

(2) Los valores de cálculo de las imperfecciones especificadas en esta norma son las imperfecciones geométricas equivalentes que tienen en cuenta los efectos de:

- imperfecciones geométricas dentro de las tolerancias geométricas admitidas por este Código Estructural;
- imperfecciones estructurales debidas a fabricación y montaje;
- tensiones residuales;
- variación del límite elástico.

2.4.3 Resistencias de cálculo

(1) Para estructuras de acero, son de aplicación las ecuaciones (6.6c) o (6.6d) del Anejo 18 del Código Estructural:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} = \frac{1}{\gamma_M} R_k(\eta_1 X_{k1}; \eta_i X_{ki}; a_d) \qquad (2.1)$$

donde:

R_k es el valor característico de la resistencia particular determinada con valores nominales o característicos para las propiedades del material y dimensiones

γ_M es el coeficiente parcial de seguridad

NOTA: Para las definiciones de $\eta_1, X_{k1}, \eta_i, X_{ki}$ y a_d véase el Anejo 18 del Código Estructural.

2.4.4 Comprobación del equilibrio estático

(1) El formato de fiabilidad de aplicación en situaciones de cálculo equivalentes al estado de equilibrio estático, como son el cálculo de anclajes permanentes o la comprobación del levantamiento de apoyos en vigas continuas, se adoptará de acuerdo a la legislación específica vigente.

2.5 Cálculo asistido por ensayos

(1) Las resistencias R_k para esta norma deberán calcularse siguiendo el Apéndice D del Anejo 18 del Código Estructural.

(2) Para las clases recomendadas de los coeficientes parciales constantes γ_{Mi}, los valores característicos se obtendrán por la fórmula:

$$R_k = \gamma_{Mi} R_d \qquad (2.2)$$

donde:

R_d son las resistencias de cálculo de acuerdo al Apéndice D del Anejo 18 del Código Estructural

γ_{Mi} son los coeficientes de seguridad

NOTA 1: Los valores numéricos de los coeficientes de seguridad γ_{Mi} se han determinado de forma que el valor de la resistencia característica sea de un cuantil del 5% para un número infinito de ensayos.

NOTA 2: Para valores característicos de la resistencia a fatiga y los coeficientes parciales de seguridad γ_{Mf} a fatiga, véase el Anejo 28 del Código Estructural.

NOTA 3: Para los valores característicos de la tenacidad de fractura para la comprobación de seguridad frente a rotura frágil, véase el Anejo 28 del Código Estructural.

(3) Cuando la resistencia característica de elementos prefabricados deba determinarse mediante ensayos, se seguirá el procedimiento indicado en (2).

3. Materiales

3.1 Generalidades

(1) Los valores nominales de las propiedades de los materiales presentados en este Apartado deberán adoptarse como valores característicos en los cálculos de proyecto.

(2) Este Anejo cubre los proyectos de estructuras de acero fabricadas con alguno de los aceros conformados que aparecen en el Artículo 83 del Código Estructural.

(3) Se tendrá en cuenta lo establecido en el Capítulo 18 de este Código Estructural.

3.2 Acero estructural

3.2.1 Propiedades del material

(1) Para acero estructural los valores nominales del límite elástico f_y y de la tensión de rotura f_u adoptados pueden ser obtenidos:

a) adoptando los valores $f_y=R_{eh}$ y $f_u=R_m$ de acuerdo al Capítulo 18 del Código Estructural.

b) usando los valores del Artículo 83 del Código Estructural.

3.2.2 Requisitos de ductilidad

(1) Para aceros se exige una ductilidad mínima que deberá expresarse en límites que se definen en el apartado 82.3 del Código Estructural.

(2) Los aceros indicados en el Artículo 83 del Código Estructural deberá aceptarse que cumple estos requisitos.

3.2.3 Tenacidad de fractura

Sin perjuicio de lo establecido en el apartado 82.5.4 del Código Estructural, se tendrán en cuenta los siguientes aspectos.

(1) El material deberá tener suficiente tenacidad a fractura como para evitar roturas frágiles de los elementos traccionados a la temperatura mínima de servicio estimada durante la vida útil de la estructura.

La temperatura mínima de servicio a considerar puede tomarse como la temperatura mínima absoluta registrada en el lugar de emplazamiento de la estructura durante los 50 años anteriores.

A falta de otros datos, pueden tomarse los valores publicados por el Instituto Nacional de Meteorología para la estación más cercana al emplazamiento, restando 0,5ºC por cada 100 metros de aumento de altitud, o sumando 0,5ºC por cada 100 metros de reducción de altitud.

(2) No serán necesarias más comprobaciones de la fragilidad de la fractura si se cumplen las condiciones indicadas en el Anejo 28 del Código Estructural para la temperatura mínima.

(3) Para elementos sometidos a compresión en edificación, deberá tomarse una tenacidad mínima adecuada.Se utilizará el valor establecido en la Tabla 2.1 del Anejo 28 del Código Estructural, para el caso de $\sigma_{Ed} = 0{,}25\ f_y(t)$, si bien se limita su empleo a aceros S 460 o de menor límite elástico.

(4) Para la selección de aceros en elementos galvanizados en caliente véase la norma UNE-EN ISO 1461.

Tabla 3.1 Valores nominales del límite elástico y de la tensión de rotura para acero estructural laminado en caliente y perfiles tubulares.

Norma y tipo de acero	Espesor nominal t (mm)			
	$t \leq 40$		$40 \leq t \leq 80$	
	f_y (N/mm^2)	f_u (N/mm^2)	f_y (N/mm^2)	f_u (N/mm^2)
UNE-EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550
UNE-EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNE-EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
UNE-EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
UNE-EN 10025-6				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550
UNE-EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
UNE-EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 460 NH/NLH	460	550		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

3.2.4 Propiedades en el sentido del espesor

(1) Se tendrá en cuenta lo establecido en el Apartado 83.2.5 de este Código Estructural.

NOTA 1: La guía para la elección de las propiedades en el sentido del espesor se proporciona en el Anejo 28 del Código Estructural.

NOTA 2B: Debe prestarse especial atención en uniones soldadas viga-columna y en chapas de testa soldadas con tracciones en el sentido del espesor.

3.2.5 Tolerancias

(1) Las tolerancias de dimensiones y masa de secciones de acero laminado, perfiles tubulares estructurales y chapas deberán estar de acuerdo con este Código Estructural y con el Documento de Evaluación Europeo (DEE) correspondiente, salvo que se prescriban tolerancias más exigentes.

(2) Para componentes soldados, deberán aplicarse las tolerancias que se establecen en este Código.

(3) Se deben utilizar los valores nominales de las dimensiones para el cálculo y análisis estructural.

3.2.6 Valores de cálculo de los coeficientes de los materiales

(1) Los valores de cálculo de los coeficientes de los materiales para los aceros estructurales contemplados en este anejo deben tomarse como se indica a continuación:

- Módulo de elasticidad $E = 210.000\ N/mm^2$
- Módulo de elasticidad transversal $G = \frac{E}{2(1+\upsilon)} \approx 81.000 N/mm^2$
- Coeficiente de Poisson en régimen elástico $\upsilon = 0{,}3$
- Coeficiente de dilatación térmica lineal $\alpha = 12x10^{-6}[K^{-1}](paraT \leq 100\ °C)$

NOTA: Para el cálculo de los efectos estructurales que produce una diferencia de temperaturas en estructuras mixtas según los Anejos 30 a 32 del Código Estructural, se toma como valor coeficiente de dilatación térmica lineal $\alpha = 10x10^{-6}[K^{-1}]$.

3.3 Dispositivos de unión

3.3.1 Fijaciones

(1) Los requisitos relativos a las fijaciones se establecen en el Anejo 26 del Código Estructural.

3.3.2 Material de aporte en soldaduras

(1) Los requisitos relativos al material de aporte de la soldadura se establecen en el Anejo 26 del Código Estructural.

3.4 Otros productos prefabricados para edificación

(1) Cualquier elemento de construcción acabado o semi-acabado empleado en el proyecto de estructuras de edificios debe cumplir lo establecido en este Código Estructural.

4. Durabilidad

(1) Los requisitos fundamentales concernientes a la durabilidad se establecen en el Capítulo 19 del Código Estructural.

(2) Los medios de ejecución del tratamiento de protección realizados "*in situ*" o fuera de la obra deberán estar de acuerdo con el Artículo 86 del Código Estructural. .

(3) Las zonas susceptibles a corrosión, desgaste mecánico o fatiga deben proyectarse de forma tal que la inspección, el mantenimiento y la reconstrucción puedan llevarse a cabo satisfactoriamente y que el acceso en servicio sea posible para inspección y mantenimiento.

(4) En el caso de estructuras de edificación, normalmente no es necesario considerar la fatiga, salvo en los siguientes casos:

a) Elementos de soporte de dispositivos de elevación o cargas de rodadura.

b) Elementos sometidos tensiones cíclicas producidas por maquinaria vibratoria.

c) Elementos sometidos a vibraciones producidas por el viento.

d) Elementos sometidos a vibraciones producidas por aglomeración de personas.

(5) Para aquellos elementos que no puedan inspeccionarse, los efectos eventuales de la corrosión deberán considerarse de manera apropiada.

(6) La aplicación de una protección ante la corrosión no es necesaria en estructuras de edificación interiores, siempre que la humedad relativa interna no supere 80%.

5. Análisis estructural

5.1 Modelización de la estructura para el análisis

5.1.1 Modelización estructural e hipótesis básicas

(1) El análisis estructural debe basarse en modelos de cálculo de la estructura que sean adecuados para el estado límite considerado.

(2) El modelo de cálculo y las hipótesis básicas para los cálculos deben reflejar el comportamiento estructural en el estado límite correspondiente con una precisión adecuada, así como reflejar el tipo de comportamiento esperado de la sección, los elementos, las uniones y los apoyos.

(3) El método utilizado para el análisis debe ser coherente con las hipótesis de cálculo adoptadas.

(4) Véase también el Anejo 25 del Código Estructural para el modelo de cálculo e hipótesis fundamentales para los componentes en edificación.

NOTA: Los cables y tirantes no están considerados en este anejo.

COMENTARIO:

En el ámbito de los Eurocódigos, la norma UNE-EN 1993-1-11 proporciona reglas de proyecto para estructas con componentes de cables y tirantes.

5.1.2 Modelización de uniones

(1) Generalmente, se pueden despreciar los efectos del comportamiento de las uniones sobre la distribución de las solicitaciones en una estructura, así como dichos efectos sobre las deformaciones globales de la estructura. Por el contrario, deben considerarse estos efectos cuando sean significativos (por ejemplo en el caso de uniones semi-continuas), véase el Anejo 26 del Código Estructural.

(2) Para determinar si se deben tener en cuenta en el análisis los efectos del comportamiento de las uniones, se pueden distinguir tres tipos de uniones siguientes, véase el apartado 5.1.1 del Anejo 26 del Código Estructural:

- articulada, para la cual se puede suponer que la unión no transmite momentos flectores;
- continua, para la cual se puede suponer que el comportamiento de la unión no tiene efectos sobre el análisis;
- semi-continua, para la cual es necesario tener en cuenta el comportamiento de la unión en el análisis.

(3) El Anejo 26 del Código Estructural recoge los requisitos para los distintos tipos de uniones.

5.1.3 Interacción suelo-estructura

(1) Las propiedades de deformación de los apoyos deben considerarse en el análisis cuando sus efectos sean significativos.

COMENTARIOS:

En el ámbito de los Eurocódigos, la norma UNE-EN 1997 recoge disposiciones adicionales indicaciones para el cálculo de la interacción suelo-estructura.

5.2 Análisis global

5.2.1 Efectos de la geometría deformada de la estructura

(1) En general, las solicitaciones se pueden obtener utilizando uno de los dos métodos siguientes:

- un análisis de primer orden, con la geometría inicial de la estructura; o
- un análisis de segundo orden, teniendo en cuenta la influencia de la deformación de la estructura.

(2) Los efectos de la geometría deformada (efectos de segundo orden) deben tenerse en cuenta si incrementan significativamente los efectos de las acciones o modifican significativamente el comportamiento estructural.

(3) Si el incremento de las solicitaciones o cualquier otro cambio en el comportamiento estructural producido por las deformaciones puede despreciarse, se puede utilizar el análisis de primer orden en la estructura, si se cumple el siguiente criterio:

$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10$ para el análisis elástico

$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15$ para el análisis plástico

(5.1)

donde:

α_{cr} es el coeficiente por el que es necesario multiplicar las cargas de cálculo para producir una inestabilidad elástica del modo de pandeo global de la estructura

F_{Ed} es la carga de cálculo que actúa sobre la estructura

F_{cr} es la carga crítica de pandeo elástico que produce una inestabilidad del modo de pandeo global, calculada con las rigideces elásticas iniciales

NOTA: En la ecuación (5.1) se establece un límite mayor de α_{cr} para el análisis plástico, debido a que el comportamiento estructural puede verse afectado por las propiedades no lineales de los materiales en el estado límite último (por ejemplo donde un pórtico forma rótulas plásticas con redistribución de momentos o cuando se produzcan deformaciones no lineales de uniones semirrígidas).

(4) Los pórticos de cubiertas poco inclinadas y los pórticos planos convencionales en edificación se pueden comprobar, frente a un modo de fallo traslacional, utilizando un análisis de primer orden, si se cumple el criterio (5.1) para todas las plantas. En estas estructuras, el término α_{cr} se puede calcular con la siguiente fórmula aproximada, siempre que el esfuerzo axil de compresión en los dinteles no sea significativo.

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}}\right)\left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}}\right) \quad (5.2)$$

donde:

H_{Ed} es el valor de cálculo de la resultante horizontal de las cargas horizontales reales y ficticias en el nivel inferior de la planta, véase el apartado 5.3.2 (7)

V_{Ed} es el valor de cálculo de la carga vertical total en el nivel inferior de la planta

$\delta_{H,Ed}$ es el desplazamiento horizontal relativo del nivel superior de la planta con respecto al nivel inferior de la planta, cuando la estructura está sometida a las cargas horizontales de cálculo (como el viento) y a las cargas horizontales ficticias aplicadas en cada forjado.

h es la altura de la planta

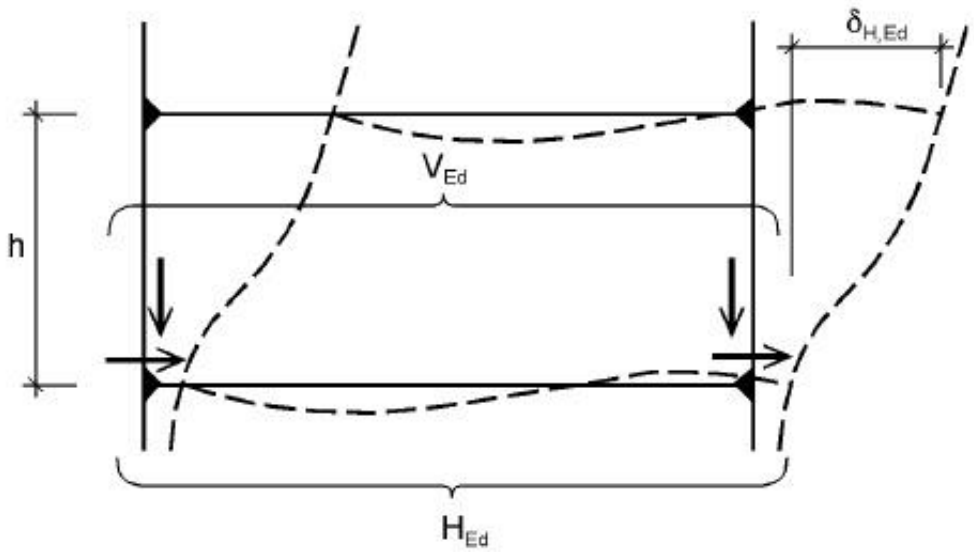


Figura 5.1: Notación para el epígrafe 5.2.1 (2)

NOTA 1: Para la aplicación de (4), en ausencia de información más detallada, se puede suponer que la pendiente de una cubierta es baja si no supera la relación 1:2 (26º).

NOTA 2: Para la aplicación de (4), en ausencia de información más detallada, se puede suponer que el esfuerzo axil de compresión en las vigas o correas es significativo si:

$$\bar{\lambda} \geq 0{,}3\sqrt{\frac{Af_y}{N_{Ed}}} \quad (5.3)$$

donde:

N_{Ed} es el valor de cálculo para la fuerza de compresión axial

$\bar{\lambda}$ es la esbeltez adimensional en el plano de cálculo de las vigas o correas considerado, obtenida a partir de su longitud real y bajo la hipótesis de extremos articulados.

(5) Se deben tener en cuenta los efectos del arrastre por cortante y del pandeo local sobre la rigidez si influyen de forma significativa en el análisis global, véase el Anejo 25 del Código Estructural.

NOTA: Para secciones soldadas y perfiles laminados de dimensiones similares, los efectos del arrastre por cortante pueden despreciarse.

(6) Los efectos sobre el análisis global del deslizamiento en los agujeros y otras deformaciones similares en los dispositivos de ensamblaje, tales como pernos y barras de anclaje, se deben considerar cuando sean significativos.

5.2.2 Estabilidad estructural de los pórticos

(1) Si, de acuerdo con el apartado 5.2.1, se ha considerado la deformación de la estructura, deben aplicarse las disposiciones (2) a (6) para considerar dichos efectos y comprobar la estabilidad estructural.

(2) La comprobación de la estabilidad de los pórticos o sus partes debe realizarse considerando las imperfecciones y los efectos de segundo orden.

(3) En función del tipo de pórtico y del tipo de análisis global, se pueden tratar los efectos de segundo orden y las imperfecciones por uno de los siguientes métodos:

a) considerando ambos en su totalidad, por medio del análisis global,

b) considerándolos en parte por el análisis global y en parte por la comprobación individual de la estabilidad de los elementos aislados, de acuerdo con el apartado 6.3,

c) para ciertos casos básicos, mediante comprobaciones individuales de la estabilidad en elementos aislados equivalentes, según se establece en el apartado 6.3, utilizando las longitudes de pandeo adecuadas con el modo de pandeo global de la estructura.

(4) Los efectos de segundo orden pueden considerarse mediante un análisis adecuado de la estructura (incluyendo procedimientos paso a paso u otros iterativos). En el caso de pórticos en los que el primer modo de pandeo traslacional sea predominante, debe realizarse un análisis elástico en primer orden, con la posterior amplificación de los efectos de las acciones correspondientes (por ejemplo los momentos flectores), por medio de coeficientes adecuados.

(5) En pórticos de una sola planta en edificación, proyectados a partir de un análisis elástico global, se pueden considerar los efectos de segundo orden de deformación lateral debidos a cargas verticales, multiplicando las cargas horizontales H_{Ed} (como el viento), las cargas equivalentes $V_{Ed}\Phi$ debidas a las imperfecciones (véase el apartado 5.3.2 (7)), así como otros posibles efectos de deformación lateral obtenidos con la teoría de primer orden, por el factor:

$$\frac{1}{1-1/\alpha_{cr}} \qquad (5.4)$$

siempre que $\alpha_{cr} \geq 3{,}0$,

donde

α_{cr} puede calcularse de acuerdo con la fórmula (5.2) del epígrafe 5.2.1(4), siempre que la pendiente de la cubierta sea baja y la compresión en vigas o correas no sea significativa, como se define en 5.2.1(4).

NOTA B: Para $\alpha_{cr} < 3{,}0$ deberá realizarse un análisis de segundo orden más preciso.

(6) Para pórticos de varias plantas, los efectos de segundo orden pueden calcularse por medio del método establecido en 5, siempre y cuando todas las plantas del edificio sean similares en cuanto a:

- la distribución de cargas verticales,
- la distribución de cargas horizontales,
- la distribución de rigidez estructural a los efectos de las cargas horizontales.

NOTA B: Para las limitaciones de este método, véase además 5.2.1(4).

(7) De acuerdo con (3), la estabilidad individual de los elementos debe comprobarse de acuerdo a lo que se indica a continuación:

a) si los efectos de segundo orden en los elementos y las imperfecciones locales apropiadas de los elementos (ver el apartado 5.3.4) son considerados totalmente en el análisis global de la estructura, no es necesario realizar una comprobación de estabilidad individual de los elementos según el apartado 6.3,

b) si los efectos de segundo orden en los elementos o algunas imperfecciones locales de los elementos (por ejemplo imperfecciones del elemento para el pandeo por flexión y/o para el pandeo lateral, véase el apartado 5.3.4) no se consideran totalmente en el análisis global, deberá comprobarse la estabilidad individual de los elementos según los criterios dados en 6.3 para los efectos no incluidos en el análisis global. Esta comprobación debe considerar las solicitaciones de conectividad en los extremos extraídas del análisis global de la estructura efectuado, incluyendo cuando sea apropiado los efectos de segundo orden y las imperfecciones globales (véase el apartado 5.3.2), y la misma puede basarse en una longitud de pandeo igual a la longitud entre ejes.

(8) Cuando la estabilidad de un pórtico se evalúe mediante la comprobación con el método del soporte equivalente según el apartado 6.3, los valores de las longitudes de pandeo deben basarse en el modo de pandeo global de la estructura, teniendo en cuenta la rigidez de los elementos y de las uniones, la presencia de rótulas plásticas y la distribución de esfuerzos axiles de compresión bajo las cargas de cálculo. En este caso, los esfuerzos internos utilizados en la comprobación de resistencia se calcularán según la teoría de primer orden, sin considerar las imperfecciones.

5.3 Imperfecciones

5.3.1 Bases

(1) El análisis estructural debe considerar los efectos de las imperfecciones, incluyendo las tensiones residuales y las imperfecciones geométricas, tales como la

falta de verticalidad, de rectitud, de horizontalidad o de ajuste, así como cualquier otra excentricidad menor presente en las uniones de la estructura no cargada.

(2) En general, deben utilizarse las imperfecciones geométricas equivalentes, véanse los apartados 5.3.2 y 5.3.3, cuyos valores representan los posibles efectos de todos los tipos de imperfecciones, salvo si esos efectos se incluyen en las fórmulas de resistencia utilizadas para el cálculo del elemento, véase 5.3.4.

(3) Deben tenerse en cuenta las siguientes imperfecciones:

a) imperfecciones globales para los pórticos y los sistemas de arriostramiento

b) imperfecciones locales para los elementos aislados

5.3.2 Imperfecciones para el análisis global de pórticos

(1) La forma considerada de las imperfecciones globales y locales pueden obtenerse a partir del modo de pandeo elástico de la estructura en el plano de pandeo considerado.

(2) Deberá considerarse en la forma y sentido más desfavorable tanto el pandeo dentro del plano como el pandeo fuera del plano incluyendo el pandeo por torsión con los modos simétrico y asimétrico.

(3) Para los pórticos sensibles al pandeo en un modo traslacional, deberá tenerse en cuenta el efecto de las imperfecciones en el análisis de la estructura a través de una imperfección equivalente bajo la forma de un defecto de verticalidad inicial global y de imperfecciones locales en arco de los elementos. Las imperfecciones pueden determinarse como sigue:

a) Imperfecciones de pandeo iniciales y globales, véase la Figura 5.2:

$$\Phi = \Phi_0 \alpha_h \alpha_m \qquad (5.5)$$

donde:

Φ_0 es el valor de base: $\Phi_0 = 1/200$

α_h es el factor de reducción por la altura h, aplicable a los soportes:

$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}$ con $\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1{,}0$

h es la altura de la estructura (en metros)

α_m es el coeficiente de reducción por el número de soportes en una fila:

$$\alpha_m = \sqrt{0{,}5\left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

m es el número de soportes en una fila, incluyendo únicamente aquellos que se encuentren solicitados una carga vertical N_{Ed}, superior o igual al 50% del valor medio de la carga por soporte en el plano vertical considerado

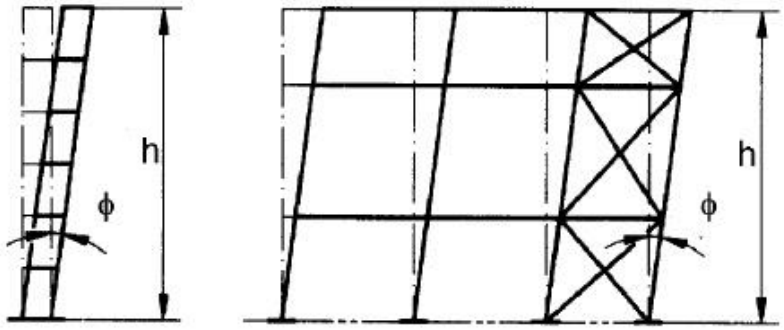


Figura 5.2: Imperfecciones equivalentes de verticalidad

b) imperfecciones iniciales locales en arco e_0 de los elementos parara el pandeo por flexión definidos por

$$e_0/L \tag{5.6}$$

donde L es la longitud del elemento

Los valores de $\mathrm{e_0/L}$ a utilizar se proporcionan en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1: Valores de cálculo de la imperfección inicial local por curvatura e_0/L

Curva de pandeo según la Tabla 6.1	Análisis elástico	Análisis plástico
	e_0/L	e_0/L
a_0	$1/350$	$1/300$
a	$1/300$	$1/250$
b	$1/250$	$1/200$
c	$1/200$	$1/150$
d	$1/150$	$1/100$

(4) Para pórticos en edificación, las imperfecciones de verticalidad se pueden despreciar cuando:

$$H_{Ed} \geq 0{,}15 V_{Ed} \tag{5.7}$$

(5) Para la determinación de fuerzas horizontales que se ejercen sobre un diafragma de forjado en edificación, debe aplicarse la configuración de las imperfecciones que se muestra en la Figura 5.3, donde Φ es una imperfección traslacional obtenida a partir del apartado 5.5, suponiendo una única planta de altura h, véase 3a).

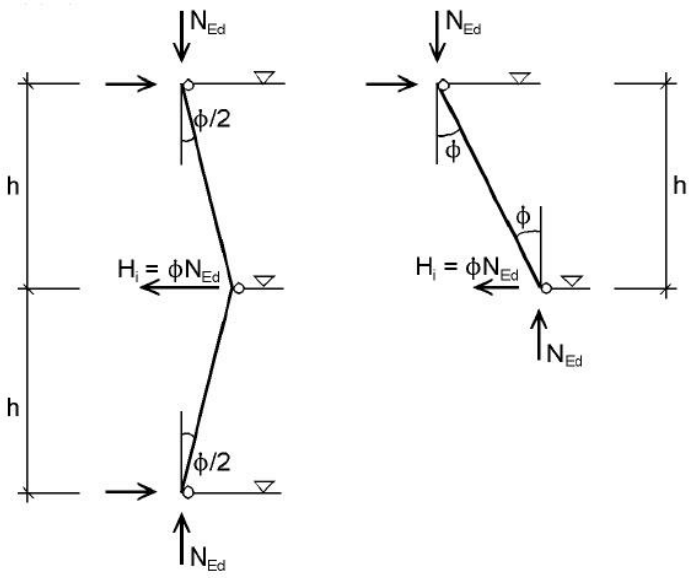


Figura 5.3: Configuración de las imperfecciones de verticalidad Φ para la obtención de fuerzas horizontales a nivel de un diafragma de un forjado

(6) Cuando se realiza el análisis global de la estructura para determinar las solicitaciones en extremos de barras para ser utilizados en las verificaciones de las mismas según 6.3, las imperfecciones iniciales locales en arco podrán despreciarse. Sin embargo, en el caso de estructuras sensibles a los efectos de segundo orden deben introducirse en el análisis de la estructura en adición a las imperfecciones locales en arco para cada elemento comprimido para la cual las dos condiciones siguientes se cumplen:

- al menos en un extremo hay una unión que transmita momentos
- $\bar{\lambda} > 0{,}5\sqrt{\frac{Af_y}{N_{Ed}}}$ (5.8)

donde:

N_{Ed} es el valor de cálculo del esfuerzo axil de compresión

$\bar{\lambda}$ es la esbeltez adimensional en el plano de la estructura, calculada considerando el elemento articulado en sus extremos

NOTA: Las imperfecciones locales en arco se deben tener en cuenta en las comprobaciones de los elementos, véanse 5.2.2(3) y 5.3.4.

(7) Los efectos de las imperfecciones iniciales de verticalidad y de las imperfecciones locales en arco pueden sustituirse por sistemas equivalentes de fuerzas, introducidas en cada soporte, véanse las Figuras 5.3 y 5.4.

Imperfecciones iniciales de verticalidad Imperfecciones iniciales en arco

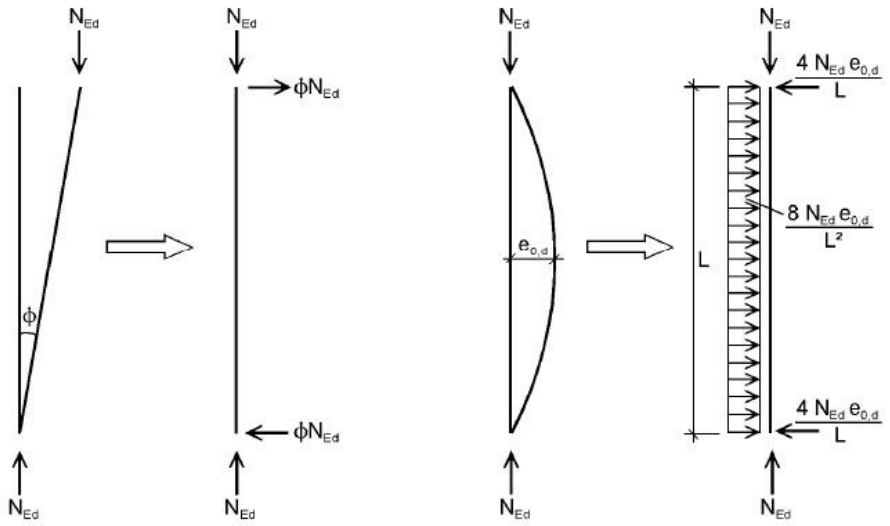
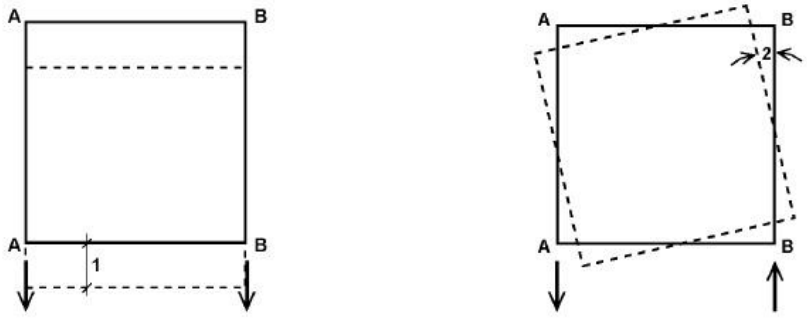


Figura 5.4: Sustitución de las imperfecciones iniciales por fuerzas equivalentes horizontales

(8) Estas imperfecciones por verticalidad iniciales deben considerarse en todas las direcciones horizontales correspondientes, pero únicamente en una dirección a la vez.

(9) Cuando se utilicen fuerzas equivalentes para el análisis de pórticos de edificios de múltiples plantas, dichas fuerzas deben aplicarse en cada nivel de forjado y de cubierta.

(10) Deben considerarse igualmente los efectos de torsión en la estructura, producidos por inclinaciones asimétricas en dos caras opuestas, véase la Figura 5.5:



(a) Las caras A-A y B-B se desplazan en la misma dirección

(b) Las caras A-A y B-B se desplazan en direcciones opuestas

Leyenda
1 Deformación de traslación
2 Deformación por torsión

Figura 5.5: Efectos de torsión y traslacionalidad (vista en planta)

(11) Como alternativa a las disposiciones (3) y (6), la forma del modo crítico de pandeo elástico η_{cr} de la estructura puede aplicarse como una imperfección única global y local. La amplitud de esta imperfección puede obtenerse mediante:

$$\eta_{init} = e_0 \frac{N_{cr}}{EI \cdot \eta''_{cr,max}} \eta_{cr} = \frac{e_0}{\bar{\lambda}^2} \frac{N_{Rk}}{EI \cdot \eta''_{cr,max}} \eta_{cr} \quad (5.9)$$

donde:

$$e_0 = \alpha\left(\bar{\lambda} - 0{,}2\right) \frac{M_{Rk}}{N_{Rk}} \frac{1 - \frac{\chi \bar{\lambda}^2}{\gamma_{M1}}}{1 - \chi \bar{\lambda}^2} \quad \text{para } \bar{\lambda} > 0{,}2 \quad (5.10)$$

$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}}$ es la esbeltez relativa de la estructura (5.11)

α es el coeficiente de imperfección para la curva de pandeo correspondiente, véanse las Tablas 6.1 y 6.2

χ es el coeficiente de reducción para la curva de pandeo correspondiente, que depende de la sección, véase el apartado 6.3.1

$\alpha_{ult,k}$ es el coeficiente mínimo por el que hay que multiplicar la configuración del axil N_{Ed} en los elementos para alcanzar la resistencia característica N_{Rk} de la sección más tensionada axialmente, sin tener en cuenta el pandeo

α_{cr} es el coeficiente mínimo por el que hay que multiplicar la configuración del axil N_{Ed} en los elementos para alcanzar el pandeo elástico crítico

M_{Rk} es la resistencia característica a flexión de la sección crítica, por ejemplo $M_{el,Rk}$ o $M_{pl,Rk}$, según corresponda

N_{Rk} es la resistencia característica a esfuerzo axil de la sección, por ejemplo $N_{pl,Rk}$

$EI\eta''_{cr,max}$ es el momento flector producido por la deformada η_{cr} en la sección crítica

η_{cr} es la deformada del modo crítico de pandeo elástico.

NOTA 1: Para el cálculo de los coeficientes de amplificación $\alpha_{ult,k}$ y α_{cr} se puede considerar que los elementos de la estructura se encuentra solicitados únicamente por los axiles de cálculo N_{Ed} resultantes de un análisis elástico de primer orden de la estructura para las cargas de cálculo.

5.3.3 Imperfecciones para el análisis de los sistemas de arriostramiento

(1) Para el análisis de los sistemas de arriostramiento utilizados para asegurar la estabilidad lateral a lo largo de las vigas o de los elementos comprimidos, los efectos de las imperfecciones deben tenerse en cuenta por medio de imperfecciones geométricas equivalentes de los elementos a estabilizar, bajo la forma de una imperfección inicial en arco:

$$e_o = \alpha_m L/500 \quad (5.12)$$

donde:

L es el vano libre del sistema de arriostramiento y

$$\alpha_m = \sqrt{0{,}5\left(1+\frac{1}{m}\right)}$$

en la que m es el número de elementos a estabilizar.

(2) Por comodidad, los efectos de las imperfecciones iniciales en arco de los elementos a estabilizar por un sistema de arriostramiento, pueden sustituirse por una fuerza estabilizadora, como se muestra en la Figura 5.6:

$$q_d = \sum N_{Ed}\, 8\frac{e_0+\delta_q}{L^2} \qquad (5.13)$$

donde:

δ_q es la flecha del sistema de arriostramiento en el plano de estabilización, debida a una q más todas las cargas externas calculadas en el análisis de primer orden

NOTA: δ_q puede considerase como nula si se aplica la teoría de segundo orden.

(3) Cuando el sistema de arriostramiento sea necesario para estabilizar el ala comprimida de una viga de canto constante, la fuerza N_{Ed} en la Figura 5.6 puede obtenerse por:

$$N_{Ed} = M_{Ed}/h \qquad (5.14)$$

donde:

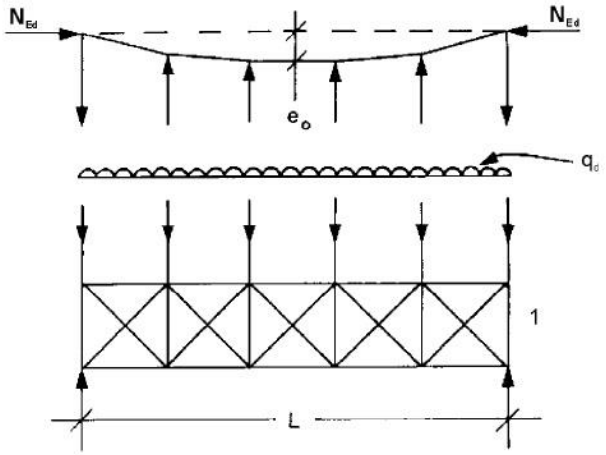
M es el momento máximo sobre la viga

h es el canto total de la viga

NOTA: Deberá incluirse parte de la fuerza de compresión cuando una viga esté sometida a una compresión externa N_{Ed}.

(4) En aquellos puntos en los que la viga y elemento comprimido se unan, deberá comprobarse también que el sistema de arriostramiento es capaz de resistir una fuerza local igual a $\alpha_m N_{Ed}/100$ aplicada en él por cada viga o elemento comprimido que tenga una unión en el punto que la posea, y transmitir esa fuerza a puntos adyacentes en los que la viga o el elemento comprimido estén arriostrados, véase la Figura 5.7.

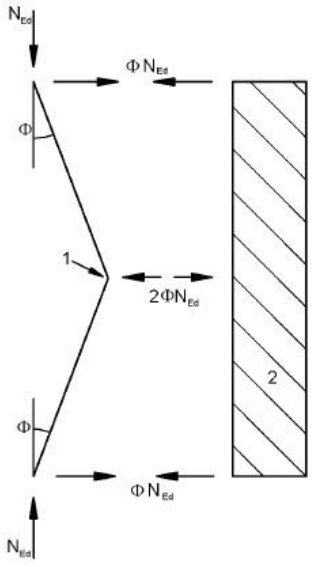
(5) Para la comprobación descrita en (4), cualquier carga exterior actuante sobre los sistemas de arriostramiento debe incluirse, pero las fuerzas debidas a la imperfección que se establece en (1) pueden despreciarse.



Leyenda
e_0 imperfección
q_d fuerza equivalente por unidad de longitud
1 sistema de arriostramiento

La fuerza N_{Ed} se supone uniforme sobre la luz L del sistema de arriostramiento. Para esfuerzos no uniformes, esta hipótesis es ligeramente conservadora.

Figura 5.6: Fuerza estabilizadora equivalente



$$\phi = \alpha_m \phi_0 : \phi_0 = 1/200$$

$$2\phi N_{Ed} = \alpha_m N_{Ed}/100$$

Leyenda
1 Unión de continuidad
2 Sistema de arriostramiento

Figura 5.7: Fuerzas de arriostramiento en las uniones de continuidad de elementos comprimidos

5.3.4 Imperfecciones de los elementos

(1) Los efectos de las imperfecciones locales en arco de los elementos se incluyen en las fórmulas dadas para la comprobación de la resistencia a pandeo del elemento, véase el apartado 6.3.

(2) Deben considerarse las imperfecciones e_0 de los elementos comprimidos, de acuerdo con 5.3.2 (3)b, 5.3.2 (5) o 5.3.2 (6), cuando la estabilidad de los elementos se tenga en cuenta mediante un análisis de segundo orden, según 5.2.2 (7)a).

(3) Las imperfecciones pueden adoptarse como $ke_{0,d}$ para el análisis de segundo orden, teniendo en cuenta el pandeo lateral por torsión de un elemento sometido a flexión, donde $e_{0,d}$ es la imperfección inicial en arco según el eje más débil del perfil considerado y $k = 0{,}5$. Generalmente, no es necesario incluir las imperfecciones de torsión.

5.4 Métodos de análisis considerando la no linealidad de los materiales

5.4.1 Generalidades

(1) Las solicitaciones pueden determinarse utilizando tanto:

a) un análisis global elástico como

b) un análisis global plástico.

NOTA: Para los análisis por el método de elementos finitos, véase el Anejo 25 del Código Estructural.

(2) El análisis global elástico puede utilizarse en todos los casos.

(3) El análisis global plástico puede utilizarse únicamente cuando la estructura posea una capacidad de giro suficiente en las secciones donde se producen realmente rótulas plásticas, tanto si se trata de elementos como de uniones. Cuando la rótula plástica se produzca en un elemento, la sección del mismo debe ser bisimétrica, o simple con un plano de simetría coincidente con el plano de rotación de la rótula plástica, debiendo además satisfacer los requisitos que se establecen en el apartado 5.6. Cuando la rótula plástica se desarrolle en una unión, la unión deberá tener suficiente resistencia para asegurar que la rótula permanezca en el elemento o sea capaz de mantener la resistencia plástica con la rotación suficiente, véase el Anejo 26 del Código Estructural.

(4) Cuando a partir de un análisis elástico, las vigas continuas en edificación presenten picos de momentos que no superen en más del 15% la resistencia plástica a flexión de la sección correspondiente, resulta posible, bajo las condiciones posteriormente enunciadas, redistribuir en el resto de la viga la parte en exceso de dichos picos de momentos, procediéndose así, de forma simplificada, a una redistribución plástica limitada. Para ello, deben satisfacerse las siguientes condiciones:

a) las solicitaciones en la estructura permanecen en equilibrio con las cargas aplicadas, y

b) las secciones de todos los elementos cuyos momentos son reducidos son de Clase 1 o 2 véase el apartado 5.5, y

c) se evita el pandeo lateral por torsión de los elementos.

5.4.2 Análisis global elástico

(1) El análisis global elástico deberá basarse en hipótesis de comportamiento tensión-deformación lineal del material a cualquier nivel de tensiones.

NOTA: Para la elección de modelos de uniones semi-rígidas véase el apartado 5.1.2 desde (2) hasta (4).

(2) Las solicitaciones internas pueden calcularse de acuerdo con un análisis global elástico incluso si la resistencia de la sección se basa en su resistencia plástica, véase 6.2.

(3) El análisis elástico global puede también aplicarse en secciones cuyas resistencias se limiten por abolladura local, véase el apartado 6.2.

5.4.3 Análisis global plástico

(1) El análisis plástico global considera los efectos no lineales del material en el cálculo de los efectos de las acciones sobre un sistema estructural. El comportamiento deberá modelarse por uno de los siguientes métodos:

- por un análisis elasto-plástico en el que las secciones y/o uniones plastificadas se modelizan como rótulas plásticas,
- por un análisis plástico no lineal considerando la plastificación parcial de los elementos a lo largo de las zonas plásticas,
- por un análisis rígido-plástico en el que se desprecia el comportamiento elástico entre rótulas.

(2) El análisis global plástico puede aplicarse cuando los elementos tengan suficiente capacidad de giro para permitir las redistribuciones requeridas de los momentos flectores desarrollados, véanse los apartados 5.5 y 5.6.

(3) El análisis lineal plástico deberá aplicarse únicamente cuando la estabilidad de los elementos en las secciones de las rótulas plásticas puedan asegurarse, véase el apartado 6.3.5.

(4) La relación bilineal tensión-deformación indicada en la Figura 5.8 puede utilizarse para todos los tipos de acero de construcción especificados en el apartado 3. También, podrá adoptarse una relación más precisa, véase el Anejo 25 del Código Estructural.

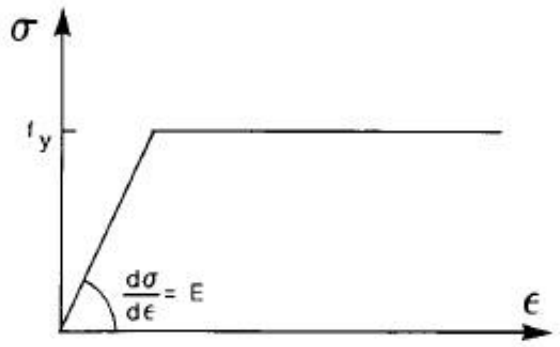


Figura 5.8: Relación bilineal tensión-deformación

(5) Podrá aplicarse el análisis rígido-plástico, si no se tienen que considerar los efectos de la geometría deformada (por ejemplo, efectos de segundo orden). En este caso las uniones se clasificarán únicamente por su resistencia, véase el Anejo 26 del Código Estructural.

(6) La consideración de los efectos debidos a la deformación geométrica de la estructura, así como la estabilidad global lateral de estructuras debe hacerse según los principios enunciados en el apartado 5.2.

NOTA: La resistencia máxima del pórtico cuya geometría se halla deformada significativamente puede alcanzarse antes que la formación de todas las rótulas del mecanismo de colapso plástico de primer orden.

5.5 Clasificación de las secciones

5.5.1 Bases

(1) La función de clasificar la sección es identificar en qué medida su resistencia y capacidad de giro se limitan por su resistencia a la abolladura local.

5.5.2 Clasificación

(1) A continuación se definen cuatro clases de secciones:

- Las secciones de Clase 1 son aquellas que pueden formar rótulas plásticas con la capacidad de giro requerida por un análisis plástico sin reducción de su resistencia.
- Las secciones de Clase 2 son aquellas que pueden desarrollar su momento resistente plástico, pero con limitada capacidad de giro por abolladura local.
- Las secciones de Clase 3 son aquellas en las que la tensión en la fibra más comprimida, suponiendo una distribución elástica de tensiones, puede alcanzar el límite elástico, pero la abolladura impide el desarrollo del momento resistente plástico.
- Las secciones de Clase 4 son aquellas cuya abolladura se producirá antes de llegar al límite elástico en una o más partes de la sección.

(2) En las secciones Clase 4, pueden aplicarse los anchos eficaces para considerar adecuadamente las reducciones de resistencias debidas a los efectos de abolladura, véase el apartado 5.2.2 del Anejo 25 del Código Estructural.

(3) La clasificación de las secciones depende de la relación ancho/espesor de las zonas sujetas a compresión.

(4) Las zonas a compresión incluyen toda zona de la sección que se encuentre total o parcialmente a compresión sometida a la combinación de cargas considerada.

(5) Las diferentes zonas comprimidas de la sección (como ala o alma) pueden, en general, ser de diferentes Clases.

(6) Una sección se clasifica de acuerdo a la Clase más alta (menos favorable) de sus zonas comprimidas. Las excepciones se especifican en los epígrafes 6.2.1(10) y 6.2.2.4(1).

(7) De forma alternativa, la clasificación de la sección se puede definir indicando tanto la Clase del ala como la del alma.

(8) Las proporciones límites para la clasificación de las zonas comprimidas entre las Clases 1, 2 y 3 deberán obtenerse de la Tabla 5.2. Una zona que no cumpla los límites para Clase 3 deberá tomarse como Clase 4.

(9) Excepto en lo establecido en (10), las secciones de Clase 4 pueden tomarse como secciones Clase 3, si las proporciones ancho/espesor son menores que las proporciones límites para Clase 3 obtenidas de la Tabla 5.2, donde ε se multiplica por $\sqrt{\frac{f_y/\gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}}}$ y donde $\sigma_{com,Ed}$ es la tensión de cálculo máxima en la zona obtenida de un análisis de primer orden o, en caso necesario, de un análisis de segundo orden.

(10) Sin embargo, cuando la resistencia a la abolladura se compruebe siguiendo 6.3, se adoptarán las proporciones límites para Clase 3 indicadas explícitamente en la Tabla 5.2.

(11) Las secciones con alma Clase 3 y alas Clase 1 o 2, podrán clasificarse como secciones Clase 2 adoptando un alma eficaz de acuerdo con el apartado 6.2.2.4.

(12) Cuando se considere que el alma resiste únicamente esfuerzos cortantes y se asuma que no contribuye a la resistencia a flectores y axiles de la sección, la sección podrá definirse como Clase 2, 3 o 4, dependiendo únicamente de la Clase de las alas.

NOTA: Para abolladura del alma provocada por las alas, véase el Anejo 25 del Código Estructural.

5.6 Requisitos relativos a secciones para el análisis global plástico

(1) En cada emplazamiento de una rótula plástica, la sección del elemento en que se forme dicha rótula plástica deberá tener una capacidad de giro no menor que la requerida en dicho sitio por el anáisis global plástico de la estructura.

(2) En un elemento de sección constante la capacidad de rotación en la sección de una rótula plástica puede consderarse suficiente si se satisfacen los siguientes dos requisitos:

a) el elemento es de sección de Clase 1 en las rótulas plásticas;

b) en caso de existencia de fuerzas transversales superiores al 10% de la resistencia a esfuerzo cortante de la sección, según el apartado 6.2.6, aplicadas sobre el alma en la sección correspondiente a una rótula plástica, deberán disponerse rigidizadores transversales de alma a una distancia no superior a $h/2$ del emplazamiento de dicha rótula plástica, donde h es el canto total de la sección transversal en dicha sección.

(3) Cuando la sección del elemento varíe a lo largo de su longitud, deberán cumplirse los siguientes criterios adicionales:

a) En la proximidad inmediata de las rótulas plásticas, no deberá reducirse el espesor del alma en una distancia de al menos $2d$, medida sobre la longitud del elemento, a partir del emplazamiento de la rótula plástica, donde d es la altura libre del alma en la sección de dicha rótula;

b) En la proximidad inmediata de las rótulas plásticas, las alas comprimidas deberán ser de Clase 1 en una distancia, medida sobre la longitud del elemento, a partir del emplazamiento de la rótula plástica, que no sea inferior al mayor de los siguientes valores:

- $2d$, donde d está definida en (3)a);
- la distancia medida hasta el punto en el que el momento actuando sobre la viga se reduce a $0{,}8$ veces el momento plástico resistente en la sección considerada.

c) En el resto de secciones del elemento, las alas comprimidas deberán ser de Clase 1 o 2 y las almas de Clase 1, 2 o 3.

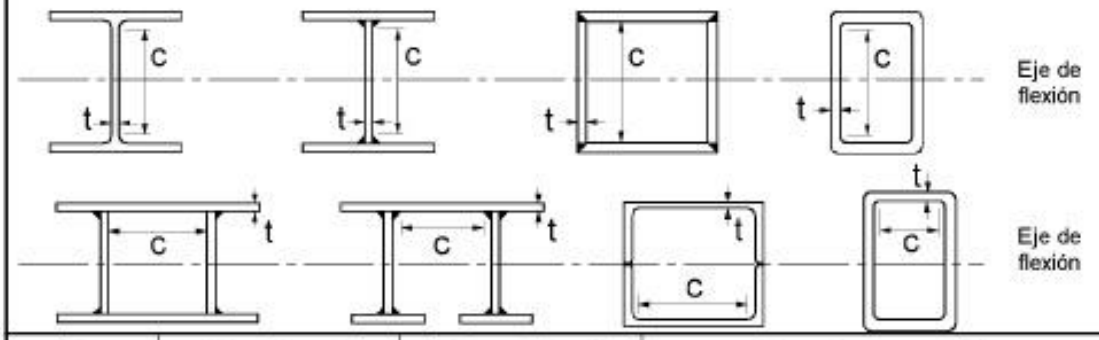
(4) En la proximidad inmediata de las rótulas plásticas, todo agujero de unión ubicado en zona traccionada deberá cumplir el apartado 6.2.5(4), en una distancia a lo largo del elemento, y a ambos lados de la rótula plástica, tal y como se ha definido en (3)b).

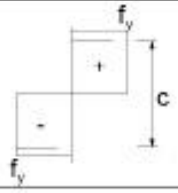
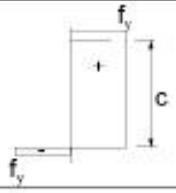
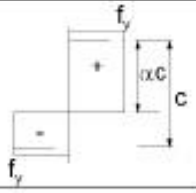
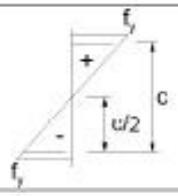
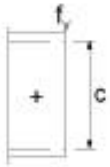
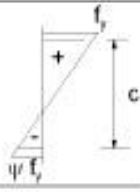
(5) Para el cálculo plástico de un pórtico reticulado, respecto a los requisitos de las secciones, la capacidad de redistribución plástica de la ley de momentos puede considerarse asegurada si los requisitos (2) a (4) se cumplen en todos los elementos donde existan rótulas plásticas, sean susceptibles de aparecer o se hallan desarrollado sometidos a cargas de cálculo.

(6) Cuando se utilice un método de análisis global plástico que permita la adecuada consideración de las leyes tensión-deformación reales sobre toda la longitud del elemento, incluyendo los efectos combinados de los fenómenos de abolladura de chapas, de pandeo de elementos aislados y de pandeo global de la estructura, no resulta necesario considerar los requisitos (2) a (5).

Tabla 5.2 (parte 1 de 3): Proporciones máximas ancho-espesor
para zonas y elementos comprimidos

Elementos de chapa comprimidos internos

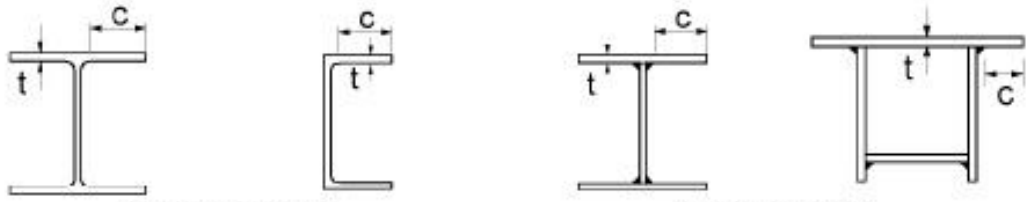


Clase	Chapa flectada	Chapa comprimida	Chapa flexo-comprimida
Ley de tensiones en las chapas (compresión positiva)			
1	$c/t \le 72\varepsilon$	$c/t \le 33\varepsilon$	cuando $\alpha > 0{,}5$: $c/t \le \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ cuando $\alpha \le 0{,}5$: $c/t \le \frac{36\varepsilon}{\alpha}$
2	$c/t \le 83\varepsilon$	$c/t \le 38\varepsilon$	cuando $\alpha > 0{,}5$: $c/t \le \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ cuando $\alpha \le 0{,}5$: $c/t \le \frac{41{,}5\varepsilon}{\alpha}$
Ley de tensiones en las chapas (compresión positiva)			
3	$c/t \le 124\varepsilon$	$c/t \le 42\varepsilon$	cuando $\psi > -1$: $c/t \le \frac{42\varepsilon}{0{,}67 + 0{,}33\psi}$ cuando $\psi \le -1^{*)}$: $c/t \le 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)}$

$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*)$\Psi \le -1$ será de aplicación cuando la tensión de compresión sea $\sigma \le f_y$ o la deformación de tracción sea $\varepsilon_y > f_y/E$

Tabla 5.2 (parte 2 de 3): Proporcioneslímitesancho-espesor
para zonas y elementos comprimidos

<table>
<tr><td colspan="4">Alas en vuelo
 
Secciones laminadas

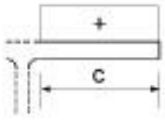
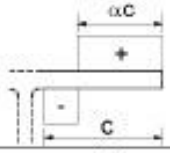
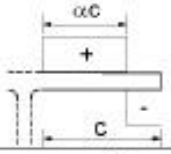
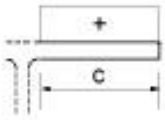
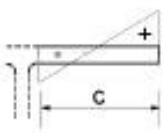
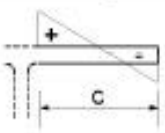
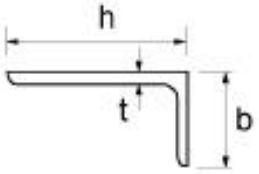
Secciones soldadas</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Clase</td><td rowspan="2">Chapa comprimida</td><td colspan="2">Chapa flexo-comprimida</td></tr>
<tr><td>Extremo comprimido</td><td>Extremo traccionado</td></tr>
<tr><td>Ley de tensiones en las chapas (compresión positiva)</td><td>  </td><td>  </td><td>  </td></tr>
<tr><td>1</td><td>$c/t \le 9\varepsilon$</td><td>$c/t \le \frac{9\varepsilon}{\alpha}$</td><td>$c/t \le \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$</td></tr>
<tr><td>2</td><td>$c/t \le 10\varepsilon$</td><td>$c/t \le \frac{10\varepsilon}{\alpha}$</td><td>$c/t \le \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$</td></tr>
<tr><td>Ley de tensiones en las chapas (compresión positiva)</td><td>  </td><td>  </td><td>  </td></tr>
<tr><td>3</td><td>$c/t \le 14\varepsilon$</td><td colspan="2">$c/t \le 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$
Para k_σ, véase la Norma Europea EN 1993-1-5</td></tr>
<tr><td rowspan="2">$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$</td><td>$f_y$</td><td>235</td><td>275</td><td>355</td><td>420</td><td>460</td></tr>
<tr><td>ε</td><td>1,00</td><td>0,92</td><td>0,81</td><td>0,75</td><td>0,71</td></tr>
</table>

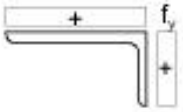
Tabla 5.2 (parte 3 de 3): Proporciones límites ancho-espesor
para zonas y elementos comprimidos

Angulares

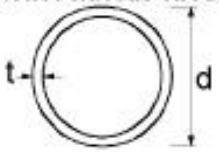


Consultar análogamente "Alas en vuelo" (véase la hoja 2 de 3)

No se aplica a angulares en contacto continuo con otros componentes

Clase	Sección comprimida
Ley de tensiones en las chapas (compresión positiva)	
3	$h/t \le 15\varepsilon$; $\frac{b+h}{2t} \le 11{,}5\varepsilon$

Secciones huecas circulares



Clase	Sección flectada y/o comprimida
1	$d/t \le 50\varepsilon^2$
2	$d/t \le 70\varepsilon^2$
3	$d/t \le 90\varepsilon^2$ NOTA: Para $d/t > 90\varepsilon^2$, véase la Norma Europea EN 1993-1-6

$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

6. Estados límite últimos

6.1 Generalidades

(1) Los coeficientes parciales de seguridad γ_M definidos en el apartado 2.4.3 deberán aplicarse a los distintos valores característicos de resistencia de las secciones de la forma siguiente:

- Resistencia de la sección, para cualquier Clase: γ_{M0}
- Resistencia de los elementos a inestabilidad evaluada por la comprobación del elemento: γ_{M1}
- Resistencia a fractura de secciones sometidas a tracción: γ_{M2}
- Resistencia de las uniones Véase el Anejo 2 del Código Estructural

NOTA: Para otros valores numéricos recomendados en puentes véase el Anejo 29. .

En el caso de edificación, los coeficientes parciales para la resistencia serán:

$\gamma_{M0} = 1{,}05$

$\gamma_{M1} = 1{,}05$

$\gamma_{M2} = 1{,}25$

Se podrán adoptar los coeficientes parciales $\gamma_{M0} = 1{,}0$ y $\gamma_{M1} = 1{,}0$, siempre y cuando se cumplan las siguientes condiciones:

a) Tolerancias más estrictas según el Anejo 16 del Código Estructural.

b) Nivel de garantía superior para el acero según el Artículo 18 del Código Estructural. Se deberá garantizar que el límite elástico del acero empleado en la obra presente una dispersión acorde con el coeficiente parcial reducido, según un análisis basado en la teoría de fiabilidad estructural.

c) Control de ejecución intenso según el Capítulo 24 del Código Estructural.

6.2 Resistencia de las secciones

6.2.1 Generalidades

(1) El valor de cálculo del efecto de una acción en cada sección no deberá superar la correspondiente resistencia de cálculo y, si varios efectos de acciones actúan simultáneamente, el efecto combinado no deberá superar la resistencia para tal combinación.

(2) Los efectos por arrastre por cortante y por abolladura deberán incluirse en el ancho eficaz de acuerdo con el Anejo 25 del Código Estructural. Los efectos por abolladura deberán considerarse también de acuerdo con el mismo anejo.

(3) Los valores de cálculo de la resistencia dependerán en general de la Clase de la sección.

(4) La comprobación elástica de acuerdo con la resistencia elástica podrá realizarse para toda Clases de sección siempre que se utilicen las propiedades reducidas de las secciones para la comprobación de las secciones de Clase 4.

(5) Para la comprobación elástica se podrá utilizar el siguiente criterio límite en el punto crítico de la sección salvo que se aplique otra fórmula de interacción, véanse de 6.2.8 a 6.2.10.

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\frac{fy}{\gamma_{M0}}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\frac{fy}{\gamma_{M0}}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\frac{fy}{\gamma_{M0}}}\right)\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\frac{fy}{\gamma_{M0}}}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{\frac{fy}{\gamma_{M0}}}\right)^2 \leq 1 \qquad (6.1)$$

donde:

$\sigma_{x,Ed}$ es el valor de cálculo de la tensión longitudinal en el punto considerado

$\sigma_{z,Ed}$ es el valor de cálculo de la tensión tangencial en la dirección $z-z$ en el punto considerado

τ_{Ed} es el valor de cálculo de la tensión tangencial en la dirección $y-y$ en el punto considerado

NOTA: La comprobación, de acuerdo con (5) puede ser conservadora por excluir toda distribución plástica parcial de tensiones que se permite en el cálculo elástico. En consecuencia deberá aplicarse únicamente cuando no pueda realizarse la interacción de las resistencias N_{Rd}, M_{Rd} y V_{Rd}.

(6) La resistencia plástica de las secciones deberá comprobarse encontrando una distribución de tensiones que esté en equilibrio con los esfuerzos y los momentos sin superar el límite elástico. Esta distribución de tensiones deberá ser compatible con las deformaciones plásticas correspondientes.

(7) Para secciones de cualquier Clase, puede aplicarse como aproximación conservadora una suma lineal de relaciones de agotamiento propias a cada solicitación actuante. Se podrá aplicar este método para Clases 1, 2 o 3 sometidas a la combinación de N_{Rd}, $M_{y,Ed}$ y $M_{z,Ed}$ utilizando el siguiente criterio:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \qquad (6.2)$$

Donde N_{Rd}, $M_{y,Rd}$ y $M_{z,Rd}$ son valores de cálculo de la resistencia de la sección dependientes de la Clase de sección e incluyendo cualquier reducción debida a los efectos del cortante, véase el apartado 6.2.8.

NOTA: Para las secciones Clase 4 véase 6.2.9.3(2).

(8) Cuando todas las zonas comprimidas de una sección sean al menos Clase 2, podrá suponerse que la sección es capaz de desarrollar su resistencia plástica completa a flexión.

(9) Cuando todas las zonas comprimidas de una sección sean Clase 3, su resistencia deberá basarse en una distribución elástica de deformaciones en la sección. Las tensiones de compresión en las fibras extremas de la sección deberán limitarse al límite elástico.

NOTA: Las fibras extremas pueden suponerse en el plano medio de las alas para la comprobación al ELU. Para fatiga, véase el Anejo 27 del Código Estructural.

(10) Cuando la primera plastificación ocurra en la zona traccionada, la reserva plástica de esta zona podrá utilizarse considerando plastificación parcial al determinar la resistencia de una sección de Clase 3.

6.2.2 Propiedades de la sección

6.2.2.1 Sección bruta

(1) Las propiedades de la sección bruta pueden determinarse por las dimensiones nominales. No tendrán que reducirse los agujeros, pero sí tendrán que considerarse si son para las grandes aberturas. No se incluirán los materiales de unión.

6.2.2.2 Sección neta

(1) El área neta de una sección deberá tomarse como la sección bruta menos las reducciones por todos los agujeros y otras aberturas.

(2) Para el cálculo de las propiedades de la sección neta, la reducción para un agujero debe tomarse como el área bruta del agujero en el plano de su eje. Para agujeros avellanados deberán tomarse los márgenes apropiados para la porción avellanada.

(3) Si los agujeros no están al tresbolillo, el área total a reducir de los agujeros deberá ser la suma máxima de las áreas de los agujeros en cualquier sección perpendicular al eje del elemento (véase el plano de fallo 2 en la Figura 6.1).

NOTA: La suma máxima denota la posición de la línea de fractura crítica.

(4) Cuando los agujeros para sujeciones estén dispuestas al tresbolillo, el área total a reducir de los agujeros deberá ser superior a:

a) la reducción de los agujeros no dispuestos al tresbolillo establecida en (3)

b) $t\left(n\,d_0 - \sum \frac{s^2}{4p}\right)$

donde:

s es el paso de tresbolillo, el espacio entre centros de agujeros consecutivos en la línea en zig-zag medido paralelo al eje del elemento;

p es el espacio entre centros de agujeros medido perpendicular al eje del elemento;

t es el espesor;

n es el número de agujeros ampliando en cualquier diagonal o línea en zigzag progresivamente a través del elemento o parte del mismo, véase la Figura 6.1;

d_0 es el diámetro del agujero

(5) En el ángulo u otro elemento con agujeros en más de un plano, el espaciamiento p deberá medirse a lo largo de los puntos medios del espesor del material (véase la Figura 6.2).

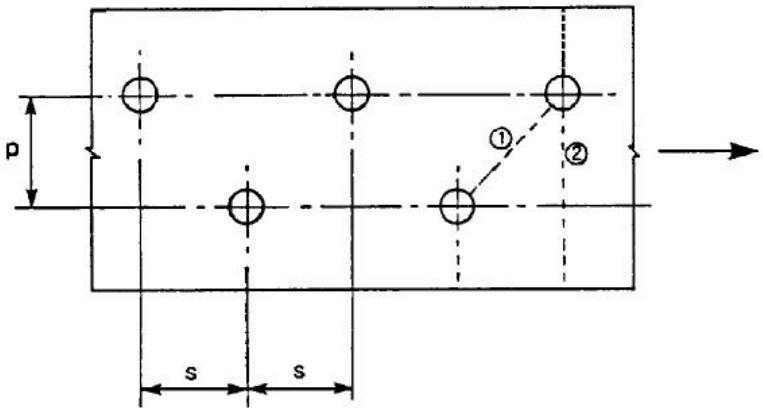


Figura 6.1: Agujeros al tresbolillo y líneas críticas de rotura 1 y 2.

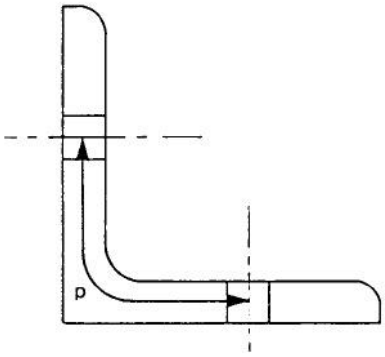


Figura 6.2: Angulares con pasantes en ambos lados

6.2.2.3 Efectos de arrastre por cortante

(1) El cálculo de los anchos eficaces se contempla en el Anejo 25 del Código Estructural.

(2) En las secciones Clase 4 la interacción entre el arrastre por cortante y la abolladura deberá considerarse de acuerdo con el Anejo 25.

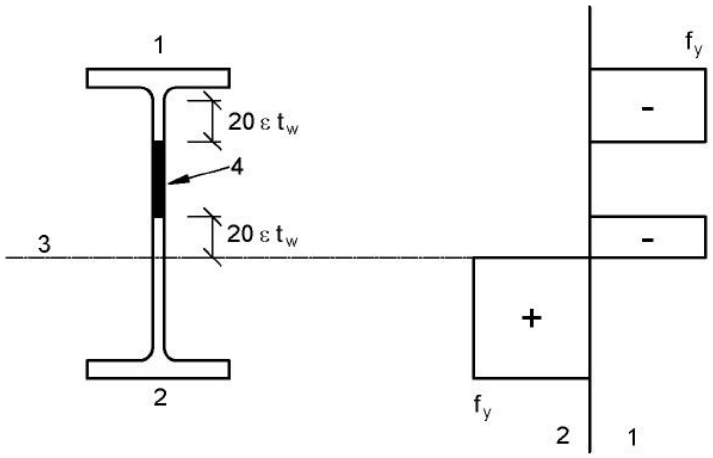
NOTA: Los perfiles de pared delgada conformados en frío no están considerados en este anejo.

COMENTARIOS:

En el ámbito de los Eurocódigos la norma UNE-EN 1993-1-3 establece los requisitos para el proyecto con perfiles y chapas conformadas en frío.

6.2.2.4 Propiedades eficaces de secciones con almas Clase 3 y alas Clases 1 o 2

(1) Cuando las secciones de alma Clase 3 y alas Clase 1 o 2 se clasifiquencomo Clase efectiva 2, véase 5.5.2 (11), la zona comprimida del alma deberá sustituirse por una zona de $20\varepsilon t_w$ adyacente al ala comprimida y otra zona de $20\varepsilon t_w$ adyacente a la fibra neutra plástica de la sección de acuerdo a la Figura 6.3.



1 Compresión
2 Tracción
3 Fibra neutra plástica
4 Despreciar

Figura 6.3: Alma eficaz de Clase 2

6.2.2.5 Propiedades eficaces de la sección de Clase 4

(1) Las propiedades eficaces de la sección de Clase 4 deberán basarse en los anchos eficaces de las zonas comprimidas.

(2) Los perfiles de pared delgada conformados en frío no están considerados en este anejo.

COMENTARIOS:

En el ámbito de los Eurocódigos la norma UNE-EN 1993-1-3 establece los requisitos para el proyecto con perfiles y chapas conformadas en frío.

(3) Los anchos eficaces de las zonas planas comprimidas deberán obtenerse del Anejo 25 del Código Estructural.

(4) Cuando la sección de Clase 4 esté sometida a una fuerza axil de compresión, deberá aplicarse el método establecido en el Anejo 25 del Código Estructural para determinar el posible desplazamiento e_N del centro de gravedad del área eficaz A_{eff} relativo al centro de gravedad de la sección bruta y el momento adicional resultante:

$$\Delta M_{Ed} = N_{Ed} e_N \qquad (6.4)$$

NOTA: El signo del momento adicional dependerá del efecto en la combinación de esfuerzos, véase el epígrafe 6.2.9.3(2).

(5) Las secciones circulares huecas con sección de Clase 4 no están considerados en este Anejo.

COMENTARIOS:

En el ámbito de los Eurocódigos la norma UNE-EN 1993-1-6 establece los requisitos para el proyecto de estructuras formadas por láminas.

6.2.3 Tracción

(1) El valor de cálculo del esfuerzo axil de tracción N_{Ed} en toda sección debe cumplir:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,,Rd}} \leq 1{,}0 \qquad (6.5)$$

(2) Para secciones con agujeros, la resistencia a tracción de cálculo N_{Ed} deberá tomarse como la menor de:

a) La resistencia plástica de cálculo de la sección bruta

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \qquad (6.6)$$

b) La resistencia última de cálculo de la sección neta considerando los agujeros para los elementos de unión.

$$N_{u,Rd} = \frac{0{,}9A_{net}f_u}{\gamma_{M2}} \qquad (6.7)$$

(3) Cuando se requiera la capacidad de cálculo, véase el Anejo 26, la resistencia plástica de cálculo $N_{pl,Rd}$ (dada en 6.2.3(2)a)) deberá ser menor que la resistencia última de cálculo de la sección neta con agujeros $N_{u,Rd}$ (establecida en 6.2.3(2)b))

(4) En las conexiones de categoría C (véase el Anejo 26, 3.4.2(1)), la resistencia a tracción de cálculo $N_{t,Rd}$ en 6.2.3(1) de la sección neta con agujeros de sujeción deberá tomarse como $N_{net,Rd}$ donde:

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net}f_y}{\gamma_{M0}} \qquad (6.8)$$

(5) Para angulares conectados por un lado, véase el apartado 3.6.3 del Anejo 26 del Código Estructural. Deberán darse disposiciones similares para otro tipo de secciones conectadas a través de alas voladas.

6.2.4 Compresión

(1) El valor de cálculo de la fuerza de compresión N_{Ed} deberá cumplir en toda sección:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1{,}0 \qquad (6.9)$$

(2) La resistencia de cálculo de la sección para compresiones uniformes $N_{c,Rd}$ deberá determinarse como sigue:

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para Clases 1, 2 o 3} \qquad (6.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para Clase 4} \qquad (6.11)$$

(3) Los agujeros para los elementos de unión no necesitan considerarse en elementos comprimidos, siempre que aquellos estén ocupados por tales elementos de unión, exceptuando los agujeros sobredimensionados o alargados, tal como se definen en el Capítulo 21 del Código Estructural.

(4) En secciones de Clase 4 asimétricas, deberá aplicarse el método establecido en 6.2.9.3 para considerar el momento adicional ΔM_{Ed} debido a la excentricidad del centro de gravedad de la sección eficaz, véase el apartado 6.2.2.5(4).

6.2.5 Momento flector

(1) El valor de cálculo del momento flector M_{Ed} debe cumplir en cada sección:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1{,}0 \qquad (6.12)$$

donde $M_{c,Rd}$ se determinará considerando agujeros, véanse de (4) a (6).

(2) El momento flector resistente de cálculo alrededor de un eje principal de la sección se determinará como:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para Clases 1 o 2} \qquad (6.13)$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para Clase 3} \qquad (6.14)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para Clase 4} \qquad (6.15)$$

donde $W_{el,min}$ y $W_{eff,min}$ son los módulos resistentes correspondientes a la fibra de tensión elástica máxima.

(3) Para flexión esviada, deberán aplicarse los métodos establecidos en el apartado 6.2.9.

(4) Los taladros en el ala traccionada podrán despreciarse siempre que en ésta:

$$\frac{A_{f,net} 0{,}9 f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_f f_y}{\gamma_{M0}} \qquad (6.16)$$

donde

A_f es el área del ala traccionada.

NOTA: El criterio establecido en (4) permite realizar un cálculo de la capacidad (véase 1.5.8) en la región de las rótulas plásticas.

(5) No tienen que considerarse los agujeros en la zona traccionada del alma, siempre que el límite establecido en la disposición (4) se cumpla en toda la zona traccionada de la sección, abarcando el ala traccionada más la zona traccionada del alma.

(6) Excepto para agujeros sobredimensionados o avellanados, los taladros no tienen que considerarse en zonas a compresión de la sección, siempre que estén ocupados por sujeciones.

6.2.6 Cortante

(1) El cortante de cálculo V_{Ed} debe cumplir en toda sección:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1{,}0 \qquad (6.17)$$

donde

$V_{c,Rd}$ es el cortante resistente de cálculo. Para el cálculo plástico de $V_{c,Rd}$ se tomará (2), el cortante resistente plástico de cálculo $V_{pl,Rd}$. Para el cálculo elástico de $V_{c,Rd}$ se tomará la resistencia de cálculo elástica a cortante de acuerdo con (4) y (5).

(2) En ausencia de torsión la resistencia plástica de cálculo a cortante viene dada como:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} \qquad (6.18)$$

donde

A_v es el área de cortante.

(3) El área de cortante A_v viene establecida como:

a) Secciones de perfiles laminados I y H,

cargas paralelas al alma $A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$ no menor que $\eta h_w t_w$

b) Secciones de perfiles laminados U, cargas

paralelas al alma $A - 2bt_f + (t_w + r)t_f$

c) Secciones de perfiles laminados T laminadas,

paralelas al alma $0{,}9(A - bt_f)$

d) Secciones de vigas armadas I, H y cajón, cargas

paralelas al alma $\eta \sum(h_w t_w)$

e) Secciones de vigas armadas I, H, U y cajón, cargas

paralelas a las alas $A - \sum(h_w t_w)$

f) Secciones de perfiles rectangulares huecos laminados de espesor uniforme

Carga paralela al canto $\frac{Ah}{b+h}$

Carga paralela al ancho $\frac{Ab}{b+h}$

g) Secciones de perfiles circulares huecos y tubos

de espesor uniforme $2A/\pi$

donde

A es el área de la sección;

b es el ancho total de la sección;

h es el canto total;

h_w es el canto del alma;

r es el radio de acuerdo

t_f es el espesor del ala

t_w es el espesor del alma (si el espesor no es constante, se tomará como el mínimo espesor).

η Véase el Anejo 25 del Código Estructural.

NOTA: η puede tomarse de forma conservadora como $1{,}0$.

(4) Para comprobar la resistencia de cálculo elástica a cortante $V_{c,Rd}$ se aplicará el siguiente criterio para cualquier punto crítico de la sección salvo que sea de aplicación la comprobación a abolladura del apartado 5 del Anejo 25 del Código Estructural:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\sqrt{3}\gamma_{M0}} \leq 1{,}0 \qquad (6.19)$$

donde τ_{Ed} puede obtenerse de:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}S}{It} \qquad (6.20)$$

donde

V_{Ed} es el cortante de cálculo

S es el momento estático aldedor del eje que pasa por el centro de gravedad, del área de la parte de la sección transversal comprendida entre el punto en el cual se lleva a cabo la comprobación a cortante y el contorno de la sección transversal

I es el momento de inercia de la sección

t es el espesor en el punto considerado

NOTA: La comprobación de acuerdo con (4) es conservadora al despreciar una posible distribución plástica parcial del cortante, lo cual está permitido en el cálculo elástico, véase (5). En consecuencia, únicamente deberá aplicarse cuando no pueda realizarse la comprobación de $V_{c,Rd}$ de acuerdo con la ecuación (6.17).

(5) Para secciones en I o H, la tensión tangencial en el alma podrá obtenerse de:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \quad \text{si} \quad A_f/A_w \geq 0{,}6 \qquad (6.21)$$

donde

A_f es el área de un ala;

A_w es el área del alma: $A_w = t_w h_w$.

(6) Además, deberá comprobarse la resistencia a abolladura de las almas sin rigidizadores intermedios de acuerdo con el apartado 5 del Anejo 25 del Código Estructural, si:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72\frac{\varepsilon}{\eta} \quad (6.22)$$

Para η véase el apartado 5 del Anejo 25 del Código Estructural.

NOTA: η puede tomarse igual a 1,0 de forma conservadora.

(7) No deberán considerarse los agujeros en la comprobación del cortante excepto cuando se compruebe la resistencia a cortante de cálculo en las zonas de unión como establece el Anejo 26 del Código Estructural.

(8) Cuando el esfuerzo cortante se combine con un momento torsor, la resistencia plástica a cortante $V_{pl,Rd}$ deberá reducirse como se especifica en el apartado 6.2.7(9).

6.2.7 Torsión

(1) En los elementos sometidos a torsión, cuyas distorsiones torsionales puedan despreciarse, el momento torsor de cálculo T_{Ed} cumplirá en toda sección:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \leq 1{,}0 \quad (6.23)$$

donde T_{Rd} es el momento torsor resistente de cálculo de la sección.

(2) El valor de cálculo del momento torsor total T_{Ed} en cualquier sección se considerará como la suma de dos efectos internos:

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed} \quad (6.24)$$

donde:

$T_{t,Ed}$ es el valor de cálculo de la torsión interna de Saint Venant;

$T_{w,Ed}$ es el valor de cálculo de la torsión interna por alabeo.

(3) Los valores de $T_{t,Ed}$ y $T_{w,Ed}$ en cualquier sección se determinarán a partir de T_{Ed} por análisis elástico, teniendo en cuenta las características de la sección del elemento, las condiciones de las coacciones en los apoyos y la distribución de las acciones a lo largo del elemento.

(4) Deberán considerarse las siguientes tensiones debidas a la torsión:

- Tensión tangencial $\tau_{t,Ed}$ debida a la torsión de Saint Venant $T_{t,Ed}$.
- Tensión normal $\sigma_{w,Ed}$ debida al bimomento B_{Ed} y a la tensión tangencial $\tau_{w,Ed}$ debida a la torsión por alabeo.

(5) Para la comprobación elástica se aplicará el criterio de plastificación del apartado 6.2.1(5).

(6) Para determinar el momento resistente plástico de una sección sometida a flexión y torsión, se calcularán únicamente los efectos de la torsión ocasionados por el bimomento B_{Ed} mediante el análisis elástico, véase el epígrafe (3).

(7) Como simplificación, los efectos de la torsión por alabeo se podrán despreciar, en el caso de que un elemento sea de sección hueca cerrada, tal como un perfil tubular. También como simplificación, los efectos de la torsión de Saint Venant se podrán despreciar, en el caso de un elemento de sección abierta, tales como I o H.

(8) Para el cálculo del momento resistente T_{Rd} de secciones huecas cerradas, el cortante resistente de cálculo de las partes individuales de la sección se tendrá en cuenta de acuerdo con el Anejo 25 del Código Estructural.

(9) Para la combinación de cortantes y momentos torsores, el cortante resistente plástico aplicado a efectos torsores deberá reducirse de $V_{pl,Rd}$ a $V_{pl,T,Rd}$ y el cortante de cálculo deberá cumplir:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1{,}0 \tag{6.25}$$

donde $V_{pl,T,Rd}$ puede calcularse como sigue:

- Para secciones en I o H:

$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1{,}25\left(f_y/\sqrt{3}\right)/\gamma_{M0}}}\, V_{pl,Rd} \tag{6.26}$$

- Para secciones en U:

$$V_{pl,T,Rd} = \left[\sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1{,}25\left(f_y/\sqrt{3}\right)/\gamma_{M0}}} - \frac{\tau_{w,Ed}}{\left(f_y/\sqrt{3}\right)/\gamma_{M0}}\right] V_{pl,Rd} \tag{6.27}$$

- Para secciones estructurales huecas

$$V_{pl,T,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{\left(f_y/\sqrt{3}\right)/\gamma_{M0}}\right] V_{pl,Rd} \tag{6.28}$$

donde $V_{pl,Rd}$ está definido en 6.2.6.

6.2.8 Flexión y cortante

(1) En presencia de un esfuerzo cortante deberá considerarse su efecto en el momento resistente.

(2) Cuando el cortante sea menor que la mitad de la resistencia a cortante plástica, su efecto en el momento resistente puede despreciarse excepto cuando la abolladura por cortante reduzca la resistencia de la sección, véase el Anejo 25 del Código Estructural.

(3) De lo contrario, el momento resistente reducido deberá tomarse como la resistencia de cálculo de la sección, calculada a partir de la resistencia elástica reducida.

$$(1 - \rho) f_y \tag{6.29}$$

Para el área de cortante, donde:

$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1\right)^2$ y $V_{pl,Rd}$ se obtiene del apartado 6.2.6(2).

NOTA: Véase también 6.2.10(3).

(4) Cuando haya torsión deberá calcularse a partir de $\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} - 1\right)^2$, véase el apartado 6.2.7, pero se tomará como nula para $V_{Ed} \leq 0{,}5V_{pl,T,Rd}$

(5) El momento resistente reducido plástico de cálculo considerando el cortante puede alternativamente calcularse para secciones en I con alas iguales y sometidas a flexión sobre su eje mayor como sigue:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w}\right] f_y}{\gamma_{M0}} \qquad \text{pero } M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd} \tag{6.30}$$

donde

$M_{y,c,Rd}$ se obtiene de 6.2.5(2)

y $A_w = h_w t_w$

(6) Para la interacción de flexión, cortante y cargas transversales, véase el apartado 7 del Anejo 25 del Código Estructural.

6.2.9 Flexión y axil

6.2.9.1 Secciones Clases 1 y 2

(1) En presencia de un esfuerzo axil deberá considerarse una reducción en el momento resistente plástico.

(2) En secciones Clase 1 y 2 deberá cumplirse el siguiente criterio:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \tag{6.31}$$

donde

$M_{N,Rd}$ es el momento resistente plástico reducido debido al esfuerzo axil N_{Ed}

(3) Para secciones rectangulares macizas sin agujeros para tornillos $M_{N,Rd}$ deberá calcularse como:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd}\left[1 - \left(N_{Ed}/N_{pl,Rd}\right)^2\right] \tag{6.32}$$

(4) Para secciones H, I u otras secciones con alas de doble simetría, no será necesario considerar la reducción por el efecto del esfuerzo axil en el momento resistente plástico sobre el eje $y - y$ cuando se cumplan los dos criterios siguientes:

$$N_{Ed} \leq 0{,}25N_{pl,Rd} \text{ y} \tag{6.33}$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0{,}5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \tag{6.34}$$

Para secciones H e I con doble simetría, no será necesario considerar la reducción por el efecto del esfuerzo axil en el momento resistente plástico sobre el eje $z - z$ cuando se cumpla:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \tag{6.35}$$

(5) Para secciones de perfiles laminados en I o H o secciones armadas en I o H con alas iguales en las que los agujeros para tornillos no sean considerados, podrán aplicarse las siguientes aproximaciones:

$$M_{N,y,Rd} = \frac{M_{pl,y,Rd}(1-n)}{1-0{,}5a} \text{ cumpliendo } M_{N,yRd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (6.36)$$

para $n \leq a$ $\quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,y,Rd}$ (6.37)

para $n > a$ $\quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}\left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a}\right)^2\right]$ (6.38)

donde

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$$

$a = \frac{A-2bt_f}{A}$ con $a \leq 0{,}5$

Para secciones huecas rectangulares de espesor uniforme y para secciones cajón soldadas con alas iguales y almas iguales donde los agujeros para tornillos no sean considerados, podrán aplicarse las siguientes aproximaciones:

$$M_{N,y,Rd} = \frac{M_{pl,y,Rd}(1-n)}{1-0{,}5a_w} \quad \text{con } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (6.39)$$

$$M_{N,z,Rd} = \frac{M_{pl,z,Rd}(1-n)}{1-0{,}5a_f} \quad \text{con } M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \quad (6.40)$$

donde

$a_w = (A-2bt)/A$ con $a_w \leq 0{,}5$ para secciones huecas

$a_w = (A-2bt_f)/A$ con $a_w \leq 0{,}5$ para secciones cajón soldadas

$a_f = (A-2ht)/A$ con $a_f \leq 0{,}5$ para secciones huecas

$a_f = (A-2bt_w)/A$ con $a_f \leq 0{,}5$ para secciones cajón soldadas

(6) En flexión esviada se aplicarán los siguientes criterios:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Ed}}\right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Ed}}\right]^{\beta} \leq 1 \quad (6.41)$$

Donde α y β son constantes que, de manera conservadora, pueden tomarse igual a la unidad, o bien obtenerse de:

- Secciones H e I:

  $\alpha = 2; \beta = 5n$ con $\beta \geq 1$

- Secciones circulares huecas:

  $\alpha = 2\ ; \beta = 2$

- Secciones rectangulares huecas:

  $\alpha = \beta = \frac{1{,}66}{1-1{,}13n^2}$ con $\alpha = \beta \leq 6$

donde

$n = N_{Ed}/N_{pl,Rd}$

6.2.9.2 Secciones Clase 3

(1) En ausencia de esfuerzo cortante, para secciones Clase 3 la tensión normal máxima deberá satisfacer el criterio:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \tag{6.42}$$

donde $\sigma_{x,Ed}$ es el valor de cálculo de la tensión normal local debida al momento y al axil teniendo en cuenta los agujeros para tornillos cuando corresponda, véanse los apartados 6.2.3, 6.2.4 y 6.2.5.

6.2.9.3 Secciones Clase 4

(1) En ausencia de esfuerzo cortante, para secciones Clase 4 la tensión normal máxima $\sigma_{x,Ed}$ calculada utilizando la sección efectiva (véase el apartado 5.5.2(2)) deberá cumplir:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \tag{6.43}$$

donde $\sigma_{x,Ed}$ es el valor de cálculo de la tensión normal debida al momento y al axil teniendo en cuenta los taladros para tornillos cuando corresponda, véanse los apartados 6.2.3, 6.2.4 y 6.2.5.

(2) Deberá cumplirse el siguiente criterio:

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{W_{eff,y,min} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{W_{eff,z,min} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1 \tag{6.44}$$

donde

A_{eff} es el área efectiva de la sección bajo una compresión uniforme.

$W_{eff,min}$ es el módulo efectivo de la sección (correspondiente a la fibra de máxima tensión elástica) de la sección sometida únicamente a la acción de un momento en el eje correspondiente.

e_N es el desplazamiento del centro de gravedad correspondiente cuando la sección está únicamente bajo compresión, véase 6.2.2.5(4).

NOTA: Los signos de N_{Ed}, $M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$ y $\Delta M_i = N_{Ed} e_{Ni}$ dependerán de la combinación de las correspondientes tensiones normales.

6.2.10 Flexión, cortante y axil

(1) En presencia de esfuerzo cortante y axil, deberá considerarse una reducción por el efecto combinado de axil y cortante en el momento resistente.

(2) Si el valor de cálculo del cortante V_{Ed} no supera el 50% del cortante resistente plástico $V_{pl,Rd}$, no es necesario realizar las reducciones de las resistencias definidas para flexión y axil en el apartado 6.2.9, excepto donde la abolladura por cortante reduzca la resistencia de la sección, véase el Anejo 25 del Código Estructural.

(3) Cuando el V_{Ed} supere el 50% del $V_{pl,Rd}$, la resistencia de cálculo de la sección ante combinaciones de momentos y axiles deberá calcularse utilizando el límite elástico reducido

$$(1-\rho)f_y \tag{6.45}$$

para el área de cortante donde

$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}-1}\right)^2$ y $V_{pl,Rd}$ se obtiene del apartado 6.2.6(2).

NOTA: En lugar de reducir el límite elástico se puede reducir el espesor de la placa de la parte correspondiente de la sección.

6.3 Resistencia a pandeo de los elementos

6.3.1 Elementos de sección constante a compresión

6.3.1.1 Resistencia a pandeo

(1) Los elementos comprimidos deberán comprobarse a pandeo como sigue:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1{,}0 \tag{6.46}$$

donde:

N_{Ed} es el valor de cálculo del esfuerzo axil de compresión;

$N_{b,Rd}$ es la resistencia de cálculo a pandeo del elemento comprimido.

(2) Para elementos con sección asimétrica de Clase 4 deberá considerarse el incremento de momento ΔM_{Ed} debido a la excentricidad del axil respecto del centro de gravedad de la sección efectiva, véase también el apartado 6.2.2.5(4), y la interacción deberá cumplir con los apartados 6.3.4 o 6.3.3.

(3) La resistencia de cálculo a pandeo de un elemento comprimido deberá determinarse como:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{para secciones Clases 1, 2 o 3} \tag{6.47}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{para secciones Clases 4} \tag{6.48}$$

donde χ es el coeficiente de reducción del modo de pandeo correspondiente.

NOTA: En la determinación de la resistencia a pandeo de los elementos con sección variable a lo largo del elemento o con una distribución no uniforme del esfuerzo de compresiones, podrá realizarse un análisis de segundo orden de acuerdo con 5.3.4(2). Para el pandeo exterior al plano véase 6.3.4.

(4) No será necesario considerar los agujeros para tornillos en los extremos de los pilares en la determinación del A y A_{eff}.

6.3.1.2 Curvas de pandeo

(1) Para la compresión axial en elementos, el valor de χ para la esbeltez adimensional apropiada $\bar{\lambda}$, deberá determinarse de la curva de pandeo correspondiente de acuerdo con:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \qquad \text{pero} \quad \chi \leq 1{,}0 \qquad (6.49)$$

donde

$$\Phi = 0{,}5\left[1 + \alpha\left(\bar{\lambda} - 0{,}2\right) + \bar{\lambda}^2\right]$$

$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}}$ para secciones de Clase 1, 2 y 3

$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff}f_y}{N_{cr}}}$ para secciones de Clase 4

α es el coeficiente de imperfección

N_{cr} es la fuerza crítica elástica para el modo de pandeo considerado basado en las propiedades de la sección bruta.

(2) El coeficiente de imperfección α correspondiente a la curva de pandeo considerada deberá obtenerse de las Tablas 6.1 y 6.2.

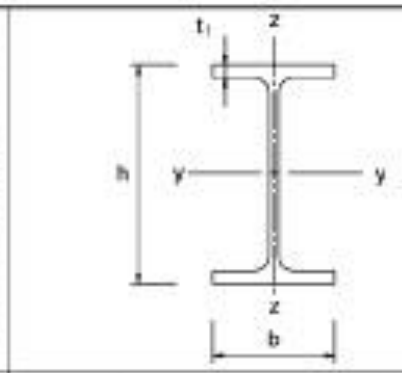
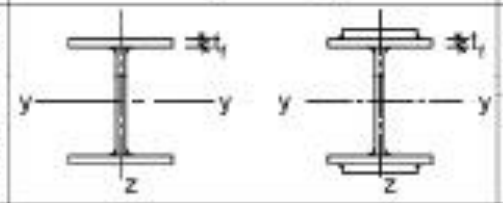
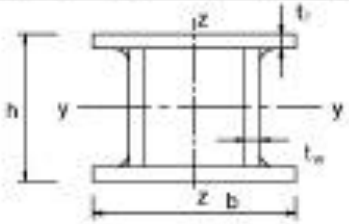
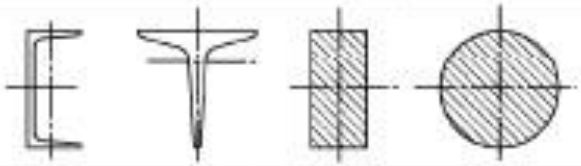
Tabla 6.1: Coeficientes de imperfección para las curvas de pandeo

Curva de pandeo	a_0	a	b	c	d
Coeficiente de imperfección α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

(3) Los valores del coeficiente de reducción χ para la esbeltez adimensional correspondiente $\bar{\lambda}$ podrá obtenerse de la Figura 6.4.

(4) Para esbelteces $\bar{\lambda} \leq 0{,}2$ o para $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0{,}04$ los efectos del pandeo pueden despreciarse y únicamente se aplicarán las comprobaciones de sección.

Tabla 6.2: Elección de las curvas de pandeo para una sección

Sección transversal		Límites		Pandeo alrededor del eje	Curva de pandeo	
					S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Secciones de perfiles laminados		h/b > 1,2	$t_f \leq 40$ mm	y – y z – z	a b	a_0 a_0
			40 mm < $t_f \leq 100$	y – y z – z	b c	a a
		h/b ≤ 1,2	$t_f \leq 100$ mm	y – y z – z	b c	a a
			$t_f > 100$ mm	y – y z – z	d d	c c
Secciones en I de vigas soldadas		$t_f \leq 40$ mm		y – y z – z	b c	b c
		$t_f > 40$ mm		y – y z – z	c d	c d
Secciones huecas		Acabados en caliente		cualquiera	a	a_0
		Conformados en frío		cualquiera	c	c
Secciones en cajón de vigas soldadas		En general (excepto el caso del recuadro inferior)		cualquiera	b	b
		Soldaduras gruesas: $a > 0{,}5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$		cualquiera	c	c
Secciones en U o en simple T y secciones macizas				cualquiera	c	c
Secciones de perfiles de angulares				cualquiera	b	b

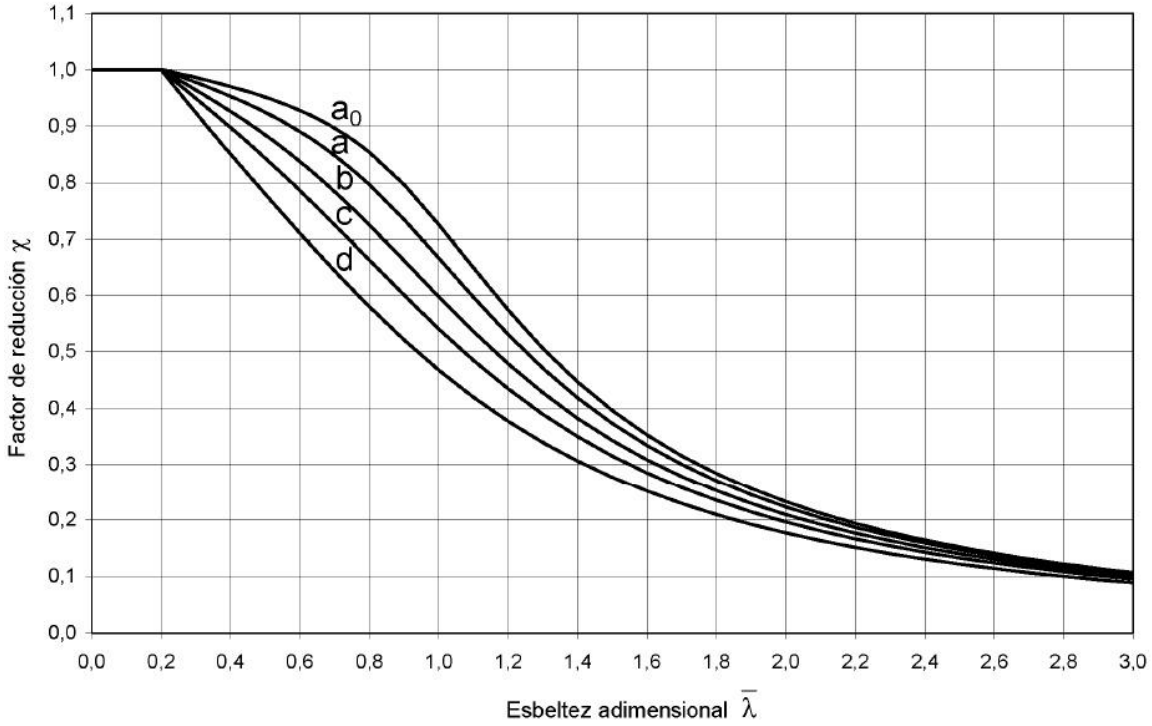


Figura 6.4: Curvas de pandeo

6.3.1.3 Esbeltez para el pandeo por flexión

(1) La esbeltez adimensional viene dada por:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i}\frac{1}{\lambda_1}$$ para secciones de Clase 1, 2 y 3

(6.50)

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff}f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i}\frac{\sqrt{\frac{A_{eff}}{A}}}{\lambda_1}$$ para secciones de Clase 4

(6.51)

donde

L_{cr} es la longitud de pandeo en el plano de pandeo considerado

i es el radio de giro alrededor del eje considerado, determinado a partir de las propiedades de la sección bruta

$$\lambda_1 = \pi\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93{,}9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \qquad (f_y \text{ en } N/mm^2)$$

NOTA B: Para el pandeo elástico de componentes de estructuras de edificación véase el Apéndice BB.

(2) Para el pandeo por flexión, deberá elegirse la curva de pandeo apropiada de acuerdo con la Tabla 6.2.

6.3.1.4 Esbeltez para el pandeo por torsión y el pandeo por torsión y flexión

(1) Para elementos con secciones abiertas se considerará la posibilidad de que la resistencia a pandeo por torsión y por torsión y flexión pueda ser menor que su resistencia a pandeo por flexión.

(2) La esbeltez adimensional $\bar{\lambda}_T$ para pandeo por torsión y por torsión y flexión deberá tomarse como:

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} \qquad \text{para secciones de Clase 1, 2 y 3} \qquad (6.52)$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A_{eff}f_y}{N_{cr}}} \qquad \text{para secciones de Clase 4} \qquad (6.53)$$

donde

$N_{cr} = N_{cr,TF}$ con $N_{cr} < N_{cr,T}$

$N_{cr,TF}$ es el esfuerzo para pandeo elástico por torsión y flexión

$N_{cr,T}$ es el esfuerzo para pandeo elástico por torsión

(3) Para el pandeo por torsión y por torsión y flexión se deberá determinar la curva de pandeo apropiada de la Tabla 6.2 considerando la curva correspondiente al eje $z - z$.

6.3.2 Elementos de canto constante a flexión

6.3.2.1 Resistencia a pandeo

(1) Un elemento no arriostrado lateralmente sometido a flexión alrededor de su eje fuerte deberá comprobarse a pandeo lateral según:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1{,}0 \qquad (6.54)$$

donde

M_{Ed} es el momento de cálculo

$M_{b,Rd}$ es el momento resistente de cálculo a pandeo

(2) Las vigas con suficiente arriostramiento en el ala comprimida no son susceptibles de pandear lateralmente. Además, las vigas con ciertos tipos de secciones, tales como secciones cuadradas o circulares huecas, secciones prefabricadas tubulares o cajón no son susceptibles de pandear lateralmente.

(3) El momento resistente de cálculo a pandeo de una viga no arriostrada lateralmente deberá tomarse como:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \qquad (6.55)$$

donde

W_y es el módulo resistente de la sección:

- $W_y = W_{pl,y}$ para secciones de Clase 1 o 2
- $W_y = W_{el,y}$ para secciones de Clase 3
- $W_y = W_{eff,y}$ para secciones de Clase 4

χ_{LT} es el coeficiente de reducción para pandeo lateral.

NOTA 1: En la determinación de la resistencia a pandeo de las vigas con secciones variables podrá realizarse un análisis de segundo orden de acuerdo con 5.3.4(3). Para pandeo fuera del plano véase también 6.3.4.

NOTA 2B: Para pandeo en componentes de estructuras de edificación véase también el Apéndice BB.

(4) En la determinación de W_y, no será necesario tener en cuenta los agujeros para tornillos de los extremos de la viga.

6.3.2.2 Curvas de pandeo lateral por torsión. Caso general

(1) Salvo otras especificaciones, véase el apartado 6.3.2.3, para elementos sometidos a flexión de sección constante, el valor de χ_{LT} para la esbeltez adimensional correspondiente $\bar{\lambda}_{LT}$ deberá determinarse como:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{siendo} \quad \chi_{LT} \leq 1{,}0 \qquad (6.56)$$

donde

$$\Phi_{LT} = 0{,}5\left[1 + \alpha_{LT}\left(\bar{\lambda}_{LT} - 0{,}2\right) + \bar{\lambda}_{LT}^2\right]$$

α_{LT} es el coeficiente de imperfección

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} es el momento crítico elástico de pandeo lateral

(2) M_{cr} se obtendrá considerando las propiedades de la sección bruta y teniendo en cuenta las condiciones de carga, la distribución real del momento y los arriostramiento laterales.

Los valores del coeficiente de imperfección α_{LT}se establecen en la Tabla 6.3.

Tabla 6.3: Valores recomendados para el factor de imperfección para las curvas de pandeo lateral por torsión

Curva de pandeo	a	b	c	d
Coeficiente de imperfección α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Las recomendaciones para la curva de pandeo vienen establecidas en la Tabla 6.4.

Tabla 6.4: Valores recomendados para la curva de pandeo lateral de secciones según ecuación (6.56)

Sección transversal	Límites	Curva de pandeo
Secciones laminadas en I	$h/b \leq 2$ $h/b > 2$	a b
Secciones soldadas en I	$h/b \leq 2$ $h/b > 2$	c d
Otras secciones	-	d

(3) Los valores del coeficiente de reducción χ_{LT} para la esbeltez adimensional apropiada $\bar{\lambda}_{LT}$ puede obtenerse de la Figura 6.4.

(4) Para esbelteces $\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}$(véase 6.3.2.3) o para $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}{}^2$ (véase el apartado 6.3.2.3) los efectos del pandeo lateral pueden despreciarse y aplicar únicamente las comprobaciones de sección.

6.3.2.3 Curvas de pandeo lateral para secciones laminadas o secciones soldadas equivalentes

(1) Para secciones laminadas o soldadas equivalentes sometidas a flexión, los valores de χ_{LT} para la esbeltez adimensional correspondiente pueden determinarse según:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}{}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}{}^2}} \quad \text{siendo} \quad \chi_{LT} \leq 1{,}0 \quad ; \quad \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}{}^2} \qquad (6.57)$$

$$\Phi_{LT} = 0{,}5\left[1 + \alpha_{LT}\left(\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}\right) + \beta \bar{\lambda}_{LT}{}^2\right]$$

Los parámetros para la determinación de χ_{LT} en pandeo lateral para secciones transversales de perfiles laminados o secciones soldadas equivalentes utilizando la ecuación 6.57 tendrán los siguientes valores:

$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0{,}4$ (valor máximo).

$\beta = 0{,}75$ (valor mínimo).

Se utilizarán las curvas de pandeo en función de la Tabla 6.5.

Tabla 6.5 Elección de la curva de pandeo lateral para secciones transversales utilizando la ecuación 6.57

Sección transversal	Límites	Curva de pandeo
Secciones en I laminadas	$h/b \leq 2$ $h/b > 2$	b c
Secciones en I soldadas	$h/b \leq 2$ $h/b > 2$	c d

(2) Para tener en cuenta la distribución del momento flector entre los puntos de arriostramiento lateral de los elementos, el coeficiente de reducción puede modificarse como sigue:

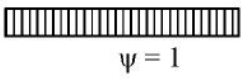
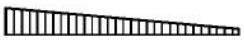
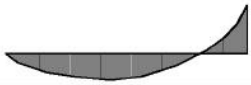
$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} \qquad \text{siendo } \chi_{LT,mod} \leq 1 \qquad (6.58)$$

donde:

$f = 1 - 0{,}5(1 - k_c)\left[1 - 2{,}0(\bar{\lambda}_{LT} - 0{,}8)^2\right]$ siendo $f \leq 1{,}0$

k_c es un factor de corrección de acuerdo con la Tabla 6.6.

Tabla 6.6: Coeficientes de corrección k_c

Distribución de momentos	k_c
 $\psi = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1{,}33 - 0{,}33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

6.3.2.4 Métodos simplificadosde comprobación de vigas con arriostramientos laterales en edificios

(1) Los elementos con arriostramiento lateral puntual del ala comprimida no son susceptibles al pandeo lateral si la longitud L_c entre arriostramientos o la esbeltez resultante $\bar{\lambda}_f$ del ala comprimida equivalente cumple:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{k_c L_c}{i_{f,z}\lambda_1} \leq \overline{\lambda_{c0}} \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}} \qquad (6.59)$$

donde

$M_{y,Ed}$ es el valor de cálculo del momento flector máximo entre puntos de arriostramiento

$$M_{c,Rd} = W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

W_y es el módulo resistente de la sección correspondiente al ala comprimida

k_c es el factor de corrección de la esbeltez para una distribución del momento entre arriostramientos, véase la Tabla 6.6

$i_{f,z}$ es el radio de giro del ala comprimida equivalente respecto del eje débil de la sección, formada por el ala comprimida más $1/3$ de la parte comprimida del área del alma.

$\overline{\lambda_{c0}}$ es el límite de esbeltez del ala comprimida equivalente, cuyo límite se define como $\bar{\lambda}_{c0} = \bar{\lambda}_{LT,0} + 0{,}1 = 0{,}5$. Está definida como:

$$\lambda_1 = \pi\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93{,}9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \qquad (f_y \text{ en } N/mm^2)$$

NOTA 1B: Para secciones Clase 4 $i_{f,z}$ podrá tomarse como:

$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_{eff,f}}{A_{eff,f} + 1/3A_{eff,w,c}}}$$

donde:

$I_{eff,f}$ es el momento de inercia del área del ala comprimida sobre el eje débil de la sección

$A_{eff,f}$ es el área eficaz del ala de compresión

$A_{eff,w,c}$ es el área eficaz de la parte comprimida del alma

(2) Si la esbeltez del ala comprimida $\bar{\lambda}_f$ supera el límite establecido en (1), el momento resistente a pandeo lateral de cálculo podrá tomarse como:

$$M_{b,Rd} = k_{fl}\chi M_{c,Rd} \qquad \text{siendo } M_{b,Rd} \leq M_{c,Rd} \qquad (6.60)$$

donde

χ es el coeficiente de reducción del ala comprimida equivalente determinado con $\bar{\lambda}_f$

k_{fl} es el factor de corrección que tiene en cuenta que el método del ala comprimida equivalente es conservador. El valor a utilizar será $k_{fl} = 1{,}10$.

(3) Las curvas de pandeo utilizadas en (2) deberán tomarse como:

- curva d para secciones soldadas que cumplan $\frac{h}{t_f} \leq 44\varepsilon$
- curva c para el resto de secciones

donde

h es el canto total de la sección

t_f es el espesor del ala comprimida

NOTA B: Para pandeo lateral de componentes de estructuras en edificación arriostradas véase también el Apéndice BB.3.

6.3.3 Elementos de sección constante sometidos a flexión y compresión

(1) Salvo que se realice un análisis de segundo orden aplicando las imperfecciones establecidas en el apartado 5.3.2, la estabilidad de los elementos de sección constante con doble simetría no susceptibles a deformaciones por torsión, deberá comprobarse como indican las siguientes disposiciones, donde se distingue entre:

- elementos no susceptibles a deformaciones por torsión, por ejemplo secciones circulares huecas o con torsión impedida
- elementos susceptibles a deformaciones por torsión, por ejemplo elementos con secciones abiertas o con torsión no impedida

(2) Además, la resistencia de la sección en cada extremo del elemento debe satisfacer los requisitos establecidos en el apartado 6.2.

NOTA 1: La fórmula de interacción está basada en el modelo de elementos de un vano simplemente apoyados y con o sin arriostramiento lateral continuo, sometido a compresiones, momentos en los extremos y/o cargas transversales.

NOTA 2: Véase 6.3.4 si las condiciones de aplicación expresadas en (1) y (2) no se cumplen.

(3) Para elementos de sistemas estructurales, la comprobación de la resistencia podrá realizarse en base a elementos individuales de un solo vano extraídos del sistema. Los efectos de segundo orden de sistemas traslacionales (efectos-P-D) se tendrán en cuenta tanto por los momentos en los extremos del elemento como mediante las longitudes apropiadas de pandeo que correspondan, véanse los epígrafes 5.2.2(3)c) y 5.2.2 (8).

(4) Los elementos sometidos a la combinación de compresión y flexión deberán cumplir.

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy}\frac{M_{y,Ed}+\Delta M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz}\frac{M_{z,Ed}+\Delta M_{z,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (6.61)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy}\frac{M_{y,Ed}+\Delta M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz}\frac{M_{z,Ed}+\Delta M_{z,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (6.62)$$

donde

N_{Ed}, $M_{y,Ed}$ y $M_{z,Ed}$ son los valores de cálculo del esfuerzo de compresión y de los momentos máximos alrededor de los ejes $y-y$ y $z-z$ a lo largo del elemento respectivamente

$\Delta M_{y,Ed}$ y $\Delta M_{z,Ed}$ son los momentos debidos al desplazamiento del centro de gravedad de acuerdo con el apartado 6.2.9.3 para secciones Clase 4, véase la Tabla 6.7

χ_y y χ_z son los coeficientes de reducción de pandeo por flexión según el apartado 6.3.1

χ_{LT} es el coeficiente de reducción de pandeo lateral según el apartado 6.3.2

k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}y k_{zz} son los coeficientes de interacción

Tabla 6.7: Valores para $N_{Rk} = f_y A_i$, $M_{i,Rk} = f_y W_i$ y $\Delta M_{i,Ed}$

Clase	1	2	3	4
A_i	A	A	A	A_{eff}
W_y	Wpl,y	Wpl,y	Wel,y	$Weff,y$
W_z	Wpl,z	Wpl,z	Wel,z	$Weff,z$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y}N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z}N_{Ed}$

NOTA Para elementos no susceptibles a la deformación por torsión χ_{LT} sería $\chi_{LT} = 1{,}0$.

(5) Los coeficientes de interacción k_{yy}, k_{yz},k_{zy} y k_{zz} dependerán del método elegido.Los valores de estos coeficientes pueden obtenerse del Apéndice A (método alternativo 1) o del Apéndice B (método alternativo 2)

NOTA: Como simplificación podrán realizarse las comprobaciones únicamente en régimen elástico.

6.3.4 Método general para el pandeo lateral y flexión de elementos estructurales

(1) El siguiente método podrá aplicarse cuando los métodos establecidos en los apartados 6.3.1, 6.3.2 y 6.3.3 no sean de aplicación. Permite la comprobación de la resistencia a pandeo lateral por torsión y por flexión de componentes estructurales tales como:

- elementos individuales, de sección compuesta o no, de sección constante o no, con condiciones de apoyos complejas o no, o
- pórticos planos o subestructuras compuestas por tales elementos, sometidos a compresiones y/o flexión uniaxial en el plano, pero sin rótulas plásticas.

(2) La resistencia global a pandeo fuera del plano de todo componente estructural conforme a (1) podrá verificarse comprobando que:

$$\frac{\chi_{op}\alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1{,}0 \qquad (6.63)$$

donde

$\alpha_{ult,k}$ es el coeficiente mínimo por el que hay que multiplicar las cargas de cálculo para alcanzar la resistencia máxima característica de la sección más crítica del componente estructural considerando su comportamiento en el plano sin tener en cuenta el pandeo por flexión o torsión, pero sí todos los efectos debidos a las deformaciones geométricas dentro del plano y las imperfecciones globales y locales cuando corresponda;

χ_{op} es el factor de reducción para la esbeltez adimensional $\overline{\lambda_{op}}$, véase (3), para tener en cuenta el pandeo lateral por torsión y por flexión.

(3) La esbeltez adimensional global $\overline{\lambda_{op}}$ para componentes estructurales deberán determinarse a partir de la expresión siguiente:

$$\overline{\lambda_{op}} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}} \qquad (6.64)$$

donde

$\alpha_{ult,k}$ se define en (2)

$\alpha_{cr,op}$ es el coeficiente mínimo por el que hay que multiplicar las cargas de diseño actuando en el plano para alcanzar la resistencia crítica elástica del componente estructural con respecto al pandeo lateral o flexión sin tener en cuenta el pandeo por flexión en el plano.

NOTA: En la determinación de $\alpha_{cr,op}$ y $\alpha_{ult,k}$ se podrán aplicar Análisis por Elementos Finitos.

(4) El coeficiente de reducción χ_{op} se podrá determinar por cualquiera de los siguientes métodos:

a) el valor mínimo de

χ para pandeo de acuerdo al apartado 6.3.1

χ_{LT} para pandeo lateral de acuerdo al apartado 6.3.2

Ambas se calcularán para la esbeltez adimensional global $\overline{\lambda_{op}}$

NOTA: Por ejemplo, cuando $\alpha_{ult,k}$ se determine por la comprobación de la sección $\frac{1}{\alpha_{ult,k}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}}$ éste método conduce a:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rk}/\gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} \leq \chi_{op} \quad (6.65)$$

b) un valor interpolado entre los valores χ y χ_{LT} como se determina en a) utilizando la fórmula para $\alpha_{ult,k}$ correspondiente a la sección crítica

NOTA: Por ejemplo cuando $\alpha_{ult,k}$ se determine por la comprobación de la sección $\frac{1}{\alpha_{ult,k}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}}$ este método conduce a:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{Rk}/\gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (6.66)$$

6.3.5 Pandeo lateral de los elementos con rótulas plásticas en edificación

6.3.5.1 Generalidades

(1) Las estructuras podrán calcularse con análisis plástico siempre que el pandeo lateral en el pórtico sea impedido por los siguientes medios:

a) arriostramientos en la ubicación de las rótulas plásticas “rotadas”, véase el apartado 6.3.5.2, y

b) comprobación de la longitud estable del segmento entre tales arriostramientos y otros arriostramientos laterales, véase el apartado 6.3.5.3.

(2) No serán necesario arriostrar las rótulas plásticas que “no roten” bajo todas las combinaciones de cargas de estado límite último.

6.3.5.2 Arriostramiento en rótulas plásticas rotadas

(1) En cada ubicación donde se encuentre una rótula plástica rotada la sección deberá tener un arriostramiento lateral y torsional eficaz con resistencia apropiada a las fuerzas laterales y torsión provocados por las deformaciones plásticas locales del elemento en este punto.

(2) Los arriostramientos eficaces deberán disponerse:

- elementos sometidos tanto a momentos como a momentos y esfuerzos axiles por un arriostramiento lateral en ambas alas. Ésta podrá disponerse mediante el arriostramiento lateral de un ala y un arriostramiento rígido a torsión de la sección transversal para evitar el movimiento lateral del ala comprimida respecto del ala traccionada, véase la Figura 6.5.
- elementos sometidos tanto únicamente a momentos como a momentos y esfuerzo de tracción en los que el ala comprimida está en contacto con una losa, por un arriostramiento lateral y tosional del ala comprimida (por ejemplo

conectándola a la losa, véase la Figura 6.6). Para aquellas secciones más esbeltas que las laminadas en I y H, la distorsión de la sección deberá evitarse en las rótulas plásticas (por ejemplo mediante un rigidizador del alma también conectado al ala comprimida con una unión rígida del ala comprimida con la losa).

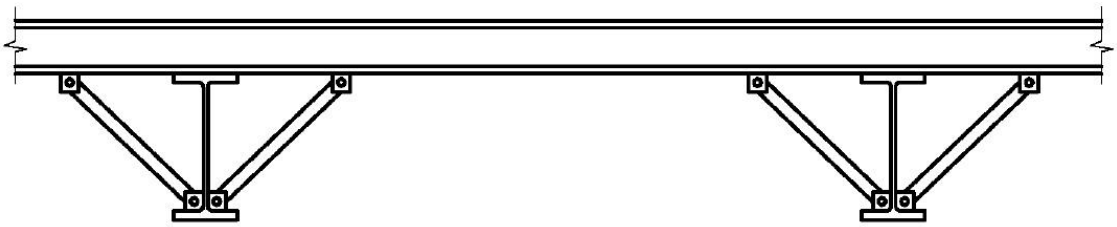


Figura 6.5: Arriostramiento torsional rígido típico

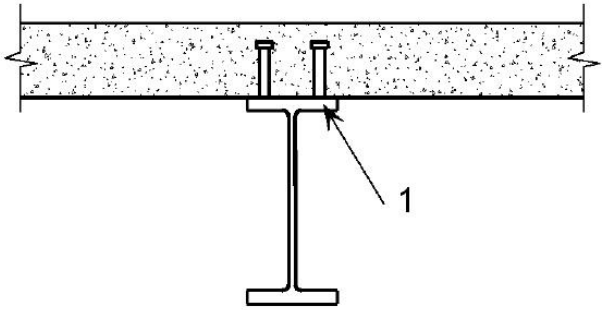


Figura 6.6: Arriostramiento lateral y torsional típico del ala comprimida por una losa

(3) En cada rótula plástica, las uniones (por ejemplo los tornillos) del ala comprimida al elemento resistente en este punto (por ejemplo las correas), y todo elemento intermedio (por ejemplo una diagonal) deberán calcularse para resistir una fuerza local de al menos un 2,5% de $N_{f,Ed}$ (definido en el apartado 6.3.5.2(5)B) transmitido por las alas en su plano y perpendicular al plano del alma, sin combinación con otras cargas.

(4) Cuando no sea posible realizar este arriostramiento directamente en la posición de la rótula, deberá disponerse en una distancia no mayor de $h/2$ medida a lo largo del elemento, donde h es la altura total del elemento en la rótula.

(5) Para dimensionar el sistema de arriostramiento, véase el apartado 5.3.3, deberá realizarse una comprobación adicional a la relativa a la de imperfecciones definidas en el apartado 5.3.3, para asegurar que el sistema de arriostramiento sea capaz de resistir los efectos de las fuerzas locales Q_m aplicadas en cada elemento estabilizado en la posición las rótulas plásticas, donde:

$$Q_m = 1{,}5\alpha_m \frac{N_{f,Ed}}{100} \tag{6.67}$$

donde

$N_{f,Ed}$ es el axil en el ala comprimida del elemento estabilizado en la ubicación de la rótula plástica;

α_m se define en el apartado 5.3.3(1).

NOTA: Para la combinación con cargas externas véase también 5.3.3(5).

6.3.5.3 Verificación de la longitud estable del segmento

(1) La resistencia a pandeo lateral de los segmentos entre arriostramientos puede realizarse comprobando que las longitudes entre arriostramientos no son superiores a la longitud estable.

Para segmentos de viga de sección uniforme en I o H de $\frac{h}{t_f} \leq 40\varepsilon$ sometidos a una variación lineal de momentos y sin compresión axial significativa, la longitud estable podrá obtenerse de:

$$L_{estable} = 35\varepsilon i_z \quad \text{para } 0{,}625 \leq \Psi \leq 1 \qquad (6.68)$$

$$L_{estable} = (60 - 40\Psi)\varepsilon i_z \quad \text{para } -1 \leq \Psi \leq 0{,}625$$

donde

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y \left[\frac{N}{mm^2}\right]}}$$

$\Psi = \frac{M_{Ed,min}}{M_{pl,Rd}}$ = relación de los momentos en los extremos del segmento

NOTA: Para la longitud estable de un segmento véase también el Apéndice BB. 3.

(2) Cuando se reduzca una rótula plástica inmediatamente próxima al extremo de una cartela, el elemento de altura variable no necesitará tratarse como segmento adyacente a una rótula plástica si se cumplen los criterios siguientes:

a) El arriostramiento en la ubicación de la rótula plástica deberá estar situado en una distancia menor a $h/2$ en la longitud del elemento de altura variable, y no en el de sección constante;

b) el ala comprimida de la cartela permanecerá en régimen elástico a lo largo de su longitud.

NOTA: Para más información véase el Apéndice BB.3.

6.4 Elementos compuestos comprimidos

6.4.1 Generalidades

(1) Los elementos de sección constante compuesta comprimidos con extremos articulados apoyados lateralmente deberán calcularse con el modelo siguiente, véase la Figura 6.7.

1. el elemento podrá considerarse como un pilar con una imperfección en arco $e_0 = \frac{L}{500}$

2. las deformaciones elásticas de las celosías y presillas, véase la Figura 6.7, pueden considerarse como una resistencia constante (extendida) a cortante S_v del pilar.

NOTA: Para otras condiciones en los extremos se tomarán las modificaciones apropiadas.

(2) El modelo de un elemento de sección constante compuesto comprimido es de aplicación cuando

1. la celosía y presillas constan de los mismos módulos que los cordones paralelos
2. el número mínimo de módulos en un elemento es tres.

NOTA: Esta hipótesis permite a la estructura ser regular y extenderse de una estructura discreta a una continua.

(3) El procedimiento de cálculo es aplicable a elementos compuestos por celosías y presillas en dos planos, véase la Figura 6.8.

(4) Los cordones pueden ser de alma llena o en celosías o empresillados en el plano perpendicular.

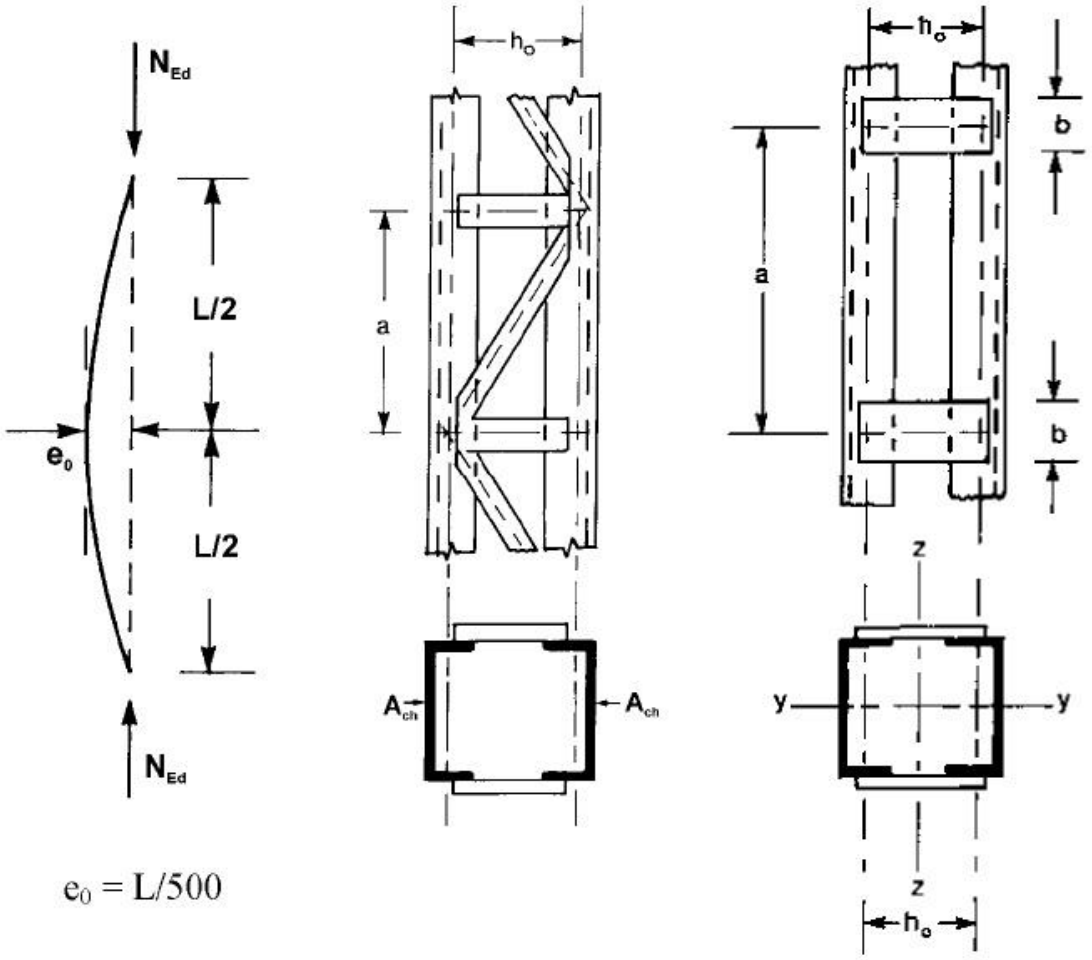


Figura 6.7: Pilares de sección compuesta constante con celosías y presillas

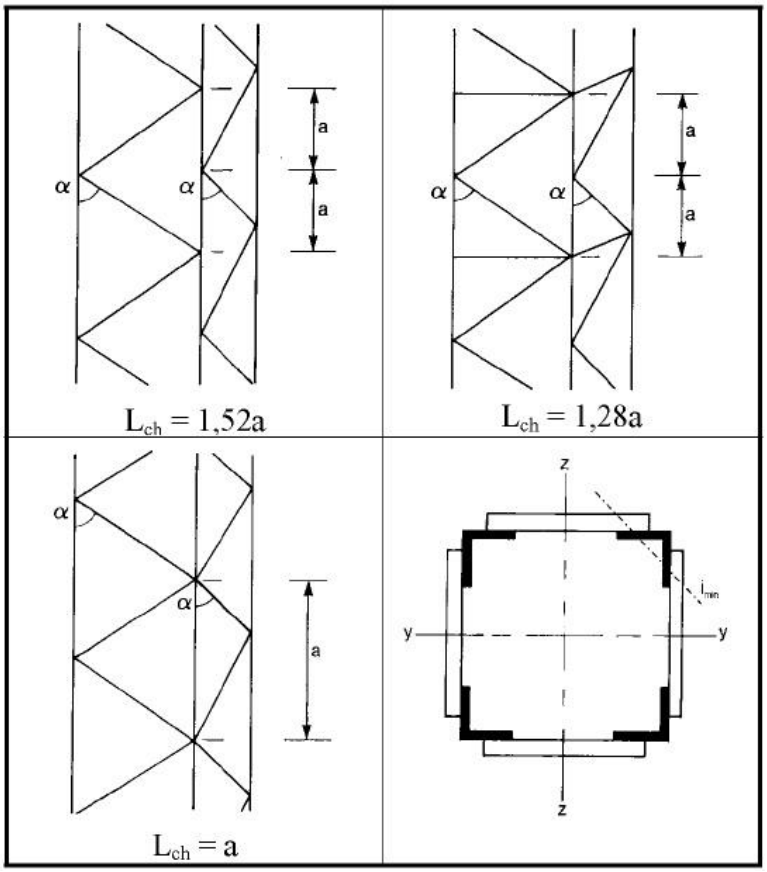


Figura 6.8: Triangulaciones en cuatro lados y longitud de pandeo L_{ch} de los cordones.

(5) Las comprobaciones deberán realizarse para los cordones utilizando los esfuerzos de cálculo $N_{ch,Ed}$ producidos por las fuerzas de compresión N_{Ed} y momentos M_{Ed} en el centro de vano de los elementos compuestos.

(6) Para un elemento con dos cordones iguales el esfuerzo axil de cálculo $N_{ch,Ed}$ deberá determinarse de:

$$N_{ch,Ed} = 0{,}5N_{Ed} + \frac{M_{Ed}h_0A_{ch}}{2I_{eff}} \qquad (6.69)$$

donde

$$M_{Ed} = \frac{N_{Ed}e_0+M_{Ed}^I}{1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr}}-\frac{N_{Ed}}{S_v}}$$

$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{L^2}$ es el esfuerzo crítico eficaz del elemento compuesto

N_{Ed} es el valor de cálculo de la compresión del elemento compuesto

M_{Ed} es el valor de cálculo del máximo momento en el centro del elemento compuesto considerando efectos de segundo orden

M_{Ed}^{I} es el valor de cálculo del máximo momento en el centro del elemento compuesto sin considerar efectos de segundo orden

h_0 es la distancia entre los centros de gravedad de los cordones

A_{ch} es el área de la sección de un cordón

I_{eff} es el momento de inercia eficaz del elemento compuesto, véanse 6.4.2 y 6.4.3

S_v es la rigidez a cortante de las triangulaciones o del panel empresillado, véanse los apartados 6.4.2 y 6.4.3

(7) Deberán realizarse las comprobaciones de las triangulaciones de los elementos compuestos triangulados o de los momentos y esfuerzos cortantes de los pórticos de los paneles de empresillados de los elementos compuestos para los paneles extremos considerando el cortante en el elemento compuesto:

$$V_{Ed} = \pi \frac{M_{Ed}}{L} \tag{6.70}$$

6.4.2 Elementos triangulados comprimidos

6.4.2.1 Resistencia de los componentes de los perfiles triangulados comprimidos

(1) Los cordones y diagonales sometidos a compresiones deberán calcularse a pandeo.

NOTA: Podrán despreciarse momentos de segundo orden.

(2) Para los cordones, la comprobación a pandeo deberá realizarse como sigue:

$$\frac{N_{ch,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1{,}0 \tag{6.71}$$

donde

$N_{ch,Ed}$ es la compresión de cálculo en el cordón a media longitud del elemento compuesto de acuerdo con el apartado 6.4.1(6)

$N_{b,Rd}$ es el valor de cálculo de la resistencia a pandeo del cordón teniendo en cuenta la longitud de pandeo L_{ch} de la Figura 6.8.

(3) La rigidez a cortante S_v de las triangulaciones deberá tomarse de la Figura 6.9.

(4) El momento de inercia eficaz del elemento compuesto triangulado podrá tomarse como:

$$I_{eff} = 0{,}5 h_0^2 A_{ch} \tag{6.72}$$

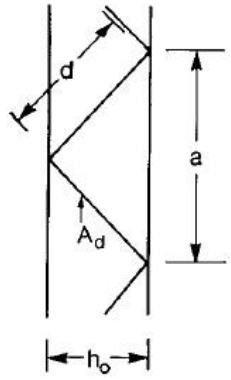
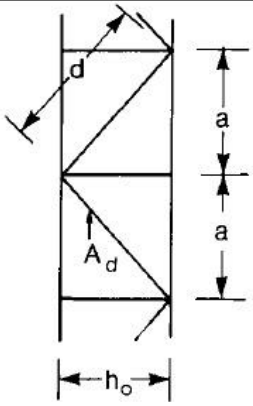
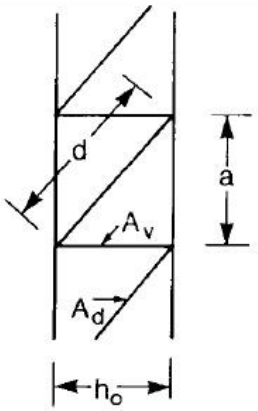
Sistema			
S_V	$\frac{nEA_d ah_0^2}{2d^3}$	$\frac{nEA_d ah_0^2}{d^3}$	$\frac{nEA_d ah_0^2}{d^3\left[1+\frac{A_d h_0^3}{A_V d^3}\right]}$
n es el número de planos de triangulación A_d y A_v son las áreas de la sección transversal de las diagonales y montantes			

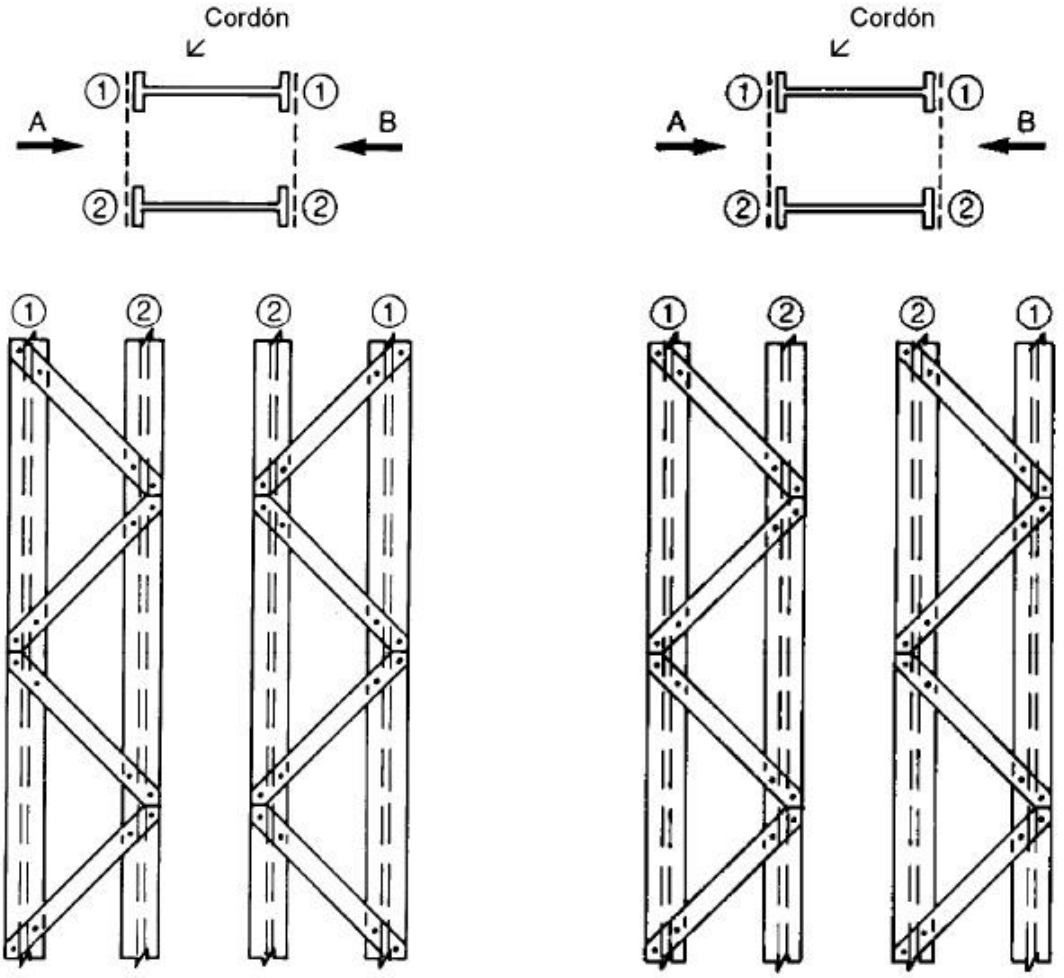
Figura 6.9: Rigidez a cortante de los elementos compuestos triangulados.

6.4.2.2 Detalles constructivos

(1) Los sistemas de triangulación en caras opuestas de los elementos compuestos con dos planos de triangulación paralelos deberán corresponderse a sistemas como el mostrado en la Figura 6.10(a), dispuestos de forma que uno es el simétrico del otro.

(2) Cuando el sistema de triangulación en caras opuestas de los elementos compuestos con dos planos de triangulación paralelos se disponen de forma opuesta como indica la Figura 6.10(b), los efectos resultantes de torsión en el elemento deberán tenerse en cuenta.

(3) Los paneles de unión deberán disponerse en los extremos de los sistemas de triangulación, en los puntos donde la triangulación se interrumpe y en juntas con otros elementos.



Triangulación en la cara A | Triangulación en la cara B | Triangulación en la cara A | Triangulación en la cara B

a) Sistema de triangulación simétrico (recomendado)

b) Sistema de triangulación opuesto (no recomendado)

Figura 6.10: Sistemas de triangulación en caras opuestas de un elemento compuesto con dos planos de triangulación paralelos

6.4.3 Elementos empresillados comprimidos

6.4.3.1 Resistencia de los elementos empresillados comprimidos

(1) Los cordones y los empresillados y sus juntas con los cordones deberán comprobarse para los momentos y fuerzas reales en un panel extremo y a media luz como indica la Figura 6.11.

NOTA: Por simplicidad, los esfuerzos máximos en los cordones $N_{ch,Ed}$ podrán combinarse con el cortante máximo de cálculo V_{Ed}.

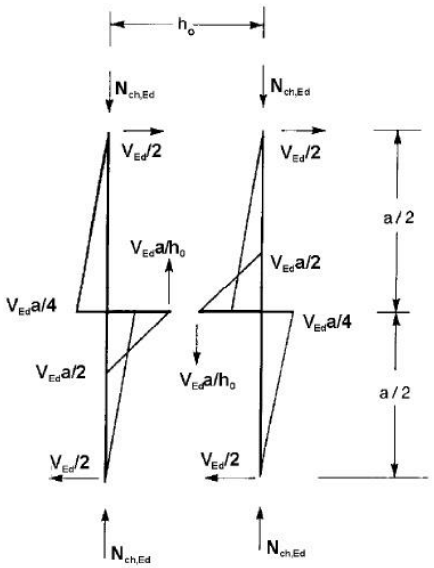


Figura 6.11: Momentos y fuerzas en un panel extremo de un elemento compuesto empresillado

(2) La rigidez a cortante S_v deberá tomarse como:

$$S_v = \frac{24EI_{ch}}{a^2\left[1+\frac{2I_{ch}h_0}{nI_b\ a}\right]} \leq \frac{2\pi^2 EI_{ch}}{a^2} \tag{6.73}$$

(3) Las inercias eficaces de los elementos empresillados compuestos pueden tomarse como:

$$I_{eff} = 0{,}5h_0^2 A_{ch} + 2\mu I_{ch} \tag{6.74}$$

donde

I_{ch} inercia de un cordón en el plano

I_b inercia de una presilla en el plano

μ factor de eficiencia de la Tabla 6.8

n número de planos de triangulación

Tabla 6.8: Factor de eficiencia μ

Criterio	Factor de eficiencia μ
$\lambda \geq 150$	0
$75 < \lambda < 150$	$\mu = 2 - \frac{\lambda}{75}$
$\lambda \leq 75$	$1{,}0$
donde $\lambda = L/i_0$; $i_0 = \sqrt{\frac{I_1}{2A_{ch}}}$; $I_1 = 0{,}5{h_0}^2 A_{ch} + 2I_{ch}$	

6.4.3.2 Detalles constructivos

(1) Deberán disponerse presillas en cada extremo del elemento.

(2) Donde las presillas estén dispuestos en planos paralelos, deberán disponerse los empresillados de forma enfrentada en cada plano.

(3) También deberán disponerse presillas en puntos intermedios donde se apliquen cargas o hayan arriostramientos laterales.

6.4.4 Elementos compuestos próximos

(1) Los elementos compuestos comprimidos con cordones en contacto o próximos y unidos por chapas, véase la Figura 6.12, o elementos angulares unidos en estrella unidos por pares de presillas en dos planos perpendiculares, véase la Figura 6.13, deberán comprobarse a pandeo como un elemento individual omitiendo el efecto de la rigidez a cortante ($S_v = \infty$), cuando se cumplan las condiciones de la Tabla 6.9.

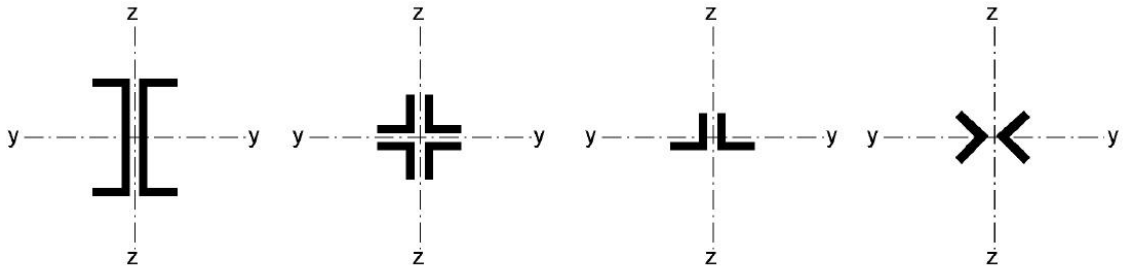


Figura 6.12: Elementos compuestos próximos

Tabla 6.9: Espaciamiento máximo entre interconexiones en elementos compuestos cercanos o angulares unidos en estrella.

Tipo de elemento compuesto	Máximo espaciamiento entre conexiones *
Elementos de acuerdo a la Figura 6.12 conectados por tornillos o soldaduras	$15i_{min}$
Elementos de acuerdo con la Figura 6.13 conectados por pares de presillas	$70i_{min}$
* Distancia de centro a centro de las conexiones i_{min} es el radio mínimo de giro de un cordón o angular	

(2) Deberá determinarse los esfuerzos cortantes transmitidos por las presillas mediante el epígrafe 6.4.3.1(1).

(3) Para el caso de angulares con lados desiguales, véase la Figura 6.13, deberá comprobarse el pandeo en el eje $y - y$ con:

$$i_y = \frac{i_0}{1{,}15} \tag{6.75}$$

donde

i_0 es el radio mínimo de giro del elemento compuesto.

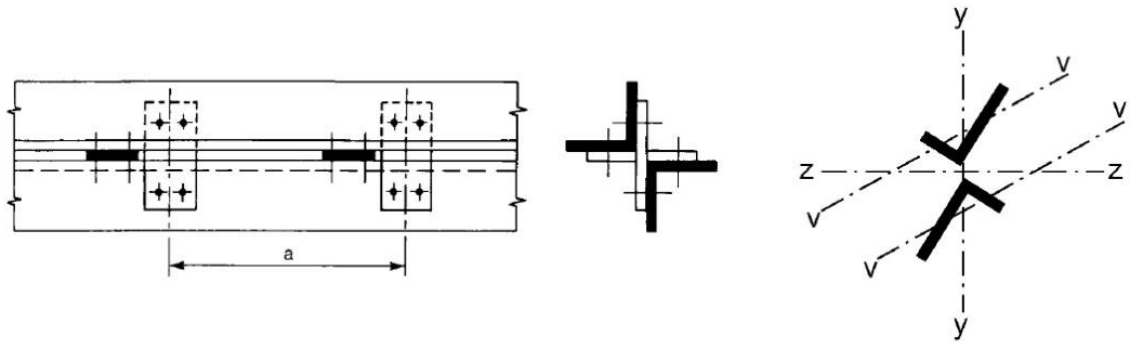


Figura 6.13: Elementos angulares unidos en estrella

7. Estados límite de servicio

7.1 Generalidades

(1) Una estructura de acero deberá calcularse y construirse de forma que se cumplan los criterios de servicio correspondientes.

(2) Los requisitos básicos de los estados límite de servicio se establecen en el apartado 3.4 del Anejo 18 del Código Estructural.

(3) Todos los estado límite de servicio y la carga y el modelo de análisis asociados deberán especificarse en un proyecto.

(4) Cuando se utilice un análisis plástico global para la comprobación de los estados límites últimos, podrá producirse una redistribución plástica de los esfuerzos en el estado límite de servicio. Si se produce, deberán considerarse los efectos.

7.2 Estados límite de servicio en edificación

7.2.1 Flechas verticales

(1) Los límites de las flechas verticales, conformes a la legislación específica, deberán especificarse para cada proyecto acordándose con cada cliente.

La estructura deberá presentar unas deformaciones verticales admisibles, lo que se entenderá que se cumple cuando se satisfagan las limitaciones definidas por la Propiedad, de acuerdo con lo establecido en la reglamentación vigente. En el caso de las estructuras de edificación, se utilizarán las siguientes limitaciones indicadas en el apartado 4.3.3.1 del Documento Básico “Seguridad Estructural” del Código Técnico de la Edificación:

Cuando se considere la integridad de los elementos constructivos, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando solo las deformaciones que se producen después de la puesta en obra del elemento, la flecha relativa es menor que:

a) 1/500 en pisos con tabiques frágiles (como los de gran formato, rasillones, o placas) o pavimentos rígidos sin juntas;

b) 1/400 en pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas;

c) 1/300 en el resto de los casos.

Cuando se considere el confort de los usuarios, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando solamente las acciones de corta duración, la flecha relativa, es menor que 1/350.

Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, la flecha relativa es menor que 1/300.

Las condiciones anteriores deben verificarse entre dos puntos cualesquiera de la planta, tomando como luz el doble de la distancia entre ellos. En general, será suficiente realizar dicha comprobación en dos direcciones ortogonales.

En los casos en los que los elementos dañables (por ejemplo tabiques, pavimentos) reaccionan de manera sensible frente a las deformaciones (flechas o desplazamientos horizontales) de la estructura portante, además de la limitación de las deformaciones se adoptarán medidas constructivas apropiadas para evitar daños. Estas medidas resultan particularmente indicadas si dichos elementos tienen un comportamiento frágil.

7.2.2 Flechas horizontales

(1) . La estructura deberá presentar unas deformaciones horizontales admisibles, lo que se entenderá que se cumple cuando se satisfagan las limitaciones definidas por la Propiedad, de acuerdo con lo establecido en la reglamentación vigente. En el caso de las estructuras de edificación, se utilizarán las siguientes limitaciones indicadas en el apartado 4.3.3.2 del Documento Básico “Seguridad Estructural” del Código Técnico de la Edificación:

Cuando se considere la integridad de los elementos constructivos, se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones característica, el desplome (véase la Figura 4.1) es menor de:

a) desplome total: 1/500 de la altura total del edificio;

b) desplome local: 1/250 de la altura de la planta, en cualquiera de ellas.

Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones casi permanente, el desplome relativo (véase Figura 7.1) es menor que 1/250.

En general es suficiente que dichas condiciones se satisfagan en dos direcciones sensiblemente ortogonales en planta.

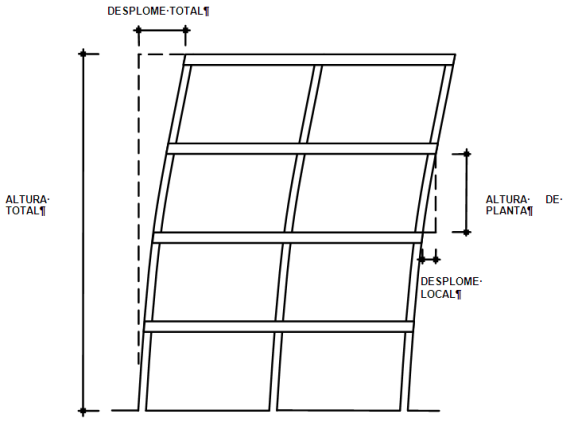


Figura 7.1. Desplome.

7.2.3 Efectos dinámicos

(1) La estructura deberá capacidad admisible frente a las vibraciones, lo que se entenderá que se cumple cuando se satisfagan las limitaciones definidas por la Propiedad, de acuerdo con lo establecido en la reglamentación vigente. En el caso de las estructuras de edificación, se utilizarán las siguientes limitaciones indicadas en el apartado 4.3.4 del Documento Básico “Seguridad Estructural” del Código Técnico de la Edificación:

Un edificio se comporta adecuadamente ante vibraciones debidas a acciones dinámicas, si la frecuencia de la acción dinámica (frecuencia de excitación) se aparta suficientemente de sus frecuencias propias.

En el cálculo de la frecuencia propia se tendrán en cuenta las posibles contribuciones de los cerramientos, separaciones, tabiquerías, revestimientos, solados y otros elementos constructivos, así como la influencia de la variación del módulo de elasticidad y, en el caso de los elementos de hormigón, la de la fisuración.

Si las vibraciones pueden producir el colapso de la estructura portante (por ejemplo debido a fenómenos de resonancia, o a la pérdida de la resistencia por fatiga) se tendrá en cuenta en la verificación de la capacidad portante, tal como se establece en el DB respectivo.

Se admite que una planta de piso susceptible de sufrir vibraciones por efecto rítmico de las personas, es suficientemente rígida, si la frecuencia propia es mayor de:

a) 8 hertzios, en gimnasios y polideportivos;
b) 7 hertzios en salas de fiesta y locales de pública concurrencia sin asientos fijos;
c) 3,4 hertzios en locales de espectáculos con asientos fijos.

Apéndice A – Método 1: coeficientes recomendados de interacción kij para la fórmula de interacción en 6.3.3(4)

Tabla A.1: Coeficientes de interacción k_{ij} (6.3.3(4))

Coeficiente de interacción	Hipótesis de cálculo	
	Propiedades elásticas secciones Clase 3 o 4	Propiedades plásticas secciones Clase 1 o 2
k_{yy}	$C_{my}C_{mLT}\dfrac{\mu_y}{1-\dfrac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my}C_{mLT}\dfrac{\mu_y}{1-\dfrac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}\dfrac{1}{C_{yy}}$
k_{yz}	$C_{mz}\dfrac{\mu_y}{1-\dfrac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{mz}\dfrac{\mu_y}{1-\dfrac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}\dfrac{1}{C_{yz}}0{,}6\sqrt{\dfrac{w_z}{w_y}}$
k_{zy}	$C_{my}C_{mLT}\dfrac{\mu_z}{1-\dfrac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my}C_{mLT}\dfrac{\mu_z}{1-\dfrac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}\dfrac{1}{C_{zy}}0{,}6\sqrt{\dfrac{w_y}{w_z}}$
k_{zz}	$C_{mz}\dfrac{\mu_z}{1-\dfrac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{mz}\dfrac{\mu_z}{1-\dfrac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}\dfrac{1}{C_{zz}}$
Términos auxiliares		
$\mu_y=\dfrac{1-\dfrac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1-\chi_y\dfrac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$ $\mu_z=\dfrac{1-\dfrac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1-\chi_z\dfrac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{yy}=1+(w_y-1)\left[\left(2-\dfrac{1{,}6}{w_y}C_{my}^2\bar{\lambda}_{max}-\dfrac{1{,}6}{w_y}C_{my}^2\bar{\lambda}^2_{max}\right)n_{pl}-b_{LT}\right]\geq\dfrac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$ con $b_{LT}=0{,}5a_{LT}\bar{\lambda}_0^2\dfrac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT}M_{pl,y,Rd}}\dfrac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}}$ $C_{yz}=1+(w_z-1)\left[\left(2-\dfrac{14}{w_z^{\,5}}C_{mz}^2\bar{\lambda}^2_{max}\right)n_{pl}-c_{LT}\right]\geq 0{,}6\sqrt{\dfrac{w_z}{w_y}}\dfrac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}$	

$w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} \le 1{,}5$ $w_z = \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} \le 1{,}5$ $n_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}/\gamma_{M0}}$ C_{my} véase Tabla A.2 $a_{LT} = 1 - \frac{I_t}{I_y} \ge 0$	con $c_{LT} = 10 a_{LT} \frac{\overline{\lambda}_0^2}{5 + \overline{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}}$ $C_{zy} = 1 + (w_y - 1)\left[\left(2 - \frac{14}{w_y^5} C_{my}^2 \overline{\lambda}^2_{max}\right) n_{pl} - d_{LT}\right] \ge 0{,}6\sqrt{\frac{w_y}{w_z}} \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$ con $d_{LT} = 2 a_{LT} \frac{\overline{\lambda}_0}{0{,}1 + \overline{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} \frac{M_{z,Ed}}{C_{mz} M_{pl,z,Rd}}$ $C_{zz} = 1 + (w_z - 1)\left[\left(2 - \frac{1{,}6}{w_z} C_{mz}^2 \overline{\lambda}_{max} - \frac{1{,}6}{w_z} C_{mz}^2 \overline{\lambda}^2_{max} - e_{LT}\right) n_{pl}\right] \ge \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}$ con $e_{LT} = 1{,}7 a_{LT} \frac{\overline{\lambda}_0}{0{,}1 + \overline{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}}$

$\overline{\lambda}_{max} = \max(\overline{\lambda}_y, \overline{\lambda}_z)$.

$\overline{\lambda}_0$ = Esbeltez adimensional de pandeo lateral cuando actúa un momento uniforme, es decir, cuando $\psi_y = 1{,}0$ en la Tabla A.2.

$\overline{\lambda}_{LT}$ = Esbeltez adimensional de pandeo lateral.

Para $\overline{\lambda}_0 \le 0{,}2\sqrt{C_1}\sqrt[4]{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}$

$C_{my} = C_{my,0}$

$C_{mz} = C_{mz,0}$

$C_{mLT} = 1{,}0$

Para $\overline{\lambda}_0 > 0{,}2\sqrt{C_1}\sqrt[4]{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}$

$C_{my} = C_{my,0} + (1 - C_{my,0}) \frac{\sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}$

$C_{mz} = C_{mz,0}$

$$C_{mLT} = C_{my}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)\left(1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}} \geq 1$$

$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{el,y}}$ para secciones de Clase 1, 2 y 3.

$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A_{ef}}{W_{ef,y}}$ para secciones de Clase 4.

$N_{cr,y}$ Esfuerzo axil crítico elástico por pandeo por flexión alrededor del eje y-y.

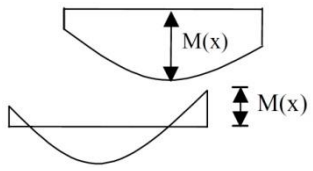
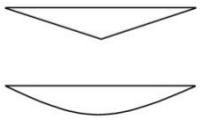
$N_{cr,z}$ Esfuerzo axil crítico elástico por pandeo por flexión alrededor del eje z-z.

$N_{cr,T}$ Esfuerzo axil crítico elástico por pandeo por torsión.

I_t Módulo de torsión uniforme.

I_y Inercia a flexión alrededor del eje y-y.

Tabla A.2: Coeficientes $C_{mi,0}$ para la obtención del momento equivalente uniforme

Diagrama de momento	$C_{mi,0}$
	$C_{mi,0} = 0{,}79 + 0{,}21\psi_i + 0{,}36(\psi_i - 0{,}33)\frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$
	$C_{mi,0} = 1 + \left(\frac{\pi^2 \cdot EI_i \cdot \lvert\delta_x\rvert}{L^2 \lvert M_{i,Ed}(x)\rvert} - 1\right)\frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$ $M_{i,Ed}(x)$ es el máximo momento $M_{y,Ed}$ o $M_{z,Ed}$ $\lvert\delta_x\rvert$ es la máxima flecha a lo largo del elemento
	$C_{mi,0} = 1 - 0{,}18\frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$
	$C_{mi,0} = 1 + 0{,}03\frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$

Apéndice B – Método 2: Coeficientes recomendados de interacción k_{ij} para la fórmula de interacción 6.3.3(4)

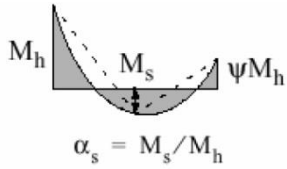
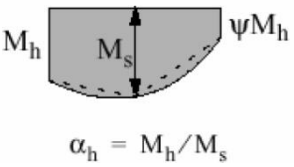
Tabla B.1: Coeficientes de interacción k_{ij} para elementos no susceptibles a deformaciones por torsión

Coeficiente de interacción	Tipo de sección	Hipótesis de cálculo	
		Propiedades elásticas secciones Clase 3 o 4	Propiedades plásticas secciones Clase 1 o 2
k_{yy}	Secciones en I Huecas rectangulares (SHR)	$C_{my}\left(1+0{,}6\cdot\bar{\lambda}_y\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right)$ $\leq C_{my}\left(1+0{,}6\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right)$	$C_{my}\left(1+(\bar{\lambda}_y-0{,}2)\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right)$ $\leq C_{my}\left(1+0{,}8\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right)$
k_{yz}	Secciones en I SHR	k_{zz}	$0{,}6\cdot k_{zz}$
k_{zy}	Secciones en I SHR	$0{,}8\cdot k_{yy}$	$0{,}6\cdot k_{yy}$
k_{zz}	Secciones en I	$C_{mz}\left(1+0{,}6\cdot\bar{\lambda}_z\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right)$ $\leq C_{mz}\left(1+0{,}6\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right)$	$C_{mz}\left(1+(2\bar{\lambda}_z-0{,}6)\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right)$ $\leq C_{mz}\left(1+1{,}4\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right)$
	SHR		$C_{mz}\left(1+(\bar{\lambda}_z-0{,}2)\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right)$ $\leq C_{mz}\left(1+0{,}8\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right)$
Para secciones I y H y SHR bajo axiles de compresión y momentos en un eje $M_{y,Ed}$, el coeficiente k_{zy} podrá tomarse nulo.			

Tabla B.2: Coeficientes de interacción k_{ij} para elementos susceptibles a deformaciones por torsión

Coeficiente de interacción	Hipótesis de cálculo	
	Propiedades elásticas secciones Clase 3 o 4	Propiedades plásticas secciones Clase 1 o 2
k_{yy}	se adopta el valor de la Tabla B.1	se adopta el valor de la Tabla B.1
k_{yz}	se adopta el valor de la Tabla B.1	se adopta el valor de la Tabla B.135.3.c (a)
k_{zy}	$\left[1-\frac{0,05\cdot\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT}-0,25)}\cdot\frac{N_{Ed}}{\chi_z\cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right] \geq \left[1-\frac{0,05}{(C_{mLT}-0,25)}\cdot\frac{N_{Ed}}{\chi_z\cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right]$	$\left[1-\frac{0,1\cdot\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT}-0,25)}\cdot\frac{N_{Ed}}{\chi_z\cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right] \geq \left[1-\frac{0,1}{(C_{mLT}-0,25)}\cdot\frac{N_{Ed}}{\chi_z\cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right]$ Para $\bar{\lambda}_z < 0,4$: $k_{zy} = 0,6+\bar{\lambda}_z \leq 1-\frac{0,1\cdot\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT}-0,25)}\cdot\frac{N_{Ed}}{\chi_z\cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}}$
k_{zz}	se adopta el valor de la Tabla B.1	se adopta el valor de la Tabla B.1

Tabla B.3: Coeficientes C_m para la obtención del momento equivalente uniforme en Tablas B.1 y B.2.

<table>
<tr><th rowspan="2">Diagrama de momento</th><th colspan="2" rowspan="2">Rango</th><th colspan="2">C_{my} y C_{mz} y C_{myLT}</th></tr>
<tr><th>Carga uniforme</th><th>Carga puntual</th></tr>
<tr><td>  </td><td colspan="2">$-1 \le \psi \le 1$</td><td colspan="2">$0{,}6+0{,}4 \cdot \psi \ge 0{,}4$</td></tr>
<tr><td rowspan="3">  </td><td>$0 \le \alpha_S \le 1$</td><td>$-1 \le \psi \le 1$</td><td>$0{,}2+0{,}8 \cdot \alpha_S \ge 0{,}4$</td><td>$0{,}2+0{,}8 \cdot \alpha_S \ge 0{,}4$</td></tr>
<tr><td rowspan="2">$-1 \le \alpha_S < 0$</td><td>$0 \le \psi \le 1$</td><td>$0{,}1-0{,}8 \cdot \alpha_S \ge 0{,}4$</td><td>$-0{,}8\,\alpha_S \ge 0{,}4$</td></tr>
<tr><td>$-1 \le \psi < 0$</td><td>$0{,}1(1-\psi)-0{,}8 \cdot \alpha_S \ge 0{,}4$</td><td>$0{,}2 \cdot (-\psi)-0{,}8 \cdot \alpha_S \ge 0{,}4$</td></tr>
<tr><td rowspan="3">  </td><td>$0 \le \alpha_h \le 1$</td><td>$-1 \le \psi \le 1$</td><td>$0{,}95+0{,}05 \cdot \alpha_h$</td><td>$0{,}90+0{,}1 \cdot \alpha_h$</td></tr>
<tr><td rowspan="2">$-1 \le \alpha_h < 0$</td><td>$0 \le \psi \le 1$</td><td>$0{,}95+0{,}05 \cdot \alpha_h$</td><td>$0{,}90+0{,}1 \cdot \alpha_h$</td></tr>
<tr><td>$-1 \le \psi < 0$</td><td>$0{,}95+0{,}05 \cdot \alpha_h \cdot (1+2\psi)$</td><td>$0{,}90-0{,}1 \cdot \alpha_h \cdot (1+2\psi)$</td></tr>
<tr><td colspan="5">Para elementos con modo de pandeo traslacional el momento equivalente uniforme deberá tomarse como $C_{my} = 0{,}9$ o $C_{mz} = 0{,}9$.</td></tr>
<tr><td colspan="5">$C_{my} = 0{,}9$, $C_{mz} = 0{,}9$ y $C_{mLT} = 0{,}9$ deberán obtenerse de acuerdo con el diagrama de momentos flectores entre los puntos de refuerzo como sigue:
Coeficiente de momento eje flector puntos reforzados en la dirección
C_{my} y-y z-z
C_{mz} z-z y-y
C_{mLT} y-y y-y</td></tr>
</table>

Apéndice AB – Disposiciones adicionales de cálculo recomendadas en edificación

AB.1 Análisis estructural considerando la no linealidad de los materiales

(1) En caso de no linealidades del material los efectos de las acciones en una estructura pueden determinarse por un método de incremento de las cargas de cálculo a considerar para la situación de cálculo correspondiente.

(2) En este método incremental cada acción permanente o variable deberá aumentarse proporcionalmente.

AB.2 Disposiciones simplificadas para el cálculo de vigas contínuas de forjados

(1) Para vigas continuas de edificios con losas y sin voladizos en las que la distribución de cargas uniforme es dominante, será suficiente considerar únicamente las siguientes disposiciones de cargas:

a) vanos alternos cargados con las cargas permanentes y variables de cálculo ($\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k$), el resto soportan únicamente la carga permanente de cálculo $\gamma_G G_k$.

b) pares de vanos adyacentes cargados con las cargas permanentes y variables de cálculo ($\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k$), el resto soportan únicamente la carga permanente de cálculo $\gamma_G G_k$.

NOTA 1: a) es de aplicación en momentos positivos, b) es de aplicación en momentos negativos.

Apéndice BB – Recomendaciones sobre pandeo en estructuras de edificación

BB.1 Pandeo estructural de elementos de estructuras trianguladas y en celosía

BB.1.1 Generalidades

(1) Para cordones, en general, y para el pandeo fuera del plano para montantes y diagonales, la longitud de pandeo L_{cr} podrá tomarse igual a la longitud del sistema L, véase el apartado BB.1.3(1), salvo que un análisis justifique un valor menor.

(2) La longitud de pandeo L_{cr} de cordones con secciones I y H podrá tomarse como $0{,}9\ L$ para pandeos en el plano y $1{,}0\ L$ fuera de él, salvo que un análisis justifique un valor menor.

(3) Para el cálculo a pandeo en el plano de montantes y diagonales se puede considerar una longitud de pandeo menor que la del sistema, siempre que los cordones estén dispuestos con las coacciones apropiadas y las conexiones en los extremos tengan la fijación apropiada (al menos dos tornillos si son atornilladas).

(4) Bajo estas condiciones, en estructuras trianguladas normales, la longitud de pandeo L_{cr} para montantes y diagonales con pandeo en el plano de la estructura puede tomarse $0{,}9\ L$, excepto en secciones angulares, véase el apartado BB.1.2.

BB.1.2 Montantes y diagonales formados por angulares

(1) Siempre que los cordones supongan una coacción en los extremos de los montantes y diagonales formados por angulares y que las uniones extremas aporten cierta fijación (al menos dos tornillos en uniones atornilladas) se podrán despreciar las excentricidades y se podrá considerar que los extremos son fijos en el cálculo de los montantes y diagonales a compresión:

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_{eff,v} &= 0{,}35 + 0{,}7\bar{\lambda}_v && \text{para pandeo en el eje } v-v \\ \bar{\lambda}_{eff,y} &= 0{,}50 + 0{,}7\bar{\lambda}_y && \text{para pandeo en el eje } y-y \\ \bar{\lambda}_{eff,z} &= 0{,}50 + 0{,}7\bar{\lambda}_z && \text{para pandeo en el eje } z-z \end{aligned} \qquad \text{(BB. 1)}$$

donde $\bar{\lambda}$ se define en 6.3.1.2.

(2) Cuando se utilice únicamente un tornillo para conexiones en los extremos de montantes y diagonales formados por angulares, se deberá considerar la excentricidad según 6.2.9 y la longitud de pandeo L_{cr} deberá tomarse igual a la longitud del elemento L.

BB.1.3 Elementos de sección hueca

(1) La longitud de pandeo L_{cr} de un cordón de sección hueca deberá tomarse como $0{,}9\ L$ tanto para el pandeo en plano como fuera del mismo, donde L es la longitud del sistema del plano correspondiente. La longitud del sistema en el plano es la distancia entre uniones. La longitud del sistema fuera del plano es la distancia entre apoyos laterales, salvo que un análisis justifique un valor menor.

(2) La longitud de pandeo L_{cr} para montantes y diagonales de sección hueca con conexiones atornilladas podrá tomarse como $1{,}0\,L$ para ambos pandeos dentro y fuera del plano.

(3) Para grandes vigas en celosía con cordones paralelos y montantes y diagonales, para cuya relación de diámetros o anchos β entre montantes o diagonales con respecto al cordón sea menor de 0,6, la longitud de pandeo L_{cr} de los montantes y diagonales de sección hueca sin recortes o aplanados, soldado alrededor de su perímetro al cordón de la sección hueca, podrá generalmente tomarse como $0{,}7\,L$ para ambos pandeos dentro y fuera del plano, salvo que ensayos o cálculos justifiquen un valor menor.

BB.2 Arriostramientos continuos

BB.2.1. Arriostramiento continuo lateral

(1) Si la chapa nervada se conecta a una viga correctamente, y la condición expresada en la forma (BB.2) se cumple, la viga en la conexión podrá considerarse coaccionada lateralmente en el plano de la chapa.

$$S \geq \left(EI_w \frac{\pi^2}{L^2} + GI_t + EI_z \frac{\pi^2}{L^2} 0{,}25h^2\right)\frac{70}{h^2} \qquad \text{(BB.2)}$$

donde

S es la rigidez a cortante (por unidad de longitud de la viga) proporcionada por la chapa a la viga con respecto de su deformación en el plano de la chapa conectada al de la viga en cada nervio

I_w es la inercia de alabeo

I_t es la inercia de torsión

I_z es la inercia del área de la sección sobre el eje débil de la sección

L es la longitud de la viga

h es el canto de la viga

Si la chapa está conectada a la viga únicamente cada dos nervios, S deberá sustituirse por $0{,}2S$.

NOTA: La ecuación (BB.2) podrá utilizarse también para determinar la estabilidad lateral de las alas de la viga en combinación con otros tipos de cerramientos distintos de la chapa nervada, asegurando que las conexiones se calculen adecuadamente.

COMENTARIOS:

En el ámbito de los Eurocódigos la norma UNE-EN 1993-1-3 establece los requisitos para conectar correctamente perfiles y chapas conformadas en frío.

BB.2.2 Arriostramiento continuo a torsión

(1) La deformación a torsión de una viga podrá considerarse suficientemente coaccionada si:

$$C_{\vartheta,k} > \frac{M_{pl,k}^2}{EI_z} K_\vartheta K_v \qquad \text{(BB.3)}$$

donde

$C_{\vartheta,k}$ es la rigidez al giro (por unidad de longitud de la viga) proporcionada a la viga por el arriostramiento continuo (por ejemplo estructuras de tejado) y las conexiones.

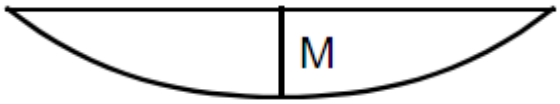
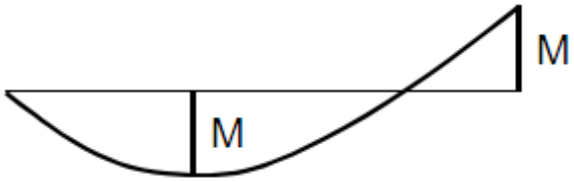
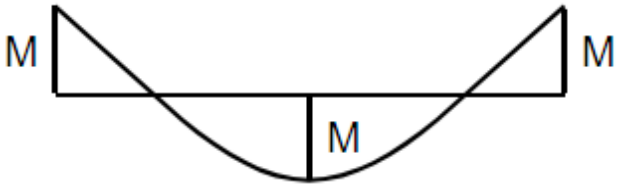
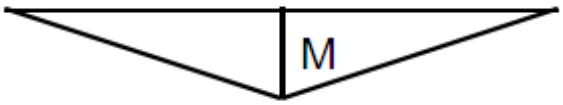
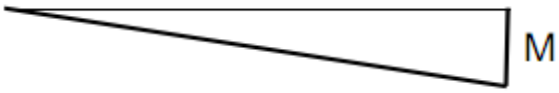
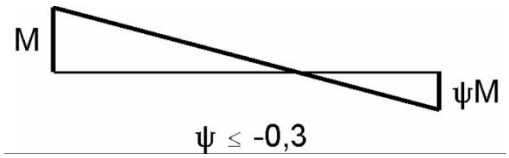
$K_\upsilon = 0{,}35$ para análisis elásticos

$K_\upsilon = 1{,}0$ para análisis plásticos

K_ϑ coeficiente que tiene en cuenta la distribución de momentos, véase la Tabla BB.1, y el tipo de coacción

$M_{pl,k}$ valor característico del momento plástico de la viga

Tabla BB.1: Coeficiente K_ϑ para considerar la distribución de momentos y el tipo de coacción

Caso	Distribución de momentos	Sin coacción traslacional	Con coacción traslacional
1		4,0	0
2a		3,5	0,12
2b			0,23
3		2,8	0
4		1,6	1,0
5		1,0	0,7

(2) La rigidez a la torsión mediante la estabilización continua

$$\frac{1}{C_{\vartheta,k}} = \frac{1}{C_{\vartheta R,k}} + \frac{1}{C_{\vartheta C,k}} + \frac{1}{C_{\vartheta,Dk}} \quad \text{(BB.4)}$$

donde

$C_{\vartheta R,k}$ es la rigidez a torsión (por unidad de longitud de la viga) dada por los estabilizadores continuos a la viga asumiendo conexiones rígidas al elemento

$C_{\vartheta C,k}$ es la rigidez a torsión (por unidad de longitud de la viga) de la conexión entre viga y estabilizador continuo

$C_{\vartheta D,k}$ es la rigidez a torsión (por unidad de longitud de la viga) obtenida del análisis de la distorsión angular de las secciones de la viga cuando el ala comprimida está libre; cuando el ala comprimida está conectada o cuando la flecha de torsión de las secciones pueden despreciarse (por ejemplo en perfiles laminados) $C_{\vartheta D,k} = \infty$.

COMENTARIOS:

En el ámbito de los Eurocódigos la norma UNE-EN 1993-1-3 establece los requisitos para conectar correctamente perfiles y chapas conformadas en frío

BB.3 Longitudes estables de segmentos con rótulas plásticas por pandeo fuera del plano

BB.3.1. Vigas armadas de sección equivalentes

BB.3.1.1 Longitudes estables entre arriostramientos laterales adyacentes

(1) Los efectos de pandeo lateral por torsión podrán despreciarse cuando la longitud L del segmento del elemento entre secciones coaccionadas en rótulas plásticas y la siguiente sección que se encuentre coaccionada lateralmente no sea superior a L_m, donde:

$$L_m = \frac{38 i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4}\frac{N_{Ed}}{A} + \frac{1}{756 C_1^2}\frac{W_{pl,y}^2}{A I_t}\left(\frac{f_y}{235}\right)^2}} \quad \text{(BB.5)}$$

donde

N_{Ed} es el valor de cálculo del axil $[N]$ en el elemento

A es el área $[mm^2]$ de la sección transversal del elemento

$W_{pl,y}$ es el módulo plástico de la sección del elemento

I_t es la inercia a torsión del elemento

f_y es el límite elástico en $[N/mm^2]$

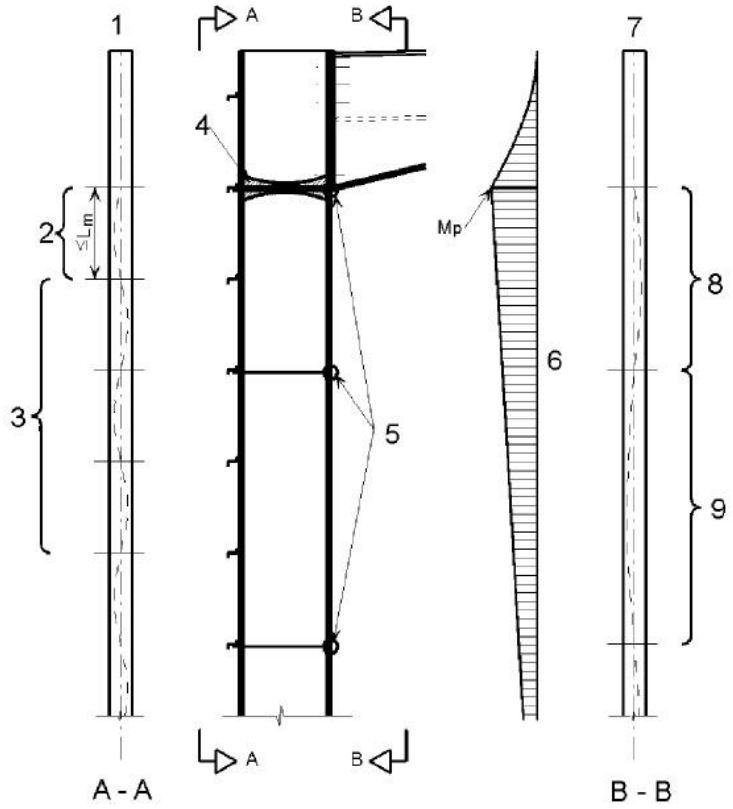
C_1 es un coeficiente dependiente de la carga y de las vinculaciones de los extremos, que pueden obtenerse de la bibliografía técnica siempre que el elemento esté coaccionado en la rótula, como

impone el apartado 6.3.5 y que el otro extremo del segmento esté coaccionado:

- por una coacción lateral del ala comprimida donde un ala está comprimida en toda la longitud del segmento,
- o por una coacción a la torsión,
- o por una coacción lateral en el extremo del segmento y una coacción a torsión a una distancia que cumpla los requisitos de L_s,

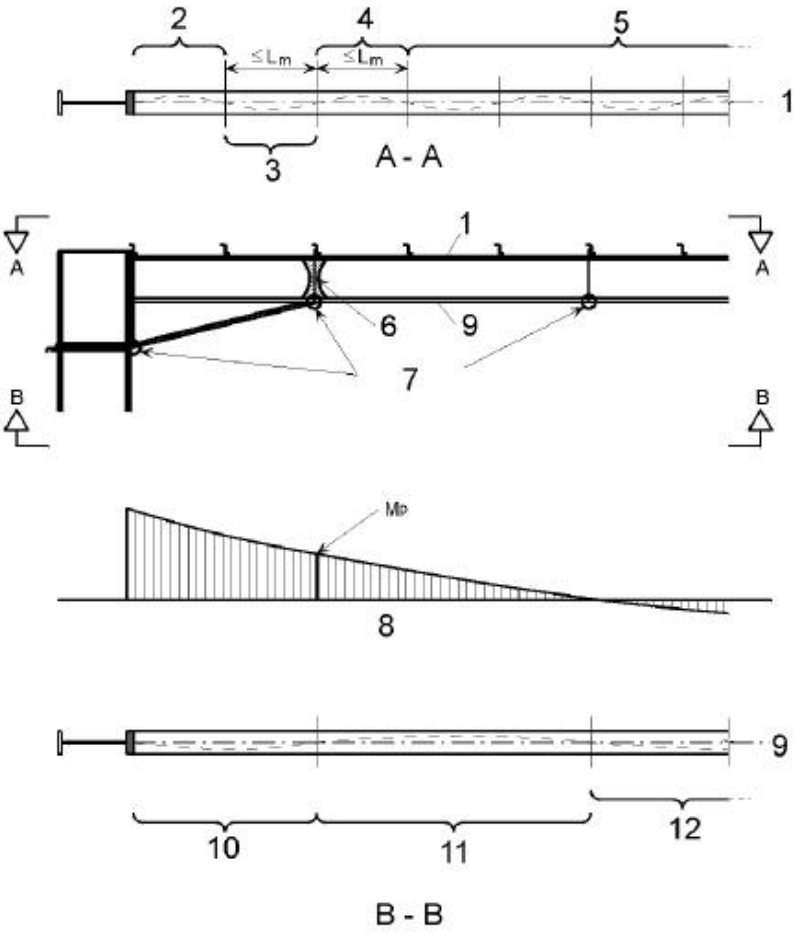
véanse la Figura BB.1, la Figura BB.2 y la Figura BB.3.

NOTA: En general L_s es mayor que L_m.



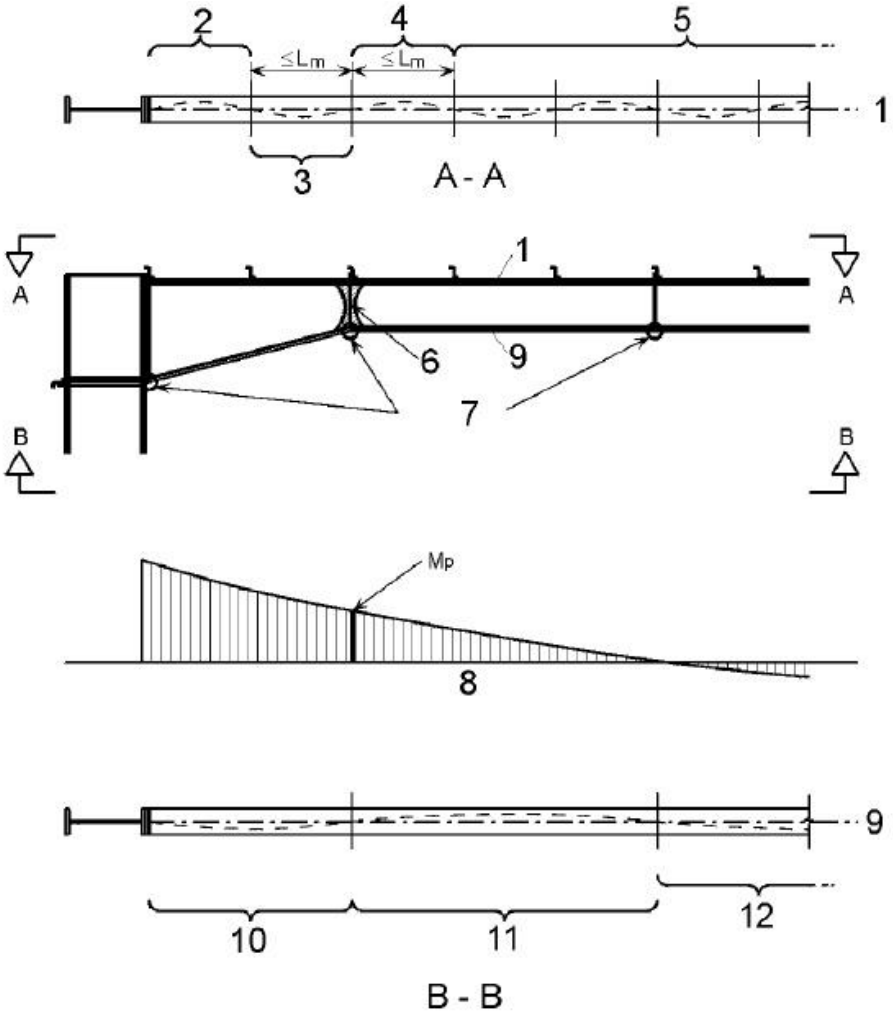
1 Ala traccionada
2 Longitud plástica estable (véase BB.3.1.1)
3 Sección elástica (véase 6.3)
4 Rótula plástica
5 Coacciones
6 Diagrama de momentos flectores
7 Ala comprimida
8 Zona plástica con coacción del ala traccionada, longitud estable $= L_s$ (véase BB.3.1.2, ecuación (BB.7) o (BB.8))
9 Zona elástica con coacción del ala traccionada (véase 6.3), χ y χ_{LT} de N_{cr} y M_{cr} incluyendo la coacción del ala traccionada

Figura BB.1: Comprobaciones en un elemento de canto constante



1 Ala traccionada
2 Sección elástica (véase 6.3)
3 Longitud estable plástica (véase BB.3.2.1) o elástica (véase 6.3.5.3(2)B)
4 Longitud estable plástica (véase BB.3.1.1)
5 Sección elástica (véase 6.3)
6 Rótula plástica
7 Coacciones
8 Diagrama de momentos flectores
9 Ala comprimida
10 Longitud estable plástica (véase BB.3.2) o elástica (véase 6.3.5.3(2)B)
11 Longitud estable plástica (véase BB.3.1.2)
12 Sección elástica (véase 6.3), χ y χ_{LT} de N_{cr} y M_{cr} incluyendo la coacción del ala traccionada

Figura BB.2: Comprobaciones en un elemento con tres alas en la zona acartelada



1 Ala traccionada
2 Sección elástica (véase 6.3)
3 Longitud estable plástica (véase BB.3.2.1)
4 Longitud estable plástica (véase BB.3.1.1)
5 Sección elástica (véase 6.3)
6 Rótula plástica
7 Coacciones
8 Diagrama de momentos flectores
9 Ala comprimida
10 Longitud estable plástica (véase BB.3.2)
11 Longitud estable plástica (véase BB.3.1.2)
12 Sección elástica (véase 6.3), χ y χ_{LT} de N_{cr} y M_{cr} incluyendo la coacción del ala traccionada

Figura BB. 3: Comprobaciones en un elemento con dos alas en la zona acartelada

BB.3.1.2 Longitudes estables entre coacciones a torsión

(1) Los efectos de pandeo lateral por torsión podrán despreciarse cuando la longitud L del segmento del elemento entre secciones coaccionadas en la que aparece una rótula plástica y la siguiente sección que se encuentre coaccionada sometida a un momento constante no sea mayor que L_k, siempre que:

- el elemento esté coaccionado en la rótula como impone el apartado 6.3.5 y
- haya uno o más arriostramientos laterales entre las coacciones a torsión en un separación que cumpla los requisitos de L_m, véase el apartado BB.3.1.1,

donde

$$L_k = \frac{\left(5{,}4+\frac{600 f_y}{E}\right)\left(\frac{h}{t_f}\right) i_z}{\sqrt{5{,}4\left(\frac{f_y}{E}\right)\left(\frac{h}{t_f}\right)^2 - 1}} \qquad \text{(BB.6)}$$

(2) Los efectos del pandeo lateral por torsión podrán despreciarse cuando la longitud L del segmento de un elemento entre secciones arriostradas sometidas a una distribución de momentos lineal y a axiles de compresión en las que aparecen rótulas plásticas no sea superior a L_s, siempre que:

- el elemento esté coaccionado en la rótula como impone el apartado 6.3.5 y
- haya uno o más arriostramientos laterales entre las coacciones a torsión con una separación que cumpla los requisitos de L_m, véase el apartado BB.3.1.1,

donde:

$$L_s = \sqrt{C_m} L_k \left(\frac{M_{pl,y,Rk}}{M_{N,y,Rk}+\alpha N_{Ed}}\right) \qquad \text{(BB.7)}$$

C_m es el factor de corrección para distribuciones de momentos lineales, véase el apartado BB. 3.3.1;

α es la distancia entre el centro de gravedad del elemento donde se forma la rótula plástica y el eje de los elementos de arriostramiento;

$M_{pl,y,Rk}$ es el momento plástico característico resistente de la sección en el eje $y-y$;

$M_{N,y,Rk}$ es el momento plástico característico resistente de la sección en el eje $y-y$ con la reducción debida al axil N_{Ed}.

(3) Los efectos debidos al pandeo lateral por torsión podrán despreciarse cuando la longitud L del segmento de un elemento entre la sección en la que aparece una rótula plástica y la siguiente sección que se encuentra coaccionada a torsión, sometido a la distribución de momentos no lineal y a un axil de compresión, no sea mayor que L_s, siempre que:

- el elemento esté arriostrado en la rótula como impone el apartado 6.3.5 y

- haya uno o más arriostramientos laterales entre las coacciones a torsión con una separación que cumpla los requisitos de L_m, véase el apartado BB 3.1.1

donde

$$L_s = \sqrt{C_n} L_k \quad \text{(BB.8)}$$

C_n es el factor de corrección de la distribución de momentos no lineal, véase el apartado BB.3.3.2 y las Figuras BB.1, BB.2 y BB.3.

BB.3.2 Cartelas o elementos de canto variable de secciones laminadas o secciones I armadas equivalentes

BB.3.2.1 Longitud estable entre arriostramientos laterales adyacentes

(1) Los efectos del pandeo lateral podrán ignorarse cuando la longitud L del segmento de un elemento entre la sección arriostrada en la que aparece la rótula plástica y el arriostramiento lateral adyacente no sea mayor que L_m donde

- para elementos con tres alas en la zona acartelada (véase la Figura BB.2)

$$L_m = \frac{38 i_z}{\sqrt{\frac{1}{57{,}4}\left(\frac{N_{Ed}}{A}\right) + \frac{1}{756 C_1^2}\left(\frac{W_{pl,y}^2}{A I_t}\right)\left(\frac{f_y}{235}\right)^2}} \quad \text{(BB.9)}$$

- para elementos con dos alas en al zona acartelada (véase la Figura BB.3)

$$L_m = 0{,}85 \frac{38 i_z}{\sqrt{\frac{1}{57{,}4}\left(\frac{N_{Ed}}{A}\right) + \frac{1}{756 C_1^2}\left(\frac{W_{pl,y}^2}{A I_t}\right)\left(\frac{f_y}{235}\right)^2}} \quad \text{(BB.10)}$$

donde

N_{Ed} es el valor de cálculo del axil de compresión [N] en el elemento;

$\frac{W_{pl,y}^2}{A I_t}$ es el valor máximo en el segmento;

A es el área de la sección [mm^2] en el punto donde $\frac{W_{pl,y}^2}{A I_t}$ es el máximo del elemento de canto variable;

$W_{pl,y}$ es el módulo plástico de la sección del elemento;

I_t es la inercia a torsión del elemento;

f_y es el límite elástico [N/mm^2];

i_z es el valor mínimo del radio de giro en el segmento.

Siempre que el elemento esté arriostrado en la rótula como impone el apartado 6.3.5 y que el otro extremo del segmento esté coaccionado

- por una coacción lateral en el ala comprimida a lo largo de todo el segmento,
- o una coacción a torsión,

- o una coacción lateral en el extremo de un segmento y otra a torsión en el elemento a una distancia que cumpla los requisitos de L_s.

BB.3.2.2 Longitud estable entre coacciones a torsión

(1) Para elementos de canto variable con alas de sección constante sometidas a una distribución de momentos lineales o no lineales de momentos flectores y axiles de compresión, los efectos de pandeo lateral podrán despreciarse cuando la longitud L del segmento de un elemento entre la sección coaccionada en la que aparece una rótula plástica y la coacción a torsión adyacente no sea mayor que L_s, siempre que:

- el elemento esté coaccionado en la rótula como impone el apartado 6.3.5 y
- haya una o más coacciones laterales entre las coacciones a torsión a una distancia que cumpla los requisitos de L_m, véase el apartado BB 3.2.1,

donde

- para elementos con tres alas en la zona acartelada (véase la Figura BB. 2)

$$L_s = \frac{\sqrt{C_n} L_k}{c} \quad \text{(BB.11)}$$

- para elementos con dos alas en la zona acartelada (véase la Figura BB. 3)

$$L_s = 0{,}85 \frac{\sqrt{C_n} L_k}{c} \quad \text{(BB.12)}$$

donde

L_k es la longitud calculada suponiendo un elemento de canto constante con una sección igual a la sección de menor canto, véase BB. 3.1.2

C_n véase BB 3.3.2

c es el factor en una función del canto variable definido en el apartado BB 3.3.3

BB.3.3 Factores de corrección para variaciones de la distribución de momentos en los elementos coaccionados lateralmente a lo largo del ala traccionada

BB.3.3.1 Variación lineal de momentos

(1) El coeficiente C_m podrá determinarse como:

$$C_m = \frac{1}{B_0 + B_1 \beta_t + B_2 \beta_t^2} \quad \text{(BB.13)}$$

donde

$$B_0 = \frac{1+10\eta}{1+20\eta}$$

$$B_1 = \frac{5\sqrt{\eta}}{\pi+10\sqrt{\eta}}$$

$$B_2 = \frac{0{,}5}{1+\pi\sqrt{\eta}} - \frac{0{,}5}{1+20\eta}$$

$$\eta = \frac{N_{crE}}{N_{crT}}$$

$$N_{crE} = \frac{\pi^2 EI_z}{L_t^2}$$

L_t es la distancia entre coacciones a torsión

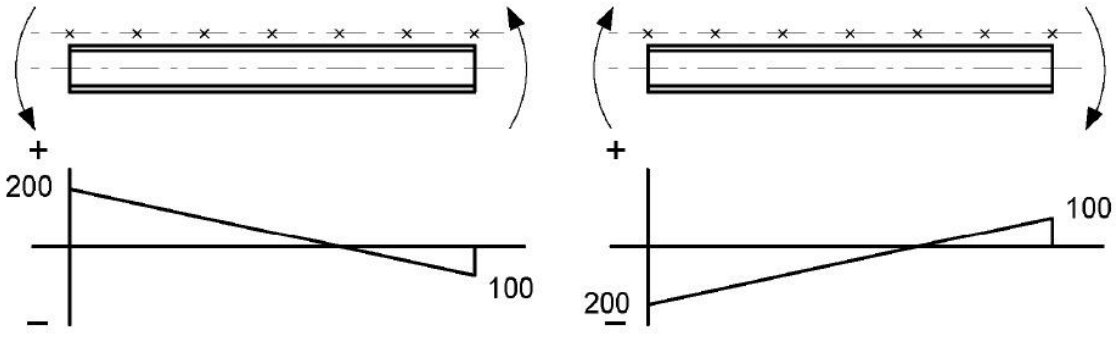
$N_{crT} = \frac{1}{i_s^2}\left(\frac{\pi^2 EI_z a^2}{L_t^2} + \frac{\pi^2 EI_w}{L_t^2} + GI_t\right)$ es el esfuerzo crítico elástico de pandeo para una sección I con un espacio entre coacciones a torsión L_t con coacciones laterales intermedias en el ala traccionada

$$i_s^2 = i_y^2 + i_z^2 + a^2$$

donde

a es la distancia entre el centro de gravedad del elemento y el centro de gravedad de los elementos de arriostramiento, tales como rigidizadores.

β_t es la relación entre los momentos en los extremos mayores y menores. Los momentos que producen compresión en el ala no arriostrada deberán tomarse como positivos. Si la relación es menor que $-1{,}0$ el valor de β_t deberá tomarse como $-1{,}0$, véase la Figura BB. 4.



$$\beta_t = \frac{-100}{+200} = -0{,}5$$

$$\beta_t = \frac{-200}{+100} = -2$$

si $\beta_t \geq -1{,}0$ entonces $\beta_t = -1{,}0$

Figura BB.4: Valores de β_t

BB.3.3.2 Variación de momentos no lineales

(1) El coeficiente C_n podrá obtenerse de:

$$C_n = \frac{12}{[R_1 + 3R_2 + 4R_3 + 3R_4 + R_5 + 2(R_S - R_E)]} \quad \text{(BB.14)}$$

donde de R_1 a R_5 son valores de R de acuerdo con (2) en los extremos a cuartos y en centro de la luz, véase la Figura BB.5, y únicamente deberán incluirse los valores positivos de R.

además se incluirán únicamente los valores positivos de $(R_s - R_E)$, donde:

- R_E es mayor que R_1 o R_5
- R_s es el valor máximo de R en cualquier punto de la longitud L_y

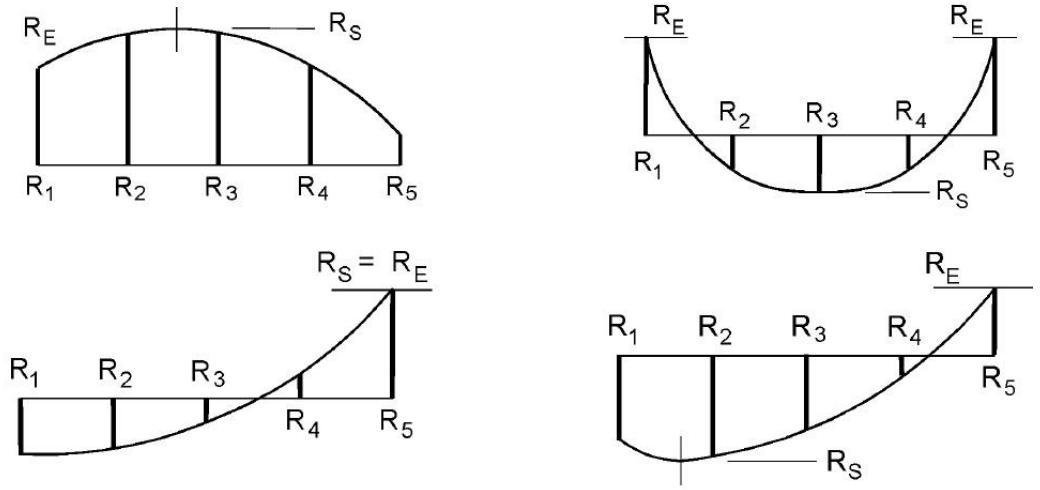


Figura BB.5: Coeficientes de los momentos

(2) El valor de R deberá obtenerse de:

$$R = \frac{M_{y,Ed} + aN_{Ed}}{f_y W_{pl,y}} \qquad \text{(BB.15)}$$

donde

a es la distancia entre el centro de gravedad del elemento y el centro de los elementos de arriostramiento, tales como rigidizadores.

BB.3.3.3 Factor de variación del canto

(1) Para elementos de canto variable con alas constantes, en los que $h \geq 1{,}2\, b$ y $h/t_f \geq 20$, el canto variable deberá obtenerse como sigue:

- para elementos o segmentos de canto variable, véase la Figura BB.6(a):

$$c = 1 + \frac{3}{\frac{h}{t_f} - 9}\left(\frac{h_{max}}{h_{min}} - 1\right)^{2/3} \qquad \text{(BB.16)}$$

- para elementos o segmentos acartelados, véanse las Figuras BB.6(b) y (c):

$$c = 1 + \frac{3}{\frac{h}{t_f} - 9}\left(\frac{h_h}{h_s}\right)^{2/3}\sqrt{\frac{L_h}{L_y}} \qquad \text{(BB.17)}$$

donde

h_h es el canto adicional de la cartela o elemento de refuerzo, véase Figura BB.6;

h_{max} es el canto máximo de la sección en la longitud L_y, véase Figura BB.6;

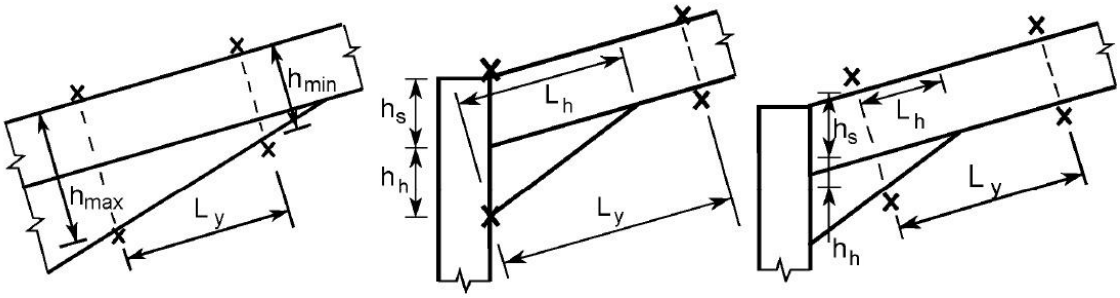
h_{min} es el canto mínimo de la sección en la longitud L_y, véase Figura BB.6;

h_s es el canto vertical de la sección sin la cartela en el extremo, véase Figura BB.6;

L_h es la longitud de la cartela en la longitud L_y, véase la Figura BB. 6;

L_y es la longitud entre puntos de coacción lateral del ala comprimida.

h/t_f es calculada para la sección de menor canto.



(a) Segmento de canto variable (b) Segmento acartelado (c) Segmento acartelado

x = coacción

Figura BB.6: Dimensiones para definir el factor de variación del canto

Apéndice C. Selección de la clase de ejecución

Para la definición de las clases de ejecución en los elementos de acero estructural se tendrá en cuenta lo indicado en el apartado 14.3 del Código Estructural.

Anejo 23

Proyecto de estructuras de acero. Reglas generales Proyecto de estructuras sometidas al fuego

Contenido

1. GENERALIDADES 4

1.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN 4
1.1.1 Objeto y campo de aplicación de este Anejo 4
1.2 NORMATIVA DE REFERENCIA 4
1.3 CONSIDERACIONES 4
1.4 DISTINCIÓN ENTRE PRINCIPIOS Y REGLAS DE APLICACIÓN 5
1.5 TÉRMINOS Y DEFINICIONES 5
1.5.1 Términos especiales relacionados con el proyecto en general 5
1.5.1.1 Entramado arriostrado 5
1.5.1.2 Parte de la estructura 5
1.5.2 Términos relacionados con las acciones térmicas 5
1.5.2.1 Curva normalizada tiempo-temperatura 5
1.5.3 Términos relacionados con materiales y productos 5
1.5.3.1 Acero al carbono 5
1.5.3.2 Material de protección frente al fuego 5
1.5.3.3 Acero inoxidable 5
1.5.4 Términos relacionados con el análisis de transferencia de calor 5
1.5.4.1 Factor de configuración 5
1.5.4.2 Coeficiente de transferencia de calor por convección 5
1.5.4.3 Emisividad 6
1.5.4.4 Flujo neto de calor 6
1.5.4.5 Factor de sección 6
1.5.4.6 Factor de sección de un cajón envolvente 6
1.5.5 Términos relacionados con el análisis del comportamiento mecánico 6
1.5.5.1 Temperatura crítica del elemento de acero estructural 6
1.5.5.2 Límite elástico eficaz 6
1.6 SÍMBOLOS 6

2 BASES DE CÁLCULO 12

2.1 REQUISITOS 12
2.1.1 Requisitos básicos 12
2.1.2 Exposición a fuegos nominales 12
2.1.3 Exposición al fuego paramétrico 12
2.2 ACCIONES 12
2.3 VALORES DE CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES 12
2.4 MÉTODOS DE VERIFICACIÓN 13
2.4.1 Generalidades 13
2.4.2 Cálculo del elemento estructural 14
2.4.3 Cálculo de una parte de la estructura 15
2.4.4 Cálculo de la estructura global 16

3 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES 17

3.1 GENERALIDADES 17
3.2 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS ACEROS AL CARBONO 17
3.2.1 Propiedades de resistencia y deformación 17
3.2.2 Densidad 17
3.3 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS ACEROS INOXIDABLES 20
3.4 PROPIEDADES TÉRMICAS 20
3.4.1 Aceros al carbono 20
3.4.1.1 Dilatación térmica 20
3.4.1.2 Calor específico 21
3.4.1.3 Conductividad térmica 22

3.4.2 Aceros inoxidables ... 23
3.4.3 Materiales de protección frente al fuego ... 23

4 CÁLCULO ESTRUCTURAL FRENTE AL FUEGO ... 24

4.1 GENERALIDADES ... 24
4.2 MODELOS DE CÁLCULO SIMPLIFICADOS ... 24
4.2.1 Generalidades ... 24
4.2.2 Clasificación de las secciones transversales ... 25
4.2.3 Resistencia ... 26
4.2.3.1 Elementos sometidos a tracción ... 26
4.2.3.2 Elementos sometidos a compresión con secciones transversales de Clases 1, 2 o 3 ... 26
4.2.3.3 Vigas con secciones transversales de clase 1 o de clase 2 ... 28
4.2.3.4 Vigas con secciones transversales de clase 3 ... 31
4.2.3.5 Elementos con secciones transversales de clase 1, 2 o 3, sometidos a flexocompresión ... 32
4.2.3.6 Elementos con secciones transversales de clase 4 ... 35
4.2.4 Temperatura crítica ... 35
4.2.5 Evolución de la temperatura del acero ... 36
4.2.5.1 Estructuras interiores de acero sin protección ... 36
4.2.5.2 Estructuras interiores de acero aisladas mediante material de protección frente al fuego ... 39
4.2.5.3 Estructuras interiores de acero en un volumen protegido mediante pantallas térmicas ... 41
4.2.5.4 Estructuras exteriores de acero ... 42
4.3 MODELOS DE FUEGO AVANZADOS ... 43
4.3.1 Generalidades ... 43
4.3.2 Respuesta térmica ... 43
4.3.3 Respuesta mecánica ... 43
4.3.4 Validación de los modelos de fuego avanzados ... 44

APÉNDICE A. ENDURECIMIENTO POR DEFORMACIÓN DEL ACERO AL CARBONO A TEMPERATURAS ELEVADAS ... 45

APÉNDICE B ... 47

. TRANSFERENCIA DE CALOR A ESTRUCTURAS DE ACERO EXTERNAS ... 47

APÉNDICE C. ... 67

ACERO INOXIDABLE ... 67

APÉNDICE D. RECOMENDACIONES SOBRE UNIONES ... 75

APÉNDICE E. RECOMENDACIONES PARA LAS SECCIONES TRANSVERSALES DE CLASE 4 ... 79

1. Generalidades

1.1 Objeto y campo de aplicación

1.1.1 Objeto y campo de aplicación de este Anejo

(1) Este Anejo trata el proyecto de estructuras de acero en la situación accidental de exposición al fuego, y está concebido para su uso conjunto con el Anejo 22 y con la reglamentación específica vigente. Esta norma sólo identifica diferencias o complementa a los proyectos 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 de acero que deben cumplir su función portante cuando están sometidas al fuego, para evitar su colapso prematuro.

NOTA Este Anejo no incluye reglas para los elementos de compartimentación.

(4) Este Anejo establece los principios y las reglas de aplicación para el proyecto de estructuras con requisitos concretos respecto a la función portante y a los niveles de prestaciones.
(5) Este Anejo se aplica a estructuras, o partes de estructuras, dentro del objeto y campo de aplicación del Anejo 22 y proyectadas de acuerdo con la misma.
(6) Los métodos dados se aplican al acero estructural de tipos S235, S275, S355, S420 y S460 según la serie de normas UNE-EN 10025 y a todos los tipos dados en las normas UNE-EN 10210-1 y UNE-EN 10219-1.

(7) Los métodos dados también son aplicables a los elementos de acero conformado en frío y de revestimiento.

COMENTARIOS:

Los perfiles de pared delgada conformados en frío quedan fuera del ámbito de este Código Estructural. En el ámbito de los Eurocódigos, la norma UNE-EN 1993-1-3 establece los requisitos para el proyecto con perfiles y chapas conformadas en frío.

(8) Los métodos dados son aplicables a cualquier tipo de acero para el que se las propiedades materiales a temperaturas elevadas en base a normas europeas armonizadas.
(9) Los métodos incluidos también son aplicables a elementos y chapas de acero inoxidable dentro del campo de aplicación del Anejo 24.

NOTA Para la resistencia al fuego de estructuras mixtas de acero y hormigón, véase el Anejo 30.

1.2 Normativa de referencia

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

1.3 Consideraciones

(1) Se aplican las consideraciones generales del Anejo 18, junto con la siguiente:
– Cualquier sistema pasivo de protección contra incendios considerado en el proyecto debería mantenerse adecuadamente.

1.4 Distinción entre principios y reglas de aplicación

(1) Se aplican las reglas establecidas en el apartado 1.4 del Anejo 18 y en la reglamentación específica vigente.

1.5 Términos y definiciones

(1) Se aplican las reglas establecidas en el apartado 1.5 del Anejo 18.
(2) Los términos y definiciones siguientes se emplean en este Anejo con los siguientes significados:

1.5.1 Términos especiales relacionados con el proyecto en general

1.5.1.1 Entramado arriostrado

Un entramado (pórtico) puede clasificarse como arriostrado si la resistencia frente a un modo de fallo traslacional proporcionada por el sistema de arriostramiento en respuesta a cargas horizontales en el plano le hace lo suficientemente rígido como para poder suponer que todas las cargas horizontales se resisten por dicho sistema.

1.5.1.2 Parte de la estructura

Parte aislada de una estructura completa con condiciones adecuadas de contorno y de apoyos.

1.5.2 Términos relacionados con las acciones térmicas

1.5.2.1 Curva normalizada tiempo-temperatura

Curva nominal definida en la norma UNE-EN 13501-2 para representar un modelo de fuego totalmente desarrollado en un sector de incendio.

1.5.3 Términos relacionados con materiales y productos

1.5.3.1 Acero al carbono

En esta norma: tipos de acero de acuerdo con el Anejo 22, excepto los aceros inoxidables.

1.5.3.2 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.

1.5.3.3 Acero inoxidable

Todos los aceros citados en el Anejo 24.

1.5.4 Términos relacionados con el análisis de transferencia de calor

1.5.4.1 Factor de configuración

El factor de configuración para la transferencia de calor por radiación desde superficie A a la superficie B se define como la fracción de la energía de radiación difusa desprendida por la superficie A que incide sobre la superficie B.

1.5.4.2 Coeficiente de transferencia de calor por convección

Flujo de calor recibido por convección por el elemento, definido como la diferencia entre la temperatura global del gas que rodea a la superficie c del elemento considerada y la temperatura de dicha superficie.

1.5.4.3 Emisividad
Equivale al coeficiente de absorción de una superficie, es decir, a la relación entre el calor radiante absorbido por una superficie determinada y el absorbido por la superficie de un cuerpo negro.

1.5.4.4 Flujo neto de calor
Energía total absorbida por los elementos, por unidad de tiempo y de superficie.

1.5.4.5 Factor de sección
Para un elemento de acero, relación entre la superficie expuesta y el volumen de acero; para un elemento protegido relación entre la superficie interna del revestimiento expuesto y el volumen de acero.

1.5.4.6 Factor de sección de un cajón envolvente
Relación entre la superficie expuesta de un cajón teórico envolvente de la sección y el volumen de acero de la misma.

1.5.5 Términos relacionados con el análisis del comportamiento mecánico
1.5.5.1 Temperatura crítica del elemento de 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.

1.5.5.2 Límite elástico eficaz
Para una temperatura determinada, el nivel de tensión en el cual la relación tensión-deformación del acero alcanza el estado de fluencia.

1.6 Símbolos

(1) A los efectos de este Anejo, se aplican los siguientes símbolos:

Letras latinas mayúsculas

A_i	superficie elemental de la sección transversal con una temperatura θ_i;
A_m	superficie de un elemento por unidad de longitud;
A_m/V	factor de sección para elementos de acero no protegidos;
C_i	coeficiente de protección de la cara *i* del elemento;
A_p	superficie apropiada del material de protección frente al fuego, por unidad de longitud del elemento [m²/m];
E_a	módulo de elasticidad del acero para el dimensionamiento a temperatura ambiente;
$E_{a,\theta}$	pendiente de la región elástica lineal para el acero a temperatura elevada θ_a;
$E_{fi,d}$	efecto de cálculo de las acciones para la situación de incendio, determinado de acuerdo con la reglamentación específica vigente, incluyendo los efectos de las expansiones y deformaciones térmicas;
$F_{b,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia a aplastamiento de los tornillos;

$F_{b,t,Rd}$ valor de cálculo de la resistencia a aplastamiento de los tornillos en situación de incendio;

$F_{v,Rd}$ valor de cálculo de la resistencia a cortante de un tornillo por el plano de cortante, calculada considerando que el plano del cortante atraviesa la rosca del tornillo;

$F_{v,t,\ Rd}$ valor de cálculo de la resistencia a cortante de los tornillos en situación de incendio;

$F_{w,\ Rd}$ valor de cálculo de la resistencia por unidad de longitud de una soldadura en ángulo;

$F_{w,t,\ Rd}$ valor de cálculo de la resistencia por unidad de longitud de una soldadura en ángulo en situación de incendio;

G_k valor característico de una acción permanente;

I_f flujo de calor radiante desde una abertura;

I_z flujo de calor radiante de una llama;

$I_{z,i}$ flujo de calor radiante de una llama hacia la cara *i* de una columna;

L longitud del sistema de una columna en la planta considerada;

$M_{b,fi,t,Rd}$ valor de cálculo del momento resistente frente a pandeo lateral en el instante *t*;

$M_{fi,t,Rd}$ valor de cálculo del momento resistente en el instante *t*;

$M_{fi,\theta,Rd}$ valor de cálculo del momento resistente por la sección transversal para una temperatura uniforme θ_a, que equivale a la temperatura uniforme θ_a para el instante *t* en una sección transversal que no está influida térmicamente por los apoyos;

M_{Rd} momento resistente plástico resistido de la sección transversal bruta $M_{pl,Rd}$ para el dimensionamiento a temperatura ambiente; momento resistente elástico de la sección transversal bruta $M_{el,Rd}$ para el dimensionamiento a temperatura ambiente;

$N_{b,fi,t,Rd}$ valor de cálculo de la resistencia a pandeo de un elemento sometido a compresión para el instante *t*;

N_{Rd} valor de cálculo de la resistencia de la sección transversal $N_{pl,Rd}$ para el dimensionamiento a temperatura ambiente, de acuerdo con el Anejo 22;

$N_{fi,\theta,Rd}$ valor de cálculo de la resistencia de un elemento sometido a tracción a una temperatura uniforme θ_a;

$N_{fi,t,Rd}$ valor de cálculo de la resistencia para el instante *t* de un elemento sometido a tracción con una distribución no uniforme de temperatura a través de la sección transversal;

$Q_{k,1}$ carga variable principal;

$R_{fi,d,t}$ valor de cálculo de la resistencia correspondiente en situación de incendio;

$R_{fi,d,0}$ valor de $R_{fi,d,t}$ para el instante $t = 0$;

T_f temperatura de un fuego [K];

T_o temperatura de la llama en la abertura [K];

T_x temperatura de la llama en su punta [813 K];

T_z temperatura de la llama [K];

$T_{z,1}$ temperatura de la llama [K], según reglamentación específica vigente, al nivel de la parte baja de una viga;

$T_{z,2}$ temperatura de la llama [K] según reglamentación específica vigente, al nivel de la parte alta de una viga;

V volumen de un elemento por unidad de longitud;

$V_{fi,t,Rd}$ valor de cálculo de la resistencia a esfuerzo cortante en el instante *t;*

V_{Rd} resistencia a esfuerzo cortante de la sección transversal bruta para el dimensionamiento a temperatura ambiente, de acuerdo con el Anejo 22;

X_k valor característico de una propiedad de resistencia o deformación (generalmente f_k o E_k) para el dimensionamiento a temperatura normal siguiendo el Anejo 22;

Letras latinas minúsculas

a_z coeficiente de absorción de la llama;

c calor específico;

c_a calor específico del acero;

c_p calor específico del material de protección frente al fuego, independiente de la temperatura;

d_i dimensión de la sección transversal de la cara *i* del elemento;

d_p espesor del material de protección frente al fuego;

d_f espesor del material de protección frente al fuego (d_f = 0 para elementos sin protección);

$f_{p,\theta}$ límite de proporcionalidad del acero a la temperatura elevada θ_a;

f_y límite elástico a 20 ºC

$f_{y,\theta}$ límite elástico eficaz del acero a la temperatura elevada θ_a;

$f_{y,i}$ límite elástico nominal f_y para la superficie elemental A_i, tomada como positiva en la cara sometida a compresión sobre el eje neutro plástico y como negativa en la cara sometida a tracción;

$f_{u,\theta}$ resistencia última a temperatura elevada, teniendo en cuenta el endurecimiento por deformación;

$\dot{h}_{net,d}$ valor de cálculo del flujo neto de calor por unidad de superficie;

h_z altura de la punta de la llama por encima de la parte inferior de la viga;

i índice de la cara de la columna (1), (2), (3) o (4);

$k_{b,\theta}$ coeficiente de reducción determinado para la temperatura apropiada del

tornillo;

$k_{E,\theta}$ coeficiente de reducción indicado en el apartado 3 para la pendiente de la región elástica lineal a la temperatura del acero θ_a alcanzada en el instante *t*

$k_{E,\theta,com}$ coeficiente de reducción indicado en el apartado 3 para la pendiente de la región elástica lineal a la temperatura máxima del acero en el ala sometida a compresión $\theta_{a,com}$ alcanzada en el instante *t*.

k_{sh} coeficiente de corrección del efecto sombra;

k_θ valor relativo de una propiedad de resistencia o deformación del acero a la temperatura elevada θ_a;

k_θ coeficiente de reducción para una propiedad de resistencia o deformación ($X_{k,\theta}/X_k$), dependiente de la temperatura del material, véase el apartado 3;

$k_{w,\theta}$ coeficiente de reducción de la resistencia para soldaduras;

$k_{y,\theta}$ coeficiente de reducción indicado en el apartado 3 para el límite elástico del acero a la temperatura del acero θ_a alcanzada en el instante *t*;

$k_{y,\theta,com}$ coeficiente de reducción indicado en el apartado 3 para el límite elástico del acero a la temperatura máxima en el ala sometida a compresión $\theta_{a,com}$ alcanzada en el instante *t*;

$k_{y,\theta,i}$ coeficiente de reducción para el límite elástico del acero a la temperatura θ_i;

$k_{y,\theta,máx.}$ coeficiente de reducción para el límite elástico del acero a la temperatura máxima del acero $\theta_{a,máx.}$ alcanzada en el instante *t*;

$k_{y,\theta,web}$ coeficiente de reducción para el límite elástico del acero a la temperatura del acero θ_{web}; véase el apartado 3;

k_y factor de interacción;

k_z factor de interacción;

k_{LT} factor de interacción;

m número de aberturas en la cara *m*;

n número de aberturas en la cara *n*;

l longitud a 20 ºC; distancia desde una abertura medida a lo largo del eje de llama;

l_{fi} longitud de pandeo de una columna para el dimensionamiento en la situación de incendio;

s distancia horizontal desde el eje de una columna hasta una pared de un sector de incendio;

t tiempo de exposición al fuego;

w_i anchura de una abertura de fachada;

z_i distancia desde el eje neutro plástico hasta el centro de gravedad de la superficie elemental A_i;

Letras griegas mayúsculas

Δt intervalo de tiempo;

Δl expansión inducida por la temperatura;

$\Delta\theta_{g,t}$ incremento de la temperatura del gas ambiental durante el intervalo de tiempo Δt;

$\phi_{f,i}$ factor de configuración de la cara *i* de un elemento para una determinada abertura;

ϕ_f coeficiente global de configuración de un elemento para la transferencia de calor por radiación desde una abertura;

ϕ_z coeficiente global de configuración de un elemento para la transferencia de calor por radiación desde una llama;

$\phi_{z,i}$ factor de configuración de la cara *i* de un elemento para una determinada llama;

$\phi_{z,m}$ factor de configuración global de la columna para la transmisión de calor por radiación desde la llama en la cara *m*;

$\phi_{z,n}$ factor de configuración global de la columna para la transmisión de calor por radiación desde la llama en la cara *n*;

Letras griegas minúsculas

α coeficiente de transferencia de calor por convección;

β_M coeficientes del momento uniforme equivalente;

γ_G coeficiente parcial para las acciones permanentes;

γ_{M2} coeficiente parcial a temperatura ambiente;

$\gamma_{M,fi}$ coeficiente parcial para la propiedad del material pertinente en situación de incendio;

$\gamma_{Q,1}$ coeficiente parcial para la acción variable 1;

ε_f emisividad de una llama; la emisividad de una abertura;

ε_z emisividad de una llama;

$\varepsilon_{z,m}$ emisividad total de la llama en la cara *m*;

$\varepsilon_{z,n}$ emisividad total de la llama en la cara *n*;

ξ coeficiente de reducción para las acciones permanentes desfavorables *G;*

η_{fi} coeficiente de reducción para el valor de cálculo del nivel de carga en situación de incendio;

θ temperatura;

θ_a temperatura del acero [ºC];

$\theta_{a,cr}$ temperatura crítica del acero;

$\theta_{g,t}$ temperatura del gas ambiental para el instante *t*;

θ_{web} temperatura media en alma de la sección;

θ_i temperatura en la superficie elemental A_i;

κ factor de adaptación;

κ_1 factor de adaptación para una distribución no uniforme de la temperatura en la sección transversal;

κ_2 factor de adaptación para una distribución no uniforme de la temperatura a lo largo de la viga;

λ conductividad térmica;

λ_i espesor de la llama para la abertura *i*;

λ_p conductividad térmica del sistema de protección frente al fuego;

λ_f conductividad térmica eficaz del material de protección frente al fuego;

μ_0 grado de utilización para el instante $t = 0$;

σ constante de Stefan Boltzmann [$5{,}67 \times 10^{-8}$ W/m^{2}K^4];

ρ_a densidad del acero;

ρ_p densidad del material de protección frente al fuego;

χ_{fi} coeficiente de reducción para el pandeo por flexión para el dimensionamiento en la situación de incendio;

$\chi_{LT,fi}$ coeficiente de reducción para el pandeo lateral (o torsional) para el dimensionamiento en la situación de incendio;

$\chi_{min,fi}$ valor mínimo de $\chi_{y,fi}$ y $\chi_{z,fi}$;

$\chi_{z,fi}$ coeficiente de reducción para el pandeo por flexión sobre el eje z, para el dimensionamiento en la situación de incendio;

$\chi_{y,fi}$ coeficiente de reducción para el pandeo por flexión sobre el eje y, para el dimensionamiento en la situación de incendio;

ψ_{fi} factor de combinación para valores frecuentes, obtenido de $\psi_{1,1}$ o de $\psi_{2,1}$;

2 Bases de cálculo

2.1 Requisitos

2.1.1 Requisitos básicos

(1) Cuando se requiera resistencia mecánica en caso de incendio, las estructuras de acero se deben proyectar y construir de forma que mantengan su función portante durante el tiempo de exposición al fuego requerido.
(2) Los criterios de deformación deberían aplicarse cuando los objetivos de protección, o los criterios de cálculo para los elementos de compartimentación, requieran que se tenga en cuenta la deformación de la estructura portante.
(3) Con la excepción de las disposiciones del punto (2) no es necesario, según proceda, considerar la deformación de la estructura portante en los siguientes casos:

– la eficacia de los medios de protección se ha evaluado de acuerdo con el apartado 3.4.3; y
– los elementos separadores tienen que cumplir los requisitos correspondientes a una exposición a fuego nominal.

2.1.2 Exposición a fuegos nominales

(1) Para la exposición al fuego normalizado, los elementos deberían cumplir los criterios R del modo siguiente:
– solamente capacidad portante: resistencia mecánica (criterio R).

(2) Se considera que se satisface el criterio “R” cuando la función portante se mantiene durante el tiempo de exposición al fuego requerido.
(3) Se debería aplicar el mismo criterio con la curva de exposición a fuego de hidrocarburo, aunque la referencia a dicha curva específica debería identificarse mediante las letras "HC".

2.1.3 Exposición al fuego paramétrico

- La función portante está asegurada si se evita el fallo durante la duración total del incendio, incluyendo la fase de extinción, o durante un periodo de tiempo determinado.

2.2 Acciones

(1) Las acciones térmicas y mecánicas deberían tomarse de la reglamentación específica vigente.

- Además de lo indicado en la reglamentación específica vigente, la emisividad en relación a la superficie del acero debería tomarse como 0,7 para el acero al carbono y 0,4 para los aceros inoxidables, de acuerdo con el anexo C.

2.3 Valores de cálculo de las propiedades de los materiales

(1) Los valores de cálculo de las propiedades mecánicas de los materiales (resistencia y deformación) $X_{d,fi}$ se definen de la siguiente forma:

$$X_{d,fi} = k_\theta \, X_k / \gamma_{M,fi} \quad (2.1)$$

donde

X_k es el valor característico de una propiedad de resistencia o deformación (generalmente f_k o E_k) para el dimensionamiento a temperatura ambiente siguiendo el Anejo 22;

k_θ es el coeficiente de reducción para una propiedad de resistencia o deformación ($X_{k,\theta}/X_k$), dependiendo de la temperatura del material, véase el apartado 3;

$\gamma_{M,fi}$ es el coeficiente parcial para la propiedad del material pertinente en la situación de incendio, cuyo valor es $\gamma_{M,fi} = 1,0$.

(2) Los valores de cálculo de las propiedades térmicas del material $X_{d,fi}$ se definen de la siguiente forma:

– si el incremento de la propiedad es favorable para la seguridad:

$$X_{d,fi} = X_{k,\theta}/\gamma_{M,fi} \quad (2.2a)$$

– si el incremento de la propiedad es desfavorable para la seguridad:

$$X_{d,fi} = \gamma_{M,fi} \, X_{k,\theta} \quad (2.2b)$$

donde

$X_{k,\theta}$ es el valor de una propiedad material para el dimensionamiento en la situación de incendio, generalmente dependiente de la temperatura del material, véase el apartado 3;

$\gamma_{M,fi}$ es el coeficiente parcial para la propiedad del material pertinente en situación de incendio, cuyo valor es $\gamma_{M,fi} = 1,0$.

2.4 Métodos de verificación

2.4.1 Generalidades

(1) El modelo del sistema estructural adoptado para proyectar con este Anejo debería reflejar las prestaciones frente al fuego esperadas de la estructura.

NOTA Cuando las reglas incluidas en este Anejo sean válidas únicamente para la exposición al fuego normalizado, esto se identifica en los apartados pertinentes.

(2) Se debe verificar que, durante la duración pertinente de la exposición al fuego *t*:

$$E_{fi,d} \leq R_{fi,d,t} \quad (2.3)$$

donde

$E_{fi,d}$ es el valor de cálculo del efecto de las acciones para la situación de incendio determinado de acuerdo con la reglamentación específica vigente, incluyendo los efectos de las expansiones y deformaciones térmicas;

$R_{fi,d,t}$ es el valor de cálculo de la resistencia correspondiente en situación de incendio.

(3) El cálculo estructural para la situación de incendio debería efectuarse de acuerdo con el punto (2) del apartado 5.1.4 del Anejo 18.

NOTA 1 Para el cálculo de un elemento, véase el apartado 2.4.2;
Para el cálculo de una parte de la estructura, véase el apartado 2.4.3;
Para el cálculo de la estructura global, véase el apartado 2.4.4.

NOTA 2 Para verificar los requisitos de resistencia al fuego normalizado, es suficiente con un cálculo del elemento estructural.

(4) Como alternativa al dimensionamiento mediante cálculos, el proyecto frente al fuego puede basarse en los resultados de ensayos de fuego, o también en ensayos de fuego combinados con cálculos.

2.4.2 Cálculo del elemento estructural

(1) El efecto de las acciones debería determinarse para el instante t=0, utilizando 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 $E_{d,fi}$ puede obtenerse a partir de un cálculo estructural para el dimensionamiento a temperatura ambiente del modo siguiente:

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} E_d \tag{2.4}$$

donde

E_d es el valor de cálculo del esfuerzo correspondiente para el dimensionamiento a temperatura normal, para una combinación fundamental de acciones (véase la reglamentación específica vigente);

η_{fi} es el coeficiente de reducción para el valor de cálculo del nivel de carga en situación de incendio.

(3) El coeficiente de reducción η_{fi} para la combinación de cargas (6.10) del Anejo 18, debería tomarse como:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi}\, Q_{k,1}}{\gamma_G\, G_k + \gamma_{Q,1}\, Q_{k,1}} \tag{2.5}$$

o para las combinaciones de cargas (6.10a) y (6.10b) del Anejo 18, tomado como el menor de los valores obtenidos en las dos expresiones siguientes:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi}\, Q_{k,1}}{\gamma_G\, G_k + \gamma_{Q,1}\, \psi_{0,1}\, Q_{k,1}} \tag{2.5a}$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi}\, Q_{k,1}}{\xi\gamma_G\, G_k + \gamma_{Q,1}\, Q_{k,1}} \tag{2.5b}$$

donde

$Q_{k,1}$ es el valor característico de la acción variable principal;

G_k es el valor característico de una acción permanente;

γ_G es el coeficiente parcial para las acciones permanentes;

$\gamma_{Q,1}$ es el coeficiente parcial para la acción variable 1;

ψ_{fi} es el factor de combinación de valores, obtenido bien de $\psi_{1,1}$ o $\psi_{2,1}$, véase la reglamentación específica vigente;

ξ es un coeficiente de reducción de acciones permanentes desfavorables *G.*

NOTA 1 Un ejemplo de variación del coeficiente de reducción η_{fi} frente a la relación de carga $Q_{k,1}/G_k$ para diferentes valores del factor de combinación $\psi_{fi} = \psi_{1,1}$, de acuerdo con la expresión (2.5), se muestra en la Figura A23.2.1 con las siguientes hipótesis: $\gamma_G = 1{,}35$ y $\gamma_Q = 1{,}5$. Los coeficientes parciales se especifican en el Anejo 18. Las ecuaciones (2.5a) y (2.5b) proporcionan valores ligeramente superiores.

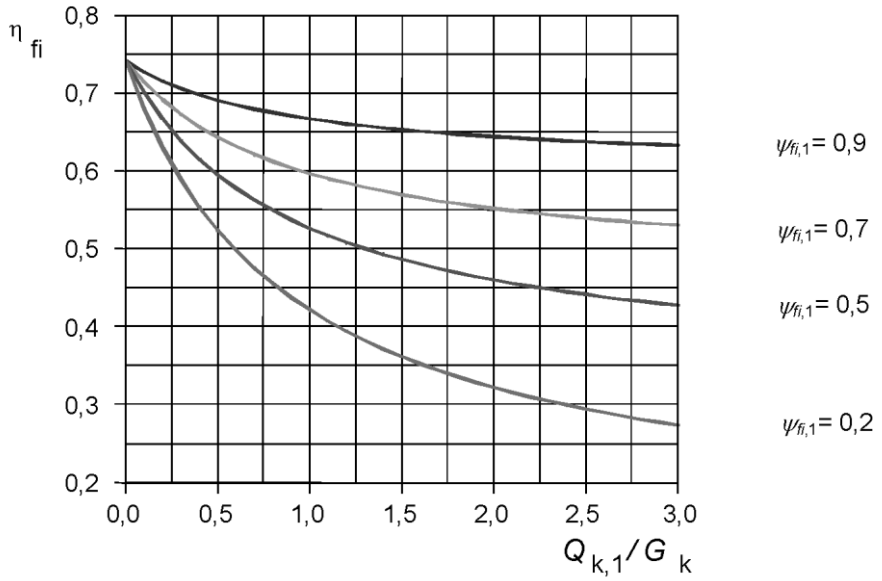


Figura A23.2.1 – Variación del coeficiente de reducción η_{fi} con la relación de carga $Q_{k,1}/G_k$

NOTA 2 Como simplificación puede utilizarse el valor recomendado de $\eta_{fi} = 0{,}65$ excepto para sobrecargas de acuerdo con la categoría de carga E (zonas susceptibles de la acumulación de objetos, incluyendo las zonas de acceso), donde el valor recomendado es 0,7.

(4) Es necesario considerar únicamente los efectos de las deformaciones térmicas producidas por los gradientes térmicos a través de la sección transversal. Pueden despreciarse los efectos de las expansiones térmicas axiales o en el plano.
(5) Se puede suponer que las condiciones de contorno en los apoyos y en los extremos de un elemento permanecen constantes durante toda la exposición al fuego.
(6) Los métodos de cálculo simplificados o avanzados proporcionados en los apartados 4.2 y 4.3 respectivamente son apropiados para la verificación de los elementos en la situación de incendio.

2.4.3 Cálculo de una parte de la estructura

(1) Se aplica el punto (1) del apartado 2.4.2.
(2) Como alternativa a la realización de un cálculo estructural para la situación de incendio para el instante $t = 0$, las reacciones en los apoyos y los esfuerzos en los contornos de una parte de la estructura pueden obtenerse mediante un

dimensionamiento estructural a temperatura normal, como se indica en el apartado 2.4.2.
(3) La parte de la estructura a analizar debería definirse teniendo en cuenta las expansiones y deformaciones térmicas potenciales de forma que su interacción con otras partes de la estructura pueda aproximarse mediante las condiciones de contorno y de apoyo independientes del tiempo durante la exposición al fuego.
(4) En el interior de la parte de la estructura a analizar se deberían tener en cuenta el modo de fallo potencial debido 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 suponer que las condiciones de contorno en los apoyos y las fuerzas y momentos en el contorno de una parte de la estructura permanecen constantes durante toda la exposición al fuego.

2.4.4 Cálculo de la estructura global

(1) Cuando se realiza un cálculo de la estructura global para la situación de incendio, deberían tenerse en cuenta el modo de fallo potencial debido 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 deformaciones térmicas (acciones indirectas del fuego).

3 Propiedades de los materiales

3.1 Generalidades

(1) A menos que se den como valores de cálculo, los valores de las propiedades de los materiales incluidos en este capítulo deberían tratarse como valores característicos.
(2) Deberían tomarse las propiedades mecánicas del acero a 20 °C iguales a las dadas en el Anejo 22 para el dimensionamiento a temperatura normal.

3.2 Propiedades mecánicas de los aceros al carbono

3.2.1 Propiedades de resistencia y deformación

(1) Para velocidades de calentamiento entre 2 y 50 K/min, las propiedades de resistencia y deformación del acero a temperaturas elevadas deberían obtenerse de la relación tensión-deformación representada en la Figura A23.3.1.

NOTA Para las reglas de esta norma se supone que las velocidades de calentamiento están dentro de los límites especificados.

(2) La relación dada en la Figura A23.3.1 debería utilizarse para determinar las resistencias a tracción, compresión, momento flector o esfuerzo cortante.
(3) La Tabla A23.3.1 incluye los coeficientes de reducción para la relación tensión-deformación del acero a temperaturas elevadas representada en la Figura A23.3.1. Dichos coeficientes de reducción se definen como sigue:

- límite elástico eficaz, respecto al límite elástico a 20 ºC: $k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$
- límite de proporcionalidad, respecto al límite elástico a 20 ºC: $k_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_y$
- pendiente de la región elástica lineal, respecto a la pendiente a 20 ºC: $k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$

NOTA La variación de estos coeficientes de reducción con la temperatura se representa en la Figura A23.3.2.

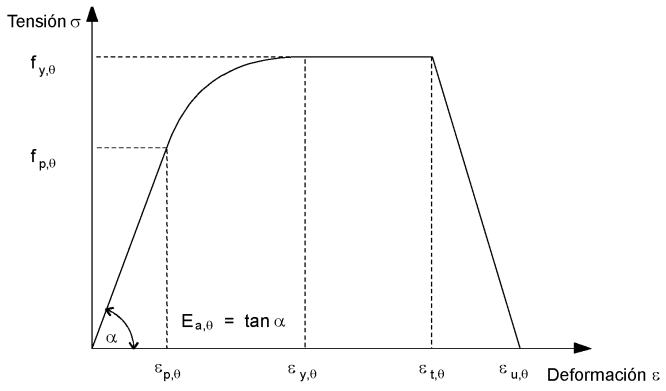
(4) Como alternativa, para temperaturas menores de 400 ºC la relación tensión-deformación especificada en el punto (1) puede extenderse mediante la opción del endurecimiento por deformación, dada en el apéndice A, siempre que el pandeo local o del elemento no conduzca al fallo prematuro.

3.2.2 Densidad

(1) La densidad del acero ρ_a puede considerarse independiente de la temperatura del acero. Puede tomarse el siguiente valor:

$\rho_a = 7\,850$ kg/m^3

Zonas de deformación	Tensión σ		Módulo tangente	
$\varepsilon \le \varepsilon_{p,\theta}$	$\varepsilon E_{a,\theta}$		$E_{a,\theta}$	
$\varepsilon_{p,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{y,\theta}$	$f_{p,\theta} - c + (b/a)\left[a^2 - \left(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon\right)^2\right]^{0,5}$		$\frac{b\left(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon\right)}{a\left[a^2 - \left(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon\right)^2\right]^{0,5}}$	
$\varepsilon_{y,\theta} \le \varepsilon \le \varepsilon_{t,\theta}$	$f_{y,\theta}$		0	
$\varepsilon_{t,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{u,\theta}$	$f_{y,\theta}\left[1 - \left(\varepsilon - \varepsilon_{t,\theta}\right)/\left(\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta}\right)\right]$		–	
$\varepsilon = \varepsilon_{u,\theta}$	0,00		–	
Parámetros	$\varepsilon_{p,\theta} = f_{p,\theta}/E_{a,\theta}$	$\varepsilon_{y,\theta} = 0,02$	$\varepsilon_{t,\theta} = 0,15$	$\varepsilon_{u,\theta} = 0,20$
Funciones	$a^2 = \left(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}\right)\left(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + c/E_{a,\theta}\right)$ $b^2 = c\left(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}\right)E_{a,\theta} + c^2$ $c = \frac{\left(f_{y,\theta} - f_{p,\theta}\right)^2}{\left(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}\right)E_{a,\theta} - 2\left(f_{y,\theta} - f_{p,\theta}\right)}$			



Leyenda
$f_{y,\theta}$ límite elástico eficaz;
$f_{p,\theta}$ límite de proporcionalidad;
$E_{a,\theta}$ pendiente de la región elástica lineal;
$\varepsilon_{p,\theta}$ deformación en el límite de proporcionalidad;
$\varepsilon_{y,\theta}$ deformación en el límite elástico;
$\varepsilon_{t,\theta}$ deformación en el límite elástico;
$\varepsilon_{u,\theta}$ deformación de rotura.

Figura A23.3.1 – Relación tensión-deformación para el acero al carbono a temperaturas elevadas

Tabla A23.3.1 – Coeficientes de reducción para la relación tensión-deformación del acero al carbono a temperaturas elevadas

Temperatura del acero θ_a	**Coeficientes de reducción a temperatura θ_a respecto al valor de f_y o E_a a 20 ºC**		
	Coeficiente de reducción (respecto a f_y) para el límite elástico eficaz $k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$	**Coeficiente de reducción (respecto a f_y) para el límite de proporcionalidad** $k_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_y$	**Coeficiente de reducción (respecto a E_a) para la pendiente de la región elástica lineal** $k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$
20 ºC	1,000	1,000	1,000
100 ºC	1,000	1,000	1,000
200 ºC	1,000	0,807	0,900
300 ºC	1,000	0,613	0,800
400 ºC	1,000	0,420	0,700
500 ºC	0,780	0,360	0,600
600 ºC	0,470	0,180	0,310
700 ºC	0,230	0,075	0,130
800 ºC	0,110	0,050	0,090
900 ºC	0,060	0,0375	0,0675
1 000 ºC	0,040	0,0250	0,0450
1 100 ºC	0,020	0,0125	0,0225
1 200 ºC	0,000	0,0000	0,0000
NOTA Puede emplearse una interpolación lineal para valores intermedios de temperatura del acero.			

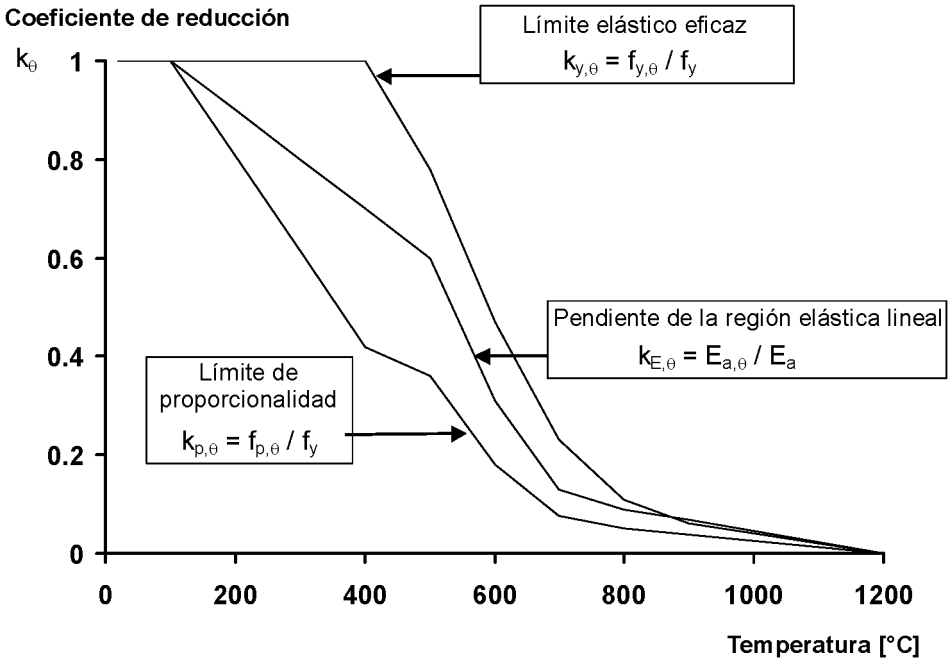


Figura A23.3.2 – Coeficientes de reducción para la relación tensión-deformación del acero al carbono a temperaturas elevadas

3.3 Propiedades mecánicas de los aceros inoxidables

(1) Las propiedades mecánicas del acero inoxidable pueden tomarse del apéndice C.

3.4 Propiedades térmicas

3.4.1 Aceros al carbono

3.4.1.1 Dilatación térmica

(1) La deformación térmica unitaria del acero $\Delta l/l$ debería determinarse a partir de lo siguiente:

– para 20 ºC $\leq \theta_a <$ 750 ºC:

$$\Delta l/l = 1{,}2 \times 10^{-5}\ \theta_a + 0{,}4 \times 10^{-8}\ \theta_a^2 - 2{,}416 \times 10^{-4} \quad (3.1a)$$

– para 750 ºC $\leq \theta_a \leq$ 860 ºC:

$$\Delta l/l = 1{,}1 \times 10^{-2} \quad (3.1b)$$

– para 860 ºC $< \theta_a \leq$ 1 200 ºC:

$$\Delta l/l = 2 \times 10^{-5}\ \theta_a - 6{,}2 \times 10^{-3} \quad (3.1c)$$

donde

l es la longitud a 20 ºC;

Δl es la dilatación producida por la temperatura;

θ_a es la temperatura del acero [ºC].

NOTA La variación de la deformación térmica unitaria con la temperatura se representa en la Figura A23.3.3.

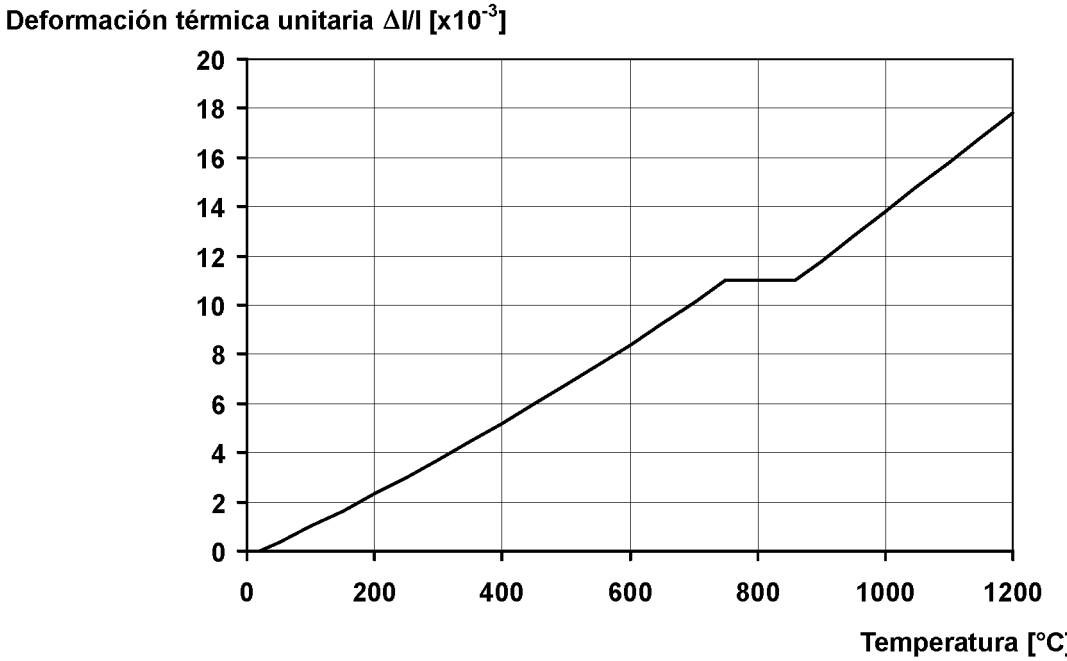


Figura A23.3.3 – Deformación térmica unitaria del acero al carbono en función de la temperatura

3.4.1.2 Calor específico

(1) El calor específico del acero c_a debería determinarse como sigue:

– para 20 ºC ≤ θ_a < 600 ºC:

$$c_a = 425 + 7{,}73 \times 10^{-1}\ \theta_a - 1{,}69 \times 10^{-3}\ \theta_a^2 + 2{,}22 \times 10^{-6}\ \theta_a^3 \text{ J/kgK} \quad (3.2a)$$

– para 600 ºC ≤ θ_a < 735 ºC:

$$c_a = 666 + \frac{13\,002}{738 - \theta_a} \text{ J/kgK} \quad (3.2b)$$

– para 735 ºC ≤ θ_a < 900 ºC:

$$c_a = 545 + \frac{17\,820}{\theta_a - 731} \text{ J/kgK} \quad (3.2c)$$

– para 900 ºC ≤ θ_a ≤ 1 200 ºC:

$$c_a = 650 \text{ J/kgK} \quad (3.2d)$$

donde

θ_a es la temperatura del acero [ºC].

NOTA La variación del calor específico con la temperatura se representa en la Figura A23.3.4.

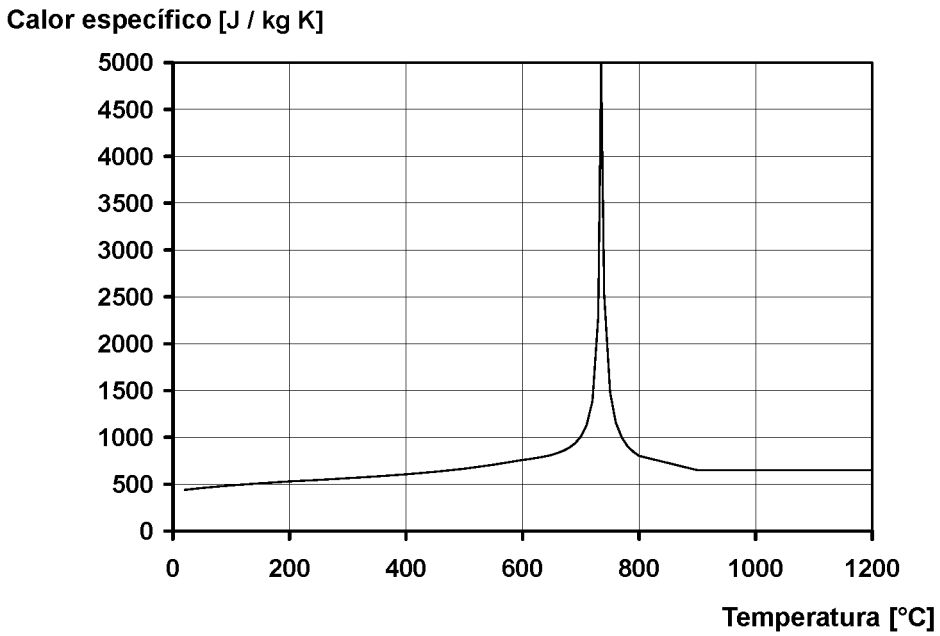


Figura A23.3.4 – Calor específico del acero al carbono en función de la temperatura

3.4.1.3 Conductividad térmica

(1) La conductividad térmica del acero λ_a debería determinarse como sigue:

– para 20 ºC $\leq \theta_a <$ 800 ºC:

$$\lambda_a = 54 - 3{,}33 \times 10^{-2}\, \theta_a \text{ W/mK} \quad (3.3a)$$

– para 800 ºC $\leq \theta_a \leq$ 1 200 ºC:

$$\lambda_a = 27{,}3 \text{ W/mK} \quad (3.3b)$$

donde

θ_a es la temperatura del acero [ºC].

NOTA La variación de la conductividad térmica con la temperatura se representa en la Figura A23.3.5.

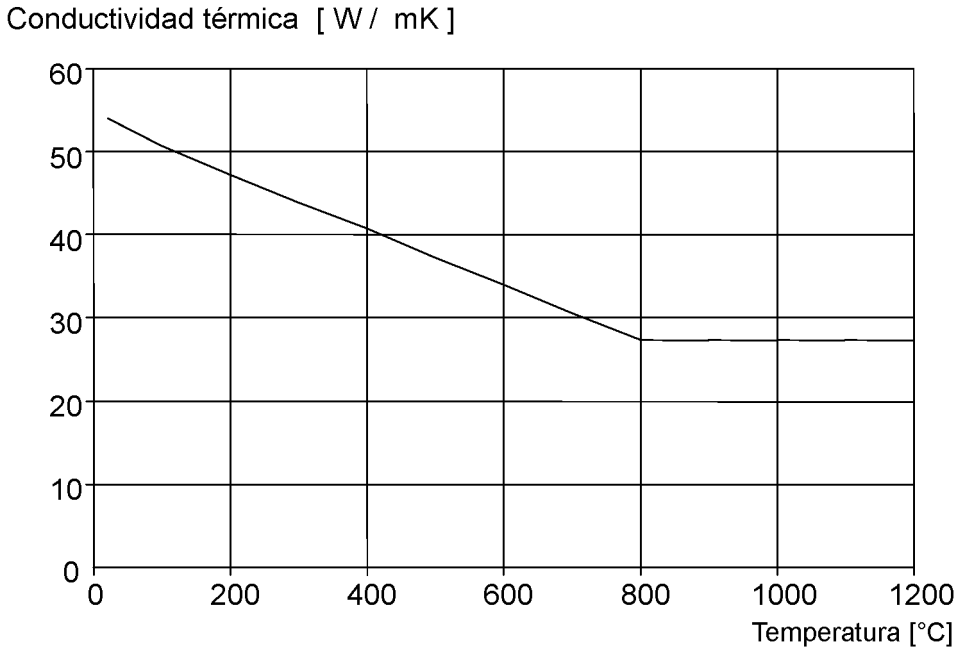


Figura A23.3.5 – Conductividad térmica del acero al carbono en función de la temperatura

3.4.2 Aceros inoxidables

(1) Las propiedades térmicas de los aceros inoxidables pueden tomarse del apéndice C.

3.4.3 Materiales de protección frente al fuego

(1) Las propiedades y prestaciones de los materiales de protección frente al fuego utilizados en el cálculo se deberían haber valorado empleando los procedimientos de ensayo proporcionados en las normas UNE-EN 13381-1, UNE-EN 13381-2 o UNE-EN 13381-4, según proceda.

NOTA Estas normas incluyen el requisito de que los materiales de protección frente al fuego deberían conservar su cohesión y mantenerse adheridos a sus apoyos durante todo el tiempo de exposición al fuego pertinente.

4 Cálculo estructural frente al fuego

4.1 Generalidades

(1) Este capítulo proporciona reglas para estructuras de acero que pueden estar:
- sin protección;
- aislados mediante materiales de protección frente al fuego;
- protegidos mediante pantallas térmicas.

NOTA Otros ejemplos de métodos de protección son el llenado con agua o la protección parcial en paredes y suelos.

(2) Para determinar la resistencia al fuego, se permiten los siguientes métodos de cálculo:
- modelos de cálculo simplificados;
- modelos de cálculo avanzados;
- ensayos.

(3) Los modelos de cálculo simplificados son métodos de cálculo simplificados para elementos individuales, los cuales se fundamentan en hipótesis conservadoras.

(4) Los modelos de cálculo avanzados son métodos de cálculo en los cuales se aplican principios de ingeniería a aplicaciones específicas de una manera realista.

4.2 Modelos de cálculo simplificados

4.2.1 Generalidades

(1) Se debe suponer que la función portante de un elemento de acero se mantiene en una situación de incendio determinada después de un instante *t* si:

$$E_{fi,d} \leq R_{fi,d,t} \tag{4.1}$$

donde

$E_{fi,d}$ es el valor de cálculo del efecto de las acciones para el dimensionamiento en la situación de incendio, de acuerdo con la reglamentación específica vigente;

$R_{fi,d,t}$ es el valor de cálculo de la resistencia correspondiente del elemento de acero, para el dimensionamiento en la situación de incendio en el instante *t*.

(2) El valor de cálculo de la resistencia $R_{fi,d,t}$ en el instante *t* debería determinarse, generalmente, sobre la hipótesis de una temperatura uniforme en la sección transversal, modificando el valor de cálculo de la resistencia para el dimensionamiento a temperatura ambiente según el Anejo 22, para tener en cuenta las propiedades mecánicas del acero a temperaturas elevadas, véase el apartado 4.2.3.

NOTA En el apartado 4.2.3, $R_{fi,d,t}$ pasa a ser $M_{fi,t,Rd}$, $N_{fi,t,Rd}$ etc. (por separado o en combinación) y los valores correspondientes de $M_{fi,Ed}$, $N_{fi,Ed}$ etc. representan $E_{fi,d}$.

(3) Si se emplea una distribución no uniforme de la temperatura, el valor de cálculo de la resistencia para el dimensionamiento a temperatura ambiente, según el Anejo 22, se modifica en base a dicha distribución de temperatura.
(4) Como alternativa al punto (1), empleando una distribución de temperatura uniforme, la verificación puede llevarse a cabo en el dominio de la temperatura, véase el apartado 4.2.4.
(5) No es necesario considerar el fallo de la sección neta en los taladros de los elementos de fijación, siempre y cuando exista un elemento de fijación en cada taladro, ya que la temperatura del acero es inferior en las uniones debido a la presencia de material adicional.
(6) La resistencia al fuego de una unión atornillada o soldada puede considerarse suficiente siempre y cuando se cumplan las siguientes condiciones:

1.- La resistencia térmica $(d_f/\lambda_f)_c$ de la protección frente al fuego de la unión debería ser mayor o igual que el valor mínimo de la resistencia térmica $(d_f/\lambda_f)_m$ de la protección frente al fuego aplicada a cualquiera de los elementos unidos;

donde
d_f es el espesor del material de protección frente al fuego (d_f = 0 para elementos sin protección);
λ_f es la conductividad térmica eficaz del material de protección frente al fuego.

2.- El grado de utilización de la unión debería ser menor o igual que el grado de utilización máximo de cualquiera de los elementos conectados.

3.- La resistencia de la unión a temperatura ambiente debería cumplir las recomendaciones dadas en el Anejo 26.

(7) Como alternativa al método dado en el punto 6 del apartado 4.2.1, la resistencia al fuego de una unión puede determinarse utilizando el método que se incluye en el apéndice D.

NOTA Como simplificación, la comparación del grado de utilización en las uniones y en los elementos unidos puede llevarse a cabo a temperatura ambiente.

4.2.2 Clasificación de las secciones transversales

(1) Al efecto de estas reglas simplificadas, las secciones transversales pueden clasificarse como para el dimensionamiento a temperatura ambiente, con un valor reducido de ε, como se indica en la expresión (4.2).

$$\varepsilon = 0{,}85\,[235/f_y]^{0,5} \qquad (4.2)$$

donde

f_y es el límite elástico a 20 ºC.

NOTA 1 Véase el Anejo 22.

NOTA 2 El coeficiente de reducción 0,85 tiene en cuenta las influencias del aumento de temperatura.

4.2.3 Resistencia

4.2.3.1 Elementos sometidos a tracción

(1) El valor de cálculo de la resistencia $N_{fi,\theta,Rd}$ de un elemento sometido a tracción con una temperatura uniforme θ_a debería determinarse mediante:

$$N_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} N_{Rd} [\gamma_{M,0}/\gamma_{M,fi}] \quad (4.3)$$

donde

$k_{y,\theta}$ es el coeficiente de reducción para el límite elástico del acero a una temperatura θ_a, alcanzada en un instante t; véase el apartado 3;

N_{Rd} es el valor de cálculo de la resistencia de la sección transversal $N_{pl,Rd}$ para el dimensionamiento a temperatura ambiente, de acuerdo con el Anejo 22.

(2) El valor de cálculo de la resistencia $N_{fi,t,Rd}$ para un instante *t* de un elemento sometido a tracción con una distribución no uniforme de la temperatura a través de la sección transversal puede determinarse mediante:

$$N_{fi,t,Rd} = \sum_{i=1}^{n} A_i \; k_{y,\theta,i} \; f_y \; / \; \gamma_{M,fi} \quad (4.4)$$

donde

A_i es un área elemental de la sección transversal con una temperatura θ_i;

$k_{y,\theta,i}$ es el coeficiente de reducción para el límite elástico del acero a la temperatura θ_i, véase el apartado 3;

θ_i es la temperatura en el área elemental A_i.

(3) El valor de cálculo de la resistencia $N_{fi,t,Rd}$ en el instante *t* de un elemento sometido a tracción con una distribución no uniforme de la temperatura puede, de manera conservadora, considerarse igual al valor de cálculo de la resistencia $N_{fi,\theta,Rd}$ de un elemento sometido a tracción con una temperatura uniforme del acero θ_a equivalente a la temperatura máxima del acero $\theta_{a,máx.}$ alcanzada en el instante *t*.

4.2.3.2 Elementos sometidos a compresión con secciones transversales de Clases 1, 2 o 3

(1) El valor de cálculo de la resistencia a pandeo $N_{b,fi,t,Rd}$ en el instante *t* de un elemento sometido a compresión con una sección transversal de clase 1, de clase 2 o de clase 3 con una temperatura uniforme θ_a, debería determinarse mediante:

$$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} A \; k_{y,\theta} f_y / \gamma_{M,fi} \quad (4.5)$$

donde

χ_{fi} es el coeficiente de reducción del pandeo por flexión para el dimensionamiento en la situación de incendio;

$k_{y,\theta}$ es el coeficiente de reducción dado en el apartado 3 para el límite elástico del acero a la temperatura del acero θ_a alcanzada en el instante *t*.

(2) El valor de χ_{fi} debería tomarse como el menor de los valores entre $\chi_{y,fi}$ y $\chi_{z,fi}$ determinados de acuerdo con la expresión:

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\phi_\theta + \sqrt{\phi_\theta^2 - \bar{\lambda}_\theta^2}} \tag{4.6}$$

con

$$\phi_\theta = \frac{1}{2}\left[1 + \alpha\bar{\lambda}_\theta + \bar{\lambda}_\theta^2\right]$$

y

$$\alpha = 0,65\sqrt{235/f_y}$$

La esbeltez adimensional $\bar{\lambda}_\theta$ para la temperatura θ_a se obtiene de la expresión:

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda}\left[k_{y,\theta}/k_{E,\theta}\right]^{0,5} \tag{4.7}$$

donde

$k_{y,\theta}$ es el coeficiente de reducción dado en el apartado 3 para el límite elástico del acero a la temperatura del acero θ_a alcanzada en el instante *t*;

$k_{E,\theta}$ es el coeficiente de reducción dado en el apartado 3 para la pendiente de la región elástica lineal a la temperatura del acero θ_a alcanzada en el instante *t*.

(3) La longitud de pandeo l_{fi} de una columna para la situación de cálculo ante incendio debería determinarse generalmente igual que para el dimensionamiento a temperatura ambiente. Sin embargo, en un entramado arriostrado, la longitud de pandeo l_{fi} de una columna puede determinarse considerándolo como empotrado en las uniones continuas o semicontinuas con los tramos de la columna en los sectores de incendio superiores e inferiores, siempre que la resistencia al fuego de los componentes del edificio que separan estos sectores de incendio no sea menor que la resistencia al fuego de la columna.

(4) En el caso de un entramado arriostrado en la que cada planta contenga un sector de incendio separado con resistencia suficiente al fuego, la longitud de pandeo l_{fi} de una columna continua en una planta intermedia puede tomarse como $l_{fi} = 0,5L$ y la longitud de pandeo en la planta más alta puede tomarse como $l_{fi} = 0,7L$, donde *L* es la longitud del sistema en la planta pertinente, véase la Figura A23.4.1.

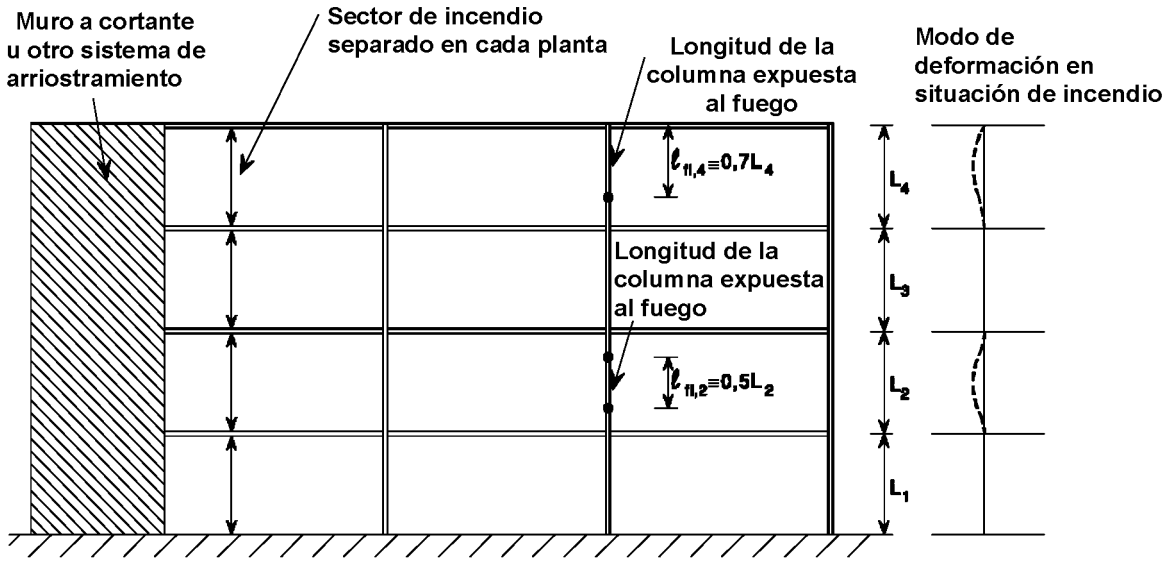


Figura A23.4.1 – Longitudes de pandeo l_{fi} de columnas en entramados (pórticos) arriostrados

(5) Al realizar el cálculo utilizando la exposición a fuego nominal, el valor de cálculo de la resistencia $N_{b,fi,t,Rd}$ en el instante t de un elemento sometido a compresión con una distribución no uniforme de la temperatura puede considerarse igual al valor de cálculo de la resistencia $N_{b,fi,\theta,Rd}$ de un elemento sometido a compresión con una temperatura uniforme del acero θ_a equivalente a la temperatura máxima del acero $\theta_{a,máx.}$ alcanzada en el instante t.

4.2.3.3 Vigas con secciones transversales de clase 1 o de clase 2

(1) El valor de cálculo del momento resistente $M_{fi,\theta,Rd}$ de una sección transversal de clase 1 o de clase 2 con una temperatura uniforme θ_a debería determinarse mediante:

$$M_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta}\,[\gamma_{M,0}/\gamma_{M,fi}]\,M_{Rd} \qquad (4.8)$$

donde

M_{Rd} es el momento resistente plástico resistido de la sección transversal bruta $M_{pl,Rd}$ para el dimensionamiento a temperatura ambiente, de acuerdo con el Anejo 22, o el momento resistente reducido para el dimensionamiento a temperatura ambiente, teniendo en cuenta cuando sea necesario los efectos del esfuerzo cortante, de acuerdo con el Anejo 22;

$k_{y,\theta}$ es el coeficiente de reducción para el límite elástico del acero a la temperatura θ_a, véase el apartado 3.

(2) El valor de cálculo del momento resistente $M_{fi,t,Rd}$ en el instante t de una sección transversal de clase 1 o de clase 2 con una distribución no uniforme de la temperatura a través de la sección transversal puede determinarse mediante:

$$M_{fi,t,Rd} = \sum_{i=1}^{n} A_i z_i k_{y,\theta,i} f_{y,i} / \gamma_{M,fi} \quad (4.9)$$

donde

z_i es la distancia desde el eje neutro plástico al centro de gravedad del área elemental A_i ;

$f_{y,i}$ es el límite elástico nominal f_y para el área elemental A_i, considerada positiva en la cara sometida a compresión sobre el eje neutro plástico y negativa en la cara sometida a tracción del mismo;

A_i y $k_{y,\theta,i}$ son tal y como se define en el punto (2) del apartado 4.2.3.1.

(3) Como alternativa, el valor de cálculo del momento resistente $M_{fi,t,Rd}$ en el instante t de una sección transversal de clase 1 o de clase 2 en un elemento con una distribución no uniforme de temperatura, puede determinarse mediante:

$$M_{fi,t,Rd} = M_{fi,\theta,Rd}/(\kappa_1 \kappa_2) \quad (4.10)$$

con la condición $M_{fi,\theta,Rd} \leq M_{Rd}$

donde

$M_{fi,\theta,Rd}$ es el valor de cálculo del momento resistente de la sección transversal para una temperatura uniforme θ_a, equivalente a la temperatura uniforme θ_a en el instante t en una sección transversal que no se encuentra afectada térmicamente por los apoyos;

κ_1 es un factor de adaptación para distribuciones no uniformes de la temperatura en la sección transversal, véase el punto (7);

κ_2 es un factor de adaptación para temperaturas no uniformes a lo largo de la viga, véase el punto (8).

(4) El valor de cálculo del momento resistente frente a pandeo lateral $M_{b,fi,t,Rd}$ en el instante t de un elemento sin coacción frente a los desplazamientos laterales en una sección transversal de clase 1 o de clase 2 debería determinarse mediante:

$$M_{b,fi,t,Rd} = \chi_{LT,fi} W_{pl,y} k_{y,\theta,com} f_y / \gamma_{M,fi} \quad (4.11)$$

donde

$\chi_{LT,fi}$ es el coeficiente de reducción para el pandeo lateral para el dimensionamiento en la situación de incendio;

$k_{y,\theta,com}$ es el coeficiente de reducción indicado en el apartado 3 para el límite elástico del

acero a temperatura máxima en el ala comprimida $\theta_{a,com}$ alcanzada en el instante *t*.

NOTA De forma conservadora, $\theta_{a,com}$ puede considerarse equivalente a la temperatura uniforme θ_a.

(5) El valor de $\chi_{LT,fi}$ debería determinarse de acuerdo con las ecuaciones siguientes:

$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\phi_{LT,\theta,com} + \sqrt{[\phi_{LT,\theta,com}]^2 - [\bar{\lambda}_{LT,\theta,com}]^2}} \quad (4.12)$$

con

$$\phi_{LT,\theta,com} = \frac{1}{2}\left[1 + \alpha\bar{\lambda}_{LT,\theta,com} + (\bar{\lambda}_{LT,\theta,com})^2\right] \quad (4.13)$$

y

$$\alpha = 0,65\sqrt{235 / f_y} \quad (4.14)$$

$$\bar{\lambda}_{LT,\theta,com} = \bar{\lambda}_{LT}\,[k_{y,\theta,com} / k_{E,\theta,com}]^{0,5} \quad (4.15)$$

donde

$k_{E,\theta,com}$ es el coeficiente de reducción, dado en el apartado 3 para la pendiente de la región elástica lineal a la temperatura máxima del acero en el ala comprimida $\theta_{a,com}$ alcanzada en el instante *t*

(6) El valor de cálculo de la resistencia a esfuerzo cortante $V_{fi,t,Rd}$ en el instante *t* de una sección transversal de clase 1 o de clase 2 debería determinarse mediante:

$$V_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta\,web}\,V_{Rd}\,[\gamma_{M,0}/\gamma_{M,fi}] \quad (4.16)$$

donde

V_{Rd} es la resistencia a esfuerzo cortante de la sección transversal bruta para el dimensionamiento a temperatura ambiente, de acuerdo con el Anejo 22;

θ_{web} es la temperatura media en el alma de la sección;

$k_{y,\theta web}$ es el coeficiente de reducción para el límite elástico del acero a la temperatura del acero θ_{web}, véase el apartado 3.

(7) El valor del factor de adaptación κ_1 para una distribución no uniforme de la temperatura en la sección transversal debería ser uno de los siguientes:

– para una viga expuesta en sus cuatro caras: $\kappa_1 = 1,0$

– para una viga sin protección expuesta en tres de sus caras, con una losa mixta o de hormigón en su cuarta cara:

$\kappa_1 = 0{,}70$

– para una viga protegida expuesta en tres de sus caras, con una losa mixta o de hormigón en su cuarta cara:

$\kappa_1 = 0{,}85$

(8) Para una distribución no uniforme de la temperatura a lo largo de una viga, el factor de adaptación κ_2 debería adoptar uno de los siguientes valores:

– en los apoyos de una viga hiperestática: $\kappa_2 = 0{,}85$
– en todos los demás casos: $\kappa_2 = 1{,}0$.

4.2.3.4 Vigas con secciones transversales de clase 3

(1) El valor de cálculo del momento resistente $M_{fi,t,Rd}$ en el instante t de una sección transversal de clase 3 con una temperatura uniforme debería determinarse mediante:

$$M_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta} M_{Rd} [\gamma_{M,0}/\gamma_{M,fi}] \quad (4.17)$$

donde

M_{Rd} es el momento resistente elástico resistido de la sección transversal bruta $M_{el,Rd}$ para el dimensionamiento a temperatura ambiente, de acuerdo con el Anejo 22 o el momento resistente reducido, considerando en caso de ser necesario los efectos del esfuerzo cortante, de acuerdo con el Anejo 22;

$k_{y,\theta}$ es el coeficiente de reducción para el límite elástico del acero a la temperatura del acero θ_a, véase el apartado 3.

(2) El valor de cálculo del momento resistente $M_{fi,t,Rd}$ en el instante t de una sección transversal de clase 3 con una distribución no uniforme de la temperatura puede determinarse mediante:

$$M_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta,máx.} M_{Rd} [\gamma_{M,0}/\gamma_{M,fi}]/(\kappa_1\kappa_2) \quad (4.18)$$

con la condición $M_{fi,\theta,Rd} \leq M_{Rd}$

donde

M_{Rd} es el momento resistente elástico de la sección transversal bruta $M_{el,Rd}$ para el dimensionamiento a temperatura ambiente o el momento resistente reducido, considerando en caso de ser necesario los efectos del esfuerzo cortante, de acuerdo con el Anejo 22;

$k_{y,\theta,máx.}$ es el coeficiente de reducción para el límite elástico del acero a la temperatura máxima del acero $\theta_{a,máx.}$ alcanzada en el instante t;

k_1 es un factor de adaptación para distribuciones de temperatura no uniformes en una sección transversal, véase el punto (7) del apartado 4.2.3.3;

k_2 es un factor de adaptación para distribuciones de temperatura no uniformes a lo largo de la viga, véase el punto (8) del apartado 4.2.3.3.

(3) El valor de cálculo del momento resistente frente a pandeo lateral $M_{b,fi,t,Rd}$ en el instante t de una viga sin restricción lateral al desplazamiento con una sección transversal de clase 3 debería determinarse mediante:

$$M_{b,fi,t,Rd} = \chi_{LT,fi}\ W_{el,y}\ k_{y,\theta,com}\ f_y/\gamma_{M,fi} \tag{4.19}$$

donde

$\chi_{LT,fi}$ se indica en el punto (5) del apartado 4.2.3.3.

NOTA De manera conservadora, $\theta_{a,com}$ se puede considerar equivalente a la temperatura máxima $\theta_{a,máx.}$.

(4) El valor de cálculo de la resistencia a esfuerzo cortante $V_{fi,t,Rd}$ en el instante t de una sección transversal de clase 3 debería determinarse mediante:

$$V_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta,web}\ V_{Rd}\ [\gamma_{M,0}/\gamma_{M,fi}\ ] \tag{4.20}$$

donde

V_{Rd} es la resistencia a esfuerzo cortante de la sección transversal bruta para el dimensionamiento a temperatura ambiente, de acuerdo con el Anejo 22.

4.2.3.5 Elementos con secciones transversales de clase 1, 2 o 3, sometidos a flexocompresión

(1) El valor de cálculo de la resistencia a pandeo $R_{fi,t,d}$ en el instante t de un elemento sometido a flexocompresión debería verificarse con el cumplimiento de las expresiones (4.21a) y (4.21b) para un elemento con sección transversal de clase 1 o de clase 2, o las expresiones (4.21c) y (4.21d) para un elemento con sección transversal de clase 3.

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{mín.,fi}\ A\ k_{y,\theta}\ \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y\ M_{y,fi,Ed}}{W_{pl,y}\ k_{y,\theta}\ \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z\ M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z}\ k_{y,\theta}\ \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \le 1 \tag{4.21a}$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi}\ A\ k_{y,\theta}\ \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT}\ M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi}\ W_{pl,y}\ k_{y,\theta}\ \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z\ M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z}\ k_{y,\theta}\ \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \le 1 \tag{4.21b}$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{mín.,fi}\ A\ k_{y,\theta}\ \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y\ M_{y,fi,Ed}}{W_{el,y}\ k_{y,\theta}\ \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z\ M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z}\ k_{y,\theta}\ \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \le 1 \tag{4.21c}$$

$$\frac{N_{\mathrm{fi,Ed}}}{\chi_{\mathrm{z,fi}}\ A\ k_{\mathrm{y},\theta}\ \dfrac{f_{\mathrm{y}}}{\gamma_{\mathrm{M,fi}}}}+\frac{k_{\mathrm{LT}}\ M_{\mathrm{y,fi,Ed}}}{\chi_{\mathrm{LT,fi}}\ W_{\mathrm{el,y}}\ k_{\mathrm{y},\theta}\ \dfrac{f_{\mathrm{y}}}{\gamma_{\mathrm{M,fi}}}}+\frac{k_{\mathrm{z}}\ M_{\mathrm{z,fi,Ed}}}{W_{\mathrm{el,z}}\ k_{\mathrm{y},\theta}\ \dfrac{f_{\mathrm{y}}}{\gamma_{\mathrm{M,fi}}}}\le 1 \qquad (4.21d)$$

donde

$\chi_{\mathrm{min,fi}}$ se define en el apartado 4.2.3.2;

$\chi_{\mathrm{z,fi}}$ se define en el apartado 4.2.3.2;

$\chi_{\mathrm{LT,fi}}$ se define en el punto (5) del apartado 4.2.3.3;

$$k_{\mathrm{LT}}=1-\frac{\mu_{\mathrm{LT}}\ N_{\mathrm{fi,Ed}}}{\chi_{\mathrm{z,fi}}\ A\ k_{\mathrm{y},\theta}\ \dfrac{f_{\mathrm{y}}}{\gamma_{\mathrm{M,fi}}}}\le 1$$

con: $\mu_{\mathrm{LT}}=0{,}15\,\bar{\lambda}_{\mathrm{z},\theta}\,\beta_{\mathrm{M,LT}}-0{,}15\le 0{,}9$

$$k_{\mathrm{y}}=1-\frac{\mu_{\mathrm{y}}\ N_{\mathrm{fi,Ed}}}{\chi_{\mathrm{y,fi}}\ A\ k_{\mathrm{y},\theta}\ \dfrac{f_{\mathrm{y}}}{\gamma_{\mathrm{M,fi}}}}\le 3$$

Para el eje fuerte: $\mu_{\mathrm{y}}=\left(2\beta_{\mathrm{M,y}}-5\right)\bar{\lambda}_{\mathrm{y},\theta}+0{,}44\beta_{\mathrm{M,y}}+0{,}29\le 0{,}8 \text{ con } \bar{\lambda}_{\mathrm{y},20\,^{\circ}\mathrm{C}}\le 1{,}1$

$$k_{\mathrm{z}}=1-\frac{\mu_{\mathrm{z}}\ N_{\mathrm{fi,Ed}}}{\chi_{\mathrm{z,fi}}\ A\ k_{\mathrm{y},\theta}\ \dfrac{f_{\mathrm{y}}}{\gamma_{\mathrm{M,fi}}}}\le 3$$

Para el eje débil: $\mu_{\mathrm{z}}=\left(1{,}2\beta_{\mathrm{M,z}}-3\right)\bar{\lambda}_{\mathrm{z},\theta}+0{,}71\beta_{\mathrm{M,z}}-0{,}29\le 0{,}8$

NOTA Para los coeficientes del momento uniforme equivalente β_{M}, véase la Figura A23.4.2.

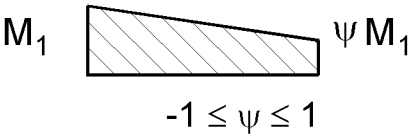
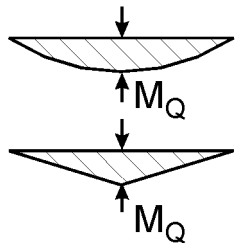
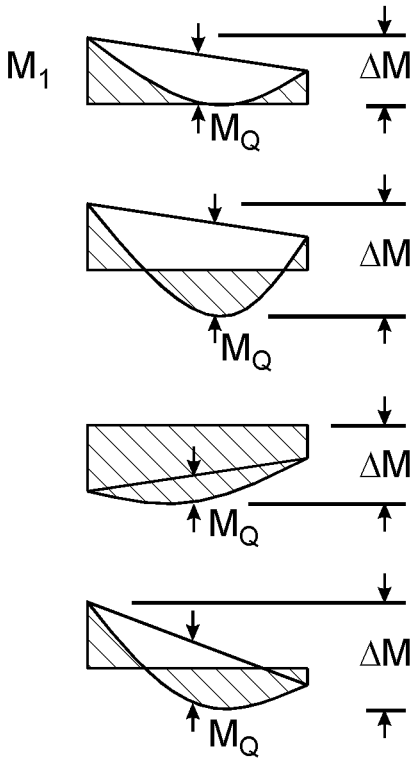
Diagrama de momentos	**Coeficiente del momento uniforme equivalente** β_M
Momentos en los extremos  	$\beta_{M,\psi}$ = 1,8 - 0,7 ψ
Momentos producidos por las cargas laterales en el plano  	$\beta_{M,Q}$ = 1,3 $\beta_{M,Q}$ = 1,4
Momentos producidos por la suma de cargas laterales en el plano y momentos en los extremos  	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M}(\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ M_Q = | máx. M | producido sólo por la carga lateral ΔM { |máx. M| para un diagrama de momentos sin cambio de signo; |máx. M| + |mín. M| para un diagrama de momentos con cambio de signo

Figura A23.4.2 – Coeficientes del momento uniforme equivalente

4.2.3.6 Elementos con secciones transversales de clase 4

(1) Para elementos con secciones transversales de clase 4 que no sean elementos sometidos a tracción, puede considerarse que el punto (1) del apartado 4.2.1 se cumple si, en el instante *t*, la temperatura del acero θ_a en todas las secciones transversales no supera la temperatura θ_{crit} de 350°C.

NOTA 1 Para más información, véase el apéndice E.

4.2.4 Temperatura crítica

(1) Como alternativa al apartado 4.2.3, la verificación puede realizarse en el dominio de la temperatura.

(2) Excepto cuando se tienen en cuenta los criterios de deformación o cuando deben tenerse en cuenta los fenómenos de inestabilidad, la temperatura crítica $\theta_{a,cr}$ del acero al carbono, de acuerdo con el punto (6) del apartado 1.1.2, en el instante *t* para una distribución uniforme de la temperatura en un elemento puede determinarse para cualquier grado de utilización μ_0 en el instante *t* = 0 utilizando:

$$\theta_{a,cr} = 39{,}19 \ln\left[\frac{1}{0{,}9674\,\mu_0^{3{,}833}} - 1\right] + 482 \qquad (4.22)$$

donde μ_0 no debe ser menor de 0,013.

NOTA En la Tabla A23.4.1 se incluyen ejemplos de valores de $\theta_{a,cr}$ para valores de μ_0 entre 0,22 y 0,80.

(3) Para elementos con secciones transversales de clase 1, de clase 2 o de clase 3 y para todos los elementos sometidos a tracción, el grado de utilización μ_0 en el instante *t* = 0 puede obtenerse con:

$$\mu_0 = E_{fi,d}/R_{fi,d,0} \qquad (4.23)$$

donde

$R_{fi,d,0}$ es el valor de $R_{fi,d,t}$ para el instante *t* = 0 del apartado 4.2.3;

$E_{fi,d}$ y $R_{fi,d,t}$ se definen en el punto (1) del apartado 4.2.1.

(4) Como alternativa del lado de la seguridad, μ_0 puede obtenerse para elementos sometidos a tracción y para vigas en las que el pandeo lateral no es un modo de fallo potencial, mediante:

$$\mu_0 = \eta_{fi}\,[\gamma_{M,fi}/\gamma_{M0}] \qquad (4.24)$$

donde

η_{fi} es el coeficiente de reducción definido en el punto (3) del apartado 2.4.2.

Tabla A23.4.1 – Temperatura crítica $\theta_{a,cr}$ para diversos valores del grado de utilización μ_0

μ_0	$\theta_{a\ a,cr}$	μ_0	$\theta_{a\ a,cr}$	μ_0	$\theta_{a\ a,cr}$
0,22	711	0,42	612	0,62	549
0,24	698	0,44	605	0,64	543
0,26	685	0,46	598	0,66	537
0,28	674	0,48	591	0,68	531
0,30	664	0,50	585	0,70	526
0,32	654	0,52	578	0,72	520
0,34	645	0,54	572	0,74	514
0,36	636	0,56	566	0,76	508
0,38	628	0,58	560	0,78	502
0,40	620	0,60	554	0,80	496

NOTA No se proporcionan valores por defecto para las temperaturas críticas.

4.2.5 Evolución de la temperatura del acero

4.2.5.1 Estructuras interiores de acero sin protección

(1) Para una distribución uniforme equivalente de la temperatura en la sección transversal, el aumento de temperatura $\Delta\theta_{a,t}$ en un elemento de acero sin protección durante un intervalo de tiempo Δt debería determinarse mediante:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh}\frac{A_m/V}{c_a\rho_a}\dot{h}_{net,d}\Delta t \qquad (4.25)$$

donde

k_{sh} es el coeficiente de corrección del efecto sombra, véase el punto (2);

A_m/V es el factor de sección para elementos de acero sin protección [1/m];

A_m es la superficie del elemento por unidad de longitud [m²/m];

V es el volumen del elemento por unidad de longitud [m³/m];

c_a es el calor específico del acero, dado en el apartado 3 [J/kgK];

$\dot{h}_{net,d}$ es el valor de cálculo del flujo neto de calor por unidad de superficie [W/m²];

Δt es el intervalo de tiempo [segundos];

ρ_a es la densidad del acero, dada en el apartado 3 [kg/m³].

(2) Para perfiles de secciones abiertas sometidas a las acciones de un fuego nominal, el

coeficiente de corrección del efecto sombra puede determinarse como:

$$k_{sh} = 0,9\ [A_m/V]_b/[A_m/V] \qquad (4.26a)$$

donde

$[A_m/V]_b$ es el factor de sección de un cajón envolvente.

En todos los demás casos, el valor de k_{sh} debería tomarse como:

$$k_{sh} = [A_m/V]_b/[A_m/V] \qquad (4.26b)$$

NOTA 1 Para secciones transversales con forma convexa (por ejemplo, secciones huecas rectangulares o circulares) completamente envueltas por el fuego, el efecto sombra no interviene y, en consecuencia, el coeficiente de corrección k_{sh} equivale a la unidad.

NOTA 2 Al ignorar el efecto sombra (es decir: $k_{sh} = 1$), se obtienen soluciones conservadoras.

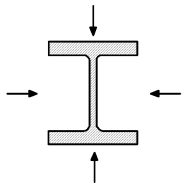
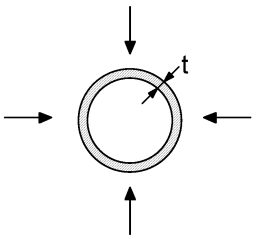
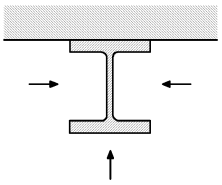
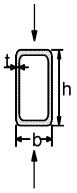
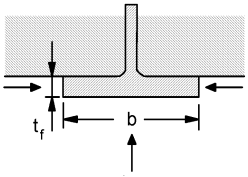
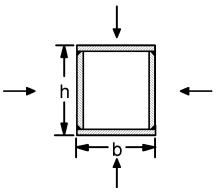
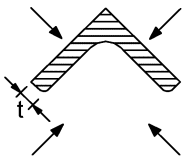
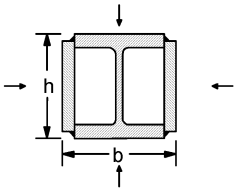
(3) El valor de $\dot{h}_{net,d}$ debería tomarse de la reglamentación específica vigente.

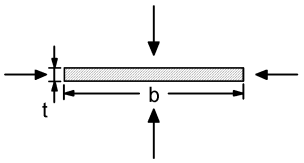
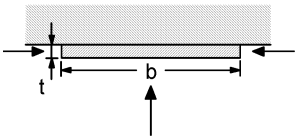
(4) El valor de Δt no debería superar los 5 segundos.

(5) En la expresión (4.26), el valor del factor de sección A_m/V no debería ser menor de 10 m^{-1}.

NOTA En la Tabla A23.4.2 se incluyen algunas expresiones para obtener los valores de cálculo del factor de sección A_m/V para elementos de acero sin protección.

Tabla A23.4.2 – Factor de sección A_m/V para elementos de acero sin protección

Sección abierta expuesta al fuego en todas sus caras: $\frac{A_m}{V} = \frac{\text{perímetro}}{\text{superficie de la sección transversal}}$ 	Tubo expuesto al fuego en todas sus caras: $A_m/V = 1/t$ 
Sección abierta expuesta al fuego en tres de sus caras: $\frac{A_m}{V} = \frac{\text{superficie expuesta al fuego}}{\text{superficie de la sección transversal}}$ 	Sección hueca (o sección en cajón soldada con espesor uniforme) expuesta al fuego en todas sus caras: Si $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t$ 
Sección abierta en T expuesta al fuego en tres de sus caras: $A_m/V = (b + 2t_f)/(bt_f)$ Si $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t_f$ 	Sección en cajón soldada expuesta al fuego en todas sus caras: $\frac{A_m}{V} = \frac{2(b+h)}{\text{superficie de la sección transversal}}$ Si $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t$ 
Perfil angular expuesto al fuego en todas sus caras: $A_m/V = 2/t$ 	Sección en doble T reforzada en cajón, expuesta al fuego en todas sus caras: $\frac{A_m}{V} = \frac{2(b+h)}{\text{área de la sección transversal}}$ 

Chapa expuesta al fuego en todas sus caras: $A_m/V = 2(b + t)/(bt)$ Si $t \ll b$: $A_m/V \approx 2/t$ 	Chapa expuesta al fuego en tres de sus caras: $A_m/V = (b + 2t)/(bt)$ Si $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t$ 

4.2.5.2 Estructuras interiores de acero aisladas mediante material de protección frente al fuego

(1) Para una distribución uniforme de la temperatura en una sección transversal, el incremento de temperatura $\Delta\theta_{a,t}$ de un elemento protegido de acero durante un intervalo de tiempo Δt debería obtenerse de:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_p A_p / V}{d_p c_a \rho_a} \frac{(\theta_{g,t} - \theta_{a,t})}{(1+\phi/3)} \Delta t - (e^{\phi/10} - 1)\Delta\theta_{g,t} \text{ (pero } \Delta\theta_{a,t} \geq \text{si } \Delta\theta_{g,t} > 0) \quad (4.27)$$

con:

$$\phi = \frac{c_p \rho_p}{c_a \rho_a} d_p A_p / V$$

donde

A_p/V es el factor de sección para elementos de acero protegidos mediante un material de protección frente al fuego;

A_p es la superficie pertinente del material de protección frente al fuego por unidad de longitud del elemento [m²/m];

V es el volumen del elemento por unidad de longitud [m³/m];

c_a es el calor específico del acero, dependiente de la temperatura, dado en el apartado 3 [J/kgK];

c_p es el calor específico del material de protección frente al fuego, independiente de la temperatura [J/kgK];

d_p es el espesor del material de protección frente al fuego [m];

Δt es el intervalo de tiempo [segundos];

$\theta_{a,t}$ es la temperatura del acero en el instante t [°C];

$\theta_{g,t}$ es la temperatura del gas ambiental en el instante t [°C];

$\Delta\theta_{g,t}$ es el incremento de la temperatura del gas ambiental durante el intervalo de tiempo Δt [K];

λ_p es la conductividad térmica del sistema de protección frente al fuego [W/mK];

ρ_a es la densidad del acero, dada en el apartado 3 [kg/m^3];

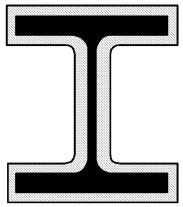
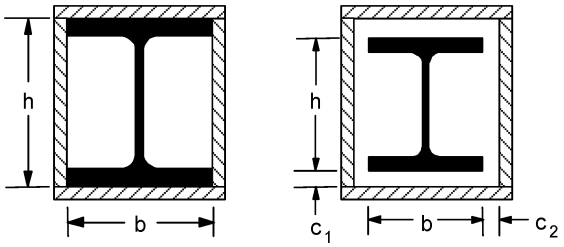
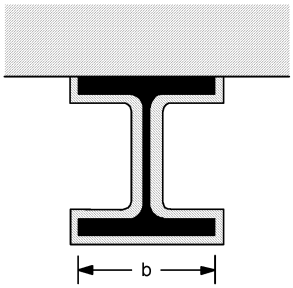
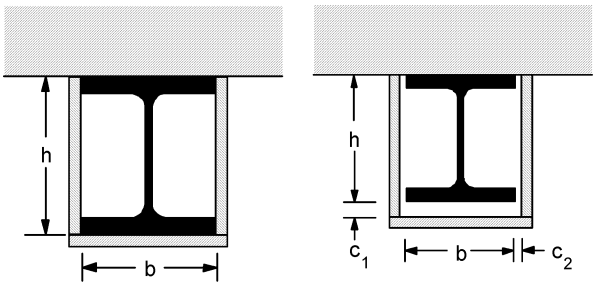
ρ_p es la densidad del material de protección frente al fuego [kg/m^3].

(2) Los valores de c_p, λ_p y ρ_p deberían determinarse según se especifica en el apartado 3.
(3) El valor de Δt no debería ser mayor de 30 s.
(4) La superficie A_p del material de protección frente al fuego debería tomarse, en general, como el área de su superficie interna, pero para revestimientos huecos con holgura alrededor del elemento de acero, puede tomarse el mismo valor que se usa para revestimientos huecos sin holgura.

NOTA En la Tabla A23.4.3 se incluyen algunos valores de cálculo del factor de sección A_p/V para elementos de acero protegidos.

(5) Para los materiales húmedos de protección frente al fuego, el cálculo del incremento de temperatura del acero $\Delta\theta_a$ puede modificarse para tener en cuenta un retraso en el aumento de la temperatura del acero cuando ésta alcanza 100 ºC. Este tiempo de retardo debería determinarse mediante un método de acuerdo con la norma UNE-EN 13381-4.
(6) Como alternativa a lo expuesto en el punto (1) del apartado 4.2.5.2, la temperatura uniforme de un elemento de acero protegido después de una duración determinada de su exposición al fuego normalizado puede obtenerse utilizando diagramas de flujo de cálculo obtenidos de acuerdo con la norma UNE-EN 13381-4.

Tabla A23.4.3 – Factor de sección A_p/V para elementos de acero aislados mediante material de protección frente al fuego

Diseño	**Descripción**	**Factor de sección (A_p/V)**
	Revestimiento de contorno con espesor uniforme	perímetro de acero / superficie de la sección transversal de acero
	Revestimiento hueco con espesor uniforme)[1]	$2\,(b + h)$ / superficie de la sección transversal de acero
	Revestimiento de contorno con espesor uniforme, expuesto al fuego en tres de sus caras	perímetro de acero - b / superficie de la sección transversal de acero
	Revestimiento con espesor uniforme, expuesto al fuego en tres de sus caras)[1)]	$2h + b$ / superficie de la sección transversal de acero
1) Las dimensiones de la holgura c_1 y c_2 no deberían, por lo general, ser superiores a $h/4$.		

4.2.5.3 Estructuras interiores de acero en un volumen protegido mediante pantallas térmicas

(1) Las disposiciones incluidas a continuación son aplicables a los dos casos siguientes:

– elementos de acero situados en un volumen delimitado en la parte superior por un forjado y en la parte inferior por una pantalla térmica horizontal; y
– elementos de acero situados en un volumen delimitado por pantallas térmicas horizontales en ambas caras;

en ambos casos, siempre y cuando exista una separación entre la pantalla térmica y el elemento. No son aplicables si la pantalla térmica se encuentra en contacto directo con el elemento.
(2) En el caso de estructuras interiores de acero protegidos mediante pantallas térmicas, el cálculo del incremento de temperatura del acero $\Delta\theta_a$ debería basarse en los métodos dados en los apartados 4.2.5.1 o 4.2.5.2, según proceda, tomando la temperatura del gas ambiental $\theta_{g,t}$ como equivalente a la temperatura del gas en el volumen.
(3) Las propiedades y prestaciones de las pantallas térmicas utilizadas en el cálculo deberían determinarse utilizando un procedimiento de ensayo de acuerdo con las normas UNE- EN 13381-1 o UNE-EN 13381-2, según proceda.
(4) La evolución de la temperatura en el volumen en que están situados los elementos de acero debería determinarse a partir de mediciones, de acuerdo con las normas UNE-EN 13381-1 o UNE-EN 13381-2, según proceda.

4.2.5.4 Estructuras exteriores de acero

(1) La temperatura de las estructuras exteriores de acero debería determinarse teniendo en cuenta:

- el flujo de calor por radiación desde el sector de incendio;
- el flujo de calor por radiación y el flujo del calor por convección de las llamas procedentes de las aberturas;
- la pérdida de calor por radiación y por convección de los elementos de acero hacia la atmósfera;
- las dimensiones y la localización de los elementos estructurales.

(2) Las pantallas térmicas pueden aplicarse a una, dos o tres de las caras de un elemento externo de acero con el fin de proteger al mismo de la transferencia de calor por radiación.
(3) Las pantallas térmicas deberían:

- aplicarse directamente a la cara del elemento que se pretende proteger, o bien
- ser lo suficientemente grandes como para proteger completamente dicha cara del flujo de calor de radiación esperado.

(4) Las pantallas térmicas a las que se hace referencia en el apéndice B deberían ser incombustibles y poseer una resistencia al fuego mínima de EI 30 de acuerdo con la norma UNE-EN 13501-2.
(5) La temperatura en los elementos de acero protegidos mediante pantallas térmicas debería determinarse como se requiere en el punto (1) del apartado 4.2.5.4, suponiendo que no existe transferencia de calor por radiación hacia aquellas caras que se encuentran protegidas mediante pantallas térmicas.
(6) Los cálculos pueden basarse en las condiciones de estado estacionario resultantes de un equilibrio de calor estacionario, utilizando los métodos incluidos en el apéndice B.
(7) El cálculo utilizando en el apéndice B de este anejo debería basarse en el modelo dado en el anexo B de la Norma UNE-EN 1991-1-2, que describe las condiciones compartimentación frente de incendios y las llamas que se proyectan desde las aberturas, en las cuales debería basarse el cálculo de los flujos de calor por radiación y de convección.

4.3 Modelos de fuego avanzados

4.3.1 Generalidades

(1) Los métodos de cálculo avanzados deberían proporcionar un análisis realista de las estructuras expuestas al fuego. Dichos métodos deberían basarse en el comportamiento físico fundamental, de forma que conduzcan a una aproximación fiable del comportamiento esperado del elemento estructural relevante en la situación de incendio.
(2) Cualquier modo de fallo potencial no cubierto por el método de cálculo avanzado (incluyendo el pandeo local y el fallo por cortante) debería evitarse utilizando los medios apropiados.
(3) Los métodos de cálculo avanzados deberían incluir modelos de cálculo diferenciados para determinar:

- la evolución y distribución de la temperatura en el interior de los elementos estructurales (modelo de respuesta térmica);
- el comportamiento mecánico de la estructura o de cualquiera de sus partes (modelo de respuesta mecánica).

(4) Los métodos de cálculo avanzados pueden utilizarse asociados a cualquier curva de calentamiento, siempre que se conozcan las propiedades de los materiales en la región térmica relevante.
(5) Los métodos de cálculo avanzados pueden utilizarse con cualquier tipo de sección transversal.

4.3.2 Respuesta térmica

(1) Los métodos de cálculo avanzados de respuesta térmica deberían basarse en los principios e hipótesis reconocidos de la teoría de la transferencia de calor.
(2) El modelo de respuesta térmica debería considerar:
- las acciones térmicas pertinentes especificadas en la reglamentación específica vigente;
- la variación de las propiedades térmicas del material con la temperatura, véase el apartado 3.

(3) Los efectos de la exposición térmica no uniforme y de la transferencia de calor a los elementos de construcción adyacentes pueden incluirse si se considera apropiado.
(4) Se puede despreciar de forma conservadora la influencia de cualquier contenido de humedad y de cualquier migración de la misma en el interior del material de protección frente al fuego.

4.3.3 Respuesta mecánica

(1) Los métodos de cálculo avanzados de respuesta mecánica deberían basarse en principios e hipótesis reconocidos de la teoría de la mecánica estructural, teniendo en cuenta los cambios de las propiedades mecánicas con la temperatura.
(2) Los efectos de las tensiones y deformaciones inducidos por la temperatura, producidos tanto por el aumento de temperatura como por los gradientes de temperatura, se deberían tener en cuenta.
(3) El modelo de respuesta mecánica debería también tener en cuenta:

– los efectos combinados de las acciones mecánicas, las imperfecciones geométricas y las acciones térmicas;
– las propiedades mecánicas del material dependientes de la temperatura, véase el apartado 3;

– los efectos geométricos no lineales;
– los efectos de las propiedades materiales no lineales, incluyendo los efectos desfavorables sobre la rigidez estructural de los procesos de carga y descarga.

(4) No es necesario, siempre que se utilicen las relaciones tensión-deformación indicadas en el apartado 3, considerar explícitamente los efectos de la fluencia térmica transitoria.
(5) Las deformaciones en el estado límite último que implica el método de cálculo deberían limitarse para asegurar que se mantiene la compatibilidad entre todas las partes de la estructura.
(6) El cálculo debería tener en cuenta el estado límite último más allá del cual las deformaciones calculadas de la estructura causarían el fallo debido a la pérdida de apoyo adecuado de uno de los elementos.
(7) Para el cálculo del elemento estructural vertical protegido debería emplearse una imperfección inicial sinusoidal con un valor máximo de h/1 000 a media altura, cuando no existan especificaciones en las normas de producto pertinentes.

4.3.4 Validación de los modelos de fuego avanzados

(1) Debería realizarse una verificación de la precisión de los modelos de cálculo en base a los resultados de los ensayos pertinentes.
(2) Los resultados de los cálculos de validación pueden referirse a las temperaturas, las deformaciones y los tiempos de resistencia al fuego.
(3) Los parámetros críticos deberían comprobarse, mediante un análisis de sensibilidad, para asegurar que el modelo cumple principios de ingeniería reconocidos.
(4) Los parámetros críticos pueden referirse, por ejemplo, a la longitud de pandeo, las dimensiones de los elementos o el nivel de carga.

Apéndice A. Endurecimiento por deformación del acero al carbono a temperaturas elevadas

(1) Para temperaturas menores de 400 ºC, puede utilizarse la opción alternativa al endurecimiento por deformación mencionada en el apartado 3.2 de la siguiente forma:

– para $0,02 < \varepsilon < 0,04$:

$$\sigma_a = 50\,(f_{u,\theta} - f_{y,\theta})\,\varepsilon + 2\,f_{y,\theta} - f_{u,\theta} \qquad \text{(A.1a)}$$

– para $0,04 \leq \varepsilon \leq 0,15$:

$$\sigma_a = f_{u,\theta} \qquad \text{(A.1b)}$$

– para $0,15 < \varepsilon < 0,20$:

$$\sigma_a = f_{u,\theta}\,[\,1 - 20\,(\varepsilon - 0,15)] \qquad \text{(A.1c)}$$

– para $\varepsilon \geq 0,20$:

$$\sigma_a = 0,00 \qquad \text{(A.1d)}$$

donde

$f_{u,\theta}$ es la resistencia última a temperaturas elevadas, teniendo en cuenta el endurecimiento por deformación.

NOTA Los distintos diagramas tensión-deformación para el acero, teniendo en cuenta el endurecimiento por deformación, se representan en la Figura A23.A.1.

(2) La tensión de rotura a temperaturas elevadas, teniendo en cuenta el endurecimiento por deformación, debería determinarse de la siguiente forma:

– para $\theta_a < 300$ ºC:

$$f_{u,\theta} = 1,25\,f_{y,\theta} \qquad \text{(A.2a)}$$

– para $300\ ºC \leq \theta_a < 400$ ºC:

$$f_{u,\theta} = f_{y,\theta}\,(2 - 0,0025\,\theta_a) \qquad \text{(A.2b)}$$

– para $\theta_a \geq 400$ ºC:

$$f_{u,\theta} = f_{y,\theta} \qquad \text{(A.2c)}$$

NOTA Los distintos diagramas tensión-deformación con la temperatura se representan en la Figura A23.A.2.

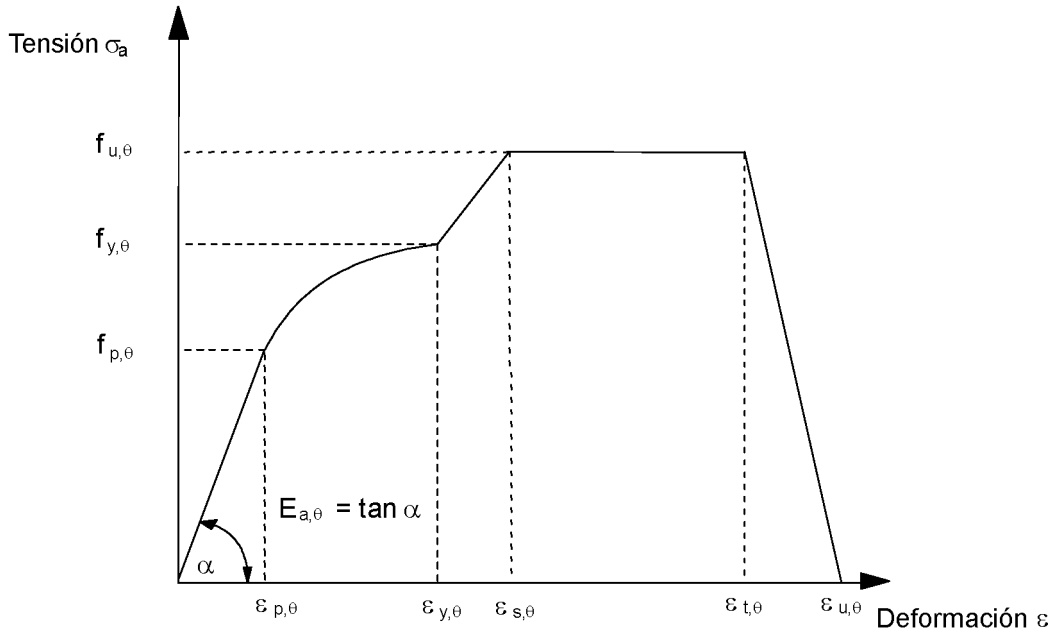


Figura A23.A.1 – Diagrama tensión-deformación para el acero, teniendo en cuenta el endurecimiento por deformación

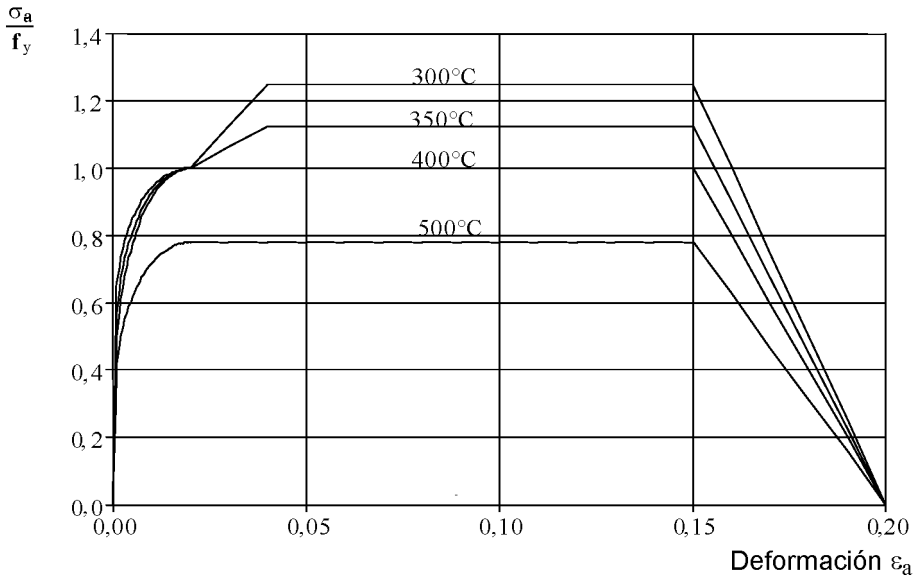


Figura A23.A.2 – Diagramas tensión-deformación para el acero a temperaturas elevadas, teniendo en cuenta el endurecimiento por deformación

Apéndice B. **Transferencia de calor a estructuras de acero externas**

B.1 Generalidades

B.1.1 Fundamentos

(1) En este apéndice B, el sector de incendio se considera limitado a una única planta. Se supone que todas las ventanas u otras aberturas similares (huecos en fachada) en el sector de incendio son rectangulares.

(2) La determinación de la temperatura del fuego en el sector, de las dimensiones y temperaturas de las llamas que escapan por las aberturas, así como de los parámetros de radiación y convección, deberían realizarse de acuerdo con el apéndice B de la Norma UNE-EN 1991-1-2.

(3) Debería distinguirse entre los elementos no envueltos en llamas y los elementos envueltos en llamas, dependiendo de sus posiciones relativas a las aberturas del sector de incendio.

(4) Debería suponerse que un elemento que no esté envuelto en llamas recibe una transferencia de calor por radiación desde todas las aberturas en esa cara del sector de incendio y desde las llamas que salen desde dichas aberturas.

(5) Debería suponerse que un elemento envuelto en llamas recibe una transferencia de calor por convección de la llama y por radiación de dichas llamas y de las aberturas en el sector de incendio de las cuales salen las llamas. Puede despreciarse la transferencia de calor por radiación desde otras llamas y desde otras aberturas.

B.1.2 Convenciones para las dimensiones

(1) La convención para los datos geométricos puede tomarse de la Figura A23.B.1.

B.1.3 Equilibrio de calor

(1) Para un elemento que no esté envuelto en llamas, la temperatura media del elemento de acero T_m [K] debería determinarse a partir de la solución de la siguiente ecuación de equilibrio de calor (balance térmico):

$$\sigma T_m^4 + \alpha T_m = \Sigma I_z + \Sigma I_f + 293\ \alpha \qquad \text{(B.1)}$$

donde

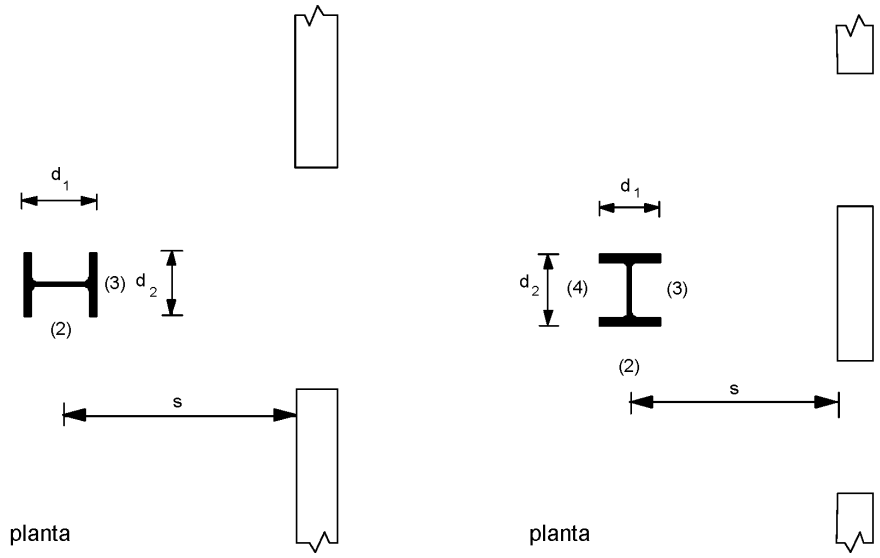
σ es la constante de Stefan Boltzmann [56,7 $\times$ 10^{-12} kW/m^{2}K^4];

α es el coeficiente de transferencia de calor por convección [kW/m^{2}K];

I_z es el flujo de calor por radiación desde una llama [kW/m^2];

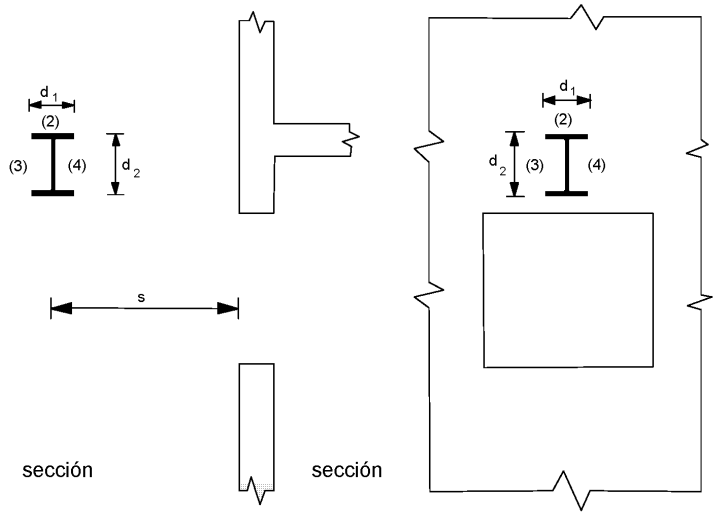
I_f es el flujo de calor por radiación desde una abertura [kW/m^2].

(2) El coeficiente de transferencia de calor por convección α debería tomarse del apéndice B de la Norma UNE-EN 1991-1-2 para la condición de 'ventilación no forzada' o para la condición de 'ventilación forzada', según proceda, utilizando una dimensión eficaz de la sección transversal $d = (d_1 + d_2)/2$.



1) Columna frente a una abertura 2) Columna entre aberturas

a) Columnas



1) Viga paralela a una pared 2) Viga perpendicular a una pared

a) Vigas

Figura A23.B.1 – Dimensiones y situación de los elementos

(3) Para un elemento envuelto en llamas, la temperatura media del elemento de acero T_m

[K] debería determinarse a partir de la solución de la siguiente ecuación de equilibrio de calor:

$$\sigma T_m^4 + \alpha T_m = I_z + I_f + \alpha T_z \quad \text{(B.2)}$$

donde

T_z es la temperatura de la llama [K];

I_z es el flujo de calor por radiación desde la llama [kW/m^2];

I_f es el flujo de calor por radiación desde la abertura correspondiente [kW/m^2].

(4) El flujo de calor por radiación I_z desde la llama debería determinarse de acuerdo con la situación y el tipo de elemento del modo siguiente:

- columnas no envueltas en llamas: véase el apartado B.2;
- vigas no envueltas en llamas: véase el apartado B.3;
- columnas envueltas en llamas: véase el apartado B.4;
- vigas total o parcialmente envueltas en llamas: véase el apartado B.5.

De forma análoga podrían tratarse otros casos, utilizando adaptaciones apropiadas de los tratamientos incluidos en los apartados B.2 a B.5.

(5) El flujo de calor por radiación I_f desde una abertura debería determinarse mediante:

$$I_f = \phi_f \varepsilon_f (1 - a_z) \sigma T_f^4 \quad \text{(B.3)}$$

donde

ϕ_f es el coeficiente global de configuración del elemento para la transferencia de calor por radiación desde dicha abertura;

ε_f es la emisividad de la abertura;

a_z es el coeficiente de absorción de la llama;

T_f es la temperatura del fuego [K], del apéndice B de la Norma UNE-EN 1991-1-2.

(6) La emisividad ε_f de una abertura debería tomarse como equivalente a la unidad, véase el apéndice B de la Norma UNE-EN 1991-1-2.

(7) El coeficiente de absorción a_z de la llama debería determinarse con los apartados B.2 a B.5, según proceda.

B.1.4 Coeficientes globales de configuración

(1) El coeficiente global de configuración ϕ_f de un elemento para la transferencia de calor por radiación desde una abertura debería determinarse mediante:

$$\phi_{\mathrm{f}} = \frac{(C_1\varphi_{\mathrm{f},1} + C_2\varphi_{\mathrm{f},2})d_1 + (C_3\varphi_{\mathrm{f},3} + C_4\varphi_{\mathrm{f},4})d_2}{(C_1 + C_2)d_1 + (C_3 + C_4)d_2} \quad \text{(B.4)}$$

donde

$\phi_{\mathrm{f,i}}$ es el factor de configuración de la cara *i* del elemento para dicha abertura, véase el apéndice G de la Norma UNE-EN 1991-1-2;

d_{i} es la dimensión de la sección transversal de la cara *i* del elemento;

C_{i} es el coeficiente de protección de la cara *i* del elemento del modo siguiente:
- para una cara con protección: $C_{\mathrm{i}} = 0$
- para una cara sin protección: $C_{\mathrm{i}} = 1$

(2) El valor del factor de configuración $\phi_{\mathrm{f,i}}$ para una cara del elemento desde la cual la abertura no resulta visible debería tomarse como cero.
(3) El coeficiente global de configuración ϕ_{ξ} de un elemento para la transferencia de calor por radiación desde una llama debería determinarse mediante:

$$\phi_{\mathrm{z}} = \frac{(C_1\varphi_{\mathrm{z},1} + C_2\varphi_{\mathrm{z},2})d_1 + (C_3\varphi_{\mathrm{z},3} + C_4\varphi_{\mathrm{z},4})d_2}{(C_1 + C_2)d_1 + (C_3 + C_4)d_2} \quad \text{(B.5)}$$

donde

$\phi_{\mathrm{z,i}}$ es el factor de configuración de la cara *i* del elemento para dicha llama, véase el apéndice G de la Norma UNE-EN 1991-1-2.

(4) Los coeficientes de configuración $\phi_{\mathrm{z,i}}$ de las caras individuales del elemento para la transferencia de calor por radiación desde la llama pueden basarse en las dimensiones rectangulares equivalentes de la llama. Las dimensiones y localizaciones de los rectángulos equivalentes, que representan el frontal y los laterales de una llama para tal fin, deberían determinarse como se indica en B.2 para las columnas y como se indica en el apartado B.3 para las vigas. Para otros fines, deberían utilizarse las dimensiones de la llama incluidas en el apéndice B de la Norma UNE-EN 1991-1-2.
(5) El valor del factor de configuración $\phi_{\mathrm{z,i}}$ para una cara del elemento desde la cual la llama no resulta visible debería tomarse como cero.
(6) Una cara de un elemento puede encontrarse protegida mediante una pantalla térmica, véase el apartado 4.2.5.4. Una cara de un elemento que se encuentre inmediatamente adyacente a la pared del sector de incendio puede también tratarse como si estuviese protegida, siempre que no existan aberturas en esa parte de la pared. El resto de las caras del elemento deberían tratarse como si no tuviesen protección.

B.2 Columna no envuelta en llamas

B.2.1 Transferencia de calor por radiación

(1) Debería distinguirse entre una columna situada frente a una abertura y una columna situada entre aberturas.

NOTA Se incluyen ilustraciones en la Figura A23.B.2.

(2) Si la columna se encuentra frente a una abertura, el flujo de calor por radiación I_z desde la llama debería determinarse mediante:

$$I_z = \phi_z \, \varepsilon_z \, \sigma T_z^4 \tag{B.6}$$

donde

ϕ_z es el coeficiente global de configuración de la columna para la transmisión de calor por radiación desde la llama, véase el apartado B.1.4;

ε_z es la emisividad de la llama, véase el apartado B.2.2;

T_z es la temperatura de la llama [K], del apartado B.2.3.

NOTA Se incluyen ilustraciones en la Figura A23.B.3.

(3) Si la columna se encuentra entre aberturas, el flujo total de calor por radiación I_z desde la llama en cada una de las caras debería determinarse mediante:

$$I_z = (\phi_{z,m} \, \varepsilon_{z,m} + \phi_{z,n} \, \varepsilon_{z,n}) \, \sigma T_z^4 \tag{B.7}$$

donde

$\phi_{z,m}$ es el coeficiente global de configuración de la columna para la transmisión de calor por radiación desde la llama en la cara m, véase el apartado B.1.4;

$\phi_{z,n}$ es el coeficiente global de configuración de la columna para la transmisión de calor por radiación desde la llama en la cara n, véase el apartado B.1.4;

$\varepsilon_{z,m}$ es la emisividad total de la llama en la cara *m*, véase el apartado B.2.2;

$\varepsilon_{z,n}$ es la emisividad total de la llama en la cara *n*, véase el apartado B.2.2.

NOTA Se incluyen ilustraciones en la Figura A23.B.4.

B.2.2 Emisividad de la llama

(1) Si la columna está situada frente a una abertura, la emisividad de la llama ε_z debería determinarse a partir de la expresión para ε dada en la apéndice B de la Norma UNE-EN 1991-1-2, utilizando el espesor de llama λ a la altura de la parte superior de las aberturas. Siempre que no existan marquesinas ni balcones por encima de la abertura, λ puede tomarse como sigue:

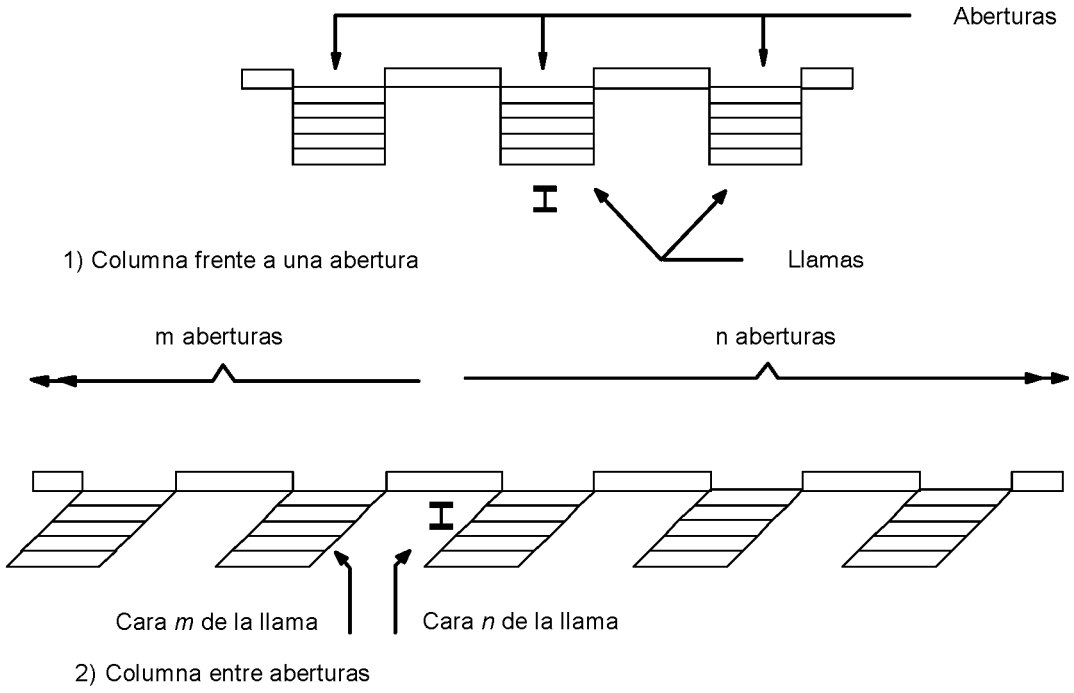
– para la condición de 'ventilación no forzada':

$$\lambda = 2h/3 \tag{B.8a}$$

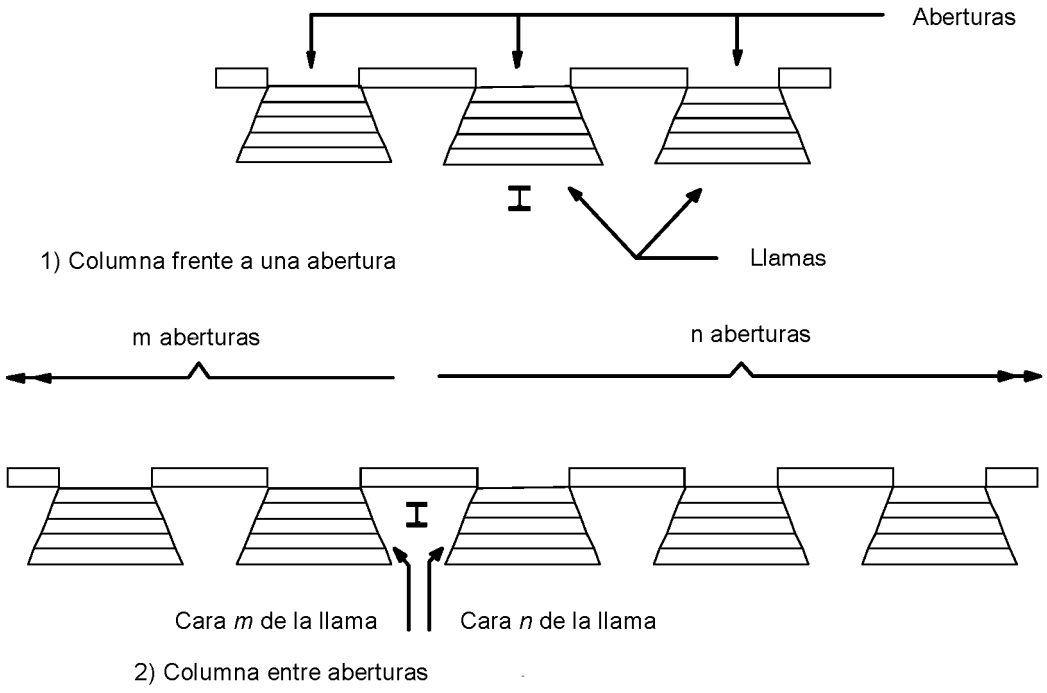
– para la condición de 'ventilación forzada':

$$\lambda = x \text{ pero } \lambda \leq hx/z \tag{B.8b}$$

donde *h, x* y *z* se toman del apéndice B de la Norma UNE-EN 1991-1-2.

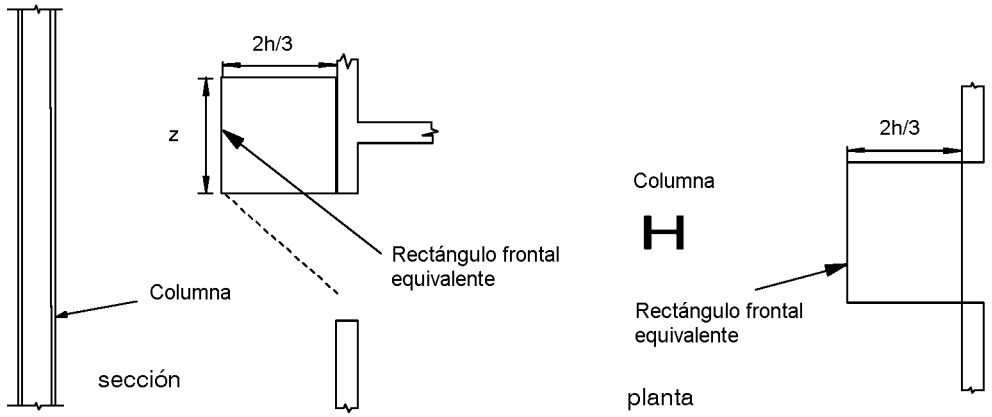


a) Condición de 'ventilación no forzada'

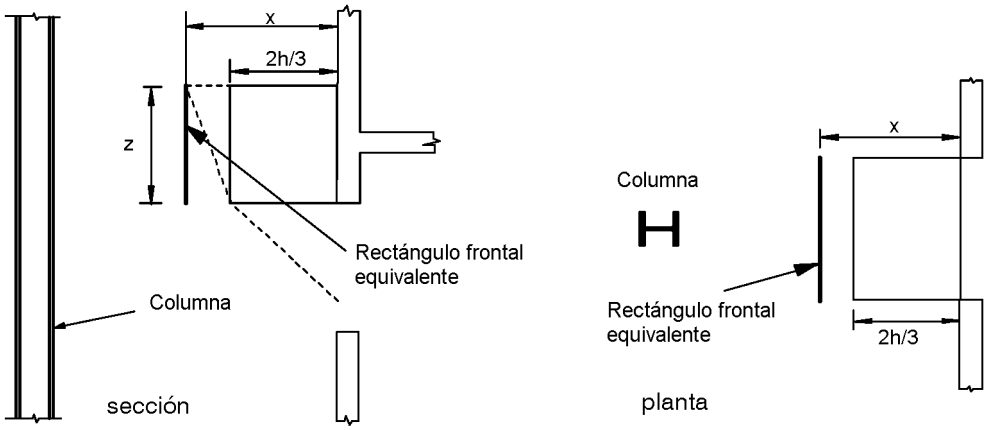


b) Condición de 'ventilación forzada'

Figura A23.B.2 – Posiciones de las columnas

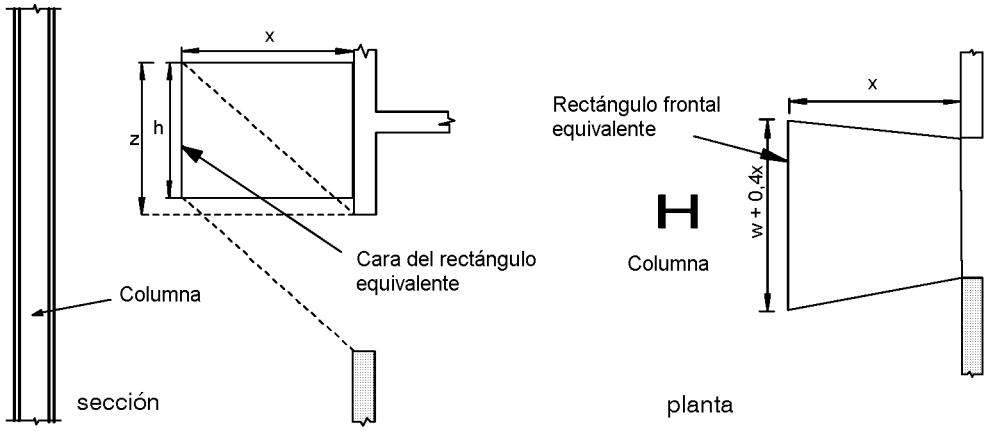


1) con pared por encima y h < 1,25 w



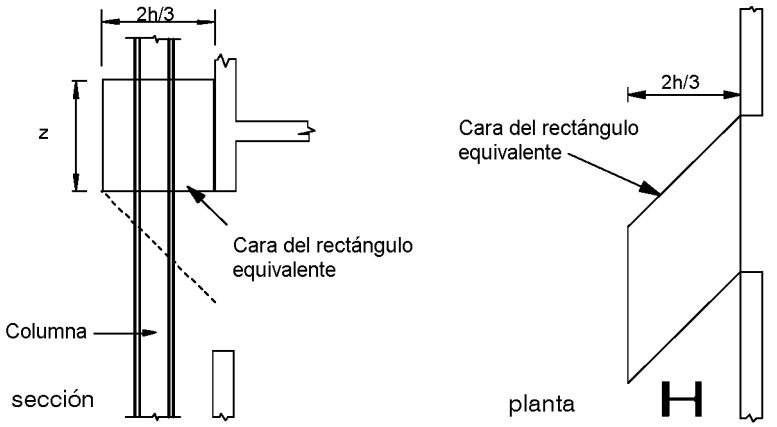
2) con pared por encima y h > 1,25 w o sin pared por encima

a) 'Ventilación no forzada'

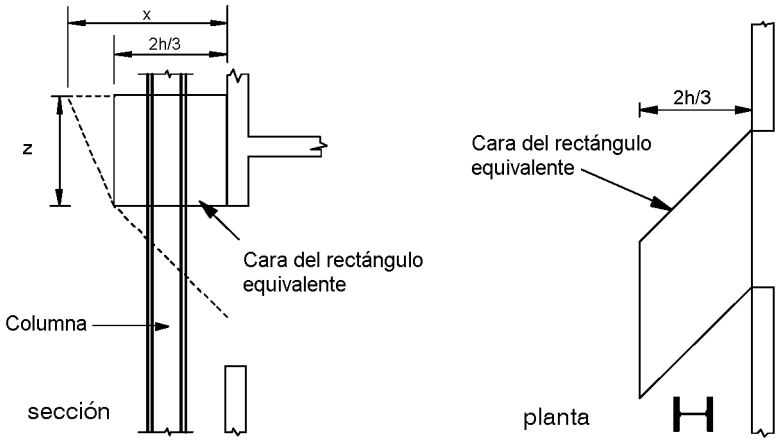


b) 'Ventilación forzada'

Figura A23.B.3 – Columna frente a una abertura

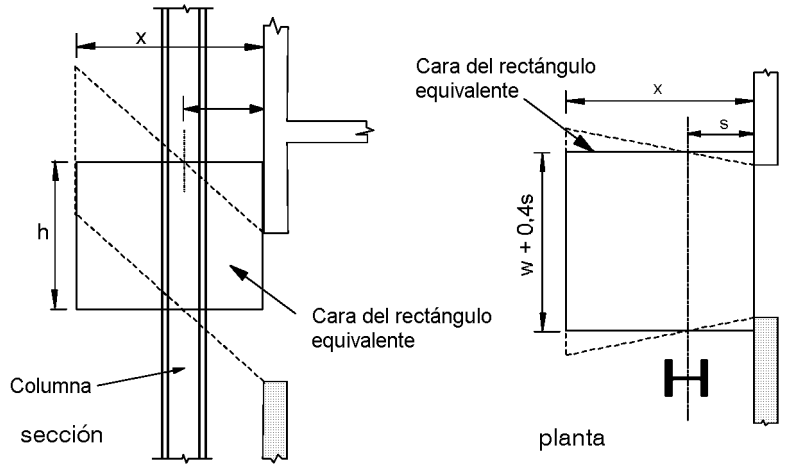


1) con pared por encima y h < 1,25 w



2) con pared por encima y h > 1,25 w o sin pared por encima

a) 'Ventilación no forzada'



b) 'Ventilación forzada'

Figura A23.B.4 – Columna entre aberturas

(2) Si la columna se encuentra entre dos aberturas, las emisividades totales $\varepsilon_{z,m}$ y $\varepsilon_{z,n}$ de la llama en las caras *m* y *n* deberían determinarse a partir de la expresión para ε delapéndice B de la UNE-Norma EN 1991-1-2, empleando un valor para el espesor total de la llama λ del modo siguiente:

$$\lambda = \sum_{i=1}^{m} \lambda_i \quad \text{(B.9a)}$$

– para la cara *m*:

$$\lambda = \sum_{i=1}^{n} \lambda_i \quad \text{(B.9b)}$$

– para la cara *n*:

donde

m es el número de aberturas en la cara *m*;

n es el número de aberturas en la cara *n*;

λ_i es el espesor de la llama para la abertura *i*.

(3) El espesor de la llama λ_i debería tomarse como sigue:

– para la condición de 'ventilación no forzada':

$$\lambda_i = w_i \quad \text{(B.10a)}$$

– para la condición de 'ventilación forzada':

$$\lambda_i = w_i + 0{,}4\,s \quad \text{(B.10b)}$$

donde

w_i es la anchura de la abertura;

s es la distancia horizontal del eje de la columna a la pared del sector de incendio, véase la Figura A23.B.1.

B.2.3 Temperatura de la llama

(1) La temperatura de la llama T_z debería tomarse como la temperatura en el eje de la llama obtenida a partir de la expresión para T_z tomada dela anexo B de la Norma UNE-EN 1991-1-2, para la condición de 'ventilación no forzada' o para la condición de 'ventilación forzada', según proceda, a una distancia *l* de la abertura, medida a lo largo del eje de la llama del modo siguiente:

– para la condición de 'ventilación no forzada':

$$l = h/2 \quad \text{(B.11a)}$$

– para la condición de 'ventilación forzada':
  – para una columna situada frente a una abertura:

$$l = 0 \quad \text{(B.11b)}$$

  – para una columna situada entre aberturas, *l* es la distancia a lo largo del eje de la llama hasta un punto situado a una distancia horizontal *s* desde la pared del sector de incendio. Siempre que no existan marquesinas ni balcones por encima de la abertura:

$$l = s\,X/x \quad \text{(B.11c)}$$

donde *X* y *x* se toman del anexo B de la Norma UNE-EN 1991-1-2.

B.2.4 Coeficiente de absorción de la llama

(1) Para la condición de 'ventilación no forzada', el coeficiente de absorción de la llama a_z debería tomarse como cero.

(2) Para la condición de 'ventilación forzada', el coeficiente de absorción de la llama a_z debería considerarse equivalente a la emisividad ε_z de la llama pertinente, véase el apartado B.2.2.

B.3 Viga no envuelta en llamas

B.3.1 Transferencia de calor por radiación

(1) En este apartado B.3 se supone que la altura de la parte inferior de la viga no se encuentra por debajo de la altura de la parte superior de las aberturas en el sector de incendio.

(2) Debería distinguirse entre una viga que se encuentra paralela a la pared exterior del sector de incendio y una viga que se encuentra perpendicular a la pared exterior del sector de incendio, véase la Figura A23.B.5.

(3) Si la viga se encuentra paralela a la pared exterior del sector de incendio, la temperatura media del elemento de acero T_m debería determinarse en un punto en la longitud de la viga situado directamente por encima del centro de la abertura. En este caso, el flujo de calor por radiación I_z desde la llama debería determinarse mediante:

$$I_z = \phi_z \, \varepsilon_z \, \sigma \, T_z^4 \tag{B.12}$$

donde

ϕ_z es el coeficiente global de configuración de la llama que se encuentra directamente frente a la viga, véase el apartado B.1.4;

ε_z es la emisividad de la llama, véase el apartado B.3.2;

T_z es la temperatura de la llama del apartado B.3.3 [K].

(4) Si la viga se encuentra perpendicular a la pared exterior del sector de incendio, la temperatura media en la viga debería determinarse para una serie de puntos cada 100 mm a lo largo de la longitud de la viga. Para la temperatura media del elemento de acero T_m debería tomarse, entonces, el máximo de dichos valores. Para este caso, el flujo de calor por radiación I_z desde la llama debería determinarse mediante:

$$I_z = (\phi_{z,m} \, \varepsilon_{z,m} + \phi_{z,n} \, \varepsilon_{z,n}) \, \sigma \, T_z^4 \tag{B.13}$$

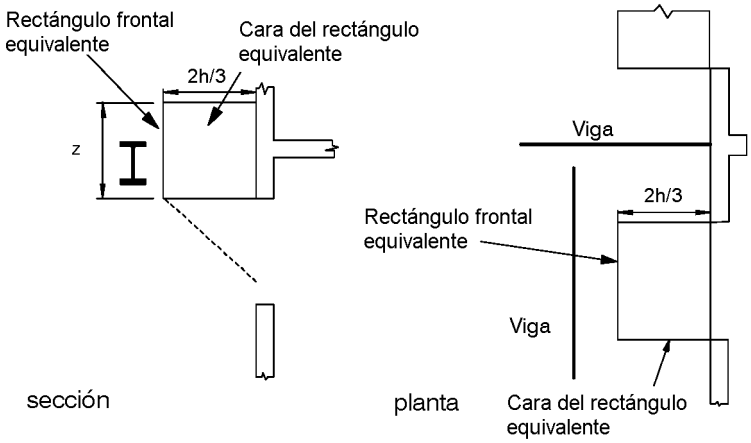
donde

$\phi_{z,m}$ es el coeficiente global de configuración de la viga para la transmisión de calor por radiación desde la llama en la cara *m*, véase el apartado B.3.2;

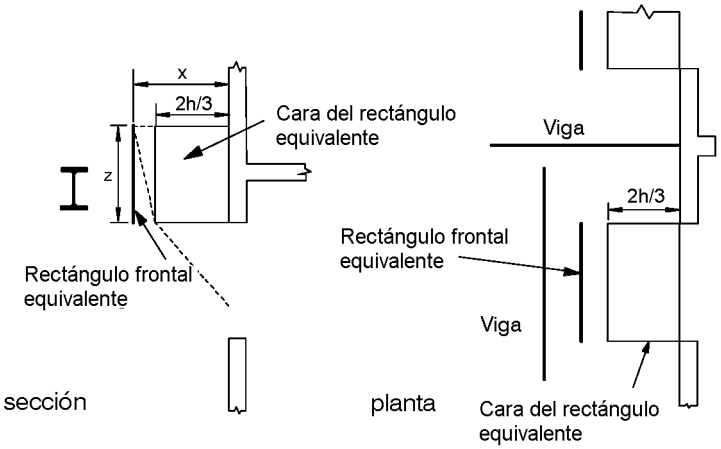
$\phi_{z,n}$ es el coeficiente global de configuración de la viga para la transmisión de calor por radiación desde la llama en la cara *n*, véase el apartado B.3.2;

$\varepsilon_{z,m}$ es la emisividad total de la llama en la cara *m*, véase el apartado B.3.3;

$\varepsilon_{z,n}$ es la emisividad total de la llama en la cara *n*, véase el apartado B.3.3;

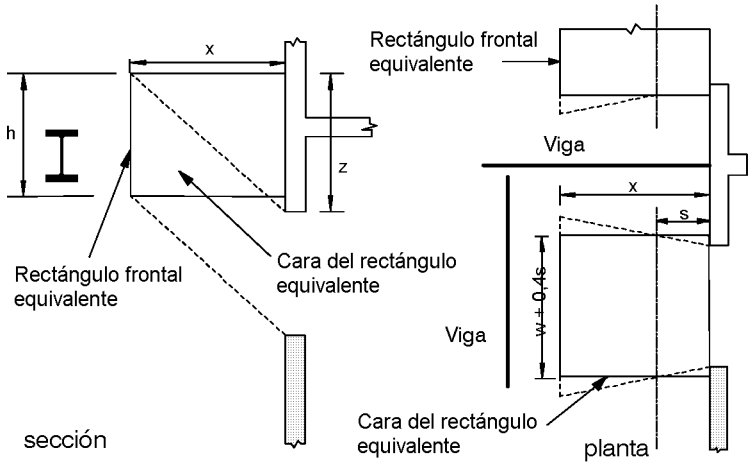


1) con pared por encima y h < 1,25 w



2) con pared por encima y h > 1,25 w o sin pared por encima

a) 'Ventilación no forzada'



b) 'Ventilación forzada'

Figura A23.B.5 – Viga no envuelta en llamas

B.3.2 Emisividad de la llama

(1) Si la viga se encuentra paralela a la pared exterior del sector de incendio, encima de una abertura, la emisividad de la llama ε_z debería determinarse a partir de la expresión para ε tomado de la anexo B de la Norma UNE-EN 1991-1-2, utilizando un valor para el espesor de la llama λ a la altura de la parte superior de las aberturas. Siempre que no existan marquesinas ni balcones por encima de la abertura, el valor de λ puede tomarse como sigue:

– para la condición de 'ventilación no forzada':

$$\lambda = 2h/3 \tag{B.14a}$$

– para la condición de 'ventilación forzada':

$$\lambda = x \text{ pero } \lambda \leq hx/z \tag{B.14b}$$

donde *h, x* y *z* se indican en el anexo B de la Norma UNE-EN 1991-1-2.

(2) Si la viga se encuentra perpendicular a la pared exterior del sector de incendio, entre dos aberturas, las emisividades totales $\varepsilon_{z,m}$ y $\varepsilon_{z,n}$ de la llama en las caras *m* y *n* deberían determinarse a partir de la expresión para ε tomada del anexo B de la Norma UNE-EN 1991-1-2, utilizando un valor para el espesor de la llama λ del modo siguiente:

– para la cara *m*:
$$\lambda = \sum_{i=1}^{m} \lambda_i \tag{B.15a}$$

– para la cara *n*:
$$\lambda = \sum_{i=1}^{n} \lambda_i \tag{B.15b}$$

donde

m es el número de aberturas en la cara *m*;

n es el número de aberturas en la cara *n*;

λ_i es la anchura de la abertura *i*.

(3) El espesor de la llama λ_i debería tomarse como sigue:

– para la condición de 'ventilación no forzada':

$$\lambda_i = w_i \tag{B.16a}$$

– para la condición de 'ventilación forzada':

$$\lambda_i = w_i + 0{,}4\,s \tag{B.16b}$$

donde

w_i es la anchura de la abertura;

s es la distancia horizontal desde la pared del sector de incendio hasta el punto

considerado de la viga, véase la Figura A23.B.5.

B.3.3 Temperatura de la llama

(1) La temperatura de la llama T_z debería tomarse como la temperatura en el eje de la llama obtenida de la expresión para T_z dada en el anexo B de la Norma UNE-EN 1991-1-2, para la condición de 'ventilación no forzada' o de 'ventilación forzada', según proceda, a una distancia *l* de la abertura, medida a lo largo del eje de la llama del modo siguiente:

- para la condición de 'ventilación no forzada':

$$l = h/2 \tag{B.17a}$$

- para la condición de 'ventilación forzada':
  - para una viga paralela a la pared exterior del sector de incendio, por encima de una abertura:

$$l = 0 \tag{B.17b}$$

  - para una viga perpendicular a la pared exterior del sector de incendio, entre aberturas, *l* es la distancia a lo largo del eje de la llama hasta un punto a una distancia horizontal *s* de la pared del sector de incendio. Siempre que no existan balcones o marquesinas por encima de la abertura:

$$l = s\,X/x \tag{B.17c}$$

donde *X* y *x* se toman del anexo B de la Norma UNE-EN 1991-1-2.

B.3.4 Coeficiente de absorción de la llama

(1) Para la condición de 'ventilación no forzada', el valor del coeficiente de absorción de la llama a_z debería tomarse como cero.

(2) Para la condición de 'ventilación forzada', el valor del coeficiente de absorción de la llama a_z debería tomarse como equivalente a la emisividad ε_z de la llama, véase el apartado B.3.2.

B.4 Columna envuelta en llamas

(1) El flujo de calor por radiación I_z desde la llama debería determinarse mediante:

$$I_z = \frac{\left(I_{z,1} + I_{z,2}\right)\cdot d_1 + \left(I_{z,3} + I_{z,4}\right)\cdot d_2}{\left(C_1 + C_2\right)\cdot d_1 + \left(C_3 + C_4\right)\cdot d_2} \tag{B.18}$$

con

$I_{z,1} = C_1\ \varepsilon_{z,1}\ \sigma\ T_z^4$
$I_{z,2} = C_2\ \varepsilon_{z,2}\ \sigma\ T_z^4$
$I_{z,3} = C_3\ \varepsilon_{z,3}\ \sigma\ T_o^4$

$I_{z,4} = C_4 \, \varepsilon_{z,4} \, \sigma \, T_z^4$

donde

$I_{z,i}$ es el flujo de calor por radiación desde la llama hacia la cara *i* de la columna;

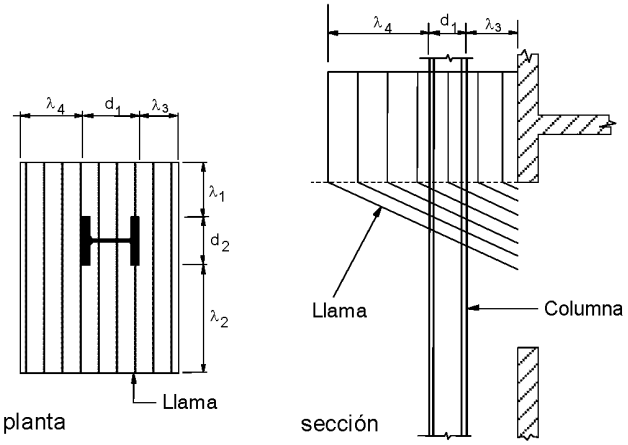
$\varepsilon_{z,i}$ es la emisividad de la llama respecto a la cara *i* de la columna;

i es el índice de la cara de la columna (1), (2), (3) o (4);

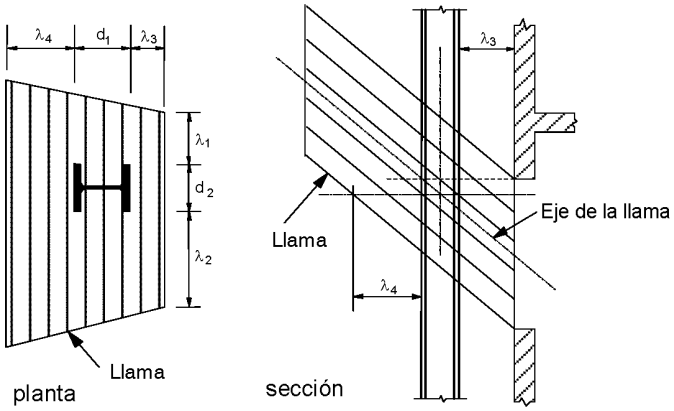
C_i es el coeficiente de protección de la cara *i* del elemento, véase el apartado B.1.4;

T_z es la temperatura de la llama [K];

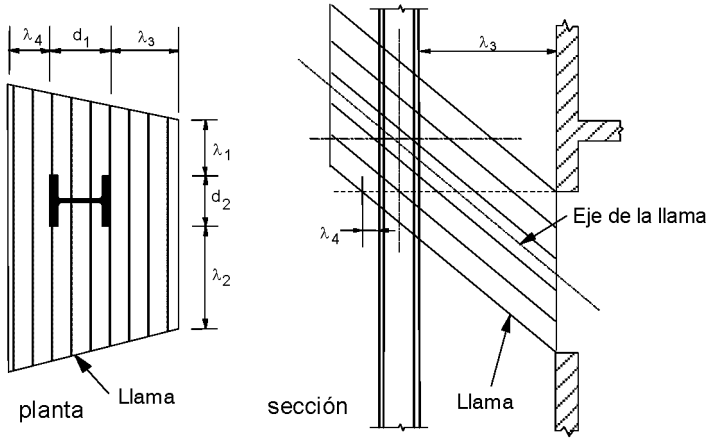
T_o es la temperatura de la llama en la abertura [K] del anexo B de la Norma UNE-EN 1991-1-2.



a) Condición de 'ventilación no forzada'



1) El eje de la llama corta al eje del pilar por debajo de la parte superior de la abertura



2) El eje de la llama corta al eje de la columna por encima de la parte superior de la abertura

b) Condición de 'ventilación forzada'

Figura A23.B.6 – Columna envuelta en llamas

(2) La emisividad de la llama $\varepsilon_{z,i}$ para cada una de las caras 1, 2, 3 y 4 de la columna debería determinarse mediante la expresión para ε dada en el anexo B de la Norma UNE-EN 1991-1-2, utilizando un espesor de llama λ equivalente a la dimensión λ_i indicada en la Figura A23.B.6 correspondiente a la cara *i* de la columna.

(3) Para la condición de 'ventilación no forzada', deberían utilizarse los valores de λ_i a la altura de la parte superior de la abertura, véase la Figura A23.B.6(a).

(4) Para la condición de 'ventilación forzada', si la altura de la intersección del eje de la llama con el eje de la columna se encuentra por debajo de la altura de la parte superior de la abertura, deberían utilizarse los valores de λ_i en el nivel de la intersección, véase la Figura A23.B.6(b)(1). En caso contrario, deberían utilizarse los valores de λ_i a la altura de la parte superior de la abertura, véase la Figura A23.B.6(b)(2), con la excepción de que si $\lambda_4 < 0$ a esta altura, deberían utilizarse los valores en el nivel en el que $\lambda_4 = 0$.

(5) La temperatura de la llama T_z debería tomarse como la temperatura en el eje de la llama obtenida de la expresión para T_z dada en el anexo B de la Norma UNE-EN 1991-1-2 para la condición de `ventilación no forzada' o de `ventilación forzada', según proceda, a una distancia *l* de la abertura, medida a lo largo del eje de la llama del modo siguiente:

– para la condición de 'ventilación no forzada':

$$l = h/2 \qquad \text{(B.19a)}$$

– para la condición de 'ventilación forzada', *l* es la distancia a lo largo del eje de la llama hasta el nivel donde se realiza la medición de λ_i. Siempre que no existan balcones o marquesinas por encima de la abertura:

$$l = (\lambda_3 + 0{,}5\ d_1)X/x \text{ pero } l \leq 0{,}5\,hX/z \quad \text{(B.19b)}$$

donde *h, X, x* y *z* se toman del anexo B de la Norma UNE-EN 1991-1-2.

(6) El coeficiente de absorción a_z de la llama debería determinarse mediante:

$$a_z = \frac{\varepsilon_{z,1} + \varepsilon_{z,2} + \varepsilon_{z,3}}{3} \quad \text{(B.20)}$$

donde $\varepsilon_{z,1}$, $\varepsilon_{z,2}$ y $\varepsilon_{z,3}$ son las emisividades de la llama para las caras 1, 2, y 3 de la columna.

B.5 Viga total o parcialmente envuelta en llamas

B.5.1 Transferencia de calor por radiación

B.5.1.1 Generalidades

(1) En este apartado B.5 se supone que la altura de la parte inferior de la viga no se encuentra por debajo de la altura de la parte superior de las aberturas adyacentes del sector de incendio.

(2) Debería distinguirse entre una viga paralela a la pared exterior del sector de incendio y una viga perpendicular a la pared exterior del sector de incendio, véase la Figura A23.B.7.

(3) Si la viga se encuentra paralela a la pared exterior del sector de incendio, su temperatura media T_m debería determinarse en un punto en la longitud de la viga situado directamente por encima del centro de la abertura.

(4) Si la viga se encuentra perpendicular a la pared exterior del sector de incendio, el valor de la temperatura media debería determinarse en una serie de puntos cada 100 mm a lo largo de la longitud de la viga. El máximo de estos valores debería, entonces, adoptarse como la temperatura media del elemento de acero T_m.

(5) El flujo de calor por radiación I_z desde la llama debería determinarse mediante:

$$I_z = \frac{(I_{z,1} + I_{z,2}) \cdot d_1 + (I_{z,3} + I_{z,4}) \cdot d_2}{(C_1 + C_2) \cdot d_1 + (C_3 + C_4) \cdot d_2} \quad \text{(B.21)}$$

donde

$I_{z,i}$ es el flujo de calor por radiación desde la llama hacia la cara *i* de la viga;

i es el índice de la cara de la viga (1), (2), (3) o (4).

B.5.1.2 Condición de 'ventilación no forzada'

(1) Para la condición de 'ventilación no forzada', debería distinguirse entre los casos en

los que la parte superior de la llama se encuentra por encima de la altura de la parte superior de la viga y los casos en los que se encuentra por debajo de dicha altura.

(2) Si la parte superior de la llama se encuentra por encima del nivel de la parte superior de la viga, deberían aplicarse las siguientes ecuaciones:

$$I_{z,1} = C_1 \, \varepsilon_{z,1} \, \sigma \, T_o^4 \tag{B.22a}$$

$$I_{z,2} = C_2 \, \varepsilon_{z,2} \, \sigma \, T_{z,2}^4 \tag{B.22b}$$

$$I_{z,3} = C_3 \, \varepsilon_{z,3} \, \sigma \, (T_{z,1}^4 + T_{z,2}^4)/2 \tag{B.22c}$$

$$I_{z,4} = C_4 \, \varepsilon_{z,4} \, \sigma \, (T_{z,1}^4 + T_{z,2}^4)/2 \tag{B.22d}$$

donde

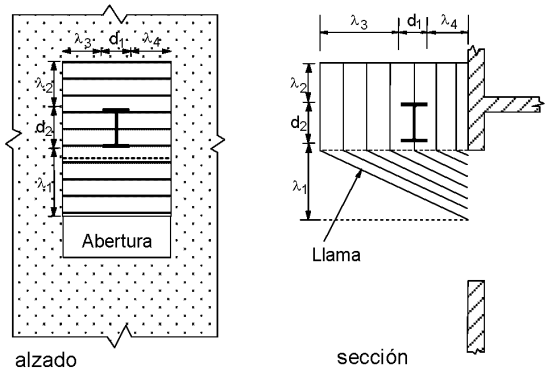
$\varepsilon_{z,i}$ es la emisividad de la llama respecto a la cara *i* de la viga, véase el apartado B.5.2;

T_o es la temperatura en la abertura [K] del anexo B de la Norma UNE-EN 1991-1-2;

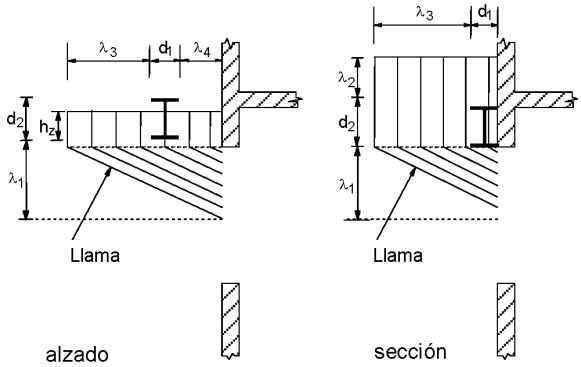
$T_{z,1}$ es la temperatura de la llama [K] del anexo B de la Norma UNE-EN 1991-1-2, a la altura de la parte inferior de la viga;

$T_{z,2}$ es la temperatura de la llama [K] del anexo B de la Norma UNE-EN 1991-1-2, a la altura de la parte superior de la viga.

(3) En el caso de una viga paralela a la pared exterior del sector de incendio, el valor C_4 puede tomarse como cero si la viga se encuentra inmediatamente adyacente a la pared, véase la Figura A23.B.7.

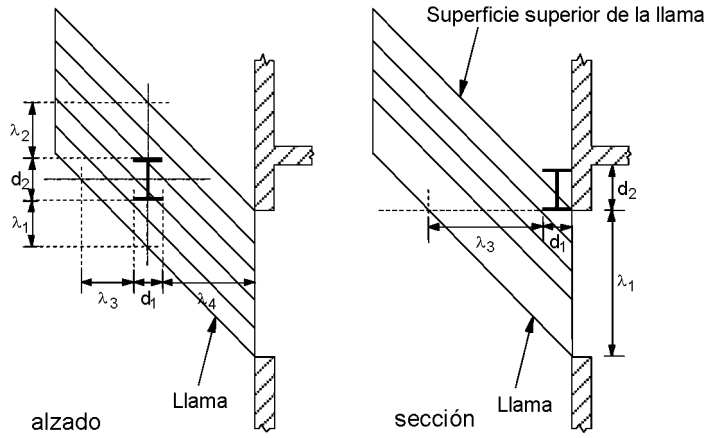


1) Viga perpendicular a la pared 2) Viga paralela a la pared



3) Parte superior de la llama por debajo de la parte superior de la viga 4) Viga adyacente a la pared

a) Condición de 'ventilación no forzada'



1) Viga no adyacente a la pared 2) Viga adyacente a la pared

b) Condición de 'ventilación forzada'

Figura A23.B.7 – Viga envuelta en llamas

(4) Si la parte superior de la llama se encuentra por debajo de la altura de la parte superior de la viga, deberían aplicarse las siguientes ecuaciones:

$$I_{z,1} = C_1 \, \varepsilon_{z,1} \, \sigma \, T_o^4 \quad \text{(B.23a)}$$

$$I_{z,2} = 0 \quad \text{(B.23b)}$$

$$I_{z,3} = (h_z/d_2) \, C_3 \, \varepsilon_{z,3} \, \sigma \, (T_{z,1}^4 + T_x^4)/2 \quad \text{(B.23c)}$$

$$I_{z,4} = (h_z/d_2) \, C_4 \, \varepsilon_{z,4} \, \sigma \, (T_{z,1}^4 + T_x^4)/2 \quad \text{(B.23d)}$$

donde

T_x es la temperatura de la llama en su punta [813 K];

h_z es la altura de la parte superior de la llama por encima de la parte inferior de la viga.

B.5.1.3 Condición de 'ventilación forzada'

(1) Para la condición de 'ventilación forzada', en el caso de vigas paralelas a la pared exterior del sector de incendio, debería distinguirse entre las que se encuentran inmediatamente adyacentes a la pared y las que no.

NOTA Véanse las ilustraciones de la Figura A23.B.7.

(2) Para una viga paralela a la pared pero no inmediatamente adyacente a ella, o para una viga perpendicular a la pared, deberían aplicarse las siguientes ecuaciones:

$$I_{z,1} = C_1 \, \varepsilon_{z,1} \, \sigma T_o^4 \quad \text{(B.24a)}$$

$$I_{z,2} = C_2 \, \varepsilon_{z,2} \, \sigma T_{z,2}^4 \quad \text{(B.24b)}$$

$$I_{z,3} = C_3 \, \varepsilon_{z,3} \, \sigma (T_{z,1}^4 + T_{z,2}^4)/2 \quad \text{(B.24c)}$$

$$I_{z,4} = C_4 \, \varepsilon_{z,4} \, \sigma (T_{z,1}^4 + T_{z,2}^4)/2 \quad \text{(B.24d)}$$

(3) Si la viga se encuentra paralela a la pared e inmediatamente adyacente a ella únicamente su cara inferior debería considerarse envuelta en llamas, pero una cara y la parte superior deberían considerarse expuestas a la transferencia de calor por radiación desde la superficie superior de la llama, véase la Figura A23.B.7(b)(2). De este modo:

$$I_{z,1} = C_1 \, \varepsilon_{z,1} \, \sigma T_o^4 \quad \text{(B.25a)}$$

$$I_{z,2} = \phi_{z,2} \, C_2 \, \varepsilon_{z,2} \, \sigma T_{z,2}^4 \quad \text{(B.25b)}$$

$$I_{z,3} = \phi_{z,3} \, C_3 \, \varepsilon_{z,3} \, \sigma (T_{z,1}^4 + T_{z,2}^4)/2 \quad \text{(B.25c)}$$

$$I_{z,4} = 0 \qquad \text{(B.25d)}$$

donde $\phi_{z,i}$ es el factor de configuración respecto a la superficie superior de la llama, para la cara *i* de la viga, del anexo G de la Norma UNE-EN 1991-1-2..

B.5.2 Emisividad de la llama

(1) La emisividad de la llama ε_{zi} para cada una de las caras 1, 2, 3 y 4 de la viga debería determinarse con la expresión para ε dada en el anexo B de la Norma UNE-EN 1991-1-2, utilizando un espesor de llama λ equivalente a la dimensión λ_i indicada en la Figura A23.B.7 correspondiente a la cara *i* de la viga.

B.5.3 Coeficiente de absorción de la llama

(1) El coeficiente de absorción de la llama a_z debería determinarse mediante:

$$a_z = 1 - e^{-0,3h} \qquad \text{(B.26)}$$

donde

h es la altura de la abertura. Véase la Figura A23.B.7(b) (la altura se designa como λ_1).

Apéndice C. **Acero inoxidable**

C.1 Generalidades

(1) Las propiedades térmicas y mecánicas de las siguientes categorías del acero inoxidable se incluyen en este anexo: 1.4301, 1.4401, 1.4571, 1.4003 y 1.4462.

NOTA Para otras categorías del acero inoxidable de acuerdo con el Anejo 24, pueden utilizarse las propiedades mecánicas incluidas en el apartado 3.2. Las propiedades térmicas pueden tomarse de este anexo.

(2) Los valores de las propiedades materiales incluidos en el presente anexo deberían tratarse como valores característicos.
(3) Se deberían tomar como propiedades mecánicas del acero a 20 ºC las indicadas en el Anejo 24 para el dimensionamiento a temperatura ambiente.

C.2 Propiedades mecánicas del acero

C.2.1 Propiedades de resistencia y deformación

(1) Para unos índices de calentamiento de entre 2 y 50 K/min, las propiedades de resistencia y deformación del acero inoxidable a temperaturas elevadas deberían obtenerse a partir de la relación tensión-deformación dada en la Figura A23.C.1.

NOTA Para las reglas de esta norma se considera que las velocidades de calentamiento están dentro de los límites especificados.

(2) Esta relación debería utilizarse para determinar las resistencias a tracción y compresión, el momento resistente o la resistencia a esfuerzo cortante.
(3) La Tabla A23.C.1 proporciona los coeficientes de reducción, en relación al valor apropiado a 20 ºC, para la relación tensión-deformación de diversos tipos de acero inoxidable a temperaturas elevadas, de la siguiente forma:

- pendiente de la región elástica lineal, respecto a la pendiente a 20 ºC: $k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$
- límite elástico convencional, respecto al límite elástico a 20 ºC: $k_{0,2p,\theta} = f_{0,2p,\theta}/f_y$
- resistencia última a tracción, respecto última a la resistencia a tracción a 20 ºC: $k_{u,\theta} = f_{u,\theta}/f_u$

(4) Para el uso de métodos de cálculo simplificados, la Tabla A23.C.1 proporciona el coeficiente de corrección $k_{2\%,\theta}$ para determinar el límite elástico, utilizando:

$$f_{y,\theta} = f_{0,2p,\theta} + k_{2\%,\theta} (f_{u,\theta} - f_{0,2p,\theta}) \qquad (C.1)$$

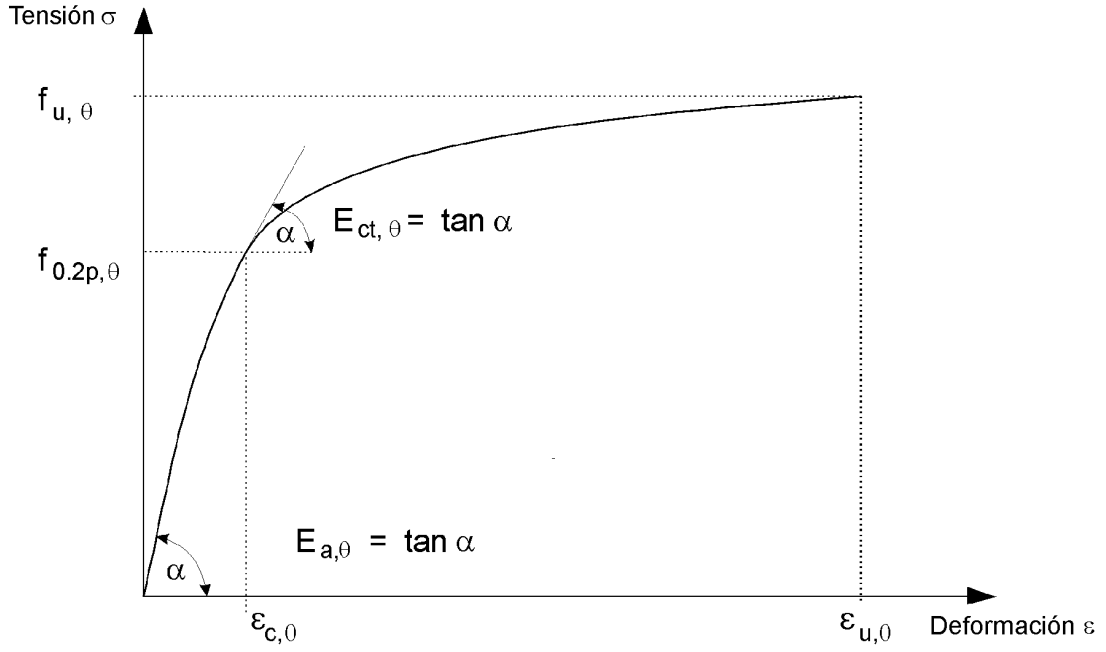
(5) Para el uso de métodos de cálculo avanzados, la Tabla A23.C.2 proporciona unos valores adicionales para la relación tensión-deformación de diversos tipos de acero inoxidable a temperaturas elevadas, de la siguiente forma:
- pendiente en el límite elástico convencional, respecto a la pendiente a 20 ºC: $k_{Ect,\theta} = E_{ct,\theta}/E_a$
- deformación de rotura: $\varepsilon_{u,\theta}$

C.2.2 Densidad

(1) La densidad del acero ρ_a puede considerarse independiente de la temperatura del acero. Se puede tomar el siguiente valor:

ρ_a = 7 850 kg/m^3

Región de la deformación	**Tensión σ**	**Módulo tangente E_t**
$\varepsilon \le \varepsilon_{c,\theta}$	$\dfrac{E \cdot \varepsilon}{1 + a \cdot \varepsilon^b}$	$\dfrac{E\,(1 + a \cdot \varepsilon^b - a \cdot b \cdot \varepsilon^b)}{(1 + a \cdot \varepsilon^b)^2}$
$\varepsilon_{c,\theta} < \varepsilon \le \varepsilon_{u,\theta}$	$f_{0,2p,\theta} - e + (d/c)\sqrt{c^2 - (\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon)^2}$	$\dfrac{d \cdot (\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon)}{c\sqrt{c^2 - (\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon)^2}}$
Parámetros	$\varepsilon_{c,\theta} = f_{0,2p,\theta}/E_{a,\theta} + 0{,}002$	
Funciones	$a = \dfrac{E_{a,\theta}\,\varepsilon_{c,\theta} - f_{0,2p,\theta}}{f_{0,2p,\theta}\,\varepsilon_{c,\theta}^{\,b}}$	$b = \dfrac{(1 - \varepsilon_{c,\theta}\,E_{ct,\theta} / f_{0,2p,\theta})\,E_{a,\theta}\,\varepsilon_{c,\theta}}{(E_{a,\theta}\,\varepsilon_{c,\theta} / f_{0,2p,\theta} - 1)\,f_{0,2p,\theta}}$
	$c^2 = (\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{c,\theta})\left(\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{c,\theta} + \dfrac{e}{E_{ct,\theta}}\right)$	$d^2 = e\,(\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{c,\theta})\,E_{ct,\theta} + e^2$
	$e = \dfrac{(f_{u,\theta} - f_{0,2p,\theta})^2}{(\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{c,\theta})E_{ct,\theta} - 2(f_{u,\theta} - f_{0,2p,\theta})}$	



Leyenda
- $f_{u,\theta}$ es la resistencia última a tracción;
- $f_{0,2p,\theta}$ es el límite elástico convencional al 0,2% de deformación plástica;
- $E_{a,\theta}$ es la pendiente de la región elástica lineal;
- $E_{ct,\theta}$ es la pendiente en el límite elástico convencional;
- $\varepsilon_{c,\theta}$ es la deformación total en el límite elástico convencional;
- $\varepsilon_{u,\theta}$ es la deformación de rotura.

Figura A23.C.1 – Relación tensión-deformación para el acero inoxidable a temperaturas elevadas

Tabla A23.C.1 – Coeficientes para la determinación de la deformación y la rigidez del acero inoxidable a temperaturas elevadas

Temperatura del acero θ_a	**Coeficiente de reducción (respecto a E_a) para la pendiente de la región elástica lineal** $k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$	**Coeficiente de reducción (respecto a f_y) para el límite elástico convencional** $k_{0,2p,\theta} = f_{0,2p,\theta}/f_y$	**Coeficiente de reducción (respecto a f_u) para la resistencia última a tracción** $k_{u,\theta} = f_{u,\theta}/f_u$	**Coeficiente para la determinación del límite elástico $f_{y,\theta}$** $k_{2\%\theta}$
Tipo 1.4301				
20	1,00	1,00	1,00	0,26
100	0,96	0,82	0,87	0,24
200	0,92	0,68	0,77	0,19
300	0,88	0,64	0,73	0,19
400	0,84	0,60	0,72	0,19
500	0,80	0,54	0,67	0,19
600	0,76	0,49	0,58	0,22
700	0,71	0,40	0,43	0,26
800	0,63	0,27	0,27	0,35
900	0,45	0,14	0,15	0,38
1 000	0,20	0,06	0,07	0,40
1 100	0,10	0,03	0,03	0,40
1 200	0,00	0,00	0,00	0,40
Tipo 1.4401/1.4404				
20	1,00	1,00	1,00	0,24
100	0,96	0,88	0,93	0,24
200	0,92	0,76	0,87	0,24
300	0,88	0,71	0,84	0,24
400	0,84	0,66	0,83	0,21
500	0,80	0,63	0,79	0,20
600	0,76	0,61	0,72	0,19
700	0,71	0,51	0,55	0,24
800	0,63	0,40	0,34	0,35
900	0,45	0,19	0,18	0,38
1 000	0,20	0,10	0,09	0,40
1 100	0,10	0,05	0,04	0,40
1 200	0,00	0,00	0,00	0,40
Tipo 1.4571				
20	1,00	1,00	1,00	0,25
100	0,96	0,89	0,88	0,25
200	0,92	0,83	0,81	0,25
300	0,88	0,77	0,80	0,24
400	0,84	0,72	0,80	0,22
500	0,80	0,69	0,77	0,21
600	0,76	0,66	0,71	0,21
700	0,71	0,59	0,57	0,25
800	0,63	0,50	0,38	0,35
900	0,45	0,28	0,22	0,38

Temperatura del acero θ_a	**Coeficiente de reducción (respecto a E_a) para la pendiente de la región elástica lineal** $k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$	**Coeficiente de reducción (respecto a f_y) para el límite elástico convencional** $k_{0,2p,\theta} = f_{0,2p,\theta}/f_y$	**Coeficiente de reducción (respecto a f_u) para la resistencia última a tracción** $k_{u,\theta} = f_{u,\theta}/f_u$	**Coeficiente para la determinación del límite elástico $f_{y,\theta}$** $k_{2\%\theta}$
1 000	0,20	0,15	0,11	0,40
1 100	0,10	0,075	0,055	0,40
1 200	0,00	0,00	0,00	0,40
Tipo 1.4003				
20	1,00	1,00	1,00	0,37
100	0,96	1,00	0,94	0,37
200	0,92	1,00	0,88	0,37
300	0,88	0,98	0,86	0,37
400	0,84	0,91	0,83	0,42
500	0,80	0,80	0,81	0,40
600	0,76	0,45	0,42	0,45
700	0,71	0,19	0,21	0,46
800	0,63	0,13	0,12	0,47
900	0,45	0,10	0,11	0,47
1 000	0,20	0,07	0,09	0,47
1 100	0,10	0,035	0,045	0,47
1 200	0,00	0,00	0,00	0,47
Tipo 1.4462				
20	1,00	1,00	1,00	0,35
100	0,96	0,91	0,93	0,35
200	0,92	0,80	0,85	0,32
300	0,88	0,75	0,83	0,30
400	0,84	0,72	0,82	0,28
500	0,80	0,65	0,71	0,30
600	0,76	0,56	0,57	0,33
700	0,71	0,37	0,38	0,40
800	0,63	0,26	0,29	0,41
900	0,45	0,10	0,12	0,45
1 000	0,20	0,03	0,04	0,47
1 100	0,10	0,015	0,02	0,47
1 200	0,00	0,00	0,00	0,47

Tabla A23.C.2 – Coeficiente de reducción y deformación de rotura para el uso de métodos de cálculo avanzados

Temperatura del acero θ_a	**Coeficiente de reducción (respecto a E_a) para la pendiente de la región elástica lineal** $k_{Ect,\theta} = E_{ct,\theta}/E_a$	**Deformación de rotura** $\varepsilon_{u,\theta}$ [-]
Tipo 1.4301		
20	0,11	0,40
100	0,05	0,40
200	0,02	0,40
300	0,02	0,40
400	0,02	0,40
500	0,02	0,40
600	0,02	0,35
700	0,02	0,30
800	0,02	0,20
900	0,02	0,20
1 000	0,02	0,20
1 100	0,02	0,20
1 200	0,02	0,20
Tipo 1.4401/1.4404		
20	0,050	0,40
100	0,049	0,40
200	0,047	0,40
300	0,045	0,40
400	0,030	0,40
500	0,025	0,40
600	0,020	0,40
700	0,020	0,30
800	0,020	0,20
900	0,020	0,20
1 000	0,020	0,20
1 100	0,020	0,20
1 200	0,020	0,20
Tipo 1.4571		
20	0,060	0,40
100	0,060	0,40
200	0,050	0,40
300	0,040	0,40
400	0,030	0,40
500	0,025	0,40
600	0,020	0,35
700	0,020	0,30
800	0,020	0,20
900	0,020	0,20
1 000	0,020	0,20
1 100	0,020	0,20
1 200	0,020	0,20
Tipo 1.4003		
20	0,055	0,20
100	0,030	0,20
200	0,030	0,20

Temperatura del acero θ_a	**Coeficiente de reducción (respecto a E_a) para la pendiente de la región elástica lineal** $k_{Ect,\theta} = E_{ct,\theta}/E_a$	**Deformación de rotura** $\varepsilon_{u,\theta}$ [-]
300	0,030	0,20
400	0,030	0,15
500	0,030	0,15
600	0,030	0,15
700	0,030	0,15
800	0,030	0,15
900	0,030	0,15
1 000	0,030	0,15
1 100	0,030	0,15
1 200	0,030	0,15
Tipo 1.4462		
20	0,100	0,20
100	0,070	0,20
200	0,037	0,20
300	0,035	0,20
400	0,033	0,20
500	0,030	0,20
600	0,030	0,20
700	0,025	0,15
800	0,025	0,15
900	0,025	0,15
1 000	0,025	0,15
1 100	0,025	0,15
1 200	0,025	0,15

C.3 Propiedades térmicas

C.3.1 Dilatación térmica

(1) La dilatación térmica unitaria del acero inoxidable austenítico $\Delta l/l$ puede determinarse mediante:

$$\Delta l/l = (16 + 4{,}79 \times 10^{-3}\ \theta_a - 1{,}243 \times 10^{-6}\ \theta_a^2) \times (\theta_a - 20)\ 10^{-6} \qquad \text{(C.1)}$$

donde

l es la longitud a 20 ºC;

Δl es la dilatación producida por la temperatura;

θ_a es la temperatura del acero [ºC].

NOTA La variación de la deformación térmica unitaria con la temperatura se representa en la Figura A23.C.2.

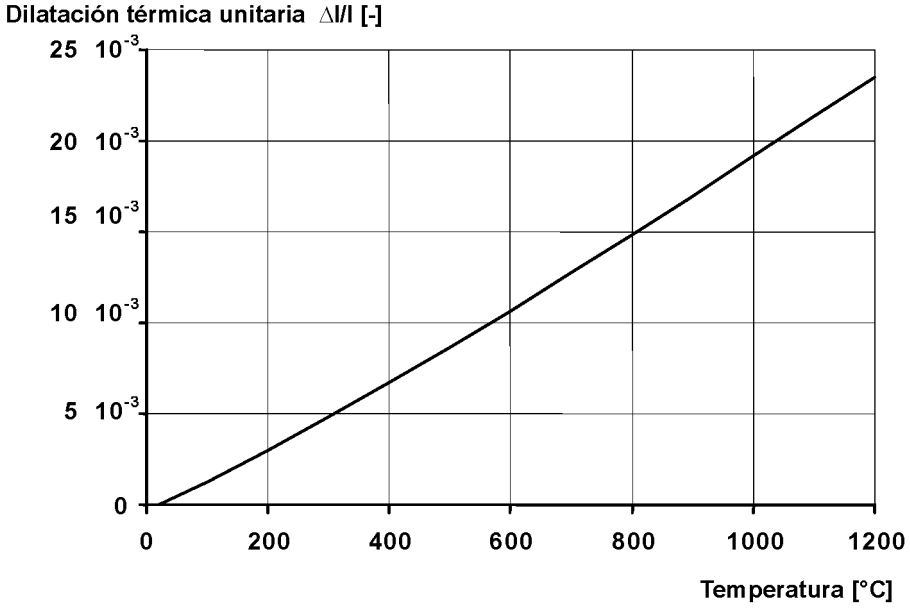


Figura A23.C.2 – Dilatación térmica unitaria del acero inoxidable en función de la temperatura

C.3.2 Calor específico

(1) El calor específico del acero inoxidable c_a puede determinarse mediante:

$$c_a = 450 + 0{,}280 \times \theta_a - 2{,}91 \times 10^{-4}\ \theta_a^2 + 1{,}34 \times 10^{-7}\ \theta_a^3 \text{ J/kgK} \qquad \text{(C.2)}$$

donde

θ_a es la temperatura del acero [ºC].

NOTA La variación del calor específico con la temperatura se representa en la Figura A23.C.3.

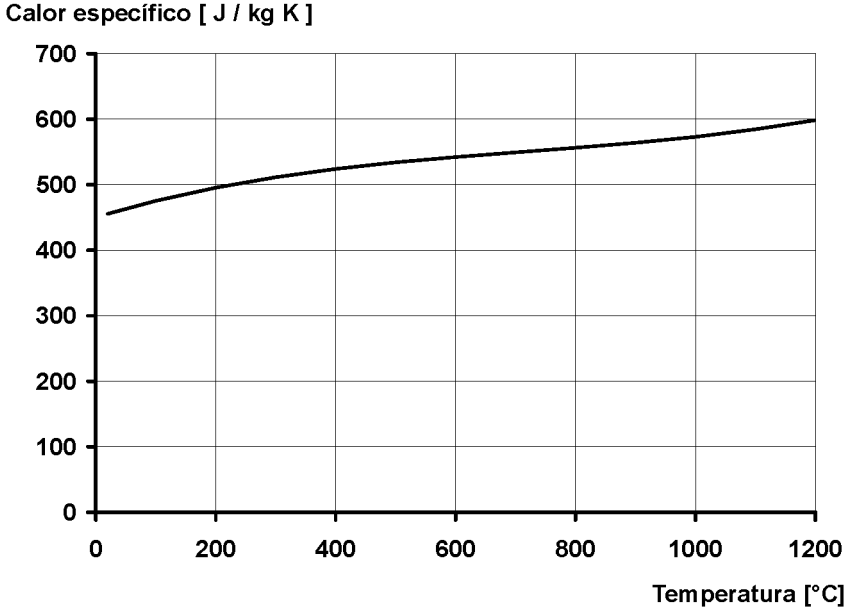


Figura A23.C.3 – Calor específico del acero inoxidable en función de la temperatura

C.3.3 Conductividad térmica

(1) La conductividad térmica del acero inoxidable θ_a puede determinarse mediante:

$$\theta_a = 14{,}6 + 1{,}27 \times 10^{-2}\, \theta_a \text{ W/mK} \qquad \text{(C.3)}$$

donde

θ_a es la temperatura del acero [ºC].

NOTA La variación de la conductividad térmica con la temperatura se representa en la Figura A23.C.4.

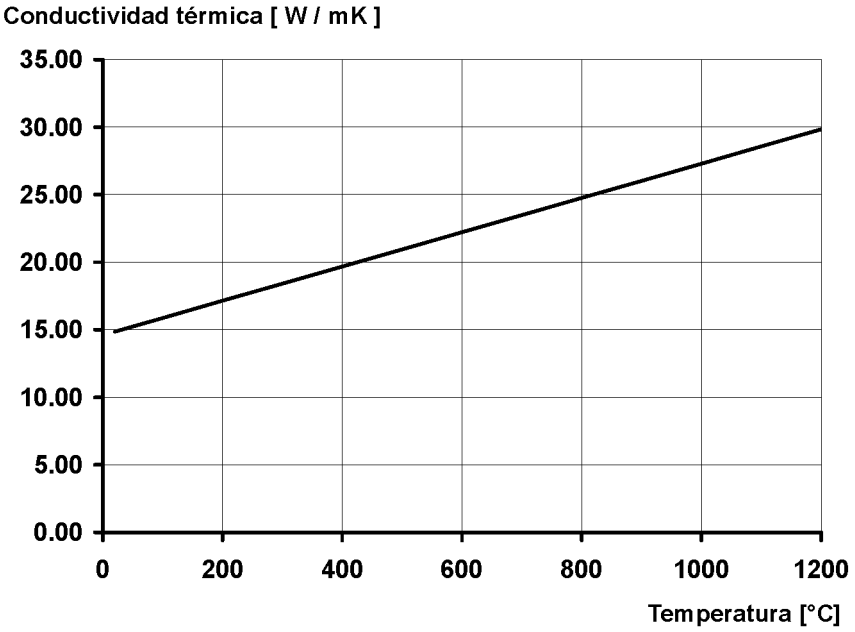


Figura A23.C.4 – Conductividad térmica del acero inoxidable en función de la temperatura

Apéndice D. Recomendaciones sobre uniones

D.1 Uniones atornilladas

(1) No es necesario considerar el fallo de la sección neta en los taladros de los elementos de fijación, siempre y cuando exista un elemento de fijación en cada taladro, ya que la temperatura del acero es menor en las uniones debido a la presencia de material adicional.

D.1.1 Valor de cálculo de la resistencia de los tornillos a cortante

D.1.1.1 Categoría A: Resistentes al aplastamiento

(1) El valor de cálculo de la resistencia frente al fuego de los tornillos sometidos a cortante debería determinarse mediante:

$$F_{\mathrm{v,t,Rd}} = F_{\mathrm{v,Rd}}\, k_{\mathrm{b},\theta}\, \frac{\gamma_{\mathrm{M2}}}{\gamma_{\mathrm{M,fi}}} \qquad \text{(D.1)}$$

donde

$k_{\mathrm{b},\theta}$ es el coeficiente de reducción para la temperatura apropiada del tornillo según la Tabla A23.D.1;

$F_{\mathrm{v,Rd}}$ es el valor de cálculo de la resistencia a esfuerzo cortante del tornillo en el plano de cortante, calculada suponiendo que el plano de cortante atraviesa la rosca del tornillo (tabla A26.3.4 del Anejo 26);

γ_{M2} es el coeficiente parcial a temperatura ambiente;

$\gamma_{\mathrm{M,fi}}$ es el coeficiente parcial en la situación de incendio.

(2) El valor de cálculo de la resistencia al aplastamiento de los tornillos frente al fuego debería determinarse mediante:

$$F_{\mathrm{b,t,Rd}} = F_{\mathrm{b,Rd}}\, k_{\mathrm{b},\theta}\, \frac{\gamma_{\mathrm{M2}}}{\gamma_{\mathrm{M,fi}}} \qquad \text{(D.2)}$$

donde

$F_{\mathrm{b,Rd}}$ se obtiene de la tabla A26.3.4 del Anejo 26;

$k_{\mathrm{b},\theta}$ es el coeficiente de reducción para la temperatura apropiada del tornillo según la Tabla A23.D.1.

D.1.1.2 Categoría B: Resistentes al deslizamiento en el estado límite de servicio; y Categoría C: Resistentes al deslizamiento en el estado límite último

(1) Debería considerarse que las uniones resistentes al deslizamiento han deslizado en la

situación de incendio y la resistencia de un tornillo individual debería determinarse igual que para los tornillos resistentes al aplastamiento, véase el apartado D.1.1.1.

D.1.2 Valor de cálculo de la resistencia de los tornillos a tracción

D.1.2.1 Categorías D y E: Tornillos sin pretensar y pretensados

(1) El valor de cálculo de la resistencia a tracción de un tornillo individual en situación de incendio debería determinarse mediante:

$$F_{\text{ten,t,Rd}} = F_{\text{t,Rd}}\, k_{\text{b},\theta}\, \frac{\gamma_{\text{M2}}}{\gamma_{\text{M,fi}}} \qquad \text{(D.3)}$$

donde

$F_{\text{t,Rd}}$ se obtiene de la tabla A26.3.4 en el Anejo 26;

$k_{\text{b},\theta}$ es el coeficiente de reducción para la temperatura apropiada del tornillo según la Tabla A23.D.1.

Tabla A23.D.1 – Coeficientes de reducción de la resistencia para tornillos y soldaduras

Temperatura θ_a	**Coeficiente de reducción para tornillos,** $k_{b,\theta}$ **(tracción y cortante)**	**Coeficiente de reducción para soldaduras,** $k_{w,\theta}$
20	1,000	1,000
100	0,968	1,000
150	0,952	1,000
200	0,935	1,000
300	0,903	1,000
400	0,775	0,876
500	0,550	0,627
600	0,220	0,378
700	0,100	0,130
800	0,067	0,074
900	0,033	0,018
1 000	0,000	0,000

D.2 Valor de cálculo de la resistencia de las soldaduras

D.2.1 Soldaduras a tope

(1) El valor de cálculo de la resistencia de una soldadura a tope con penetración total, para temperaturas hasta 700 ºC, debería considerarse equivalente a la resistencia de la parte más débil de la unión utilizando los coeficientes de reducción apropiados para el acero estructural.

Para temperaturas superiores a 700 ºC, los coeficientes de reducción para soldaduras en ángulo pueden también aplicarse a las soldaduras a tope.

D.2.2 Soldaduras en ángulo

(1) El valor de cálculo de la resistencia por unidad de longitud de una soldadura en ángulo en situación de incendio debería determinarse mediante:

$$F_{w,t,Rd} = F_{w,Rd}\, k_{w,\theta}\, \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M,fi}} \qquad \text{(D.4)}$$

donde

$k_{w,\theta}$ se toma de la Tabla A23.D.1 para la temperatura de soldadura apropiada;

$F_{w,Rd}$ se determina en el apartado 4.5.3 del Anejo 26.

D.3 Temperatura de las uniones en un incendio

D.3.1 Generalidades

(1) La temperatura de una unión puede evaluarse utilizando el valor A/V local de las partes que constituyen dicha unión.

(2) Como simplificación, se puede considerar en el interior de la unión una distribución uniforme de la temperatura; dicha temperatura puede calcularse utilizando el valor máximo de las relaciones A/V de los elementos de acero conectados mediante la unión.

(3) Para uniones de viga con columna y de viga con viga, en las que las vigas soportan cualquier tipo de forjado de hormigón, la temperatura de la unión puede obtenerse a partir de la temperatura del ala inferior en el centro del vano.

(4) Para la aplicación del método del apartado 4.2.5, la temperatura de los componentes de la unión puede determinarse como sigue:

a) Si el canto de la viga es menor o igual de 400 mm

$$\theta_h = 0{,}88\, \theta_o\, [1 - 0{,}3(h/D)] \qquad \text{(D.5)}$$

donde

θ_h es la temperatura a la altura h (mm) de la viga de acero (Figura A23.D.1);

θ_o es la temperatura del ala inferior de la viga de acero en una sección alejada de la unión;

h es la altura del componente de la unión considerada por encima de la parte inferior de la viga, en (mm);

D es el canto de la viga, en (mm).

b) Si el canto de la viga es mayor de 400 mm:

i) Si h es menor o igual que *D*/2

$$\theta_h = 0{,}88\ \theta_o \qquad \text{(D.6)}$$

ii) Si h es mayor que *D*/2

$$\theta_h = 0{,}88\ \theta_o\ [1 + 0{,}2\ (1 - 2h/D)] \qquad \text{(D.7)}$$

donde

θ_o es la temperatura del ala inferior de la viga de acero en una sección alejada de la unión;

h es la altura del componente considerada por encima de la parte inferior de la viga, en (mm);

D es el canto de la viga, en (mm).

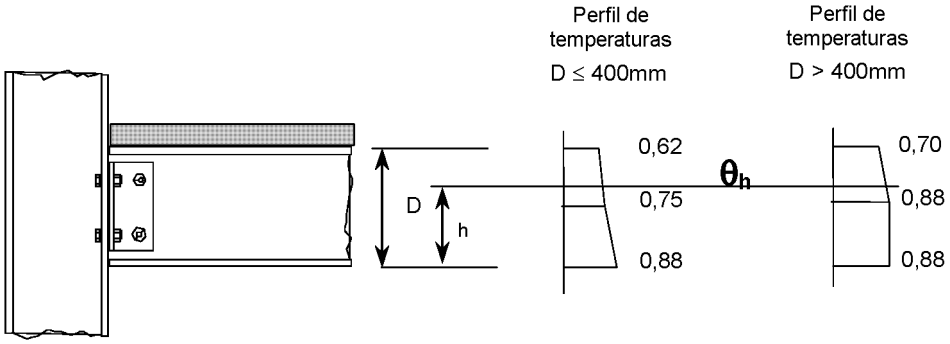


Figura A23.D.1 – Gradiente térmico en el canto de una unión mixta

Apéndice E. Recomendaciones para las secciones transversales de clase 4

E.1 Modelos de cálculo avanzados

(1) Se pueden utilizar modelos de cálculo avanzados para el dimensionamiento de secciones de clase 4 cuando se tienen en cuenta todos los efectos sobre la estabilidad.

E.2 Modelos de cálculo simplificados

(1) La resistencia de los elementos con una sección transversal de clase 4 debería verificarse mediante las ecuaciones incluidas en el apartado 4.2.3.2 para elementos sometidos a compresión, en el apartado 4.2.3.4 para vigas a flexión, y en el apartado 4.2.3.5 para elementos sometidos a flexión y a compresión, en los cuales la superficie se sustituye por la superficie eficaz y el modulo resistente se sustituye por el modulo resistente eficaz.

(2) La superficie eficaz de la sección transversal y modulo resistente eficaz deberían determinarse de acuerdo con el Anejo 25, es decir, en base a las propiedades materiales a 20 °C.

COMENTARIOS:

Los perfiles de pared delgada conformados en frío quedan fuera del ámbito de este Código Estructural y será necesario referirse a normativa técnica específica. En el ámbito de los Eurocódigos, la norma UNE-EN 1993-1-3 establece los requisitos para el proyecto con perfiles y chapas conformadas en frío.

(3) Para el dimensionamiento en la situación de incendio, el valor de cálculo del límite elástico del acero debería tomarse como el límite elástico convencional al 0,2% de deformación. Este valor de cálculo del límite elástico puede utilizarse para determinar las resistencias a tracción y a compresión, el momento resistente o la resistencia a esfuerzo cortante.

(4) Los coeficientes de reducción para el valor de cálculo del límite elástico de los aceros al carbono respecto al límite elástico a 20 °C pueden tomarse de la Tabla A23.E.1:

- valor de cálculo del límite elástico, respecto al límite elástico a 20 ºC: $k_{0,2p,\theta} = f_{0,2p,\theta}/f_y$
- pendiente de la región elástica lineal, respecto a la pendiente a 20 ºC: $k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$

NOTA Estos coeficientes de reducción se representan en la Figura A23.E.1.

(5) Los coeficientes de reducción para el valor de cálculo del límite elástico convencional de los aceros inoxidables respecto al límite elástico convencional a 20 °C pueden tomarse del apéndice C.

Tabla A23.E.1 – Coeficientes de reducción del acero al carbono para el dimensionamiento de secciones de clase 4 a temperaturas elevadas

Temperatura del acero θ_a	**Coeficiente de reducción (respecto a f_y) para el valor de cálculo del límite elástico de las secciones de acero laminado en caliente y soldadas de clase 4** $k_{0,2p,\theta} = f_{0,2p,\theta} / f_y$	**Coeficiente de reducción (respecto a f_{yb}) para el valor de cálculo del límite elástico de las secciones de acero conformado en frío de clase 4** $k_{0,2p,\theta} = f_{0,2p,\theta} / f_{yb}$
20 °C	1,00	
100 °C	1,00	
200 °C	0,89	
300 °C	0,78	
400 °C	0,65	
500 °C	0,53	
600 °C	0,30	
700 °C	0,13	
800 °C	0,07	
900 °C	0,05	
1 000 °C	0,03	
1 100 °C	0,02	
1 200 °C	0,00	
NOTA 1 Para valores intermedios de la temperatura del acero puede utilizarse una interpolación lineal. NOTA 2 La definición de f_{yb} debería tomarse de la Norma EN 1993-1-3.		

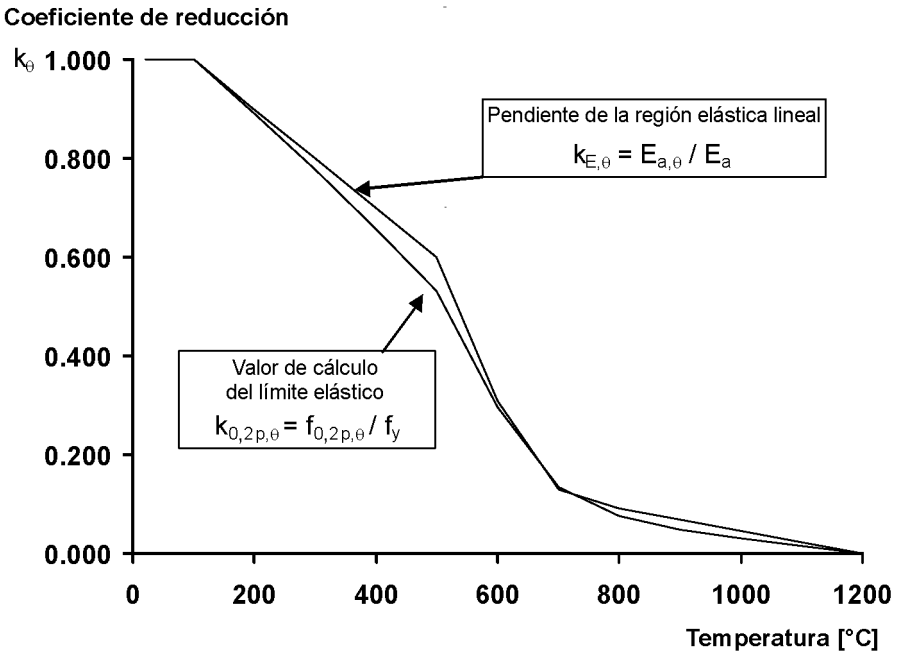


Figura A23.E.2 – Coeficientes de reducción para la relación tensión-deformación de las secciones de acero conformado en frío y laminado en caliente de clase 4 a temperaturas elevadas

Anejo 24

Proyecto de estructuras de acero. Reglas generales.

Reglas adicionales para los aceros inoxidables

Contenido

1 GENERALIDADES 4

1.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN 4
1.2 NORMATIVA DE REFERENCIA 4
1.3 CONSIDERACIONES 4
1.4 DISTINCIÓN ENTRE PRINCIPIOS Y REGLAS DE APLICACIÓN 4
1.5 TÉRMINOS Y DEFINICIONES 4
1.6 SÍMBOLOS 4

2 MATERIALES 6

2.1 ACEROS INOXIDABLES ESTRUCTURALES 6
2.1.1 Generalidades 6
2.1.2 Propiedades del material para acero inoxidable 6
2.1.3 Valores de cálculo de los coeficientes del material 7
2.1.4 Tenacidad de fractura 8
2.1.5 Propiedades en la dirección del espesor 8
2.1.6 Tolerancias 8
2.2 TORNILLOS 9
2.2.1 Generalidades 9
2.2.2 Tornillos pretensados 9
2.2.3 Otros tipos de elementos de fijación mecánicos 9
2.3 CONSUMIBLES DE SOLDADURA 9

3 DURABILIDAD 11

4 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO 12

4.1 GENERALIDADES 12
4.2 CÁLCULO DE FLECHAS 12

5 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS 14

5.1 GENERALIDADES 14
5.2 CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES 14
5.2.1 Máximas relaciones anchura-espesor 14
5.2.2 Clasificación de elementos comprimidos 15
5.2.3 Anchuras reducidas en secciones clase 4 19
5.2.4 Efectos del arrastre por cortante 20
5.3 RESISTENCIA DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES 20
5.3.1 Resistencia a tracción en secciones con agujeros para tornillos 20
5.4 RESISTENCIA A PANDEO DE ELEMENTOS 20
5.4.1 Generalidades 20
5.4.2 Elementos uniformes en compresión 21
5.4.2.1 Curvas de pandeo 21
5.4.3 Elementos uniformes sometidos a flexión 22
5.4.3.1 Curvas de pandeo lateral 22
5.5 ELEMENTOS UNIFORMES SOMETIDOS A COMPRESIÓN Y FLEXIÓN 22
5.6 RESISTENCIA A CORTANTE 24
5.7 RIGIDIZADORES TRANSVERSALES DE ALMA 25

6 DIMENSIONAMIENTO DE UNIONES 26

6.1 GENERALIDADES 26
6.2 UNIONES ATORNILLADAS 26
6.3 DIMENSIONAMIENTO DE SOLDADURAS 26

7 CÁLCULO ASISTIDO POR ENSAYOS 27

8 FATIGA 28

9 RESISTENCIA FRENTE AL FUEGO 29

APÉNDICE A. RECOMENDACIONES SOBRE DURABILIDAD 30

A.1 INTRODUCCIÓN 30
A.2 TIPOS DE CORROSIÓN 31
A.2.1 Corrosión por picaduras 31
A.2.2 Corrosión en hendiduras 31
A.2.3 Corrosión bimetálica 32
A.2.4 Fisuración por corrosión bajo tensión 33
A.2.5 Corrosión generalizada 33
A.2.6 Ataque intergranular y degradación por soldadura 33
A.3 NIVELES DE RIESGO 34
A.4 SELECCIÓN DE MATERIALES 34
A.4.1 Generalidades 34
A.4.2 Tornillos 37
A.5 DISEÑO PARA EL CONTROL DE LA CORROSIÓN 38
A.6 UNIONES 40
A.6.1 Generalidades 40
A.6.2 Uniones atornilladas 41
A.6.3 Uniones soldadas 41

APÉNDICE B. RECOMENDACIONES PARA EL ACERO INOXIDABLE EN LA CONDICIÓN DE ENDURECIDO MECÁNICO POR TRABAJADO 43

B.1 GENERALIDADES 43
B.2 ENDURECIMIENTO POR TRABAJADO POR LAMINADO EN FRÍO 43
B.3 ENDURECIMIENTO POR TRABAJADO POR FABRICACIÓN 43

APÉNDICE C. RECOMENDACIONES PARA LA MODELIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DEL MATERIAL 45

C.1 GENERALIDADES 45
C.2 PROPIEDADES DEL MATERIAL 45

1 Generalidades

1.1 Objeto y campo de aplicación

(1) Este Anejo proporciona disposiciones adicionales para el proyecto de edificios y obras de ingeniería civil, que amplían y modifican la aplicación de los Anejos 22, 25 y 26 para los aceros inoxidables austeníticos, austenítico-ferríticos y ferríticos.

NOTA 1 El Apéndice A proporciona información relativa a la durabilidad de los aceros inoxidables.

NOTA 2 La norma UNE-EN 10088 proporciona pautas para tratamientos adicionales, incluyendo los tratamientos térmicos.

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 adicionales para estos elementos.

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 Consideraciones

(1) Además de las consideraciones generales del Anejo 18 del Código Estructural, son aplicables las recogidas en el Capítulo 21 de este Código.

1.4 Distinción entre principios y reglas de aplicación

(1) Son aplicables las reglas del apartado 1.4 del Anejo 18.

1.5 Términos y definiciones

(1) Son aplicables los términos y definiciones indicados en el apartado 1.5 del Anejo 18 del Código Estructural.

(2) A menos que se indique lo contrario, es aplicable el vocabulario de los términos sobre tratamientos para productos férreos dados en la Norma EN 10052.

1.6 Símbolos

Además de los símbolos dados en los Anejos 18, 22, 25 y 26, se utilizan los siguientes:

$f_{u,red}$ valor reducido de la resistencia última del acero para cálculo de la resistencia al aplastamiento;

$E_{s,ser}$ módulo secante de elasticidad utilizado para los cálculos en estados límite de servicio;

$E_{s,1}$ módulo secante correspondiente a la tensión en el ala traccionada;

$E_{s,2}$ módulo secante correspondiente a la tensión en el ala comprimida;

$\sigma_{1,Ed,ser}$ tensión de cálculo en servicio;

n coeficiente.

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 adicionales para estos elementos.

2 MATERIALES

2.1 Aceros inoxidables estructurales

2.1.1 Generalidades

(1) Las especificaciones dadas en esta norma deberían aplicarse solamente al proyecto de estructuras con aceros inoxidables austeníticos, austenítico-ferríticos y ferríticos.

(2) Los valores nominales de las propiedades del material dadas en el apartado 2.1.2 deberían utilizarse como valores característicos en los cálculos del proyecto.

(3) Para más información relativa a las propiedades del material debería hacerse referencia a la serie de normas UNE-EN 10088.

(4) Las especificaciones de cálculo dadas en el apartado1.4 son aplicables a materiales con un límite elástico nominal f_y menor o igual a 480 N/mm^2.

NOTA Las reglas para la utilización de material endurecido con $f_y > 480$ N/mm^2 se presentan en el Apéndice B.

(5) La resistencia más alta de otros materiales (véanse 2.1.2 y el Apéndice B) puede tenerse en cuenta en el cálculo, siempre que ello se justifique mediante ensayos adecuados de acuerdo con el apartado 7.

2.1.2 Propiedades del material para acero inoxidable

(1) Deberían utilizarse los siguientes valores para los cálculos de proyecto, independientemente de la dirección del laminado:

- **límite elástico f_y:** la tensión nominal (tensión correspondiente a una deformación remanente de 0,2%) especificada en la Tabla A24.2.1;
- **resistencia última a tracción f_u:** la resistencia última a tracción nominal especificada en la Tabla A24.2.1.

(2) Los requisitos de ductilidad del apartado 3.2.2 del Anejo 22 del Código Estructural aplican también a aceros inoxidables. Debería considerarse que los aceros que se ajusten a uno de los grados listados en la Tabla A24.2.1 cumplen estos requisitos.

(3) Para secciones estructurales huecas, deberían utilizarse los valores de resistencia dados en la Tabla A24.2.1 para la forma de producto pertinente del material base (fleje laminado en frío, fleje laminado en caliente o chapa laminada en caliente).

(4) Pueden utilizarse valores superiores de la resistencia en el cálculo, derivados del efecto del trabajado en frío del material base, siempre que se verifiquen mediante ensayos de probetas extraídas de la sección estructural hueca de acuerdo con el apartado 7.

(5) Para el material trabajado en frío, los ensayos de material indicados en el certificado de material, de acuerdo con la norma UNE-EN 1090, deberían plantearse en una dirección tal que los valores de resistencia utilizados en el cálculo sean independientes de la dirección de laminado o de estirado.

Tabla A24.2.1 – Valores nominales del límite elástico f_y y de la resistencia última a tracción f_u para aceros inoxidables estructurales según la serie de normas UNE-EN 10088 [1)]

Tipo de acero inoxidable	Grado	Forma de producto							
		Fleje laminado en frío		Fleje laminado en caliente		Chapa laminada en caliente		Barras, alambres y perfiles	
		Espesor nominal t							
		$t \leq 6$ mm		$t \leq 12$ mm		$t \leq 75$ mm		$t \leq 250$ mm	
		f_y	f_u	f_y	f_u	f_y	f_u	f_y	f_u
		N/mm²	N/mm²	N/mm²	N/mm²	N/mm²	N/mm²	N/mm²	N/mm²
Aceros ferríticos	1.4003	280	450	280	450	250 [3)]	450 [3)]	260 [4)]	450 [4)]
	1.4016	260	450	240	450	240 [3)]	430 [3)]	240 [4)]	400 [4)]
	1.4512	210	380	210	380	–	–	–	–
Aceros austeníticos	1.4306	220	520	200	520	200	500	180	460
	1.4307							175	450
	1.4541							190	500
	1.4301	230	540	210	520	210	520		
	1.4401	240	530	220	530	220	520	200	500
	1.4404								
	1.4539							230	530
	1.4571		540		540			200	500
	1.4432	240	550	220	550	220	520		
	1.4435								
	1.4311	290	550	270	550	270	550	270	550
	1.4406	300	580	280	580	280	580	280	580
	1.4439	290		270		270			
	1.4529	300	650	300	650	300	650		
	1.4547	320	650	300	650	300	650	300	650
	1.4318	350	650	330	650	330	630	–	–
Aceros austenítico-ferríticos	1.4362	420	600	400	600	400	630	400 [2)]	600 [2)]
	1.4462	480	660	460	660	460	640	450	650

1) Los valores nominales de f_y y f_u dados en esta tabla pueden utilizarse en el cálculo sin tener en cuenta la anisotropía ni los efectos del endurecimiento por deformación.
2) $t \leq 160$ mm
3) $t \leq 25$ mm
4) $t \leq 100$ mm

2.1.3 Valores de cálculo de los coeficientes del material

(1) Se pueden adoptar los siguientes valores de los coeficientes del material para el análisis global y para determinar la resistencia de los elementos y de las secciones transversales:

- Módulo de elasticidad, E:

  E = 200 000 N/mm² para los grados austeníticos y austenítico-ferríticos de la Tabla A24.2.1, excluyendo los tipos 1.4539, 1.4529 y 1.4547

  E = 195 000 N/mm² para los grados austeníticos 1.4539, 1.4529 y 1.4547

  E = 220 000 N/mm² para los grados ferríticos de la Tabla A24.2.1

- Módulo de elasticidad transversal, G, donde $G = \frac{E}{2(1+v)}$

- Coeficiente de Poisson en régimen elástico, v = 0,3

Como alternativa, para describir el comportamiento del material en la condición de recocido pueden utilizarse las curvas tensión-deformación de acuerdo con el Apéndice C.

(2) Para el cálculo de flechas en elementos aislados, puede utilizarse el modulo secante correspondiente a la tensión en el elemento en estado límite de servicio, véase el punto (5) del apartado 4.2.

2.1.4 Tenacidad de fractura

(1) Puede suponerse que los aceros inoxidables austeníticos y austenítico-ferríticos contemplados en esta norma son suficientemente tenaces y no susceptibles a la rotura frágil para temperaturas en servicio desde − 40 ºC.

NOTA 1 Los aceros inoxidables austeníticos también pueden utilizarse para temperaturas menores de − 40 ºC, pero deberían determinarse los requisitos correspondientes a cada caso particular.

NOTA 2 Véase el punto (3) del apartado A.5 referente a la fragilización debida al contacto con cinc en caso de incendio.

(2) Las directrices para los aceros inoxidables ferríticos se recogen en las reglas dadas en el Anejo 28. Los valores de la temperatura de ensayo y de la resiliencia KV (resiliencia Charpy en V) requeridos pueden determinarse a partir de la tabla A28.2.1 del Anejo 28.

NOTA 1 Los aceros ferríticos no se clasifican en subgrados.

2.1.5 Propiedades en la dirección del espesor

(1) Las directrices sobre la elección de las propiedades en la dirección del espesor se especifican en el Anejo 28.

2.1.6 Tolerancias

(1) Las tolerancias dimensionales y de masa de las secciones de acero laminado, los perfiles estructurales huecos y las chapas, deberían ser conformes a la norma de producto correspondiente, a menos que se especifiquen unas tolerancias más severas.

NOTA Para obtener información acerca de las tolerancias de los espesores en aceros inoxidables laminados en frío, debería hacerse referencia a la norma UNE-EN ISO 9445-1. Para chapas véase la norma UNE-EN 10029.

(2) Para componentes soldados deberían aplicarse las tolerancias que establece el Anejo 16.

(3) Para el análisis y el cálculo estructural deberían utilizarse los valores nominales de las dimensiones.

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 adicionales para estos elementos.

2.2 Tornillos

2.2.1 Generalidades

(1) Los tornillos y tuercas de acero inoxidable deberían ser conformes a las partes 1, 2 y 3 de la serie de normas UNE-EN ISO 3506. Las arandelas deberían ser de acero inoxidable y deberían ser conformes a las normas UNE-EN ISO 7089 o UNE-EN ISO 7090, según corresponda. La resistencia a la corrosión de los tornillos debería ser equivalente o superior a la resistencia a la corrosión del material base.

(2) El valor nominal del límite elástico f_{yb} y el valor nominal de la resistencia última a tracción f_{ub} para tornillos de acero inoxidable debería obtenerse de la Tabla A24.2.2.

Tabla A24.2.2 – Valores nominales de f_{yb} y f_{ub} para tornillos de acero inoxidable

Grupos de material	**Clase según la serie de Normas UNE EN ISO 3506**	**Rango de tamaños**	**Límite elástico f_{yb} N/mm^2**	**Resistencia última a tracción f_{ub} N/mm^2**
Austeníticos y austenítico-ferríticos	50	≤ M 39	210	500
	70	≤ M 24	450	700
	80	≤ M 24	600	800

(3) En espera de la publicación de una norma europea apropiada, las propiedades especificadas deberían comprobarse mediante un sistema de control de calidad reconocido, con ensayos para cada grupo de tornillos.

2.2.2 Tornillos pretensados

NOTA No deberían emplearse tornillos de alta resistencia de acero inoxidable como tornillos pretensados, calculados para una resistencia específica al deslizamiento, a menos que su aceptación para una aplicación concreta pueda demostrarse con resultados experimentales.

2.2.3 Otros tipos de elementos de fijación mecánicos

(1) Otros tipos de elementos de fijación mecánicos quedan fuera del ámbito de este Código.

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 adicionales para estos elementos.

2.3 Consumibles de soldadura

(1) Los requisitos generales para los consumibles de soldadura se especifican en el Anejo 26.

(2) Además de los requisitos establecidos en el Anejo 26, los electrodos de soldadura deberían ser capaces de producir una soldadura con una resistencia a la corrosión adecuada para el ambiente de servicio, siempre que se utilice el procedimiento de soldadura correcto.

(3) Puede suponerse que los electrodos de soldadura son adecuados si la resistencia a la corrosión del material depositado y del metal soldado no es menor que la del material a soldar.

NOTA Es recomendable solicitar el consejo de profesionales para la elección del procedimiento de soldadura para uniones de acero inoxidable.

3 DURABILIDAD

(1) Se deberían aplicar también los requisitos de durabilidad dados en el apartado 4 del Anejo 22 del Código Estructural a los aceros inoxidables.

(2) Debería seleccionarse el grado adecuado de acero inoxidable, según la resistencia a la corrosión exigida para el ambiente en el que se va a utilizar el elemento estructural.

NOTA En el Apéndice A se dan directrices para la selección de materiales en función de su resistencia a la corrosión.

(3) En aplicaciones con acabado superficial, deberían tenerse en cuenta también los posibles pequeños cambios en la apariencia de la superficie que podrían tener lugar como resultado de depósitos de suciedad (que en circunstancias adversas pueden crear hendiduras y producir una superficie con micro-picaduras). Debería utilizarse un grado de acero inoxidable con una resistencia a la corrosión adecuada para asegurar que en la superficie solamente tengan lugar ataques superficiales durante la vida útil del componente.

NOTA Las características del aspecto superficial de chapas laminadas en caliente se describen en la norma UNE-EN 10163.

(4) Si fuera necesario, debería especificarse un régimen de limpieza adecuado para mantener la apariencia de la superficie.

(5) Aunque, bajo condiciones atmosféricas benignas de exposición, la mayoría de los aceros inoxidables pueden cumplir los requisitos dados en el punto (3), si el acero inoxidable va a estar expuesto a ambientes que contengan sustancias químicas, incluyendo atmósferas asociadas a ciertos procesos industriales, en edificios de piscinas, agua salada y espuma salada para el deshielo de carreteras o similar, debería solicitarse información adicional a un experto.

NOTA El Apéndice A da información adicional sobre proyecto, para el control de la corrosión.

4 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

4.1 Generalidades

(1) Para aceros inoxidables deberían aplicarse los requisitos en para los estados límite de servicio dados en el apartado 7 del Anejo 22.

(2) Las flechas en los elementos deberían calcularse de acuerdo con el apartado 4.2.

4.2 Cálculo de flechas

(1) En el cálculo de flechas deberían tenerse en cuenta los efectos del comportamiento tensión-deformación no lineal de los aceros inoxidables y la eficacia de la sección transversal.

NOTA En el Apéndice C se dan directrices para la descripción del comportamiento no lineal de material recocido.

(2) Los requisitos básicos para los estados límite de servicio se dan en el apartado 3.4 del Anejo 18 del Código Estructural.

NOTA El Anejo 18 del Código Estructural da las combinaciones de acciones adecuadas a emplear en las siguientes situaciones:

- para el cálculo de flechas bajo acciones permanentes y/o variables;
- cuando deban considerarse deformaciones diferidas (a largo plazo) debidas a retracción, relajación o fluencia;
- si se está considerando la apariencia de la estructura, el confort del usuario o el funcionamiento de máquinas.

(3) La sección transversal reducida puede obtenerse, de manera conservadora, en base a las anchuras reducidas de los elementos comprimidos de las secciones transversales de clase 4, determinadas según el apartado 5.2.3. Como alternativa, puede emplearse el método más preciso del punto (4) del apartado 4.4 del Anejo 25 del Código Estructural.

(4) En el caso de elementos en los que deba considerarse el arrastre por cortante, la sección transversal eficaz puede basarse en las anchuras eficaces determinadas según el apartado 3.2 del Anejo 25 del Código Estructural.

(5) Las flechas deberían determinarse utilizando el módulo secante de elasticidad $E_{s,ser}$ calculado teniendo en cuenta las tensiones en el elemento bajo la combinación de acciones para el pertinente estado límite de servicio y la orientación de la dirección de laminado. Si no se conoce, o no puede asegurarse, la orientación de la dirección de laminado, entonces debería utilizarse el valor de la dirección longitudinal. Como alternativa, pueden emplearse los métodos de elementos finitos dados en el Apéndice C del Anejo 25 del Código Estructural, con la descripción del comportamiento no lineal del material dado en el Apéndice C de este documento.

(6) El valor del módulo secante de elasticidad $E_{s,ser}$ puede obtenerse de:

$$E_{\mathrm{s,ser}} = \frac{\left(E_{s,1} + E_{s,2}\right)}{2} \tag{4.1}$$

donde

$E_{\mathrm{s},1}$ es el módulo secante correspondiente a la tensión σ_1 en el ala traccionada;

$E_{\mathrm{s},2}$ es el módulo secante correspondiente a la tensión σ_2 en el ala comprimida.

(7) Los valores de los módulos secantes $E_{\mathrm{s},1}$ y $E_{\mathrm{s},2}$ para la tensión apropiada de servicio $\sigma_{i,\mathrm{Ed,ser}}$ y la dirección de laminado pueden estimarse a partir de la siguiente expresión:

$$E_{\mathrm{s,i}} = \frac{E}{1 + 0,002 \frac{E}{\sigma_{\mathrm{i,Ed,ser}}} \left(\frac{\sigma_{\mathrm{i,Ed,ser}}}{\mathrm{f_y}} \right)} \tag{4.2}$$

con

i = 1 o 2

(8) El valor del coeficiente n puede obtenerse de la Tabla A24.4.1.

NOTA El Apéndice C proporciona un método para evaluar n para otros grados diferentes a los recogidos en la Tabla A24.4.1.

(9) Como simplificación, puede despreciarse la variación de $E_{\mathrm{s,ser}}$ a lo largo de la longitud del elemento y puede utilizarse el mínimo valor de $E_{\mathrm{s,ser}}$ (correspondiente a los máximos valores de las tensiones $\sigma_{1,\mathrm{Ed,ser}}$ y $\sigma_{2,\mathrm{Ed,ser}}$ en el elemento) a lo largo de toda su longitud.

Tabla A24.4.1 – Valores de n

Grado de acero	**Coeficiente *n***	
	Dirección longitudinal	**Dirección transversal**
1.4003	7	11
1.4016	6	14
1.4512	9	16
1.4301 1.4306 1.4307 1.4318 1.4541	6	8
1.4401 1.4404 1.4432 1.4435 1.4539 1.4571	7	9
1.4462 1.4362	5	5

5 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

5.1 Generalidades

(1) Para aceros inoxidables deberían aplicarse las especificaciones recogidas en los apartados 5 y 6 del Anejo 22 del Código Estructural, excepto cuando queden modificadas o sustituidas por las especificaciones particulares recogidas en esta norma.

(2) En este apartado, los coeficientes parciales γ_M definidos en el apartado 2.4.3 del Anejo 22 del Código Estructural se aplican a los diferentes valores característicos de resistencia, tal como se indica a continuación, véase la Tabla A24.5.1.

Tabla A24.5.1 – Coeficientes parciales

Resistencia de secciones transversales a plastificación excesiva, incluyendo abolladura	γ_{M0}= 1,10
Resistencia de elementos estructurales a inestabilidad, evaluada mediante comprobaciones de elemento	γ_{M1}= 1,10
Resistencia a rotura de secciones transversales en tracción	γ_{M2}= 1,25
Resistencia de tornillos, roblones, soldaduras, articulaciones y chapas a aplastamiento	γ_{M2}= 1,25

(3) No se dan reglas para análisis global plástico.

NOTA No debería utilizarse análisis global plástico a menos que exista evidencia experimental suficiente para asegurar que las hipótesis hechas en los cálculos son representativas del comportamiento real de la estructura. En particular debería comprobarse que las uniones son capaces de resistir el incremento de esfuerzos debido al endurecimiento por deformación.

(4) Las uniones sometidas a fatiga deben satisfacer también los principios establecidos en la el Anejo 27.

(5) Cuando los elementos se vean sometidos a una deformación significativa, puede tenerse en cuenta el aumento de resistencia obtenido a través de las propiedades de endurecimiento por trabajado de los aceros inoxidables austeníticos. Cuando este endurecimiento por trabajado incremente las acciones resistidas por los elementos, las uniones deberían proyectarse de forma coherente con el aumento de la resistencia del elemento, especialmente cuando se requiera un cálculo por capacidad.

5.2 Clasificación de las secciones transversales

5.2.1 Máximas relaciones anchura-espesor

(1) Las especificaciones para proyecto mediante cálculos dadas en este anejo se pueden aplicar a secciones transversales dentro de los límites dimensionales dados en la Norma EN 1993-1-3, excepto que las relaciones anchura total-espesor b/t y h/t, definidas en la Norma EN 1993-1-3, no deberían superar el valor de 400, véase la Figura A24.5.1.

(2) Si la distorsión visual de los elementos planos de la sección transversal es inaceptable bajo cargas de servicio, puede aplicarse un valor límite de $b/t \leq 75$.

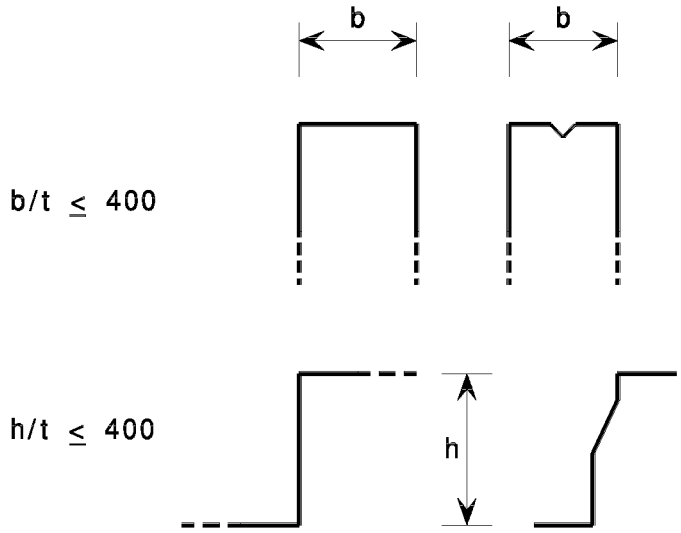


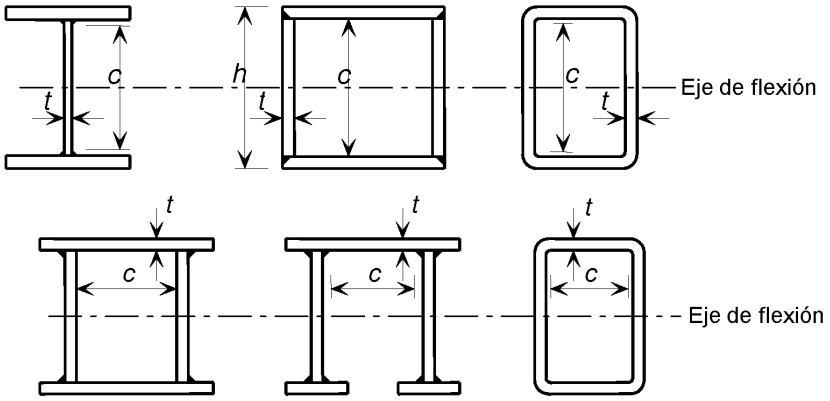
Figura A24.5.1 – Máximas relaciones anchura-espesor

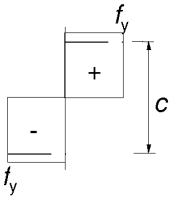
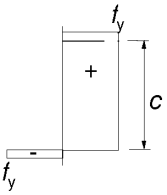
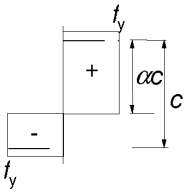
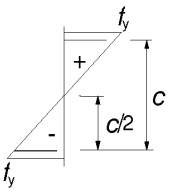
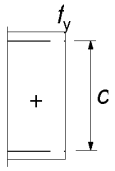
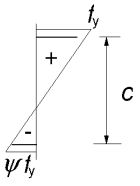
5.2.2 Clasificación de elementos comprimidos

(1) Los elementos comprimidos de las secciones transversales deberían clasificarse como clase 1, 2 o 3 en función de los límites establecidos en la Tabla A24.5.2. Aquellos elementos comprimidos que no cumplan los criterios establecidos para la clase 3 deberían clasificarse como elementos de clase 4.

Tabla A24.5.2 (hoja 1 de 3) – Relaciones máximas anchura-espesor para partes comprimidas

Partes internas comprimidas



Clase	Parte sometida a flexión	Parte sometida a compresión	Parte sometida a flexo-compresión
Ley de tensiones en las chapas (compresión positiva)			
1	$c/t \le 56{,}0\varepsilon$	$c/t \le 25{,}7\varepsilon$	cuando $\alpha > 0{,}5 : c/t \le \dfrac{308\varepsilon}{13\alpha - 1}$ cuando $\alpha \le 0{,}5 : c/t \le \dfrac{28\varepsilon}{\alpha}$
2	$c/t \le 58{,}2\varepsilon$	$c/t \le 26{,}7\varepsilon$	cuando $\alpha > 0{,}5 : c/t \le \dfrac{320\varepsilon}{13\alpha - 1}$ cuando $\alpha \le 0{,}5 : c/t \le \dfrac{29{,}1\varepsilon}{\alpha}$
Ley de tensiones en las chapas (compresión positiva)			
3	$c/t \le 74{,}8\varepsilon$	$c/t \le 30{,}7\varepsilon$	$c/t \le 15{,}3\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ Para k_σ véase Anejo 25

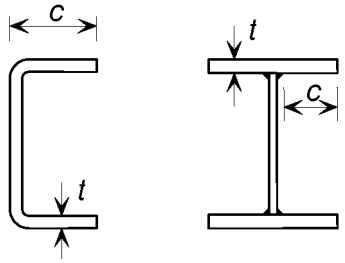
$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y}\frac{E}{210\,000}\right]^{0,5}$$

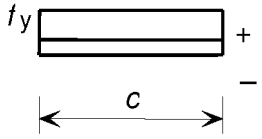
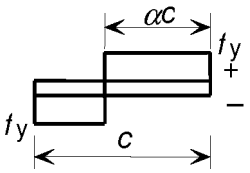
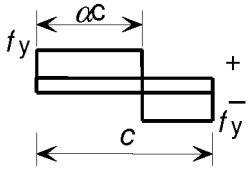
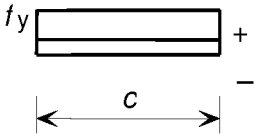
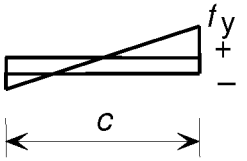
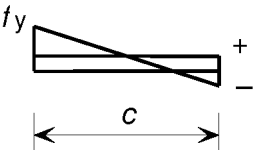
Grado	1.4301	1.4401	1.4462
f_y (N/mm^2)	210	220	460
ε	1,03	1,01	0,698

NOTA Para secciones huecas c puede tomarse, de modo conservador, igual a $(h - 2t)$ o $(b - 2t)$.

Tabla A24.5.2 (hoja 2 de 3) – Relaciones máximas anchura-espesor para partes comprimidas

Alas voladas

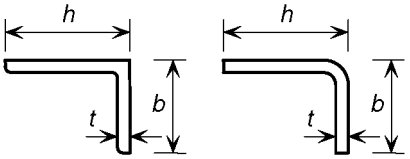
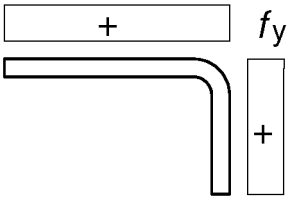
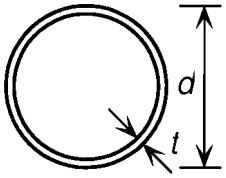


Clase	Tipo de sección	Parte sometida a compresión	Parte sometida a flexo-compresión	
			Extremo comprimido	Extremo traccionado
Ley de tensiones en las chapas (compresión positiva)				
1	Conformada en frío	$c/t \le 10\varepsilon$	$c/t \le \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \le \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
	Soldada	$c/t \le 9\varepsilon$	$c/t \le \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \le \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	Conformada en frío	$c/t \le 10{,}4\varepsilon$	$c/t \le \frac{10{,}4\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \le \frac{10{,}4\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
	Soldada	$c/t \le 9{,}4\varepsilon$	$c/t \le \frac{9{,}4\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \le \frac{9{,}4\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Ley de tensiones en las chapas (compresión positiva)				
3	Conformada en frío	$c/t \le 11{,}9\varepsilon$	$c/t \le 18{,}1\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ Para k_σ véase Anejo 25	
	Soldada	$c/t \le 11\varepsilon$	$c/t \le 16{,}7\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ Para k_σ véase Anejo 25	

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y}\frac{E}{210\,000}\right]^{0,5}$$

Grado	1.4301	1.4401	1.4462
f_y (N/mm^2)	210	220	460
ε	1,03	1,01	0,698

Tabla A24.5.2 (hoja 3 de 3) – Relaciones máximas anchura-espesor para partes comprimidas

<table>
<tr><td colspan="3">Angulares</td></tr>
<tr><td>Consultar también “Alas voladas” (hoja 2 de 3)</td><td> 
</td><td>No aplica a angulares en contacto continuo con otros componentes</td></tr>
<tr><td>Clase</td><td colspan="2">Sección comprimida</td></tr>
<tr><td>Ley de tensiones en la sección (compresión positiva)</td><td colspan="2"> 
</td></tr>
<tr><td>3</td><td colspan="2">$h/t \le 11,9\varepsilon : \dfrac{b+h}{2t} \le 9,1\varepsilon$</td></tr>
<tr><td colspan="3">Secciones circulares huecas (tubulares)
 
</td></tr>
<tr><td>Clase</td><td>Sección traccionada
Hasta 240 CHS</td><td>Sección comprimida</td></tr>
<tr><td>1</td><td>$d/t \le 50\varepsilon^2$</td><td>$d/t \le 50\varepsilon^2$</td></tr>
<tr><td>2</td><td>$d/t \le 70\varepsilon^2$</td><td>$d/t \le 70\varepsilon^2$</td></tr>
<tr><td>3</td><td>$d/t \le 280\varepsilon^2$
NOTA Para d > 240 mm y $d/t > 280\varepsilon^2$</td><td>$d/t \le 90\varepsilon^2$
NOTA Para $d/t > 90\varepsilon^2$ véase la</td></tr>
<tr><td rowspan="3">$\varepsilon = \left[\dfrac{235}{f_y}\dfrac{E}{210\,000}\right]^{0,5}$</td><td>Grado</td><td>1.4301</td><td>1.4401</td><td>1.4462</td></tr>
<tr><td>f_y (N/mm^2)</td><td>210</td><td>220</td><td>460</td></tr>
<tr><td>ε</td><td>1,03</td><td>1,01</td><td>0,698</td></tr>
</table>

5.2.3 Anchuras reducidas en secciones clase 4

En las secciones clase 4 pueden utilizarse las anchuras reducidas para considerar adecuadamente las reducciones en la resistencia debidas a los efectos de la abolladura local, utilizando las expresiones (1) a (5) del apartado 4.4 del Anejo 25 del Código Estructural, excepto que para el factor de reducción ρ deberían usarse los siguientes valores:

Elementos internos conformados en frío o soldados:

$$\rho = \frac{0,772}{\bar{\lambda}_p} - \frac{0,125}{\bar{\lambda}_p^2} \text{ siendo} \leq 1 \qquad (5.1)$$

Elementos externos volados conformados en frío:

$$\rho = \frac{1}{\bar{\lambda}_p} - \frac{0,231}{\bar{\lambda}_p^2} \text{ siendo} \leq 1 \qquad (5.2)$$

Elementos externos volados soldados:

$$\rho = \frac{1}{\bar{\lambda}_p} - \frac{0,242}{\bar{\lambda}_p^2} \text{ siendo} \leq 1 \qquad (5.3)$$

donde $\bar{\lambda}_p$ es la esbeltez reducida del elemento, definida como:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{28,4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}}$$

en donde

t es el espesor pertinente;

k_σ es el coeficiente de abolladura correspondiente a la relación de tensiones ψ y a las condiciones de contorno de las tablas A25.4.1 o A25.4.2 en el Anejo 25 del Código Estructural, según corresponda;

$\bar{b}$ es la anchura pertinente, tomada como se define a continuación:

$\bar{b}$ = d para almas (excepto para secciones rectangulares huecas),

$\bar{b}$ = anchura del elemento plano para almas de secciones rectangulares huecas, que puede tomarse, de modo conservador, igual a $h - 2t$,

$\bar{b}$ = b para elementos internos de alas (excepto para secciones rectangulares huecas),

$\bar{b}$ = anchura del elemento plano para alas de secciones rectangulares huecas, que puede tomarse, de modo conservador, igual a $b - 2t$,

$\bar{b}$ = c para alas voladas,

$\bar{b}$ = h para angulares de lados iguales y de lados desiguales;

ε es el coeficiente del material definido en la Tabla A24.5.2.

5.2.4 Efectos del arrastre por cortante

(1) Los efectos del arrastre por cortante deberían tenerse en cuenta según lo especificado en el apartado 3.3 del Anejo 25 del Código Estructural.

5.3 Resistencia de las secciones transversales

5.3.1 Resistencia a tracción en secciones con agujeros para tornillos

(1) La resistencia a tracción de una sección transversal debería tomarse como el menor valor de la resistencia plástica de la sección transversal bruta $N_{pl,Rd}$ y la resistencia última de la sección transversal neta $N_{u,Rd}$.

(2) La resistencia plástica de la sección transversal bruta debería determinarse utilizando:

$$N_{pl,Rd} = A\, f_y \,/\, \gamma_{M0} \tag{5.4}$$

(3) La resistencia última de la sección transversal neta debería determinarse utilizando:

$$N_{u,Rd} = k_r\, A_{net}\, f_u \,/\, \gamma_{M2} \tag{5.5}$$

con

$k_r = (1 + 3\, r\, (d_o \,/\, u - 0{,}3))$ siendo $k_r \leq 1$

r = [número de tornillos de la sección transversal] / [número total de tornillos en la unión]

$u = 2\, e_2$ siendo $u \leq p_2$

donde

A_{net} es el área de la sección transversal neta;

d_o es el diámetro nominal del agujero del tornillo;

e_2 es la distancia del centro del agujero del tornillo al borde adyacente, en la dirección perpendicular a la dirección de la carga transmitida;

p_2 es la distancia entre centros de agujeros de tornillos, medida en la dirección perpendicular a la dirección de la carga transmitida.

5.4 Resistencia a pandeo de elementos

5.4.1 Generalidades

(1) Se deberían aplicar a los aceros inoxidables las especificaciones relativas al pandeo por flexión, el pandeo lateral, el pandeo por torsión, el pandeo por torsión y flexión y el pandeo por distorsión recogidas en el Anejo 22 del Código Estructural, excepto en el caso en que los apartados 5.4.2 o 5.4.3 las modifiquen o complementen.

NOTA El apartado 6.3.2.3 del Anejo 22 del Código Estructural no es aplicable al acero inoxidable.

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 adicionales para estos elementos.

(2) Los esfuerzos deberían contemplarse en las fórmulas del Anejo 22 del Código Estructural en valor absoluto. χ_{min} es el menor de los valores entre χ_y, χ_z, χ_T y χ_{TF}, donde χ_y y χ_z se calculan para pandeo por flexión, χ_T se calcula para pandeo por torsión y χ_{TF} se calcula para pandeo por torsión y flexión.

5.4.2 Elementos uniformes en compresión

5.4.2.1 Curvas de pandeo

(1) Para elementos sometidos a compresión el valor de χ correspondiente a la esbeltez adimensional $\bar{\lambda}$ debería determinarse a partir de la curva de pandeo que aplique de acuerdo con:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \left[\phi^2 - \bar{\lambda}^2\right]^{0,5}} \leq 1 \tag{5.6}$$

siendo $\phi = 0,5\left(1 + \alpha\left(\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0\right) + \bar{\lambda}^2\right)$ (5.7)

donde $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}}$ para secciones transversales de clases 1, 2 y 3 (5.8)

$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff}\, f_y}{N_{cr}}}$ para secciones transversales de clase 4 (5.9)

α es un coeficiente de imperfección;

N_{cr} es el esfuerzo axil crítico elástico para el modo de pandeo considerado, obtenido en base a las propiedades de la sección transversal bruta;

$\bar{\lambda}_0$ esbeltez límite.

(2) Los valores de α y $\bar{\lambda}_0$ para cada una de las curvas de pandeo consideradas deberían obtenerse de la Tabla A24.5.3. Las curvas de pandeo de la Tabla A24.5.3 no aplican para secciones huecas sometidas a un proceso de recocido después de su fabricación.

(3) Para una esbeltez $\bar{\lambda} \leq \bar{\lambda}_0$ o para $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq \bar{\lambda}_0^2$ los efectos del pandeo pueden ignorarse y sólo aplican las comprobaciones de la resistencia de la sección transversal.

Tabla A24.5.3 – Valores de α y $\bar{\lambda}_0$ para pandeo por flexión, pandeo por torsión y pandeo por torsión y flexión

Modo de pandeo	Tipo de elemento	α	$\bar{\lambda}_0$
Por flexión	Secciones abiertas conformadas en frío	0,49	0,40
	Secciones huecas (soldadas o sin soldar)	0,49	0,40
	Secciones abiertas soldadas (eje fuerte)	0,49	0,20
	Secciones abiertas soldadas (eje débil)	0,76	0,20
Por torsión y por torsión y flexión	Todos los elementos	0,34	0,20

5.4.3 Elementos uniformes sometidos a flexión

5.4.3.1 Curvas de pandeo lateral

(1) Para elementos de sección transversal constante sometidos a flexión, el valor de χ_{LT}, para la esbeltez adimensional apropiada, $\bar{\lambda}_{LT}$ debería determinarse mediante:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1 \tag{5.10}$$

donde

$$\phi_{LT} = 0,5\left(1 + \alpha_{LT}\left(\bar{\lambda}_{LT} - 0,4\right) + \bar{\lambda}_{LT}^2\right) \tag{5.11}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} \tag{5.12}$$

α_{LT} es el coeficiente de imperfección;

= 0,34 para secciones conformadas en frío y secciones huecas (soldadas o no);

= 0,76 para secciones abiertas soldadas y otro tipo de secciones de las que no se disponga de datos experimentales.

M_{cr} es el momento crítico elástico de pandeo lateral.

(2) Para esbelteces $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$ o para $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,16$ los efectos del pandeo lateral pueden ignorarse y sólo aplican las comprobaciones de la resistencia de la sección transversal.

5.5 Elementos uniformes sometidos a compresión y flexión

(1) Los elementos sometidos a compresión y flexión deberían satisfacer:

Compresión y momento flector alrededor del eje fuerte:

Para evitar el pandeo alrededor del eje fuerte:

$$\frac{N_{\mathrm{Ed}}}{\left(N_{\mathrm{b,Rd}}\right)_{\mathrm{min}}} + k_{\mathrm{y}}\left(\frac{M_{\mathrm{y,Ed}} + N_{\mathrm{Ed}}\, e_{\mathrm{Ny}}}{\beta_{\mathrm{W,y}}\, W_{\mathrm{pl,y}}\ f_{\mathrm{y}}/\gamma_{\mathrm{M1}}}\right) \leq 1 \qquad (5.13)$$

Para evitar el pandeo alrededor del eje débil (para elementos sometidos a pandeo lateral):

$$\frac{N_{\mathrm{Ed}}}{\left(N_{\mathrm{b,Rd}}\right)_{\mathrm{min}\,1}} + k_{\mathrm{LT}}\left(\frac{M_{\mathrm{y,Ed}} + N_{\mathrm{Ed}}\, e_{\mathrm{Ny}}}{M_{\mathrm{b,Rd}}}\right) \leq 1 \qquad (5.14)$$

Compresión y momento flector alrededor del eje débil:

Para evitar el pandeo alrededor del eje débil:

$$\frac{N_{\mathrm{Ed}}}{\left(N_{\mathrm{b,Rd}}\right)_{\mathrm{min}}} + k_{\mathrm{z}}\left(\frac{M_{\mathrm{z,Ed}} + N_{\mathrm{Ed}}\, e_{\mathrm{Nz}}}{\beta_{\mathrm{W,z}}\, W_{\mathrm{pl,z}}\ f_{\mathrm{y}}/\gamma_{\mathrm{M1}}}\right) \leq 1 \qquad (5.15)$$

Compresión y flexión esviada:

Todos los elementos deberían satisfacer:

$$\frac{N_{\mathrm{Ed}}}{\left(N_{\mathrm{b,Rd}}\right)_{\mathrm{min}}} + k_{\mathrm{y}}\left(\frac{M_{\mathrm{y,Ed}} + N_{\mathrm{Ed}}\, e_{\mathrm{Ny}}}{\beta_{\mathrm{W,y}}\, W_{\mathrm{pl,y}}\ f_{\mathrm{y}}/\gamma_{\mathrm{M1}}}\right) + k_{\mathrm{z}}\left(\frac{M_{\mathrm{z,Ed}} + N_{\mathrm{Ed}}\, e_{\mathrm{Nz}}}{\beta_{\mathrm{W,z}}\, W_{\mathrm{pl,z}}\ f_{\mathrm{y}}/\gamma_{\mathrm{M1}}}\right) \leq 1 \qquad (5.16)$$

Los elementos que puedan verse sometidos a pandeo lateral también deberían satisfacer:

$$\frac{N_{\mathrm{Ed}}}{\left(N_{\mathrm{b,Rd}}\right)_{\mathrm{min}1}} + k_{\mathrm{LT}}\left(\frac{M_{\mathrm{y,Ed}} + N_{\mathrm{Ed}}\, e_{\mathrm{Ny}}}{M_{\mathrm{b,Rd}}}\right) + k_{\mathrm{z}}\left(\frac{M_{\mathrm{z,Ed}} + N_{\mathrm{Ed}}\, e_{\mathrm{Nz}}}{\beta_{\mathrm{W,z}}\, W_{\mathrm{pl,z}}\ f_{\mathrm{y}}\,/\,\gamma_{\mathrm{M1}}}\right) \leq 1 \qquad (5.17)$$

En las expresiones anteriores:

e_{Ny} y e_{Nz} son los desplazamientos de los ejes neutros cuando la sección transversal está sometida a compresión uniforme

N_{Ed}, $M_{\mathrm{y,Ed}}$ y $M_{\mathrm{z,Ed}}$ son los valores de cálculo del esfuerzo axil de compresión y de los máximos momentos flectores alrededor de los ejes *y-y* y *z-z*, respectivamente, a lo largo de todo el elemento

$(N_{\mathrm{b,Rd}})_{\mathrm{min}}$ es el menor valor de $N_{\mathrm{b,Rd}}$ para los siguientes cuatro modos de pandeo: pandeo por flexión alrededor del eje y, pandeo por flexión alrededor del eje z, pandeo por torsión y pandeo por torsión y flexión

$(N_{\mathrm{b,Rd}})_{\mathrm{min}\ 1}$ es el menor valor de $N_{\mathrm{b,Rd}}$ para los siguientes tres modos de pandeo: pandeo por flexión alrededor del eje z, pandeo por torsión y pandeo por torsión y flexión

β_{W} y $\beta_{\mathrm{W,z}}$ son los valores de β_{W} calculados para los ejes y y z, respectivamente, donde

β_{W} = 1,0 para secciones transversales de clases 1 o 2

β_w = W_{el}/W_{pl} para secciones transversales de clase 3

β_w = W_{eff}/W_{pl} para secciones transversales de clase 4

$W_{pl,y}$ y $W_{pl,z}$ son los módulos plásticos para los ejes y y z, respectivamente

$M_{b,Rd}$ es la resistencia a pandeo lateral

k_y, k_z, k_{LT} son los coeficientes de interacción que adoptan los siguientes valores:

$$k_y = 1,0 + 2\left(\bar{\lambda}_y - 0,5\right)\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}} \quad \text{siendo } 1,2 \le k_y \le 1,2 + 2\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}}$$

$$k_z = 1,0 + 2\left(\bar{\lambda}_z - 0,5\right)\frac{N_{Ed}}{\left(N_{b,Rd}\right)_{min\ 1}} \quad \text{siendo } 1,2 \le k_z \le 1,2 + 2\frac{N_{Ed}}{\left(N_{b,Rd}\right)_{min\ 1}}$$

k_{LT} = 1,0

5.6 Resistencia a cortante

(1) La resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$ debería tomarse como la menor entre la resistencia a la abolladura por cortante $V_{b,Rd}$ de acuerdo con el punto (1) del apartado 5.2 del Anejo 25 del Código Estructural, modificado por los puntos (3) y (4), y la resistencia plástica a cortante $V_{pl,Rd}$ de acuerdo con el punto (2) del apartado 6.2.6 del Anejo 22 del Código Estructural.

(2) Las chapas con h_w/t mayor que $\frac{52}{\eta}\varepsilon$ para almas no rigidizadas o que $\frac{23}{\eta}\varepsilon\sqrt{k_\tau}$ para almas rigidizadas deberían comprobarse frente a la abolladura por cortante y deberían disponerse rigidizadores transversales en las secciones de apoyo.

donde

h_w es la altura de alma entre alas, véase la figura A25.5.1 del Anejo 25 del Código Estructural

ε se define en la Tabla A24.5.2

k_τ se define en el apartado 5.3 del Anejo 25 del Código Estructural

η=1,20

(3) Para almas con rigidizadores transversales únicamente en secciones de apoyo, y para almas con rigidizadores transversales intermedios o con rigidizadores longitudinales o con ambos, el factor χ_w para la contribución del alma a la resistencia a la abolladura por cortante debería obtenerse como sigue:

$$\chi_w = \eta \quad \text{para } \bar{\lambda}_w \le \frac{0,6}{\eta} \tag{5.18}$$

$$\chi_w = 0,11 + \frac{0,64}{\bar{\lambda}_w} - \frac{0,05}{\bar{\lambda}_w^{\,2}} \quad \text{para } \bar{\lambda}_w > \frac{0,6}{\eta} \tag{5.19}$$

donde $\bar{\lambda}_w$ se da en los puntos (3), (4) y (5) del apartado 5.3 del Anejo 25 del Código Estructural.

(4) Si la resistencia del ala no se emplea totalmente en resistir el momento flector de cálculo, es decir $M_{Ed} < M_{f,Rd}$, entonces en la resistencia a la abolladura por cortante puede incluirse un coeficiente χ_f que representa la contribución de las alas. El coeficiente χ_f se da en el punto (1) apartado 5.4 del Anejo 25 del Código Estructural, pero con el valor de *c* que se presenta a continuación:

$$c = \left[0{,}17 + \frac{3{,}5\, b_f\, t_f^2\, f_{yf}}{t_w\, h_w^2\, f_{yw}} \right] a \quad \text{y} \quad \frac{c'}{a} \leq 0{,}65 \tag{5.20}$$

5.7 Rigidizadores transversales de alma

(1) Las especificaciones del apartado 9.3 del Anejo 25 del Código Estructural aplican, con las indicaciones adicionales de puntos (2) y (3).

(2) La resistencia a pandeo fuera del plano $N_{b,Rd}$ del rigidizador debería determinarse a partir de lo indicado en el apartado 5.4.2, utilizando α = 0,49 y $\bar{\lambda}_0$ = 0,2. La longitud de pandeo *l* del rigidizador debería adecuarse a las condiciones de coacción, siendo no menor que 0,75 h_w, cuando ambos extremos estén fijos lateralmente. Para condiciones que supongan un menor grado de coacción en el extremo deberían tomarse valores de *l* mayores. Si el rigidizador tiene un recorte en el extremo cargado, se debería comprobar su resistencia transversal, en ese extremo cargado, considerando el área neta.

(3) Para la comprobación a pandeo, el área de la sección transversal de un rigidizador debería incluir el propio rigidizador más una anchura de alma de 11 εt_w a cada lado del rigidizador. En los extremos del elemento (o bien en zonas con aberturas en el alma), la anchura de alma a considerar debería ser la menor entre 11 εt_w o la anchura existente.

6 DIMENSIONAMIENTO DE UNIONES

6.1 Generalidades

(1) Las especificaciones dadas del Anejo 26 del Código Estructural deberían aplicarse para aceros inoxidables, excepto cuando sean modificadas o sustituidas por especificaciones dadas en los apartados 6.2 y 6.3.

NOTA En el Apéndice A se ofrece información relativa a la durabilidad. La información sobre la fabricación de uniones se da en la Norma UNE-EN 1090-2.

(2) El dimensionamiento de uniones para chapas de acero inoxidable mediante tornillos rosca-chapa debería llevarse a cabo de acuerdo con la Norma EN 1993-1-3, excepto que la resistencia al arrancamiento debería determinarse mediante ensayos.

NOTA 1 La capacidad del tornillo para taladrar y formar roscas en acero inoxidable debería demostrarse mediante ensayos, a menos que se tenga suficiente experiencia.

6.2 Uniones atornilladas

(1) La resistencia al aplastamiento debería calcularse sustituyendo f_u por un valor reducido $f_{u,red}$, calculado según:

$$f_{u,red} = 0{,}5\, f_y + 0{,}6\, f_u \text{ siendo } \leq f_u \tag{6.1}$$

(2) Los tornillos de acero inoxidable para las clases 50, 70 y 80 según la serie de Normas UNE-EN ISO 3506 trabajando a cortante deberían estudiarse como tornillos de clases 4.6, 5.6 y 8.8.

(3) La resistencia a cortante de un tornillo, $F_{v,Rd}$ debería calcularse mediante la siguiente expresión:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha\ f_{ub}\ A}{\gamma_{M2}} \tag{6.2}$$

donde

A es el área de la sección transversal bruta del tornillo (si el plano de cortante no pasa por la zona roscada del tornillo); o el área resistente a tracción del tornillo (si el plano de cortante pasa por la zona roscada del tornillo);

f_{ub} es la resistencia última a tracción del tornillo, véase la Tabla A24.2.2.

α adopta los siguientes valores:

- si el plano de cortante no pasa por la zona roscada del tornillo, $\alpha = 0{,}6$,
- si el plano de cortante pasa por la zona roscada del tornillo, $\alpha = 0{,}5$.

6.3 Dimensionamiento de soldaduras

(1) Para determinar la resistencia de cálculo de soldaduras de ángulo, el valor del coeficiente de correlación β_w debería tomarse como 1,0 para todas las resistencias nominales de acero inoxidable a menos que pueda justificarse un valor más bajo mediante ensayos de acuerdo con el apartado 7.

7 CÁLCULO ASISTIDO POR ENSAYOS

(1) Para aceros inoxidables se aplica el apartado 5.2, el Apéndice D del Anejo 18 del Código Estructural .

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 adicionales para estos elementos.

(2) Los prototipos para los ensayos deberían fabricarse de la misma manera que los componentes del producto final, para que reflejen los mismos niveles de endurecimiento por trabajado.

(3) Debido a que el acero inoxidable puede presentar anisotropía, las probetas deberían extraerse de la placa o lámina en la misma orientación (es decir, transversal o paralela a la dirección de laminado) que vaya a utilizarse para la estructura final. Si se desconoce la orientación final o no puede garantizarse, deberían realizarse ensayos para ambas orientaciones y adoptar el resultado menos favorable.

8 FATIGA

(1) Para determinar la resistencia a la fatiga de estructuras de acero inoxidable, debería hacerse referencia al Anejo 27 del Código Estructural .

9 RESISTENCIA FRENTE AL FUEGO

(1) Para el proyecto de estructuras frente a incendio, deberían utilizarse las propiedades del material a temperaturas elevadas del Apéndice C del Anejo 23 del Código Estructural.

APÉNDICE A. Recomendaciones sobre durabilidad

A.1 Introducción

(1) La principal diferencia entre la utilización de aceros inoxidables y aceros al carbono es que:

- para aceros al carbono, la protección frente a los efectos ambientales y, por tanto, la vida útil pueden tratarse separadamente del proyecto estructural;
- para aceros inoxidables la vida útil no viene determinada por los tratamientos de protección posteriores, sino por la selección inicial de los materiales, el proceso de cálculo, los procedimientos de fabricación y por su adecuación a las condiciones ambientales.

(2) Para llevar a cabo una elección bien fundada de un grado apropiado de acero inoxidable, para una aplicación particular o para aplicar correctamente las recomendaciones disponibles de buena práctica constructiva para evitar la corrosión, es importante tener algún conocimiento de los mecanismos de corrosión en acero inoxidable.

(3) Todos los metales estructurales habituales forman películas de óxido en superficie cuando se exponen al aire seco. El óxido formado en la mayoría de los aceros al carbono se descompone fácilmente, y en presencia de humedad no es reparable. Por consiguiente, puede tener lugar una reacción química entre el acero, la humedad y oxígeno para formar óxido. Excepto en aceros resistentes a la corrosión atmosférica, este óxido no protege y no impide el proceso de corrosión.

(4) También se forma un óxido en acero inoxidable. Dicho óxido es rico en cromo y es estable, no poroso y fuertemente adherente al metal. Sin embargo, a diferencia del formado sobre aceros al carbono si éste se estropea (por una rayada o un corte) es capaz de auto repararse inmediatamente en presencia de aire o de un ambiente oxidante. Es también altamente resistente a ataque químico. Por esta razón se conoce como “capa pasivante”. Aunque esta capa es muy delgada (alrededor de 5×10^{-6} mm) le da al acero inoxidable unas propiedades de alta resistencia a la corrosión, impidiendo que el acero reaccione con la atmósfera.

(5) El comportamiento de la capa pasivante depende de la composición del acero, su tratamiento superficial y la naturaleza corrosiva de su ambiente. La estabilidad de la capa aumenta con el contenido de cromo. La mayoría de los aceros inoxidables que se utilizan en construcción contienen alrededor de un 18% de cromo y un 10% de níquel. Algunos aceros inoxidables también contienen molibdeno para mejorar aún más su resistencia a la corrosión.

(6) Este concepto de formación de la capa pasivante es importante porque cualquier situación que impida la formación de la capa, o cause su rotura, llevará también a una pérdida de la resistencia a la corrosión. Por consiguiente, la corrosión del acero inoxidable se produce si la capa pasivante se daña o no se permite que se vuelva a formar.

(7) Los aceros inoxidables son, en general, muy resistentes a la corrosión y se comportan satisfactoriamente en la mayoría de ambientes. El límite de la resistencia a la corrosión de un determinado acero inoxidable depende de sus elementos aleados, lo cual significa que cada grado de acero tiene una respuesta ligeramente diferente

cuando se expone a un ambiente corrosivo. Así pues, es necesario seleccionar cuidadosamente el grado de acero inoxidable más apropiado para una determinada aplicación.

(8) Las posibles razones por las que un grado particular de metal inoxidable no cumple las expectativas previstas en lo que a resistencia a la corrosión se refiere son:

a) una incorrecta valoración del ambiente en el que se ubica o unas condiciones de exposición no previstas (por ejemplo una contaminación no prevista por iones cloruro);

b) la introducción de un estado no previsto en la valoración inicial, por la forma en que se ha trabajado o tratado el acero inoxidable.

(9) Aunque los aceros inoxidables pueden estar sujetos a decoloración y manchas (a menudo debido a la contaminación por acero al carbono), presentan excelentes características de durabilidad en edificios. En ambientes agresivos industriales y marinos, los ensayos han mostrado que no hay indicios de reducción en su resistencia, incluso cuando ha aparecido una pequeña cantidad de pérdida de peso. Sin embargo, el usuario puede considerar la aparición de manchas antiestéticas de óxido en superficies externas como un fallo. La experiencia señala que cualquier problema serio de corrosión aparece con mayor probabilidad durante los dos o tres primeros años de servicio.

(10) En ciertos ambientes agresivos, algunos grados de acero inoxidable serán susceptibles a ataques de carácter localizado. En el apartado A.2 se describen seis posibles mecanismos de corrosión, aunque solamente la corrosión por picaduras, la corrosión en hendiduras y la corrosión bimetálica suelen encontrarse en edificación.

A.2 Tipos de corrosión

A.2.1 Corrosión por picaduras

(1) La corrosión por picaduras es un tipo de corrosión localizada que puede producirse en determinados ambientes, especialmente en aquellos que contengan iones cloruro. La corrosión por picaduras se produce porque los iones cloruro penetran la capa pasivante en los puntos más débiles. Esto hace que se forme un elemento local con el área penetrada actuando como ánodo y la capa pasivante que rodea actuando como cátodo. Dado que el área del ánodo es menor que la del cátodo, la densidad llega a ser muy alta y por consiguiente ello hace que sea alta la velocidad de corrosión sobre la superficie del ánodo.

(2) En la mayoría de aplicaciones estructurales, la corrosión por picaduras no es muy grande y puede aceptarse, ya que la reducción de sección en el elemento es prácticamente despreciable. Sin embargo, los productos corrosivos pueden manchar los rasgos arquitectónicos. En estructuras de servicios tales como canalizaciones, tuberías y contenedores la tolerancia respecto a la corrosión por picaduras debería ser menor. Si existe un riesgo conocido de corrosión por picadura debería seleccionarse un grado adecuado de acero inoxidable, que generalmente tendrá un contenido más elevado de aleación que incluya adiciones de molibdeno.

A.2.2 Corrosión en hendiduras

(1) La corrosión en hendiduras es un tipo de corrosión localizada que se inicia a causa de los diferentes niveles de oxígeno entre las hendiduras y las zonas expuestas. No suele ser muy problemática excepto en soluciones estancas en las que puede

producirse una concentración de cloruros. La severidad de la corrosión en hendiduras depende, en gran medida, de su geometría: cuanto más estrecha y profunda sea la hendidura más severa será la corrosión.

(2) Las hendiduras suelen producirse habitualmente entre las arandelas y las tuercas o alrededor de la zona roscada o la espiga de un tornillo. También pueden aparecer hendiduras en las soldaduras con falta de penetración y bajo depósitos en la superficie del acero. En principio, la corrosión por picaduras y la corrosión en hendiduras son fenómenos similares, pero los ataques por corrosión empiezan más fácilmente en una hendidura que en una superficie libre.

A.2.3 Corrosión bimetálica

(1) La corrosión bimetálica suele ocurrir cuando hay diferentes metales en contacto eléctrico por medio de un electrolito, incluyendo el agua de lluvia, la condensación etc. Si fluye una corriente eléctrica entre ambos el metal menos noble (el ánodo) corroe a una velocidad más rápida que la que habría ocurrido si los metales no estuvieran en contacto.

(2) La velocidad de corrosión depende también de las áreas relativas de los metales en contacto, de la temperatura y de la composición del electrolito. En particular, cuanto mayor sea el área del cátodo en relación con la del ánodo, mayor es la velocidad del ataque. Las relaciones de área perjudiciales se suelen producir en los elementos de fijación y las uniones.

(3) El empleo de tornillos de acero al carbono en elementos de acero inoxidable debería evitarse ya que la relación entre las áreas de acero inoxidable y de acero al carbono es grande y los tornillos estarán sometidos a un ataque agresivo. Por el contrario, la velocidad de ataque de un elemento de acero al carbono por un tornillo de acero inoxidable es mucho más lenta. Es generalmente útil apoyarse en experiencias previas en ambientes similares ya que diferentes metales pueden trabajar a menudo conjuntamente de manera segura bajo condiciones de condensación o humedad ocasional sin efectos adversos, especialmente cuando la conductividad del electrolito es baja.

(4) La predicción de estos efectos es difícil ya que la velocidad de corrosión se determina a partir de una serie de variables de cierta complejidad. El empleo de tablas ignora la presencia de películas superficiales de óxido y los efectos de las relaciones de áreas y las diferencias en la química de los electrolitos. Como resultado de ello, el empleo no bien fundado de estas tablas puede llevar a resultados erróneos. Por consiguiente, dichas tablas deberían utilizarse de manera cuidadosa y solamente para evaluaciones iniciales.

(5) Los aceros inoxidables austeníticos forman generalmente el cátodo en un enlace bimetálico y, por ello, no sufren corrosión. El contacto con cobre es una excepción a lo anterior y debería en general evitarse, excepto en condiciones favorables. El contacto entre aceros inoxidables austeníticos y cinc o aluminio puede dar lugar a una corrosión adicional de los últimos dos metales. Es poco probable que el efecto de dicha corrosión sea significativo desde un punto de vista estructural; no obstante, el polvo blanco/gris resultante podría considerarse antiestético.

(6) La corrosión bimetálica puede prevenirse evitando el contacto con el agua en el lugar de contacto entre los dos metales (por ejemplo pintando o poniendo una cinta adhesiva sobre la unión) o, preferentemente, aislando eléctricamente los dos metales (por ejemplo pintando las superficies de contacto de los diferentes metales). Las

uniones atornilladas pueden aislarse con plásticos no conductivos o con juntas de goma y arandelas y forros de nilón o de teflón. Este sistema consume tiempo al realizarlo en obra. Además no es normalmente factible estipular el nivel necesario de zonas de inspección para comprobar que todas las arandelas y forros han sido instalados correctamente.

A.2.4 Fisuración por corrosión bajo tensión

(1) El desarrollo de la corrosión bajo tensión requiere la presencia simultánea de tensiones de tracción y de factores ambientales específicos que difícilmente se encuentran en condiciones ambientales normales de edificación. Las tensiones no necesitan ser altas en relación con el límite elástico del material. Dichas tensiones podrían ser debidas a cargas o a tensiones residuales de los procesos de fabricación tales como la soldadura o el conformado. Debería prestarse atención al empleo de elementos estructurales de acero inoxidable con tensiones residuales elevadas (como las ocasionadas por el trabajado en frío) en ambientes ricos en cloruros tales como piscinas o estructuras marinas o marítimas, incluyendo plataformas *offshore* (véase punto (10) del A.4.1).

(2) La probabilidad de la fisuración por corrosión bajo tensión aumenta con el incremento de la tensión de tracción y con el incremento de la temperatura. En aceros inoxidables austeníticos cromo-níquel, el níquel es el elemento de aleación que reduce de manera más contundente la sensibilidad a la fisuración por corrosión bajo tensión.

A.2.5 Corrosión generalizada

(1) La corrosión generalizada es mucho menos severa en aceros inoxidables que en otros grados de acero.

(2) Este tipo de corrosión no es un problema en los grados de acero inoxidable utilizados habitualmente en edificación convencional. Pueden consultarse tablas en los prospectos de los fabricantes; como alternativa debería solicitarse consejo a un ingeniero especialista en corrosión, especialmente si el acero inoxidable va a estar en contacto con sustancias químicas.

A.2.6 Ataque intergranular y degradación por soldadura

(1) Cuando los aceros inoxidables se someten a prolongados períodos de calentamiento a temperaturas entre 450 ºC y 850 ºC, el carbono presente en el acero es arrastrado hacia los bordes del grano precipitando como carburo de cromo. Ello hace que el cromo desparezca de la microestructura y produce un bajo contenido en cromo alrededor borde del grano. En estas condiciones se dice que el acero queda “sensitizado”.

(2) Los bordes del grano se convierten en un objetivo preferente en una exposición posterior a un ambiente corrosivo. Cuando este fenómeno se produce en una zona afectada por el calor de una soldadura se conoce como “degradación por soldadura”.

(3) Existen tres vías para evitar la corrosión intergranular:

- utilizar aceros con un bajo contenido en carbono;
- utilizar aceros estabilizados con titanio o niobio, porque estos elementos se combinan preferentemente con el carbono para formar compuestos estables, reduciéndose de este modo el riesgo de formación de carburo de cromo;
- utilizar tratamientos térmicos, sin embargo este método es raramente empleado en la práctica.

(4) Los grados con bajo contenido en carbono (alrededor del 0,03%) no sufren corrosión intergranular en el área soldada después de los procesos de soldadura apropiados.

A.3 Niveles de riesgo

(1) El nivel de riesgo depende de los materiales, la configuración y las condiciones ambientales. Puede distinguirse entre tres niveles de riesgo tal como sigue:

- **Nivel 1 de riesgo:** Durante una vida útil de 50 años, solamente se produce un ataque al acabado superficial (micro-picaduras). El mantenimiento no es necesario para la integridad estructural, pero podría requerirse para mantener la apariencia original. La mayoría de los aceros inoxidables comunes cumplirán con este requisito para condiciones de corrosión atmosférica suaves o moderadamente agresivas.
- **Nivel 2 de riesgo:** Riesgo de ataque por corrosión por picaduras o corrosión en hendiduras, causando pérdida de sección o penetración, que podría requerir inspección o reparación por razones de agotamiento estructural o pérdida de estanqueidad durante una vida útil de 50 años. Ello es pertinente para una exposición atmosférica que incluya atmósferas contaminadas químicamente de ambientes marinos y ambientes industriales pesados, o para aquellos edificios interiores asociados con determinados procesos y operaciones.
- **Nivel 3 de riesgo:** Riesgo de ataque localizado por sustancias agresivas (por ejemplo depósitos de ácido clorhídrico o cinc líquido) que pueden causar pérdida de integridad estructural a través de los mecanismos de fisuración localizada (por ejemplo fisuración por corrosión bajo tensión o corrosión intergranular). La vida de proyecto y las frecuencias de inspección se determinan por la combinación de la selección de los materiales y la severidad y probabilidad de exposición a sustancias agresivas. Ello es pertinente para exposiciones en ambientes específicos tales como los que se encuentran sobre determinadas piscinas cerradas, donde pueden generarse depósitos agresivos con concentraciones altas de cloruros. También se aplica si hay un riesgo de incendio en estructuras que contienen componentes galvanizados o componentes metálicos con baño de cinc. En caso de incendio el cinc líquido no debería gotear sobre el acero inoxidable.

(2) Aunque pueda ofrecerse una guía general sobre la elección de materiales para los niveles de riesgo 1 y 2, en el caso del nivel 3 es esencial buscar el asesoramiento de un experto.

A.4 Selección de materiales

A.4.1 Generalidades

(1) La selección del grado más adecuado de acero inoxidable debería tener en cuenta el ambiente de la aplicación, el proceso de fabricación, la capacidad para trabajar el material, el acabado superficial y el mantenimiento de la estructura. Aunque los aceros inoxidables tienen requisitos de mantenimiento bajos, cuando se seleccione un material para su empleo en un ambiente corrosivo es necesario llevar a cabo un estudio detallado en proyecto para su resistencia a corrosión.

(2) Debería hacerse especial hincapié, a lo largo de la vida útil de la estructura, sobre los siguientes riesgos:

- fisuración por corrosión bajo tensión;
- corrosión en hendiduras;
- corrosión galvánica;
- picaduras;
- manchas;
- pérdida de espesor.

(3) El primer paso es caracterizar el ambiente de servicio. La capacidad de corrosión de un determinado ambiente está gobernada por un número de variables tales como la humedad, la temperatura del aire, la presencia de sustancias químicas y su concentración, el contenido en oxígeno, etc. No puede producirse corrosión si no hay presencia de humedad. Por ejemplo, los edificios climatizados y ventilados pueden clasificarse como secos, y es improbable que la corrosión ocurra en estos ambientes. El riesgo de condensación es mayor en áreas tales como cocinas y lavanderías. Las zonas costeras son muy corrosivas debido a la presencia de altas concentraciones de iones cloruro en el aire, por tanto las estructuras expuestas al aire marino son particularmente propensas al ataque por corrosión.

(4) Una vez caracterizado el ambiente general, es necesario tener en cuenta el efecto de los alrededores inmediatos del acero inoxidable (por ejemplo, elementos y sustancias con los que es probable que entre en contacto el material). La condición de la superficie, la temperatura del acero y la tensión de servicio pueden ser también parámetros importantes.

(5) Deberían considerarse entonces las propiedades mecánicas y la influencia del tipo de carga, incluyendo las cargas de servicio, cargas cíclicas, vibraciones, la acción sísmica y otras. Podría ser necesario cuantificar los efectos de los ciclos de calentamiento y enfriamiento. También es necesario considerar en la selección final la facilidad de fabricación, la disponibilidad de formas de productos, los acabados superficiales y los costes.

(6) Para evaluar la idoneidad de los grados es bueno referirse a la experiencia de aceros inoxidables en aplicaciones y ambientes similares. Para condiciones atmosféricas, la Tabla A24.A.1 da pautas para la selección de los grados adecuados desde el punto de vista de la corrosión.

(7) Además de la clasificación de los aceros inoxidables según sus condiciones atmosféricas, tal y como se presenta en la Tabla A24.A.1, es también necesario hacer distinción entre:

- **aplicaciones con acabado superficial:** en las que la principal consideración para la elección del material es mantener la apariencia durante la vida del producto [en este caso es necesario distinguir entre aplicaciones interiores o exteriores];
- **aplicaciones estructurales:** en las que las propiedades mecánicas son la principal consideración.

(8) En el caso de aplicaciones con acabado superficial, es necesario no sólo tener en cuenta la atmósfera ambiental, sino también la ubicación de las piezas y la posibilidad de limpieza natural mediante agentes meteorológicos. Si las piezas están ubicadas bajo cobijo (tal como cubiertas) tienen que limpiarse más a menudo.

(9) En el caso de aplicaciones estructurales en las que las propiedades mecánicas sean esenciales, la mayoría de las atmósferas naturales no tienen efectos perjudiciales sobre los aceros inoxidables.

(10) Ciertos aceros inoxidables son adecuados para muchas aplicaciones en piscinas interiores y exteriores. Para elementos con capacidad portante en atmósferas que contengan cloruros que no puedan limpiarse regularmente (por ejemplo en techos suspendidos sobre piscinas) deberían utilizarse los siguientes grados:

Agua de piscina con un contenido $\leq$ 250 mg/l de iones cloruro: 1.4539, 1.4529, 1.4547, 1.4565

Agua de piscina con un contenido $>$ 250 mg/l de iones cloruro: 1.4529, 1.4547, 1.4565

NOTA Pueden utilizarse también otros grados alternativos que muestren tener resistencias equivalentes a la fisuración por corrosión bajo tensión en este tipo de atmósferas.

(11) Debería solicitarse siempre consejo de un experto para aplicaciones más especiales, tales como acero inoxidable en contacto con, o inmerso en, sustancias químicas.

Tabla A24.A.1 – Grados recomendados de acero inoxidable para condiciones atmosféricas

Grado de acero según la serie de Normas UNE-EN 10088	Tipo de ambiente y categoría de corrosión											
	Rural			Urbano			Industrial			Marino		
	Baja	Media	Alta	Baja	Media	Alta	Baja	Media	Alta	Baja	Media	Alta
1.4003 1.4016	Y[I]	X	X	Y[I]	X	X	X	X	X	X	X	X
1.4301 1.4311 1.4541 1.4318	Y	Y	Y	Y	Y	(Y)	(Y)	(Y)	X	Y	(Y)	X
1.4362 1.4401 1.4404 1.4406 1.4571	O	O	O	O	Y	Y	Y	Y	(Y)	Y	Y	(Y)
1.4439 1.4462 1.4529 1.4539	O	O	O	O	O	O	O	O	Y	O	O	Y

Condiciones de corrosión:

Baja: Condiciones de corrosión mínimas para el tipo de ambiente. Por ejemplo casos atenuados por una baja humedad o por bajas temperaturas.

Media: Condiciones consideradas típicas para el tipo de ambiente.

Alta: Corrosión susceptible de ser superior a la típica para el tipo de ambiente, incrementada, por ejemplo, por una humedad alta persistente, temperaturas elevadas, o agentes contaminantes de aire particularmente agresivos.

Clave:

O Potencialmente sobreestimado desde el punto de vista de resistencia a la corrosión.

Y Probablemente la mejor elección entre resistencia a corrosión y coste.

Y[I] Solamente para aplicaciones interiores. Debería evitarse el empleo de aceros inoxidables ferríticos en aplicaciones con acabado superficial.

X Susceptible de sufrir una corrosión excesiva.

(Y) Se puede considerar siempre que se tomen las precauciones adecuadas (es decir, se especifique una superficie relativamente lisa y se realice regularmente un lavado).

A.4.2 Tornillos

(1) Según la Norma UNE-EN ISO 3506-1, para material de tornillos:

- A2 es equivalente en términos de su resistencia a la corrosión a 1.4301;
- A3 es equivalente en términos de su resistencia a la corrosión a 1.4541;
- A4 es equivalente en términos de su resistencia a la corrosión a 1.4401 y 1.4404;
- A5 es equivalente en términos de su resistencia a la corrosión a 1.4571.

El grado A1 es de menor resistencia a la corrosión y no debería utilizarse para tornillos.

(2) En el caso de grados de acero 1.4439, 1.4539, 1.4529 y 1.4462, deberían utilizarse tornillos de uno de estos grados de acero para alcanzar la misma resistencia a la corrosión.

(3) Se debería tener cuidado al utilizar aceros inoxidables para fijaciones no mecanizadas. La adición de sulfuro en la composición de estos aceros (como el grado austenítico 1.4305) les hace más susceptibles a la corrosión, especialmente en ambientes industriales y marinos.

A.5 Diseño para el control de la corrosión

(1) La medida más importante para evitar los problemas de corrosión es seleccionar un grado adecuado de acero inoxidable con los procedimientos de fabricación idóneos para el ambiente previsto. Sin embargo, incluso tras la especificación de un determinado acero, es necesario plantear cuidadosamente los detalles constructivos adecuados para alcanzar toda su potencial resistencia a la corrosión.

(2) En lista de comprobaciones que se presenta a continuación, algunos puntos podrían no dar lugar al mejor detalle constructivo desde el punto de vista de la resistencia estructural, y algunos otros no están concebidos para su uso en todo tipo de ambientes. En particular, muchos de ellos no serían necesarios en ambientes poco corrosivos o en las que se efectúa un mantenimiento con regularidad.

(3) Debería alcanzarse un equilibrio entre el empleo de soldadura y tornillos para asegurar un comportamiento óptimo frente a la corrosión con una distorsión por soldadura mínima. Deberían considerarse los siguientes puntos:

a) Prevención de la acumulación de suciedad, véase la Figura A24.A.1:
   - orientando los angulares y los perfiles en U para minimizar la retención de suciedad,
   - proyectando bajantes con un tamaño suficiente para que evite su obturación,
   - evitando superficies horizontales,
   - dando una pequeña pendiente a las cartelas que nominalmente queden en un plano horizontal,
   - empleando secciones circulares huecas (tubulares) y barras [tubos sellados con gas seco o aire cuando hay riesgo de formación de condensaciones perjudiciales],
   - especificando acabados lisos ($R_a \leq 0{,}5$ μm es un valor adecuado para aplicaciones exteriores).

b) Prevención de las hendiduras, véase la Figura A24.A.2:
   - empleando uniones soldadas antes que uniones atornilladas,
   - empleando soldaduras de cierre o rellenándolas con material inerte,
   - preferiblemente, perfilando o preparando las soldaduras,
   - prevención de incrustaciones biológicas [se destaca que la cloración del agua puede causar picadura].

c) Reducción de la posibilidad de fisuración por corrosión bajo tensión en aquellos

ambientes específicos en los que se pueda producir:

- minimizando las tensiones de fabricación mediante una cuidadosa elección de la secuencia de soldadura,
- *shot peening* [no utilizar granalla de hierro o acero].

d) Las soldaduras deberían limpiarse siempre para restablecer la resistencia a la corrosión. La posibilidad de la corrosión por picaduras se reduce:

- eliminando las salpicaduras de la soldadura,
- limpiando con un cepillo de hilos de acero inoxidable o decapando el acero inoxidable para eliminar los productos de soldadura no deseados [deberían eliminarse los reactivos fuertemente oxidantes con contenidos de cloruros tales como el cloruro férrico. Si no, debería utilizarse un baño o una pasta de decapado conteniendo ambos una mezcla de ácido nítrico y ácido fluorhídrico. Después del decapado debería llevarse a cabo un lavado con agua],
- evitando la captación de partículas de acero al carbono [por ejemplo utilizar áreas de trabajo y herramientas que estén dedicadas al acero inoxidable],
- siguiendo un programa de mantenimiento adecuado.

e) Reducción de la posibilidad de la corrosión bimetálica mediante:

- aislamiento eléctrico;
- empleando pinturas de modo apropiado;
- minimizando los períodos húmedos.

f) Reducción de la posibilidad del ataque por cinc fundido con el fin de evitar la fragilización espontánea.

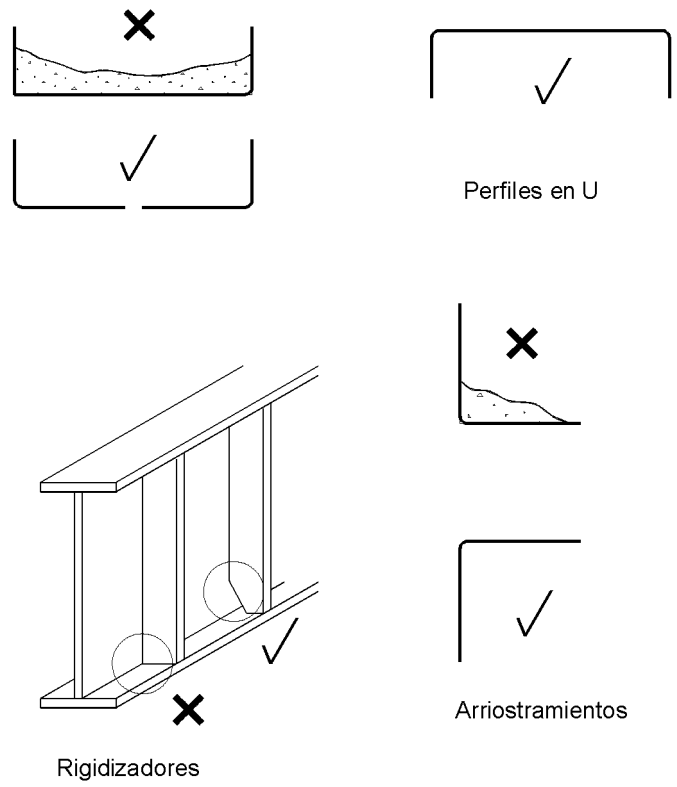


Figura A24.A.1 – Prevención de la acumulación de suciedad

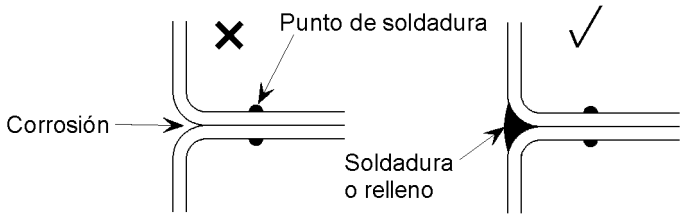


Figura A24.A.2 – Prevención de las hendiduras

A.6 Uniones

A.6.1 Generalidades

(1) El dimensionamiento de uniones requiere un cuidado especial para mantener una resistencia a la corrosión óptima.

(2) Esto es especialmente cierto en aquellas uniones que pueden humedecerse por las condiciones meteorológicas, inmersión, condensación o por otras causas. Debería estudiarse la ubicación de las uniones de manera que estuvieran lejos de la fuente de humedad, para evitar o reducir los problemas de corrosión asociados. Como alternativa, puede ser posible eliminar el origen de la humedad; por ejemplo en el caso de condensaciones mediante una ventilación adecuada, o asegurando que la temperatura ambiente dentro de la estructura se sitúe por encima de la temperatura de

rocío.

(3) Si no es factible evitar que se humedezca una conexión en la que estén presentes acero al carbono y acero inoxidable, debería considerarse la posibilidad de evitar la corrosión galvánica.

(4) Las cargas y los efectos de la corrosión en condiciones de servicio deberían determinarse y registrarse tan completa y exactamente como sea posible.

A.6.2 Uniones atornilladas

(1) Debería evitarse siempre el empleo de tornillos de acero al carbono con elementos estructurales de acero inoxidable. En uniones atornilladas que pudieran presentar un nivel inaceptable de corrosión, se debería aislar eléctricamente el acero al carbono de los elementos de acero inoxidable. Esto generalmente conlleva el empleo de arandelas aislantes y posiblemente forros no metálicos. En la Figura A24.A.3 se presenta un detalle típico adecuado. El material utilizado para el aislamiento debería ser suficientemente robusto para evitar que el acero al carbono y el acero inoxidable entren en contacto en servicio.

(2) Para evitar la corrosión en hendiduras en las uniones atornilladas se debería tener cuidado al seleccionar los materiales adecuados para el ambiente que se prevea.

(3) Los tornillos deberían ser como mínimo tan resistentes a la corrosión a largo plazo en condiciones de servicio como las partes a unir.

(4) Todas las uniones atornilladas deberían ser lisas y sin ningún hueco entre las partes unidas.

(5) Excepto en el caso de uniones en las que intervengan aceros al carbono e inoxidables, deberían evitarse capas intermedias que tengan que transmitir cargas en la unión.

(6) Deberían emplearse arandelas de diámetro mayor que las utilizadas para acero al carbono.

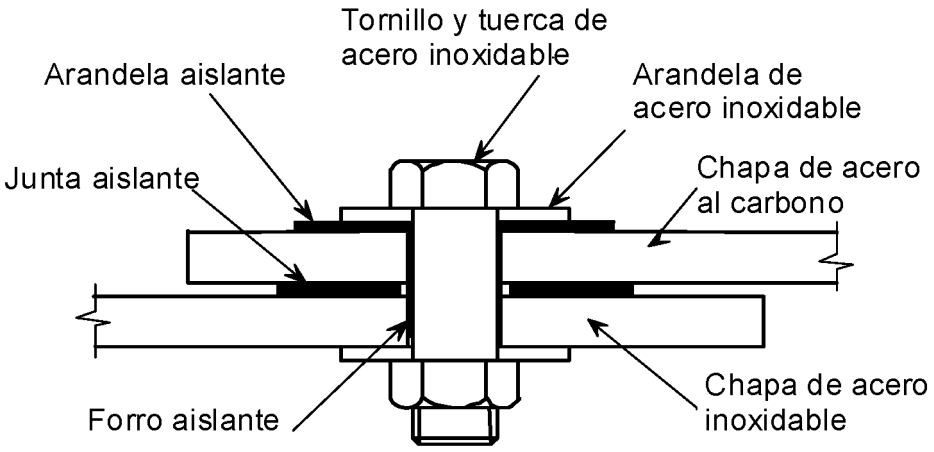


Figura A24.A.3 – Prevención de la corrosión galvánica al conectar materiales distintos

A.6.3 Uniones soldadas

(1) Para uniones soldadas en que incluyan aceros al carbono e inoxidables se recomienda, en general, que cualquier sistema de pintura aplicado al acero al carbono

se extienda sobre la soldadura y cubra un área del acero inoxidable si la unión está potencialmente sometida a corrosión.

(2) Las propiedades del metal de base podrían alterarse por la soldadura, reduciéndose de este modo la resistencia a la corrosión. Ello es conocido como degradación por soldadura. El ciclo de calentamiento y enfriamiento asociado a la soldadura afecta a la microestructura de todos los aceros inoxidables, aunque algunos se ven más afectados que otros. Esto es particularmente importante para materiales austenítico-ferríticos. Por tanto, es esencial emplear procedimientos de soldadura y consumibles adecuados y que la soldadura se ejecute por soldadores cualificados.

(3) No deberían emplearse soldaduras a tope con penetración parcial en ambientes fuertemente contaminados o en ambientes marinos agresivos. No deberían emplearse soldaduras intermitentes donde se pueda producir corrosión en hendiduras.

APÉNDICE B. Recomendaciones para el acero inoxidable en la condición de endurecido mecánico por trabajado

B.1 Generalidades

(1) Este Apéndice proporciona reglas para el empleo del acero inoxidable en la condición de endurecido por trabajado tanto por laminado en frío como por el proceso de fabricación del elemento estructural, o una combinación de ambos.

(2) Las reglas son aplicables solamente si se mantienen las propiedades durante la fabricación y ejecución de la estructura y durante la vida útil de la misma. No deberían realizarse procesos de soldadura o tratamientos térmicos de los productos a menos que pueda demostrarse mediante ensayos, de acuerdo con el apartado 7, que la ejecución de la estructura no reducirá las propiedades mecánicas por debajo de los valores a adoptar.

B.2 Endurecimiento por trabajado por laminado en frío

(1) Para material suministrado en las condiciones de trabajado en frío especificadas en la serie de Normas UNE-EN 10088, pueden adoptarse valores nominales más altos del límite elástico f_y y de la resistencia última a tracción f_u. La resistencia última dada en la serie de Normas UNE-EN 10088 puede tomarse como la resistencia característica, véase la Tabla A24.B.1. El límite elástico en la Tabla A24.B.1 puede utilizarse como resistencia característica siempre que esté garantizado por el fabricante.

(2) Las reglas de cálculo dadas en esta norma son aplicables a materiales hasta los grados C700 y CP350. Para grados superiores, el cálculo debería realizarse mediante ensayos según el apartado 7, excepto cuando la resistencia de la sección transversal sin inestabilidad local o global pueda calcularse de acuerdo con el apartado 5 para secciones transversales de clases 1, 2 y 3.

Tabla A24.B.1 – Valores nominales del límite elástico f y de la resistencia última a tracción f_u para aceros inoxidables estructurales trabajados en frío según la serie de Normas UNE-EN 10088

Grado de acero inoxidable	**Límite elástico convencional correspondiente al 0,2% en la condición de trabajado en frío**	**f_y N/mm²**	**Resistencia a tracción en la condición de trabajado en frío**	**f_u N/mm²**
Aceros austeníticos	CP350	350	C700	700
	CP500	500	C850	850
	CP700	700	C1000	1000

B.3 Endurecimiento por trabajado por fabricación

(1) El endurecimiento por trabajado durante la fabricación de los componentes estructurales puede utilizarse en el cálculo siempre que el efecto del endurecimiento se haya verificado mediante ensayos a escala real de acuerdo con el apartado 7.

(2) Para el cálculo de uniones que no forman parte de los ensayos a escala real, deberían emplearse los valores nominales de la resistencia.

APÉNDICE C. Recomendaciones para la modelización del comportamiento del material

C.1 Generalidades

(1) Este Apéndice proporciona una guía para realizar un modelo del comportamiento del material.

C.2 Propiedades del material

(1) En los cálculos mediante elementos finitos deberían utilizarse los valores característicos de las propiedades del material E, f_y y f_u. Las reglas para el cálculo mediante el método de los elementos finitos se dan en el Apéndice C informativo del Anejo 25 del Código Estructural.

(2) Dependiendo de la precisión requerida y de las deformaciones máximas alcanzadas, pueden utilizarse las siguientes aproximaciones para la modelización del comportamiento del material:

a) curva tensión-deformación con endurecimiento por deformación calculada del modo siguiente:

$$\varepsilon = \begin{cases} \dfrac{\sigma}{E} + 0,002\left(\dfrac{\sigma}{f_y}\right)^n & \text{para} \quad \sigma \le f_y \\ 0,002 + \dfrac{f_y}{E} + \dfrac{\sigma - f_y}{E_y} + \varepsilon_u\left(\dfrac{\sigma - f_y}{f_u - f_y}\right)^m & \text{para} \quad f_y < \sigma \le f_u \end{cases} \tag{C.1}$$

donde

n es un coeficiente definido como $n = \dfrac{\ln(20)}{\ln\left(f_y / R_{p0,01}\right)}$

en el cual $R_{p0,01}$ es la tensión correspondiente a una deformación remanente de 0,01%.

n puede tomarse de la Tabla A24.4.1 o puede calcularse a partir de propiedades medidas.

E_y es el módulo tangente de la curva tensión-deformación en el límite elástico definido como:

$$E_y = \frac{E}{1 + 0,002n \, E / f_y}$$

ε_u es la deformación última, correspondiente a la resistencia última f_u, donde puede obtenerse mediante la aproximación:

$\varepsilon_u = 1 - \dfrac{f_y}{f_u}$ siendo $\varepsilon_u \le A$ donde A es la elongación después de la rotura, definida en la serie de Normas UNE-EN 10088.

m es un coeficiente que puede determinarse como $m = 1 + 3,5\dfrac{f_y}{f_u}$

b) curva tensión-deformación calculada como en el punto a) anterior, a partir de propiedades medidas;

c) curva tensión-deformación real calculada a partir de una curva tension-deformación medida, del modo siguiente:

$$\sigma_{\text{true}} = \sigma\left(1+\varepsilon\right) \tag{C.2}$$

$$\varepsilon_{\text{true}} = \ln\left(1+\varepsilon\right)$$

Anejo 25.

Proyecto de estructuras de acero. Placas planas cargadas en su plano

1 INTRODUCCIÓN 1

1.1 ALCANCE 1
1.2 NORMATIVA DE REFERENCIA 1
1.3 TÉRMINOS Y DEFINICIONES 1
1.3.1 Tensión crítica elástica 2
1.3.2 Tensión de membrana 2
1.3.3 Sección bruta 2
1.3.4 Sección eficaz y ancho eficaz 2
1.3.5 Estructura de chapas 2
1.3.6 Rigidizador 2
1.3.7 Chapa rigidizada 2
1.3.8 Subpanel 2
1.3.9 Viga híbrida 2
1.3.10 Convenio de signos 2
1.4 NOTACIONES 3

2 BASES DE CÁLCULO Y MODELIZACIÓN 4

2.1 GENERALIDADES 4
2.2 MODELOS DE ANCHO EFICAZ PARA EL ANÁLISIS GLOBAL 4
2.3 EFECTOS DE ABOLLADURA EN CHAPAS EN ELEMENTOS UNIFORMES 4
2.4 MÉTODO DE LA TENSIÓN REDUCIDA 5
2.5 ELEMENTOS NO UNIFORMES 5
2.6 ELEMENTOS CON ALMAS CORRUGADAS 5

3 EFECTOS DEL ARRASTRE POR CORTANTE EN EL CÁLCULO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES 6

3.1 GENERALIDADES 6
3.2 ANCHO EFICAZ^{S} DE ARRASTRE POR CORTANTE BAJO CONDICIONES ELÁSTICAS 6
3.2.1 Ancho eficaz^{s} 6
3.2.2 Distribución de tensiones debido al arrastre por cortante 8
3.2.3 Efectos de cargas contenidas en su propio plano 8
3.3 ARRASTRE POR CORTANTE EN ESTADO LÍMITE ÚLTIMO 9

4 EFECTOS DE LA ABOLLADURA DE CHAPA DEBIDA A TENSIONES NORMALES EN ESTADO LÍMITE ÚLTIMO 11

4.1 GENERALIDADES 11
4.2 RESISTENCIA A TENSIONES NORMALES 11
4.3 SECCIÓN EFICAZ 11
4.4 ELEMENTOS DE CHAPA SIN RIGIDIZADORES LONGITUDINALES 13
4.5 ELEMENTOS DE CHAPA RIGIDIZADOS CON RIGIDIZADORES LONGITUDINALES 19
4.5.1 Generalidades 19
4.5.2 Comportamiento tipo chapa 20
4.5.3 Comportamiento del pandeo tipo columna 21
4.5.4 Interacción entre abolladura de chapa y pandeo tipo columna 22
4.6 COMPROBACIÓN 22

5 RESISTENCIA A CORTANTE 24

5.1 GENERALIDADES 24
5.2 RESISTENCIA DE CÁLCULO 24
5.3 CONTRIBUCIÓN DEL ALMA 25
5.4 CONTRIBUCIÓN DE LAS ALAS 28
5.5 COMPROBACIÓN 28

6 RESISTENCIA A CARGAS CONCENTRADAS TRANSVERSALES 29

6.1 GENERALIDADES 29
6.2 RESISTENCIA DE CÁLCULO 29
6.3 LONGITUD DE APOYO RÍGIDO 30
6.4 COEFICIENTE DE REDUCCIÓN χ_F DE LA LONGITUD EFECTIVA PARA LA RESISTENCIA 30
6.5 LONGITUD EFECTIVA DE CARGA 31
6.6 COMPROBACIÓN 32

7 INTERACCIÓN 33

7.1 INTERACCIÓN ENTRE CORTANTE, MOMENTO FLECTOR Y AXIL 33
7.2 INTERACCIÓN ENTRE CARGA CONCENTRADA TRANSVERSAL, MOMENTO FLECTOR Y AXIL 34

8 ABOLLADURA DEL ALMA INDUCIDA POR EL ALA COMPRIMIDA 35

9 RIGIDIZADORES 36

9.1 GENERALIDADES 36
9.2 TENSIONES NORMALES 36
9.2.1 Requisitos mínimos para los rigidizadores transversales 36
9.2.2 Requisitos mínimos para los rigidizadores longitudinales 38
9.2.3 Chapas soldadas 39
9.2.4 Cortes en los rigidizadores 39
9.3 CORTANTE 41
9.3.1 Extremo rígido 41
9.3.2 Rigidizadores actuando como extremos no rígidos 42
9.3.3 Rigidizadores transversales intermedios 42
9.3.4 Rigidizadores longitudinales 42
9.3.5 Soldaduras 42
9.4 CARGAS TRANSVERSALES CONCENTRADAS 42

10 MÉTODO DE LAS TENSIONES REDUCIDAS 44

APENDICE A– RECOMENDACIONES PARA EL CÁLCULO DE LOS COEFICIENTES DE REDUCCIÓN PARA CHAPAS RIGIDIZADAS 47

A.1 CHAPA ORTÓTROPA EQUIVALENTE 47
A.2 ABOLLADURA CRÍTICA EN CHAPAS CON UNO O DOS RIGIDIZADORES EN LA ZONA COMPRIMIDA 50
A.2.1 Procedimiento general 50
A.2.2 Modelo simplificado de columna ficticia coaccionada por la chapa 52

APENDICE B – RECOMENDACIONES PARA LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES NO UNIFORMES 54

B.1 GENERALIDADES 54
B.2 INTERACCIÓN ENTRE ABOLLADURA DE CHAPA Y PANDEO LATERAL DE TORSIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES 55

APENDICE C– PROPUESTA DE CÁLCULOS POR MÉTODOS DE LOS ELEMENTOS FINITOS (EF) 56

C.1 GENERALIDADES 56
C.2 USO 56
C.3 MODELIZACIÓN 57
C.4 ELECCIÓN DEL PROGRAMA DE CÁLCULO Y LA DOCUMENTACIÓN 57
C.5 USO DE LAS IMPERFECCIONES 58
C.6 PROPIEDADES DEL MATERIAL 60
C.7 CARGAS 61
C.8 CRITERIO DE ESTADO LÍMITE 61
C.9 COEFICIENTES PARCIALES 61

APENDICE D – RECOMENDACIONES PARA LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES CON ALMAS CORRUGADAS 62

D.1 GENERALIDADES 62
D.2 ESTADO LÍMITE ÚLTIMO 62
D.2.1 Resistencia a flexión 62
D.2.2 Resistencia a cortante 63
D.2.3 Requisitos para los extremos con rigidizadores 64

APENDICE E–MÉTODOS ALTERNATIVOS RECOMENDADOS PARA DETERMINAR LAS SECCIONES EFICACES 65

E.1 ÁREAS EFICACES PARA NIVELES DE TENSIÓN POR DEBAJO DEL LÍMITE ELÁSTICO 65
E.2 ÁREAS EFICACES PARA RIGIDEZ 65

1 Introducción

1.1 Alcance

(1) Este anejo define los criterios de cálculo necesarios para el diseño de chapas rigidizadas y no rigidizadas cargadas en su propio plano.

(2) Estos criterios incluyen los efectos de arrastre por cortante, los efectos de cargas en su propio plano y los efectos producidos por la abolladura en chapas de vigas de sección en I y de tipo cajón. Están incluidas las chapas sometidas a cargas en su propio plano. No se incluyen los efectos de las cargas que actúan fuera del plano de las chapas.

NOTA1: Los requisitos de este apartado complementan las directrices aplicadas a las secciones de Clase 1, 2, 3 y 4. Véase Anejo 22 del Código Estructural.

NOTA 2: En el caso de chapas esbeltas sometidas a una tensión repetitiva normal y/o tangencial y también a fatiga debida a la flexión fuera del plano de la chapa, véase el Anejo 29 del Código Estructural.

NOTA 3: Para los efectos producidos por las cargas aplicadas fuera del plano de la chapa y para los casos que resultan de la combinación de los efectos producidos por las cargas aplicadas dentro y fuera de dicho plano, véase el Anejo 29 del Código Estructural.

COMENTARIOS:

Las placas planas cargadas transversalmente quedan fuera del ámbito del Código Estructural. En el ámbito de los Eurocódigos, la norma UNE-EN 1993-1-7 proporciona reglas básicas para el cálculo estructural de placas sometidas a acciones fuera de su plano.

NOTA 4: Las chapas aisladas serán consideradas como planas cuando el radio de curvatura r cumple:

$$r \geq \frac{a^2}{t} \tag{1.1}$$

donde a es el ancho del panel

t es el espesor de la chapa

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 Términos y definiciones

Dentro del ámbito de esta norma, se aplican los siguientes términos y definiciones:

1.3.1 Tensión crítica elástica

Tensión en un elemento a la cual éste llega a ser inestable cuando sufre una pequeña deformación, según la teoría de la elasticidad de una estructura ideal.

1.3.2 Tensión de membrana

Tensión en el plano medio de la chapa.

1.3.3 Sección bruta

Área total de la sección transversal de un elemento estructural, excluyendo los rigidizadores longitudinales discontinuos.

1.3.4 Sección eficaz y ancho eficaz

Sección reducida o ancho reducido por los efectos de la abolladura de la chapa y/o arrastre por cortante. A fin de distinguir entre los efectos de abolladura, arrastre por cortante y la combinación de ambas, el significado de “eficaz” es el siguiente:

“eficaz^{p}” para los efectos de abolladura de la chapa

“eficaz^{s}” para los efectos del arrastre por cortante

“eficaz” para los efectos combinados de abolladura de la chapa y de arrastre por cortante

1.3.5 Estructura de chapas

Estructura confeccionada a partir de chapas planas ensambladas; las chapas pueden estar o no rigidizadas.

1.3.6 Rigidizador

Chapa o sección conectada a otra chapa con el propósito de prevenir la abolladura de la misma o reforzarla. Un rigidizador puede ser:

Longitudinal si su dirección es paralela a la del elemento a reforzar;

Transversal si su dirección es perpendicular a la del elemento a reforzar.

1.3.7 Chapa rigidizada

Chapa con rigidizadores longitudinales transversales, o ambos.

1.3.8 Subpanel

Porción de chapa no rigidizada delimitada por alas y/o rigidizadores.

1.3.9 Viga híbrida

Viga armada con alas y almas de diferentes calidades de acero; esta norma supone aceros de mayor calidad en las alas que en las almas.

1.3.10 Convenio de signos

Salvo indicación en contra, la compresión se toma como positiva.

1.4 Notaciones

(1) Además de lo indicado en otros anejos, se emplearán las siguientes notaciones:

$A_{s\ell}$ área total de todos los rigidizadores longitudinales de la chapa rigidizada.

A_{st} área de la sección bruta de un rigidizador transversal

A_{eff} área de la sección eficaz

$A_{c,eff}$ área de la sección eficaz^{P}

$A_{c,eff,loc}$ área de la sección eficaz^{P} en caso de abolladura local

a longitud de una chapa rigidizada o no rigidizada

b ancho de una chapa rigidizada o no rigidizada

b_w ancho libre entre soldaduras en secciones soldadas o entre terminaciones de perfiles laminados

b_{eff} ancho eficaz^{s} en caso de arrastre por cortante elástico

F_{Ed} carga transversal de cálculo

h_w canto libre del alma entre alas

L_{eff} longitud eficaz frente a las cargas transversales, véase 6;

$M_{f,Rd}$ momento plástico resistente de cálculo de una sección transversal constituida solamente por alas.

$M_{pl,Rd}$ momento plástico resistente de cálculo de una sección transversal (independientemente de la Clase de sección)

M_{Ed} momento flector de cálculo

N_{Ed} axil de cálculo

t espesor de la chapa

V_{Ed} cortante de cálculo incluyendo los cortantes causados por torsión

W_{eff} módulo resistente elástico de la sección eficaz

β coeficiente de ancho eficaz^{s} de arrastre por cortante elástico.

(2) Las notaciones adicionales se definen donde aparezcan por primera vez.

2 Bases de cálculo y modelización

2.1 Generalidades

(1) Deberá tenerse en cuenta los efectos debidos al arrastre por cortante y a la abolladura de chapa en los estados límite último, de servicio o de fatiga.

NOTA: Los Anejos 22 a 29 del Código Estructural establecen los coeficientes parciales γ_{M0} y γ_{M1}empleados en esta parte.

2.2 Modelos de ancho eficaz para el análisis global

(1) Deberán considerarse en el análisis global los efectos del arrastre por cortante y de la abolladura de la chapa en la rigidez de los elementos y en las uniones.

(2) El empleo de un ancho eficaz^{s} en un análisis global puede tenerse en cuenta para considerar los efectos del arrastre por cortante en las alas. Por simplicidad, este ancho eficaz^{s} puede considerarse uniforme a lo largo de todo el vano.

(3) Para cada vano de un elemento, el ancho eficaz^{s} de las alas debe tomarse como el menor valor de todo el ancho completo y $L/8$ a cada lado del alma, donde L es la luz o dos veces la distancia desde el apoyo hasta el extremo del voladizo.

(4) Los efectos de abolladura de la chapa en un análisis elástico global, pueden tenerse en cuenta mediante áreas de las secciones eficaces^{p} de los elementos sometidos a compresión, véase 4.3.

(5) Para un análisis global, el efecto de la abolladura de chapa en la rigidez podrá despreciarse cuando el área eficaz^{p} de un elemento comprimido es mayor que $\rho_{lim} = 0,5$ veces el área de la sección bruta de dicho elemento.

NOTA: Para determinar la rigidez en caso de no cumplirse (5), véase el Apendice E.

2.3 Efectos de abolladura en chapas en elementos uniformes

(1) Los modelos de ancho eficaz^{p} para tensiones normales, los modelos de resistencia para abolladura por cortante y los de abolladura debido a cargas transversales, así como las interacciones entre dichos modelos para determinar la resistencia de los elementos uniformes en estado límite último, pueden emplearse cuando satisfagan las siguientes condiciones:

- los paneles serán rectangulares y las alas paralelas,
- el diámetro de cualquier taladro o corte sin rigidizar no superará $0,05b$, donde b es el ancho del panel.

NOTA: Estas reglas pueden aplicarse para paneles no rectangulares siempre que el ángulo α_{lim}, (véase la Figura A25.2.1) no sea mayor de 10 grados. Si α_{lim} es mayor de 10, los paneles pueden suponerse como un panel rectangular de dimensiones b_1 y b_2.

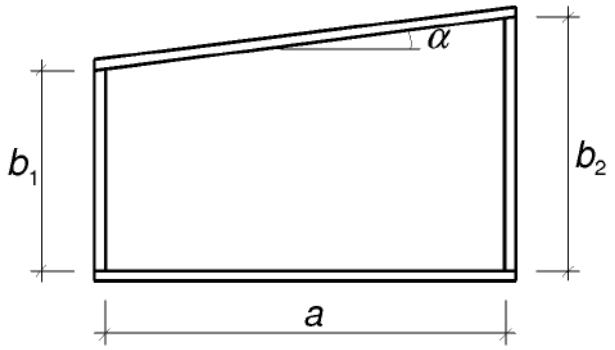


Figura A25.2.1: Definición del ángulo α

(2) Para el cálculo de las tensiones en el estado límite de servicio y fatiga, el área eficaz[s] puede emplearse si cumple la condición descrita en 2.2(5). Para los estados límite último el área eficaz, de acuerdo con 3.3, debe emplearse con β_{ult}en lugar de β.

2.4 Método de la tensión reducida

(1) Como alternativa al empleo de los modelos de ancho eficaz[p] para tensiones normales descritos en los apartados 4 al 7, se pueden considerar las secciones de Clase 3 siempre que las tensiones en cada panel no superen los límites especificados en el apartado 10.

NOTA El método de la tensión reducida es equivalente al método del ancho eficaz[p] (véase 2.3) para chapas aisladas. Sin embargo, la comprobación de las limitaciones tensionales se ha supuesto la no transmisión de cargas entre las chapas de la sección transversal.

2.5 Elementos no uniformes

(1) Los elementos no uniformes (por ejemplo, vigas acarteladas, paneles no rectangulares) o elementos con huecos grandes regulares o irregulares, podrán analizarse por medio de modelos basados en el método de elementos finitos (EF).

NOTA 1 Para elementos no uniformes, véase el Apendice B

NOTA 2 para cálculos basados en el método de EF, véase el Apendice C.

2.6 Elementos con almas corrugadas

(1) Para elementos con almas corrugadas, la rigidez a flexión debe determinarse considerando únicamente la contribución de las alas, mientras que el alma se considerará únicamente para transmitir los esfuerzos tangenciales y las cargas transversales.

NOTA Para la resistencia a la abolladura de las alas comprimidas y la resistencia a cortante del alma véase el Apendice D.

3 Efectos del arrastre por cortante en el cálculo de los elementos estructurales

3.1 Generalidades

(1) El arrastre por cortante en las alas puede despreciarse en caso de que $b_0 < L_e/50$, dónde b_0 es el ancho del ala o la mitad del ancho de un elemento interno y L_e es la longitud entre los puntos con momento flector nulo, véase 3.2.1(2).

(2) Cuando se supera el límite anterior para b_0, el efecto de arrastre por cortante en las alas debe considerarse en la comprobación de la capacidad de estado límite de servicio y de fatiga mediante el uso de un ancho eficaz[s] de acuerdo con 3.2.1 y con una distribución de tensiones acorde con 3.2.2. Para los estados límite último, puede emplearse un área eficaz de acuerdo con 3.3.

(3) Las tensiones bajo cargas concentradas aplicadas en el alma al nivel del ala, deben determinarse según 3.2.3.

3.2 Ancho eficaz[s] de arrastre por cortante bajo condiciones elásticas

3.2.1 Ancho eficaz[s]

(1) El ancho eficaz[s] b_{eff} en caso de arrastre por cortante bajo condiciones elásticas debe determinarse a partir de:

$$b_{eff} = \beta\, b_0 \qquad (3.1)$$

donde los valores del coeficiente eficaz[s] β se dan en la Tabla A25.3.1.

Este ancho eficaz[s] puede ser significativo en estado límite de servicio y fatiga.

(2) Siempre que las luces de los vanos adyacentes que se muestran a continuación, no difieran en más del 50% y que la longitud de cualquier vano en voladizo no sea mayor a la mitad del vano adyacente, las longitudes eficaces L_e pueden determinarse a partir de la Figura A25.3.1. En otros casos L_e debe tomarse como la distancia entre los puntos adyacentes con momento flector nulo.

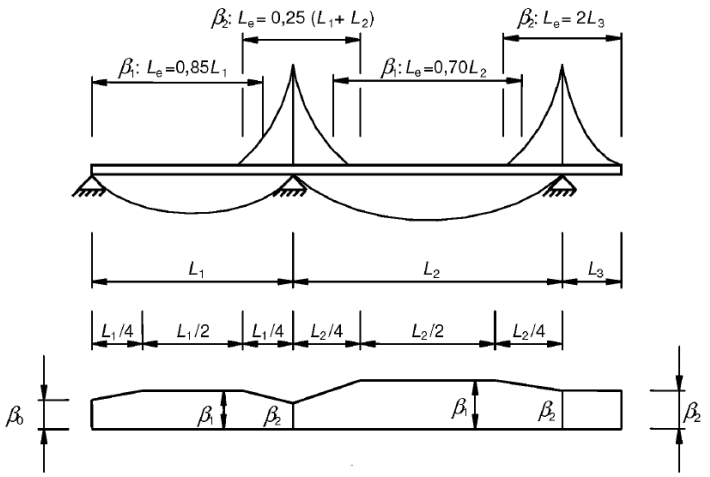
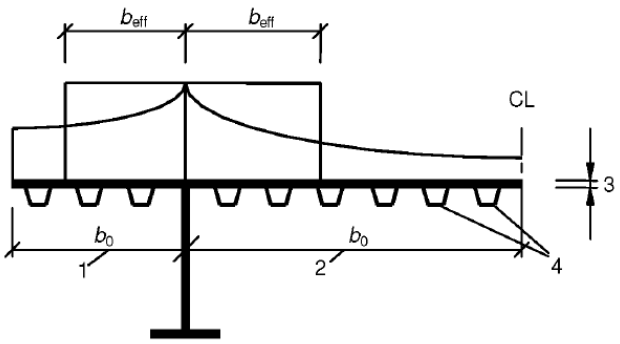


Figura A25.3.1: Longitud eficaz L_e en vigas continuas y distribución del ancho eficaz[s]



Leyenda

1 Elemento volado
2 Elemento interior
3 Espesor de chapa t
4 Rigidizadores con $A_{s\ell} = \sum A_{s\ell i}$

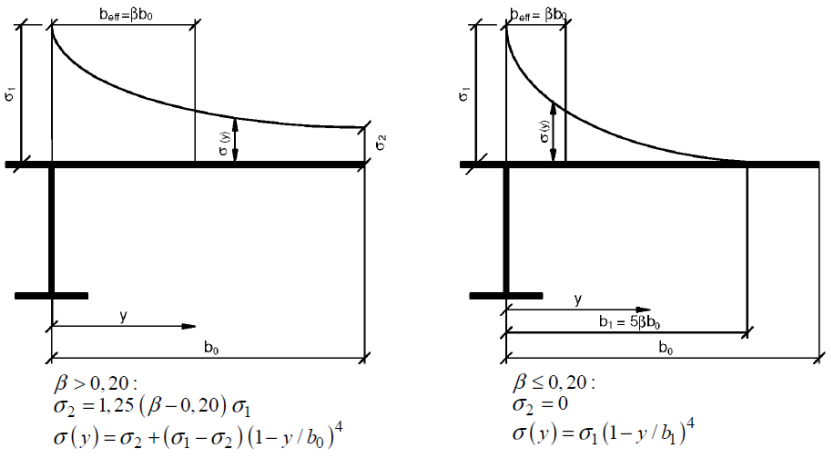
Figura A25.3.2: Notaciones empleadas para el arrastre por cortante

Tabla A25.3.1: Coeficiente β de ancho eficaz[s]

κ	Comprobación	Valor de β
$\kappa \leq 0,02$		$\beta = 1,0$
$0,02 < \kappa \leq 0,70$	Momento flector positivo	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1+6,4\kappa^2}$
	Momento flector negativo	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1+6,0\left(\kappa - \frac{1}{2500\kappa}\right)+1,6\kappa^2}$
$> 0,70$	momentos positivos	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{5,9\kappa}$
	momentos negativos	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{8,6\kappa}$
todos los valores de κ	extremo del apoyo	$\beta_0 = (0,55 + 0,025/\kappa)\beta_1$, si $\beta_0 < \beta_1$
todos los valores de κ	voladizo	$\beta = \beta_2$ en el apoyo y en el extremo
$\kappa = \alpha_0 b_0 / L_e$ con $\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{s\ell}}{b_0 t}}$ donde $A_{s\ell}$ es el área de todos los rigidizadores longitudinales contenidos en el ancho b_0 y otras notaciones están definidas en la Figura A25.3.1 y en la Figura A25.3.2.		

3.2.2 Distribución de tensiones debido al arrastre por cortante

(1) La distribución de las tensiones longitudinales a lo largo del ala debido al arrastre por cortante debe obtenerse a partir de la Figura A25.3.3.



σ_1 se calcula con el ancho eficaz[s] del ala b_{eff}

Figura A25.3.3: Distribución de tensiones debido al arrastre por cortante

3.2.3 Efectos de cargas contenidas en su propio plano

(1) La distribución de las tensiones elásticas en chapas rigidizadas o no rigidizadas debido a la acción de cargas en su propio plano (véase la Figura A25.3.4), debe determinarse a partir de:

$$\sigma_{z,Ed} = \frac{F_{Ed}}{b_{eff}(t_w + a_{st,1})} \qquad (3.2)$$

con: $b_{eff} = s_e \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{s_e n}\right)^2}$

$$n = 0,636 \sqrt{1 + \frac{0,878\ a_{st,1}}{t_w}}$$

$$s_e = s_s + 2t_f$$

Donde $a_{st,1}$ es el área de la sección transversal bruta de los rigidizadores con cargas normales distribuidas en la longitud s_e. Esto puede tomarse conservadoramente como el área de los rigidizadores dividida entre la distancia s_{st};

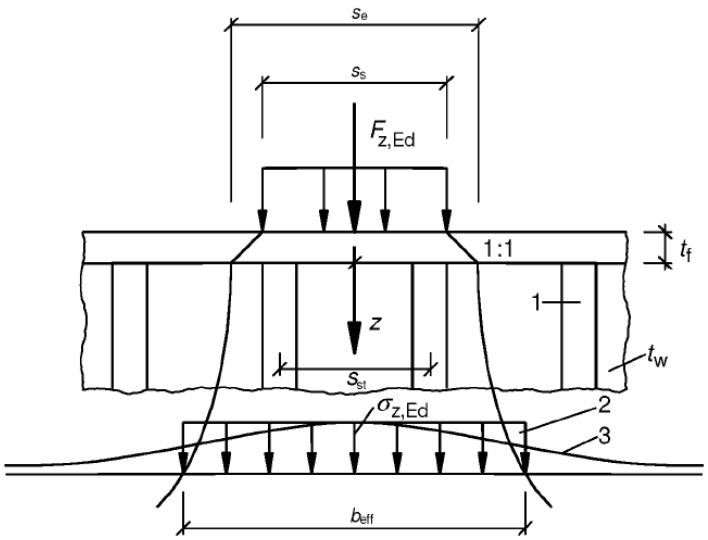
t_w es el espesor del alma;

z es la distancia al ala.

s_e es la longitud del apoyo rigidizado,

s_{st} es la distancia entre rigidizadores;

NOTA: La ecuación (3.2) es válida cuando $s_{st}/s_e \leq 0,5$; por otra parte, la contribución de los rigidizadores debe ser despreciada.



Leyenda
1 Rigidizador
2 Distribución de tensiones simplificada
3 Distribución de tensiones real

Figura A25.3.4: Presentación de cargas en plano

NOTA La anterior distribución de tensiones puede ser empleada para la comprobación a fatiga

3.3 Arrastre por cortante en estado límite último

(1) Los efectos del arrastre por cortante en el estado límite último pueden ser determinados como sigue:

a) contemplando los efectos del arrastre por cortante elástico, como se plantea para los estados límites de servicio y de fatiga,

b) combinando los efectos de arrastre por cortante y de abolladura de chapa,

c) contemplando los efectos de arrastre por cortante en régimen elasto-plástico, teniendo en cuenta cierta deformación plástica.

Para la comprobación en Estado límite último en secciones transversales de clase 4, se deberá tener en cuenta el efecto conjunto del arrastre por cortante y de la abolladura por tensiones normales, en cuyo caso se aplicará lo establecido en la NOTA 2.

En el caso de alas comprimidas de secciones transversales de clase 3, y también para la comprobación en estado límite último, el coeficiente de arrastre por cortante β_{ult} será igual al coeficiente β, obtenido en el apartado 3.2.1, de acuerdo con criterios elásticos.

En el caso de alas traccionadas y alas comprimidas de secciones transversales de clase 1 o 2, en estado límite último, se adoptará $\beta_{ult} = \beta^{k}$, conforme a lo indicado en la NOTA 3.

NOTA 2 Los efectos combinados debidos a la abolladura de la chapa y al arrastre por cortante deben tenerse en cuenta empleando A_{eff} dado por la siguiente fórmula:

$$A_{eff} = A_{c,eff}\beta_{ult} \quad (3.3)$$

Donde $A_{c,eff}$ es el área eficaz[p] del ala comprimida debido a la abolladura de la chapa (véase 4.4 y 4.5);

β_{ult} es el coeficiente de ancho eficaz[s] para considerar el efecto de arrastre por cortante en estado límite último, que se tomará de los valores de β de la Tabla A25.3.1, reemplazando α_0 por

$$\alpha_0^* = \sqrt{\frac{A_{c,eff}}{b_0 t_f}} \quad (3.4)$$

t_f es el espesor del ala.

NOTA 3 Los efectos de arrastre por cortante en régimen elasto-plástico teniendo en cuenta cierta deformación plástica deben considerarse determinando A_{eff} dado por la siguiente expresión

$$A_{eff} = A_{c,eff}\beta^{\kappa} \geq A_{c,eff}\beta \quad (3.5)$$

donde β y κ se obtienen de la Tabla A25.3.1.

Las expresiones descritas en la NOTA 2 y la NOTA 3 pueden ser aplicadas también para las alas traccionadas, en cuyo caso $A_{c,eff}$ debe ser reemplazado por el área bruta del ala a tracción.

4 Efectos de la abolladura de chapa debida a tensiones normales en estado límite último

4.1 Generalidades

(1) Este apartado da las directrices para explicar los efectos provocados por la abolladura de chapa debidos a tensiones normales en estado límite último cuando se cumplan las siguientes condiciones:

a) Los paneles son rectangulares y las alas paralelas o cuasi-paralelas, véase 2.3.

b) En caso de estar previstos rigidizadores, éstos se disponen en la dirección longitudinal y/o transversal.

c) Si existen taladros o cortes, estos son pequeños (véase 2.3).

d) Los elementos estructurales considerados son de sección uniforme.

e) No se produce abolladura del alma inducida por el ala.

NOTA 1: Para abolladura del ala comprimida en el plano del alma, véase el apartado 8.

NOTA 2: Para rigidizadores y elementos de chapa sometidos a abolladura, véase el apartado 9.

4.2 Resistencia a tensiones normales

(1) La resistencia de una chapa puede determinarse empleando las áreas eficaces[p] de las chapas comprimidas para secciones de Clase 4, empleando para el cálculo los datos de $(A_{eff}, I_{eff}, W_{eff})$ para la comprobación de la resistencia de la sección o del elemento a pandeo o a pandeo debido a torsión lateral de acuerdo con el Anejo 22 del Código Estructural.

(2) Las áreas eficaces[p] pueden determinarse basándose en la distribución lineal de deformaciones una vez alcanzado el límite elástico en el plano medio de la chapa del ala comprimida.

4.3 Sección eficaz

(1) En el cálculo de las tensiones longitudinales, se debe tener en cuenta los efectos combinados debidos al arrastre por cortante y a la abolladura de chapa empleando las áreas eficaces proporcionadas en 3.3.

(2) Las propiedades de la sección transversal eficaz de los elementos, deben basarse en las áreas eficaces de los elementos comprimidos y en el área eficaz[s] de los elementos traccionados por el arrastre por cortante.

(3) El área efectiva A_{eff}, debe determinarse suponiendo que la sección está sometida exclusivamente a las tensiones originadas por compresión axial uniforme. Para las secciones asimétricas, el posible desplazamiento e_N del centro de dicha área eficaz A_{eff} respecto del centro de gravedad de la sección bruta, véase la Figura A25.4.1, genera un momento adicional que debe tenerse en cuenta en la comprobación de dicha sección, empleado en 4.6.

(4) El módulo resistente de elasticidad de la sección eficaz W_{eff} debe determinarse suponiendo que la sección estará sometida únicamente a tensiones por flexión, véase la Figura A25.4.2. Para el módulo resistente de una sección sometida a una flexión esviada, debe determinarse según ambos ejes principales.

NOTA: Como alternativa a 4.3(3) y (4), puede determinarse una única sección eficaz para el estado tensional resultante de actuar simultáneamente N_{Ed}yM_{Ed}. Los efectos de e_N, deben tenerse en cuenta como se describe en 4.3(3). Esto requiere un proceso iterativo.

(5) La tensión en un ala debe calcularse empleando el módulo de elasticidad de la sección referida al plano medio de dicho ala.

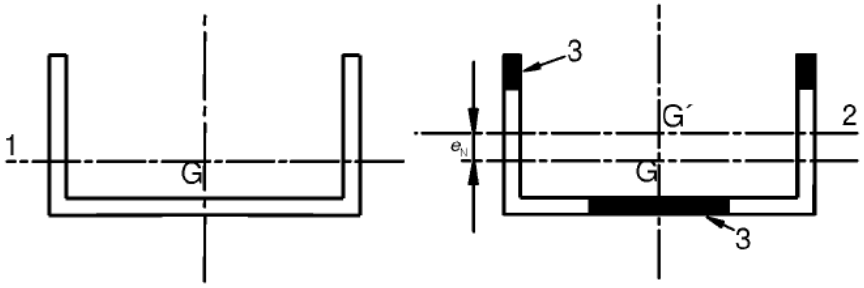
(6) Las vigas híbridas pueden tener alas constituidas por un material con un límite elástico f_{yf} hasta alcanzar un valor $\phi_h f_{yw}$, siendo $\phi_h = 2,0$, de tal forma que:

a) el incremento de la tensión en el ala causado por la plastificación del alma se tiene en cuenta limitando la tensión en el alma a f_{yw}.

b) f_{yf} se emplea para determinar el área eficaz del alma.

(7) El incremento de las deformaciones y de las tensiones en estado límite de servicio y de fatiga puede despreciarse para las vigas híbridas de acuerdo con 4.3(6).

(8) Para vigas híbridas que cumplan con 4.3(6) el límite del rango de tensiones definido en Anejo 27 del Código Estructural se puede tomar como $1,5\ f_{yf}$.

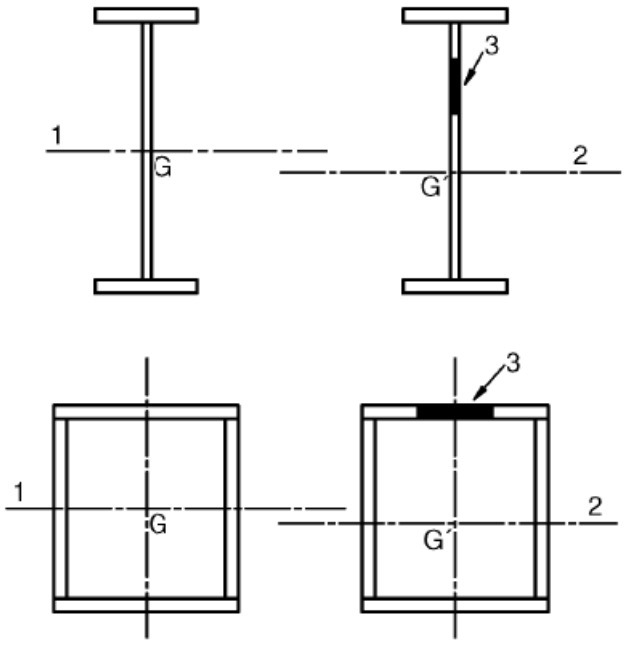


Sección transversal bruta — Sección transversal reducida eficaz

Leyenda

G Centro de gravedad de la sección bruta
G' Centro de gravedad de la sección reducida eficaz
1 Eje baricéntrico de la sección bruta
2 Eje baricéntrico de la sección reducida eficaz
3 Área no efectiva

Figura A25.4.1: Secciones transversales de Clase 4–esfuerzo axil



Sección transversal bruta Sección transversal reducida eficaz

Leyenda

G Centro de gravedad de la sección bruta
G' Centro de gravedad de la sección reducida eficaz
1 Eje baricéntrico de la sección bruta
2 Eje baricéntrico de la sección reducida eficaz
3 Área no efectiva

Figura A25.4.2: Secciones transversales de Clase 4–momento flector

4.4 Elementos de chapa sin rigidizadores longitudinales

(1) Las áreas eficaces[p] de las chapas planas comprimidas deben obtenerse empleando la Tabla A25.4.1 para los elementos interiores y la Tabla A25.4.2 para los exteriores. El área eficaz[p] de la zona comprimida de una chapa con un área bruta A_c que debe obtenerse a partir de:

$$A_{c,eff} = \rho A_c \qquad (4.1)$$

Donde ρ es el coeficiente de reducción por abolladura de chapas.

(2) El coeficiente de reducción ρ, puede tomarse como sigue:

- elementos interiores comprimidos:

$$\rho = 1,0 \qquad \text{para } \bar{\lambda}_p \leq 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\Psi}$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3+\Psi)}{\bar{\lambda}_p{}^2} \leq 1,0 \qquad \text{para } \bar{\lambda}_p > 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\Psi} \qquad (4.2)$$

- elementos externos comprimidos:

$\rho = 1,0$ para $\bar{\lambda}_p \leq 0,748$

$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0$ para $\bar{\lambda}_p > 0,748$ (4.3)

con $\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}/t}{28,4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}}$

Ψ es la relación de tensiones determinada de acuerdo con 4.4(3) y 4.4(4)

$\bar{b}$ es el ancho obtenido de entre los siguientes (para las definiciones, véase la Tabla A22.5.2 del Anejo 22 del Código Estructural)

b_w	para almas;
b	para elementos internos del ala(excepto en secciones huecas rectangulares);
$b - 3t$	para alas de secciones huecas rectangulares;
c	para alas exteriores;
h	para angulares de lados iguales;
h	paraangulares de lados no iguales;

k_σ es el coeficiente de abolladura correspondiente a la relación de tensiones Ψ y condiciones de contorno. Para chapas alargadas, k_σ se obtiene de la Tabla A25.4.1 o de la Tabla A25.4.2, según corresponda;

t es el espesor;

σ_{cr} es la tensión crítica elástica de abolladura de la chapa, véase la ecuación (A.1) en el Apendice A.1(2) y en la Tabla A25.4.1 y en la Tabla A25.4.2;

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y[N/mm^2]}}$$

(3) En el caso de alas en secciones en I y en cajón, la relación de tensiones Ψ empleada en la Tabla A25.4.1 o en la Tabla A25.4.2, debe basarse en las propiedades de la sección bruta debido al arrastre por cortante en las alas, en caso de que sea relevante. En el caso de los elementos del alma, la relación de tensiones Ψ empleada en la Tabla A25.4.1 debe obtenerse con una distribución de tensiones calculada con el área eficaz del ala comprimida y de la sección bruta del alma.

NOTA Si la distribución de tensiones resulta de diferentes etapas de construcción, (como por ejemplo en un puente mixto), las tensiones de las diferentes etapas pueden calcularse en primer lugar con las propiedades de la sección formada por las áreas eficaces de ala y área bruta de alma y la suma de las tensiones de ambas zonas. Esta resultante de distribución de tensiones determina la sección eficaz de alma que puede ser empleada en todas las etapas para calcular la distribución final.

(4) A excepción de lo comentado en 4.4(5), la esbeltez de una chapa $\bar{\lambda}_p$ de un elemento puede ser sustituido por:

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}} \tag{4.4}$$

Donde $\sigma_{com,Ed}$ es la máxima tensión de compresión de cálculo en el elemento correspondiente, empleando el área eficaz^p de la sección debido a todas las acciones simultáneas.

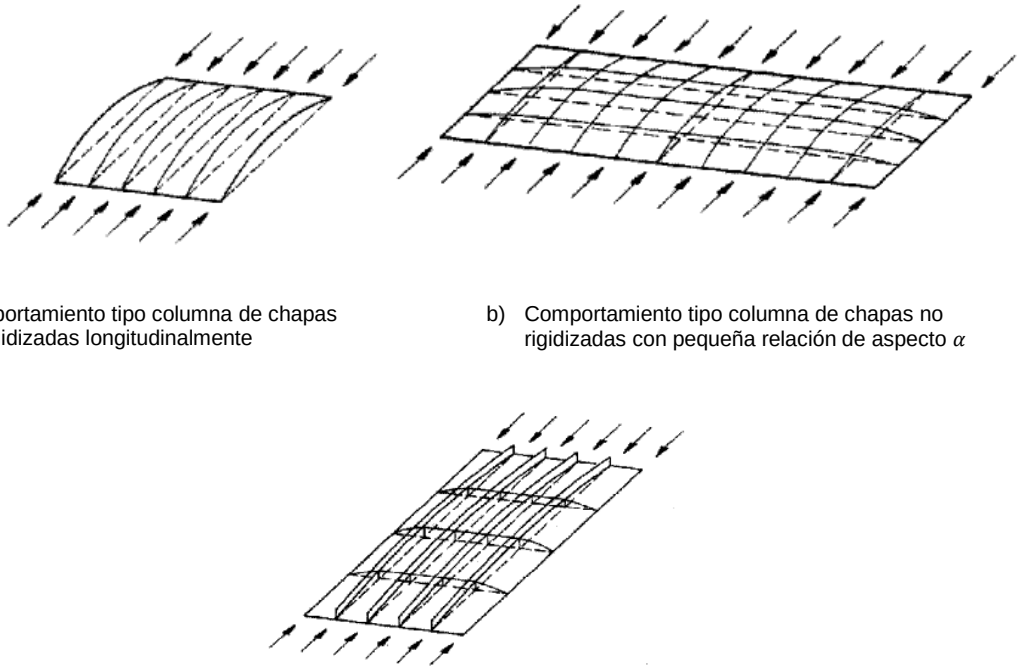
NOTA 1 El procedimiento descrito anteriormente es conservador y requiere un cálculo iterativo en el cual la relación de tensiones Ψ (véase la Tabla A25.4.1 y la Tabla A25.4.2) se determina para cada etapa a partir de las tensiones calculadas con la sección eficaz^p definida al final de la etapa anterior.

NOTA 2 Véase también en el procedimiento alternativo en el Apendice E.

(5) Para la comprobación de la resistencia de cálculo a la abolladura en las secciones de Clase 4 empleando los apartados 6.3.1, 6.3.2 o 6.3.4 del Anejo 22, debe emplearse tanto la esbeltez de chapa $\bar{\lambda}_p$ como $\bar{\lambda}_{p,red}$ y con $\sigma_{com,Ed}$ obtenido en un análisis de segundo orden con imperfecciones globales.

(6) Para relaciones de forma $a/b < 1$ puede producirse un pandeo tipo columna. La comprobación debe realizarse de acuerdo con 4.5.4 empleando el coeficiente de reducción ρ_c.

NOTA Este caso se aplica, por ejemplo, en elementos planos entre rigidizadores transversales donde la abolladura de la chapa podría ser de tipo columna y que requiere un coeficiente de reducción ρ_c parecido a χ_c como el que se emplea para el pandeo de columna, véase la Figura A25.4.3 a) y b). Para chapas con rigidizadores longitudinales puede ocurrir un pandeo tipo columna cuando $a/b \geq 1$, véase la Figura A25.4.3 c).



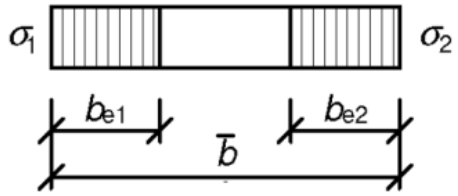
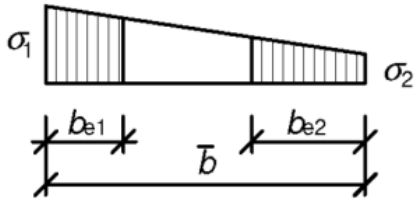
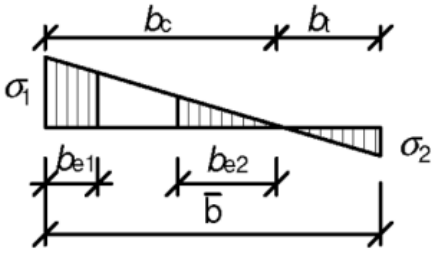
a) Comportamiento tipo columna de chapas no rigidizadas longitudinalmente

b) Comportamiento tipo columna de chapas no rigidizadas con pequeña relación de aspecto α

c) Comportamiento tipo columna, de chapas rigidizadas longitudinalmente con relación de aspecto α

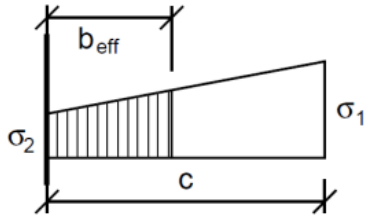
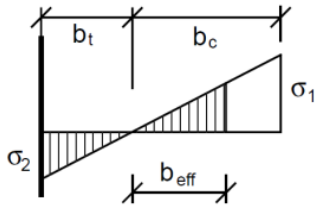
Figura A25.4.3: Comportamiento tipo columna

Tabla A25.4.1: Elementos interiores comprimidos

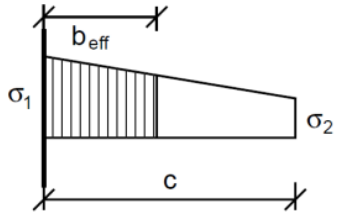
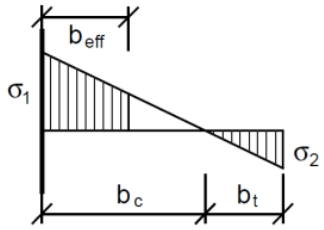
Distribución de tensiones (compresión positiva)	Ancho eficazᵖ b_{eff}
	$\underline{\Psi = 1:}$ $b_{eff} = \rho\, \bar{b}$ $b_{e1} = 0{,}5\, b_{eff}$ $b_{e2} = 0{,}5\, b_{eff}$
	$\underline{1 > \Psi \geq 0:}$ $b_{eff} = \rho\, \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5-\Psi} b_{eff}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$
	$\underline{\Psi < 0:}$ $b_{eff} = \rho\, b_c = \rho\, \bar{b}/(1-\Psi)$ $b_{e1} = 0{,}4\, b_{eff}$ $b_{e2} = 0{,}6\, b_{eff}$

$\Psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \Psi > 0$	0	$0 > \Psi > -1$	-1	$-1 > \Psi \geq -3$
Coeficiente de abolladura k_σ	4, 0	$8{,}2/(1{,}05 + \Psi)$	7, 81	$7{,}81 - 6{,}29\Psi + 9{,}78\Psi^2$	23, 9	$5{,}98(1-\Psi)^2$

Tabla A25.4.2: Elementos externos comprimidos

Distribución de tensiones (compresión positiva)	Ancho eficazᵖ b_{eff}
	$\underline{1 > \Psi \geq 0}$ $b_{eff} = \rho\, c$
	$\underline{\Psi < 0:}$ $b_{eff} = \rho\, b_c = \rho\, c/(1-\Psi)$

$\Psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \Psi \geq -3$
Coeficiente de abolladurak_σ	0, 43	0, 57	0, 85	$0,57 - 0,21\Psi + 0,07\Psi^2$

Distribución de tensiones (compresión positiva)	Ancho eficazᵖ b_{eff}
	$\underline{1 > \Psi \geq 0}$ $b_{eff} = \rho\, c$
	$\underline{\Psi < 0:}$ $b_{eff} = \rho\, b_c = \rho\, c/(1-\Psi)$

$\Psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \Psi > 0$	0	$0 > \Psi > -1$	-1
Coeficiente de abolladurak_σ	0, 43	$0,578/(\Psi + 0,34)$	1, 70	$1,7 - 5\Psi + 17,1\Psi^2$	23, 8

4.5 Elementos de chapa rigidizados con rigidizadores longitudinales

4.5.1 Generalidades

(1) En el caso de elementos de chapa con rigidizadores longitudinales, deben tenerse en cuenta las áreas eficaces[p] debidas a la abolladura local de los subpaneles comprendidos entre los rigidizadores y las áreas eficaces[p] procedentes de la abolladura global del panel rigidizado.

(2) El área de la sección eficaz[p] de cada subpanel debe determinarse por medio de un coeficiente de reducción, de acuerdo con 4.4, para tener en cuenta la abolladura local de la chapa. La chapa rigidizada, teniendo en cuenta las áreas de la sección eficaz[p] de los rigidizadores, debe comprobarse frente a la abolladura global de la chapa, (por ejemplo, asimilándola a una chapa ortótropa equivalente), determinándose un coeficiente de reducción ρ_c para la abolladura global de chapa.

(3) El área de la sección eficaz[p] de la zona comprimida de la chapa rigidizada debe tomarse como sigue:

$$A_{c,eff} = \rho_c A_{c,eff,loc} + \sum b_{edge,eff} t \qquad (4.5)$$

Donde $A_{c,eff,loc}$ es el área de la sección eficaz[p] de todos los rigidizadores y subpaneles que se encuentran totalmente o parcialmente en la zona comprimida excepto las partes eficaces soportadas por una chapa adyacente con un ancho $b_{edge,eff}$, véase el ejemplo mostrado en la Figura A25.4.4.

(4) El área $A_{c,eff,loc}$ debe obtenerse mediante:

$$A_{c,eff,loc} = A_{s\ell,eff} + \sum_c \rho_{loc} b_{c,loc}\, t \qquad (4.6)$$

Donde $\sum_c$ se aplica a la parte del ancho del panel rigidizado comprimido excepto las partes $b_{edge,eff}$, véase la Figura A25.4.4.;

$A_{s\ell,eff}$ es la suma de las secciones eficaces[p] de acuerdo con 4.4 de todos los rigidizadores longitudinales con el área bruta $A_{s\ell}$, localizada en la zona comprimida;

$b_{c,loc}$ es el ancho de la parte comprimida de cada subpanel;

ρ_{loc} es el coeficiente de reducción definido en 4.4(2) de cada subpanel.

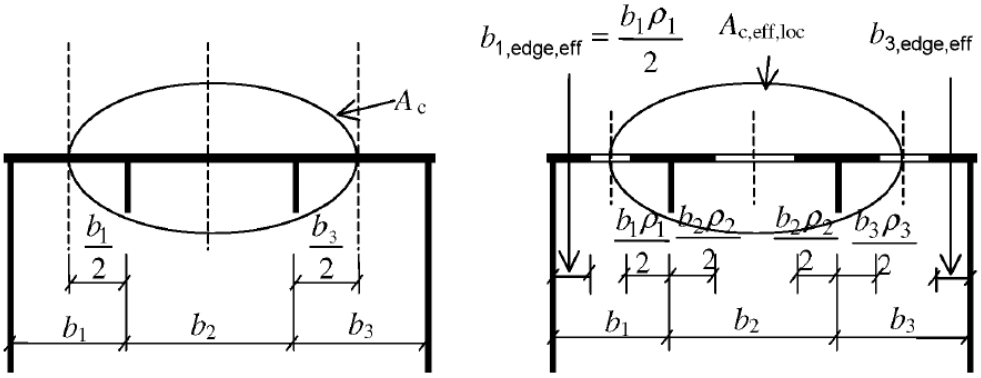


Figura A25.4.4: Chapa rigidizada bajo compresión uniforme

NOTA: En caso de compresión no uniforme, véase la Figura A25.A.1.

(5) Para determinar el coeficiente de reducción ρ_c para todos los tipos de abolladura, debe considerarse el coeficiente de reducción de pandeo tipo columna, que es más severo que el coeficiente de reducción de abolladura de chapa.

(6) Para determinar ρ_c se podrá realizar una interpolación, de acuerdo con lo dispuesto en 4.5.4(1), entre el coeficiente de reducción ρ relativo a la abolladura de chapa y un coeficiente de reducción χ_c relativo al pandeo tipo columna. Véase 4.5.4.

(7) La reducción del área comprimida $A_{c,eff,loc}$ por medio de ρ_c puede tomarse como una reducción uniforme a lo largo de la sección bruta.

(8) En aquellos casos en que el arrastre por cortante sea significativo (véase 3.3) el área de la sección eficaz $A_{c,eff}$ de la zona comprimida de una chapa rigidizada, debe tomarse como $A^*_{c,eff}$ no sólo para los efectos de la abolladura local sino también para los efectos del arrastre por cortante.

(9) El área de la sección eficaz de la zona traccionada de un elemento de chapa rigidizada, debe tomarse como el área bruta de la zona traccionada reducida por el arrastre por cortante, en el caso de ser significativo, véase 3.3.

(10) El módulo resistente de la sección eficaz W_{eff}, debe tomarse como el cociente entre el momento de inercia de la sección transversal eficaz y la distancia desde el centro de gravedad a la mitad del canto del ala.

4.5.2 Comportamiento tipo chapa

(1) La esbeltez relativa $\bar{\lambda}_p$de la chapa equivalente, se define como sigue:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} f_y}{\sigma_{cr,p}}} \qquad (4.7)$$

siendo $\beta_{A,c} = \frac{A_{c,eff,loc}}{A_c}$

donde A_c es el área bruta de la zona comprimida de la chapa rigidizada excepto las partes de los subpaneles soportados por una chapa adyacente, véase la Figura A25.4.4 (se multiplica por el coeficiente de arrastre por cortante si éste es significativo, véase 3.3)

$A_{c,eff,loc}$ es el área eficaz de la misma parte de la chapa (incluyendo los efectos del arrastre por cortante, en caso de ser significativo) con la tolerancia de la posible abolladura de chapa de los subpaneles y/o los rigidizadores.

(2) El coeficiente de reducción ρ para una chapa ortótropa equivalente se obtiene a partir de 4.4(2) siempre que $\bar{\lambda}_p$ se calcule a partir de la ecuación (4.7).

NOTA: Para el cálculo de $\sigma_{cr,p}$, véase el Apendice A.

4.5.3 Comportamiento del pandeo tipo columna

(1) La tensión crítica elástica de pandeo tipo columna $\sigma_{cr,c}$ de una chapa no rigidizada (véase 4.4) o rigidizada (véase 4.5) debe tomarse como la tensión de pandeo considerando los apoyos eliminados a lo largo de los bordes longitudinales.

(2) La tensión crítica elástica de pandeo tipo columna $\sigma_{cr,c}$ de una chapa no rigidizada puede obtenerse a partir de:

$$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 E t^2}{12(1-\nu^2)a^2} \tag{4.8}$$

(3) Para una chapa rigidizada, $\sigma_{cr,c}$ podrá determinarse a partir de la tensión crítica elástica de pandeo tipo columna $\sigma_{cr,st}$ del rigidizador más cercano al borde del panel sometido a la mayor tensión de compresión, como sigue a continuación:

$$\sigma_{cr,s\ell} = \frac{\pi^2 E I_{s\ell,1}}{A_{s\ell,1} a^2} \tag{4.9}$$

Donde $I_{s\ell,1}$ es el momento de inercia del área de la sección bruta del rigidizador y de las partes adyacentes de la chapa, relativo a la flexión fuera de su plano;

$A_{s\ell,1}$ es el área de la sección bruta del rigidizador y de las partes adyacentes de la chapa de acuerdo con la Figura A25.A.1.

NOTA: $\sigma_{cr,c}$ puede obtenerse de $\sigma_{cr,c} = \sigma_{cr,s\ell} \frac{b_c}{b_{s\ell,1}}$, donde $\sigma_{cr,c}$ es la tensión relativa al borde comprimido de la chapa y $b_{s\ell,1}$ y b_c son valores geométricos procedentes de la distribución de tensiones empleada para la extrapolación, véase la Figura A25.A.1.

(4) La esbeltez relativa de la columna $\bar{\lambda_c}$ se define como sigue:

$$\bar{\lambda_c} = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,c}}} \quad \text{para chapas no rigidizadas} \tag{4.10}$$

$$\bar{\lambda_c} = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} f_y}{\sigma_{cr,c}}} \quad \text{para chapas rigidizadas} \tag{4.11}$$

siendo $\beta_{A,c} = \frac{A_{s\ell,1,eff}}{A_{s\ell,1}}$;

donde $A_{s\ell,1}$ se define en 4.5.3(3);

$A_{s\ell,1,eff}$ es el área de la sección eficaz del rigidizador y de las partes adyacentes de la chapa debido a la abolladura de chapa, véase la Figura A25.A.1.

(5) El coeficiente de reducción χ_c debe obtenerse a partir de 6.3.1.2. del Anejo 22 del Código Estructural. Para chapas no rigidizadas, debe emplearse un valor $\alpha = 0,21$ correspondiente a la curva de pandeo a. Para chapas rigidizadas α debe mayorarse y reemplazarse por α_e:

$$\alpha_e = \alpha + \frac{0,09}{i/_e} \tag{4.12}$$

con $i = \sqrt{\frac{I_{s\ell,1}}{A_{s\ell,1}}}$

$e =$ $max(e_1, e_2)$ es la mayor distancia de los centros de gravedad respectivos de la chapa y un rigidizador de borde (o de los centros de gravedad de cualquier conjunto de rigidizadores cuando se encuentran a ambos lados de la chapa) a la fibra neutra de la columna eficaz, véase la Figura A25.A.1.

α $= 0,34$ (curva b) para rigidizadores de sección cerrada

$= 0,49$ (curva c) para rigidizadores de sección abierta

4.5.4 Interacción entre abolladura de chapa y pandeo tipo columna

(1) El coeficiente final de reducción global ρ_c se debe obtener por interpolación entre los coeficientes χ_c y ρ mediante la siguiente expresión:

$$\rho_c = (\rho - \chi_c)\xi(2 - \xi) + \chi_c \qquad (4.12)$$

donde $\xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1$ con $0 \leq \xi \leq 1$

$\sigma_{cr,p}$ es la tensión crítica elástica de abolladura de la chapa, véase el Apendice A.1(2)

$\sigma_{cr,c}$ es la tensión crítica elástica de pandeo tipo columna de acuerdo con 4.5.3(2) y (3), respectivamente;

χ_c es el coeficiente de reducción debido al pandeo tipo columna.

ρ es el coeficiente de reducción debido a la abolladura de chapa, véase 4.4(1).

4.6 Comprobación

(1) La comprobación de un elemento estructural sometido a compresión y flexión uniaxial debe llevase a cabo como sigue:

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{\frac{f_y A_{eff}}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{Ed} + N_{Ed} e_N}{\frac{f_y W_{eff}}{\gamma_{M0}}} \leq 1,0 \qquad (4.14)$$

donde A_{eff} es el área de la sección eficaz de acuerdo con 4.3(3);

e_N es la excentricidad de la posición de la fibra neutra, véase 4.3(3);

M_{Ed} es el momento flector de cálculo;

N_{Ed} es el esfuerzo axil de cálculo;

W_{eff} es el módulo resistente de la sección eficaz, véase 4.3(4);

γ_{M0} es un coeficiente parcial, véase el Anejo 29 del Código Estructural .

NOTA Para los elementos sometidos a compresión y a flexión esviada, la ecuación (4.14) tendrá que modificarse de la siguiente manera:

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{\frac{f_y A_{eff}}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{y,Ed}+N_{Ed}e_{y,N}}{\frac{f_y W_{y,eff}}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{z,Ed}+N_{Ed}e_{z,N}}{\frac{f_y W_{z,eff}}{\gamma_{M0}}} \leq 1,0 \qquad (4.15)$$

$M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$ son los momentos flectores de cálculo con respecto a los ejes $y-y$ y $z-z$ respectivamente;

$e_{y,N}, e_{z,N}$ son las excentricidades con respecto a la fibra neutra.

(2) Los esfuerzos M_{Ed} y N_{Ed} deben incluir los efectos de segundo orden cuando sean significativos.

(3) La comprobación de la abolladura de la chapa se llevará a cabo para las resultantes de las tensiones existentes a la distancia de $0,4a$ o $0,5b$ (la que sea menor de las dos), a partir del borde del panel donde las tensiones sean mayores. En este caso, debe realizarse la comprobación de resistencia de la sección bruta en el extremo final del panel.

5 Resistencia a cortante

5.1 Generalidades

(1) Este apartado describe las reglas para obtener la resistencia a cortante de chapas considerando la abolladura ocasionada por las tensiones tangenciales en estado límite último, cuando se cumplen los siguientes criterios:

a) los paneles son rectangulares, dentro del ángulo límite definido en 2.3;

b) los rigidizadores, en caso de estar previstos, se disponen en la dirección longitudinal y/o transversal;

c) todos los taladros o cortes son pequeños (véase 2.3);

d) los elementos estructurales tienen sección constante.

(2) Las chapas con h_w/t mayor que $\frac{72}{\eta}\varepsilon$, para almas sin rigidizar, o $\frac{31}{\eta}\varepsilon\sqrt{k_t}$ para almas rigidizadas. Debe comprobarse frente a abolladura y deben disponer de rigidizadores transversales en las secciones de apoyo.

donde:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y[N/mm^2]}}$$

$\eta = 1,20$ para aceros de tipo hasta S460, y $\eta = 1$ para aceros de tipo superior.

NOTA 1: Para el valor de h_w véase la Figura A25.5.1 y para k_τ, véase 5.3(3).

5.2 Resistencia de cálculo

(1) Para almas rigidizadas o no rigidizadas la resistencia de cálculo a cortante debe tomarse como:

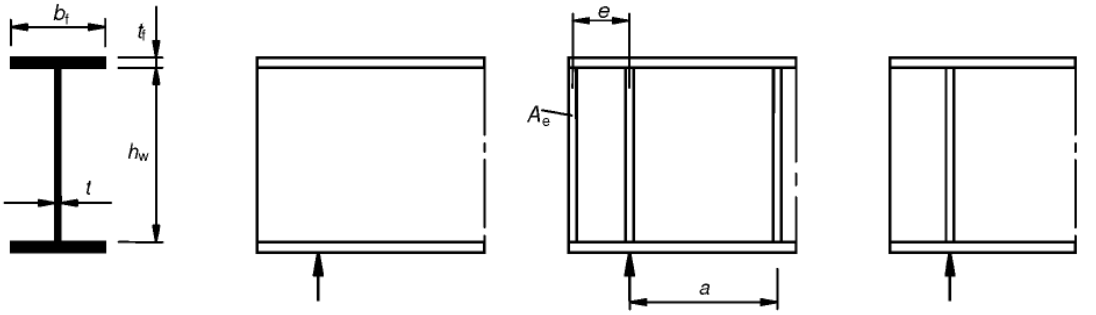
$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw}\, h_w\, t}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} \qquad (5.1)$$

en la cual la contribución del alma viene dada por:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw}\, h_w\, t}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} \qquad (5.2)$$

y la contribución debida a las alas $V_{bf,Rd}$ será de acuerdo con 5.4.

(2) Los rigidizadores y las soldaduras deben cumplir con los requisitos establecidos en 9.3 y 9.3.5 respectivamente.



Notación de la sección transversal | a) Panel sin rigidizador extremo | b) Panel extremo rígido | c) Panel extremo no rígido

Figura A25.5.1: Apoyos extremos

5.3 Contribución del alma

(1) Para las almas con rigidizadores transversales únicamente en las secciones de apoyo y para almas con otros rigidizadores transversales o longitudinales intermedios, o ambos, el coeficiente de contribución del alma χ_w a la resistencia frente a la abolladura por cortante debe obtenerse de la Tabla A25.5.1 o de la Figura A25.5.2.

Tabla A25.5.1: Coeficiente χ_w para la contribución del alma frente a abolladura por cortante

	Extremo rígido	Extremo no rígido
$\bar{\lambda}_w < 0,83/\eta$	η	η
$0,83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,83/\bar{\lambda}_w$	$0,83/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,08$	$1,37/(0,7+\bar{\lambda}_w)$	$0,83/\bar{\lambda}_w$

NOTA: Véase 6.2.6 en Anejo 22 del Código Estructural.

(2) La Figura A25.5.1 muestra diferentes casos de apoyos extremos en vigas:

a) Panel sin rigidizador extremo, véase 6.1 (2), tipo c);

b) Panel extremo rígido, véase 9.3.1, este caso es también aplicable en paneles situados en un apoyo intermedio de una viga continua;

c) Panel extremo no rígido, véase 9.3.2.

(3) La esbeltez modificada $\bar{\lambda}_w$ de la Tabla A25.5.1 y de la Figura A25.5.2 puede tomarse como:

$$\bar{\lambda_w} = 0,76\sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} \quad (5.3)$$

donde $\tau_{cr} = k_\tau \sigma_E$ (5.4)

NOTA1: Los valores de σ_E y k_t pueden tomarse del Apendice A.

NOTA 2: La esbeltez modificada $\bar{\lambda_w}$ puede tomarse como sigue:

a) rigidizadores transversales únicamente en los apoyos:

$$\bar{\lambda_w} = \frac{h_w}{86,4t\varepsilon} \quad (5.5)$$

b) rigidizadores transversales en los apoyos y con rigidizadores transversales o longitudinales intermedios, o ambos:

$$\bar{\lambda_w} = \frac{h_w}{37,4t\varepsilon\sqrt{k_\tau}} \quad (5.6)$$

En dónde k_τ es el mínimo coeficiente de abolladura por cortante para el panel del alma.

NOTA 3: Cuando además de los rigidizadores transversales rígidos se utilizan rigidizadores transversales no rígidos, k_τ debe tomarse como el menor de los valores del alma entre dos rigidizadores transversales cualesquiera (por ejemplo, $a_2 x h_w$ y $a_3 x h_w$) y los paneles con el alma comprendida entre dos rigidizadores transversales rígidos que contengan rigidizadores transversales no rígidos ($a_4 x h_w$).

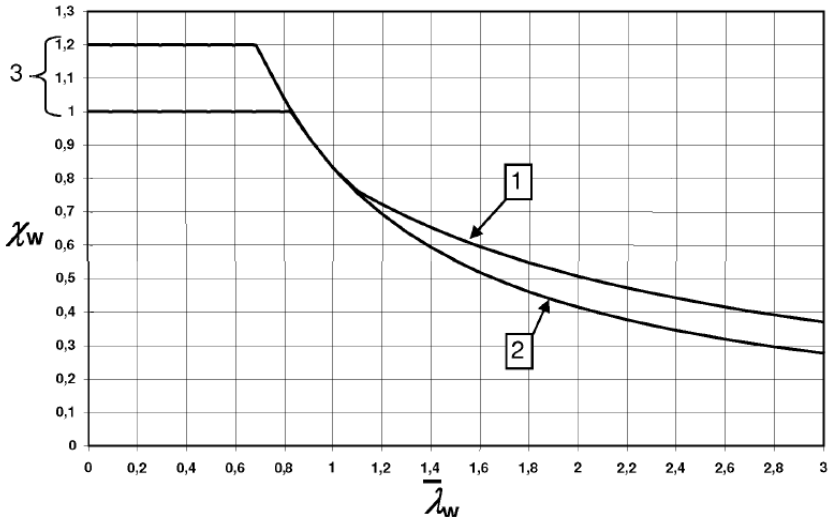
NOTA 4: Puede suponerse condiciones de contorno rígidas para paneles limitados por alas y los rigidizadores transversales rígidos. El análisis de la abolladura del alma se realiza sobre los paneles existentes entre dos rigidizadores transversales adyacentes (por ejemplo $a_1 x h_{wi}$ de la Figura A25.5.3).

NOTA 5: Para rigidizadores transversales no rígidos, el valor mínimo de k_τ, puede tomarse a partir de los siguientes análisis de abolladura:

1. Considerando dos paneles de alma adyacentes con un rigidizador transversal flexible.
2. Considerando tres paneles de alma adyacentes con dos rigidizadores transversales flexibles.

Para el cálculo de k_τ, véase el Apéndice A.3.

(4) El momento de inercia de los rigidizadores longitudinales debe reducirse a 1/3 de su valor real para el cálculo de k_τ. Las formulaciones para k_τ, teniendo en cuenta esta reducción, pueden ser empleadas de acuerdo con A.3.



Leyenda

1 Panel extremo rígido
2 Panel extremo no rígido
3 Rango de valores recomendados de η

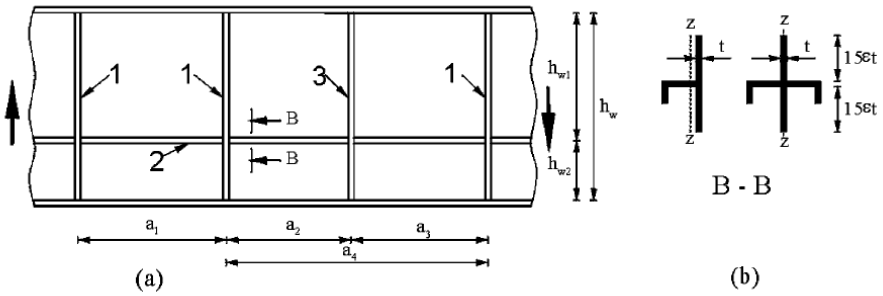
Figura A25.5.2: Coeficiente de abolladura por cortante χ_w

(5) Para almas con rigidizadores longitudinales, la esbeltez modificada $\bar{\lambda}_w$ en (3) no debe ser menor que

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{wi}}{37{,}4t\varepsilon\sqrt{k_{\tau i}}} \tag{5.7}$$

donde h_{wi} y $k_{\tau i}$ se refieren al subpanel con mayor valor del parámetro de esbeltez $\bar{\lambda}_w$ de todos los subpaneles dentro del panel de dicho alma.

NOTA: Para calcular k_τ, se puede emplear la expresión dada en A.3, considerando $k_{\tau st} = 0$.



Leyenda

1 Rigidizador transversal rígido
2 Rigidizador longitudinal
3 Rigidizador transversal no rígido

Figura A25.5.3: Alma con rigidizadores transversales y longitudinales

5.4 Contribución de las alas

(1) Si la resistencia del ala no se emplea completamente para soportar el momento flector $(M_{Ed} < M_{f,Rd})$, la contribución de las alas puede obtenerse como sigue:

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f\, t_f^2\, f_{yf}}{c\gamma_{M1}}\left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right) \qquad (5.8)$$

b_f y t_f se toman del ala que proporciona la menor resistencia axil,

b_f viene a ser un valor no mayor de $15\varepsilon t_f$ a cada lado del alma,

$M_{f,Rd} = \frac{M_{f,k}}{\gamma_{M0}}$ es el momento resistente de cálculo de la sección formada únicamente por el área eficaz de las alas.

$$c = a\left(0,25 + \frac{1,6 b_f t_f^2 f_{yf}}{t\, h_w^2 f_{yw}}\right)$$

(2) Cuando el elemento se ve sometido a un axil N_{Ed}, entonces el valor de $M_{f,Rd}$ debe reducirse multiplicándolo por el siguiente coeficiente:

$$\left(1 - \frac{N_{Ed}}{\frac{\left(A_{f1}+A_{f2}\right)f_{yf}}{\gamma_{M0}}}\right) \qquad (5.9)$$

donde A_{f1} y A_{f2} son las áreas de la parte superior e inferior del ala respectivamente.

5.5 Comprobación

(1) La comprobación debe llevarse a cabo como sigue:

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0 \qquad (5.10)$$

donde V_{Ed} es el cortante de cálculo incluyendo el cortante producido por torsión;

6 Resistencia a cargas concentradas transversales

6.1 Generalidades

(1) La resistencia de cálculo del alma de las vigas laminadas y de las vigas soldadas, puede determinarse de acuerdo con 6.2, siempre que las alas comprimidas se encuentren coaccionadas en la dirección lateral.

(2) Se consideran tres modos de aplicación de las cargas:

a) Carga aplicada a través del ala y resistida por esfuerzos cortantes en el alma, véase Figura A25.6.1 (a);

b) Carga aplicada en un ala y transmitida a través del alma directamente a la otra ala, véase la Figura A25.6.1 (b).

c) Carga aplicada a través de un ala próxima a un extremo no rigidizado, véase la Figura A25.6.1 (c).

(3) Para el caso de secciones de vigas en cajón con almas inclinadas debe comprobarse la resistencia tanto del alma como del ala. Los esfuerzos se toman teniendo en cuenta los componentes de la carga externa en el plano del alma y del ala respectivamente.

(4) La interacción de las cargas concentradas transversales, el momento flector y el esfuerzo axil debe comprobarse siguiendo 7.2.

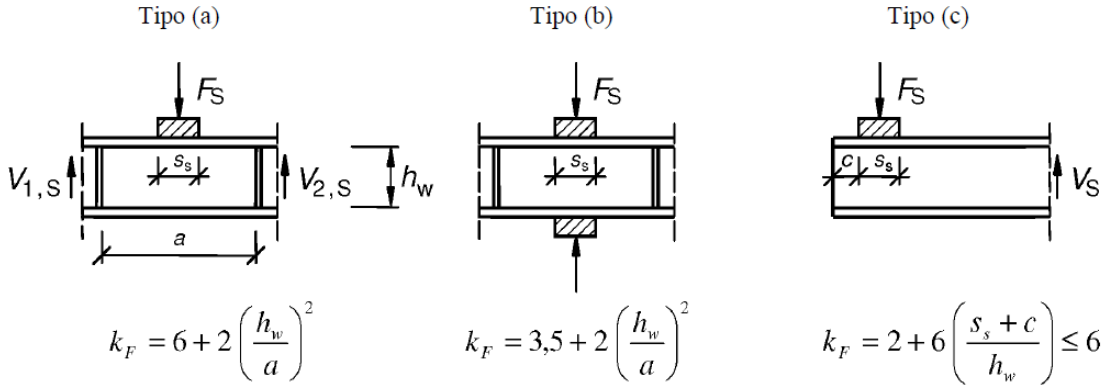


Figura A25.6.1: Coeficientes de abolladura para diferentes modos de aplicación de la carga

6.2 Resistencia de cálculo

(1) Para almas rigidizadas o no rigidizadas, la resistencia de cálculo frente a la abolladura local bajo cargas concentradas transversales debe obtenerse como sigue:

$$F_{Rd} = \frac{f_{yw} L_{eff} t_w}{\gamma_{M1}} \quad (6.1)$$

donde t_w es el espesor del alma

f_{yw} es el límite elástico del alma

L_{eff} es la longitud efectiva para el cálculo frente a cargas concentradas transversales, que se determinan mediante la siguiente expresión:

$$L_{eff} = \chi_F \ell_y \quad (6.2)$$

Donde ℓ_y es la longitud efectiva de carga, véase 6.5, correspondiente a la longitud del apoyo rígido s_s, véase 6.3

χ_F es el coeficiente de reducción de abolladura local frente a cargas concentradas, véase 6.4(1).

6.3 Longitud de apoyo rígido

(1) La longitud de apoyo rígido s_s sobre el ala debe tomarse como la distancia sobre la cual la carga aplicada se considera perfectamente distribuida asumiendo una difusión de la carga a través del acero con una inclinación de 1:1, véase la Figura A25.6.2. Sin embargo, s_s no debe tomarse mayor que h_w.

(2) Si se aplican varias cargas concentradas con poca separación entre sí, la resistencia debe comprobarse para cada carga por separado, así como la carga total, considerando s_s como la distancia entre los puntos de aplicación de las cargas de los extremos.

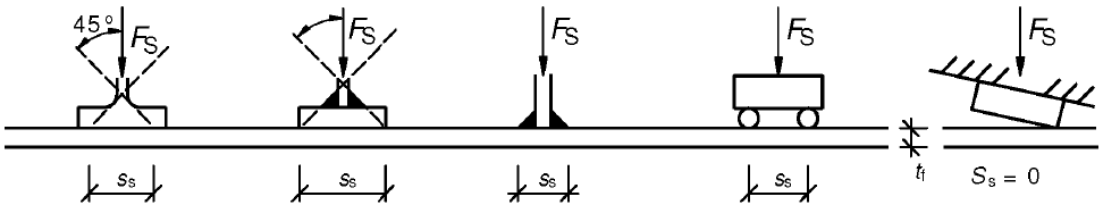


Figura A25.6.2: Longitud de apoyo rígido

(3) Si la superficie de apoyo de la carga aplicada forma un ángulo respecto a la superficie del ala, véase la Figura A25.6.2, s_s debe tomarse como cero.

6.4 Coeficiente de reducción χ_F de la longitud efectiva para la resistencia

(1) El coeficiente de reducción χ_F se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$\chi_F = \frac{0,5}{\bar{\lambda}_F} \leq 1,0 \quad (6.3)$$

donde $\bar{\lambda}_F = \sqrt{\frac{\ell_y t_w f_{yw}}{F_{cr}}}$ (6.4)

$$F_{cr} = 0,9 k_F E \frac{t_w^3}{h_w} \quad (6.5)$$

(2) Para almas sin rigidizadores longitudinales, el coeficiente k_F debe obtenerse a partir de las siguientes disposiciones:

Para almas con rigidizadores longitudinales k_F debe tomarse como

$$k_F = 6 + 2\left[\frac{h_w}{a}\right]^2 + \left[5,44\frac{b_1}{a} - 0,21\right]\sqrt{\gamma_s} \quad (6.6)$$

donde b_1 es la profundidad del subpanel cargado que se toma como la distancia libre entre el ala cargada y el rigidizador longitudinal.

$$\gamma_s = 10,9\frac{I_{s\ell,1}}{h_w t_w^3} \leq 13\left[\frac{a}{h_w}\right]^3 + 210\left[0,3 - \frac{b_1}{a}\right] \quad (6.7)$$

donde $I_{s\ell,1}$, es la inercia del rigidizador longitudinal más cercano al ala cargada, considerando la contribución de las partes del alma, como se señala en la Figura A25.9.1.

La ecuación (6.6) sólo es válida para $0,05 \leq \frac{b_1}{a} \leq 0,3$ y $\frac{b_1}{h_w} \leq 0,3$ y para la carga tipo a) de la Figura A25.6.1.

(3) ℓ_y debe obtenerse de 6.5.

6.5 Longitud efectiva de carga

(1) La longitud efectiva de carga ℓ_y debe calcularse empleando dos parámetros dimensionales m_1 y m_2, obtenidos a partir de:

$$m_1 = \frac{f_{yf} b_f}{f_{yw} t_w} \quad (6.8)$$

$$m_2 = 0,02\left(\frac{h_w}{t_f}\right)^2 \quad \text{si } \bar{\lambda}_F > 0,5$$

$$m_2 = 0 \quad \text{si } \bar{\lambda}_F \leq 0,5 \quad (6.9)$$

Para secciones en cajón, el valor de b_f en la ecuación (6.8) debe limitarse a $15\varepsilon t_f$ a cada lado del alma.

(2) Para los casos a) y b) de la Figura A25.6.1, ℓ_y se obtiene empleando:

$\ell_y = s_s + 2t_f(1 + \sqrt{m_1 + m_2})$, siendo $\ell_y \leq$ la distancia entre los rigidizadores transversales adyacentes (6.10)

(3) Para el caso c) ℓ_y debe tomarse como el menor de los valores obtenidos de las ecuaciones dadas por (6.10), (6.11) y (6.12).

$$\ell_y = \ell_e + t_f\sqrt{\frac{m_1}{2} + \left(\frac{\ell_e}{t_f}\right)^2 + m_2} \quad (6.11)$$

$$\ell_y = \ell_e + t_f\sqrt{m_1 + m_2} \quad (6.12)$$

Donde $\ell_e = \frac{k_F E t_w^2}{2 f_{yw} h_w} \leq s_s + c$ (6.13)

6.6 Comprobación

(1) La comprobación debe llevarse a cabo como se indica a continuación:

$$\eta_2 = \frac{F_{Ed}}{\frac{f_{yw} L_{eff} t_w}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \qquad (6.14)$$

donde F_{Ed} es la carga concentrada transversal de cálculo;

L_{eff} es la longitud eficaz para la resistencia a cargas concentradas transversales, véase 6.2(1);

t_w es el espesor de la chapa.

7 Interacción

7.1 Interacción entre cortante, momento flector y axil

(1) Siempre que el valor de $\bar{\eta}_3$ (véase más adelante) no exceda de 0,5, la resistencia de cálculo al momento flector y al axil no será necesario reducirla para permitir los cortantes. Si $\bar{\eta}_3$ es mayor que 0,5 la combinación de los efectos de flexión y cortante en el alma de una sección en I o una sección de viga en cajón debe satisfacer la siguiente ecuación:

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right)(2\bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1,0 \quad \text{para } \bar{\eta}_1 \geq \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \tag{7.1}$$

donde $M_{f,Rd}$ es la resistencia plástica de cálculo de la sección a flexión considerando exclusivamente la sección reducida de las alas.

$M_{pl,Rd}$ es la resistencia plástica de cálculo de la sección a flexión considerando la sección reducida de las alas y la totalidad del alma, con independencia de la clase de sección de esta.

$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}}$

$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$ para $V_{bw,Rd}$ véase la expresión (5.2)

Adicionalmente debe cumplirse lo establecido en 4.6 y 5.5.

La evaluación de los efectos de las acciones debe incluir los efectos de segundo orden cuando ello sea pertinente.

(2) El criterio definido en (1) debe comprobarse para todas las secciones que se encuentren a una distancia menor que $h_w/2$ de la sección de apoyo con rigidizador vertical.

(3) La resistencia al momento plástico $M_{f,Rd}$, puede tomarse como el producto del límite elástico del acero por el valor del área eficaz más pequeña del ala y por la distancia entre los centros de gravedad de las alas.

(4) Si se aplicase un esfuerzo axil N_{Ed}, el $M_{f,Rd}$ debe ser reemplazado por la resistencia del momento plástico reducido $M_{N,Rd}$ de acuerdo con el apartado 6.2.9 del Anejo 22 del Código Estructural y $M_{f,Rd}$ debe reducirse según el apartado 5.4(2). Si el axil fuese tan grande que se encuentre toda el alma comprimida, debe aplicarse 7.1(5).

(5) Debe comprobarse el ala de una sección de viga en cajón empleando 7.1(1) tomando $M_{f,Rd} = 0$ y τ_{Ed} como el valor promedio de las tensiones tangenciales concentradas en el ala, el cual no debe ser menor que la mitad de la máxima tensión tangencial en el ala y $\bar{\eta}_1$ se toma como η_1 de acuerdo con 4.6(1). Adicionalmente, los subpaneles deben ser comprobados empleando el valor promedio de las tensiones tangenciales contenidas en el subpanel, además de determinar χ_w para la abolladura por cortante del subpanel acorde con 5.3, suponiendo como rígidos los rigidizadores longitudinales.

7.2 Interacción entre carga concentrada transversal, momento flector y axil

(1) Si la viga se encuentra sometida a una carga concentrada transversal actuando en el ala comprimida en combinación con un momento flector y un axil, la resistencia debe comprobarse empleando los apartados 4.6, 6.6 y con la siguiente expresión de interacción:

$$\eta_2 + 0,8\eta_1 \leq 1,4 \qquad (7.2)$$

(2) Si la carga concentrada actúa en el ala traccionada, la resistencia debe comprobarse de acuerdo con el apartado 6. Adicionalmente, debe comprobarse que cumple también con lo establecido en el apartado 6.2.1(5) del Anejo 22 del Código Estructural.

8 Abolladura del alma inducida por el ala comprimida

(1) Para prevenir la posibilidad de abolladura del alma por efecto de las tensiones tangenciales concentradas que transmite el ala comprimida por efecto de la propia deformación por flexión, la esbeltez del alma h_w/t_w debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} \tag{8.1}$$

donde A_w es la área del alma

A_{fc} área eficaz del ala comprimida

h_w es el canto del alma;

t_w es el espesor del alma.

El valor del coeficiente k se toma:

- Cuando se utilice la capacidad de giro plástico $k = 0,3$
- Cuando se utilice la resistencia al momento plástico $k = 0,4$
- Cuando se utilice la resistencia elástica al momento elástico $k = 0,55$

(2) En presencia de vigas curvas en alzado, con el ala comprimida en el lado cóncavo, la condición a cumplir será:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}}{\sqrt{1 + \frac{h_w E}{3 r f_{yf}}}} \tag{8.2}$$

Siendo r el radio de curvatura del ala comprimida.

9 Rigidizadores

9.1 Generalidades

(1) En este apartado se dan los criterios para la comprobación de elementos rigidizadores en estructuras de chapa, como complemento a los criterios para la abolladura de chapa de los apartados 4 al 7.

(2) Cuando se verifica la resistencia frente a pandeo, la sección eficaz de un rigidizador puede tomarse como el área bruta del rigidizador más una porción de chapa de ancho igual a $15\varepsilon t$ o no mayor que el ancho real disponible a ambos lados del rigidizador sin solaparse con el ancho colaborante de los rigidizadores adyacentes, véase la Figura A25.9.1

(3) En general, la carga axil actuante en un rigidizador transversal debe obtenerse como la suma de la carga resultante del esfuerzo cortante (véase 9.3.3(3)) y de las cargas externas aplicadas sobre el mismo.

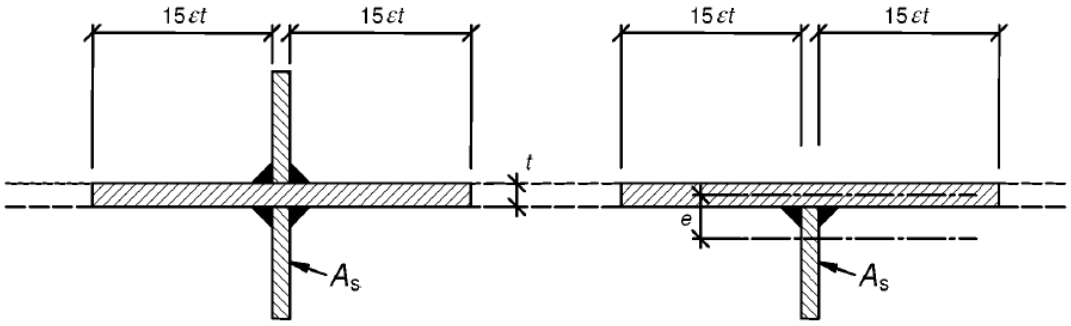


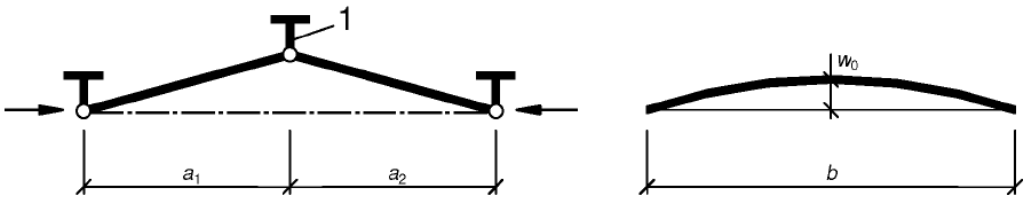
Figura A25.9.1: Sección transversal eficaz de un rigidizador

9.2 Tensiones normales

9.2.1 Requisitos mínimos para los rigidizadores transversales

(1) Con el fin de conseguir un soporte rígido para una chapa con o sin rigidizadores longitudinales, los rigidizadores transversales intermedios deben satisfacer los requisitos mínimos (de rigidez y de resistencia) que se indican a continuación.

(2) El rigidizador transversal debe ser tratado como un elemento simplemente apoyado con una imperfección inicial sinusoidal w_0 igual a $s/300$, siendo s la menor de las dimensiones a_1, a_2 o b, véase la Figura A25.9.2. Donde a_1 y a_2 son las longitudes de los paneles adyacentes al rigidizador transversal considerado y b es la altura del rigidizador transversal entre los centros de gravedad de las alas o luz del propio rigidizador. Las excentricidades deben tenerse en cuenta correctamente.



Leyenda

1 Rigidizador transversal

Figura A25.9.2: Rigidizador transversal

(3) El rigidizador transversal debe soportar las fuerzas de desvío procedentes de los paneles comprimidos adyacentes bajo la hipótesis de que los dos rigidizadores transversales adyacentes son rígidos y se mantienen rectos bajo la acción conjunta de cualquier carga externa y con esfuerzo axil de acuerdo con la NOTA de 9.3.3(3). Los paneles de chapa comprimidos y los rigidizadores longitudinales se consideran simplemente apoyados en los rigidizadores transversales.

(4) Debe comprobarse en estado límite último con un análisis elástico de segundo orden, que se satisfacen los dos criterios siguientes:

- la tensión máxima en el rigidizador no debe sobrepasar f_y/γ_{M1}
- la flecha adicional no debe ser superior a $b/300$

(5) En ausencia de una fuerza axil en el rigidizador transversal, puede asumirse que ambos criterios asumidos en (4) son correctos siempre que la inercia de los rigidizadores transversales I_{st} no sea inferior a:

$$I_{st} = \frac{\sigma_m}{E}\left(\frac{b}{\pi}\right)^4\left(1 + w_0\frac{300}{b}u\right) \qquad (9.1)$$

donde $\sigma_m = \frac{\sigma_{cr,c}}{\sigma_{cr,p}}\frac{N_{Ed}}{b}\left(\frac{1}{a_1}+\frac{1}{a_2}\right)$

$$u = \frac{\pi^2 E e_{max}}{\frac{f_y 300 b}{\gamma_{M1}}} \geq 1,0$$

e_{max} máxima distancia de la fibra extrema del rigidizador al centro de gravedad de éste;

N_{Ed} máximo esfuerzo de compresión de los paneles adyacentes al rigidizador, no siendo menor que el producto de la tensión máxima de compresión por la mitad del área eficazᵖ de compresión del panel, incluyendo los rigidizadores.

$\sigma_{cr,c}$, $\sigma_{cr,p}$ se definen en 4.5.3 y en el Apendice A.

NOTA: Cuando una carga se aplica fuera del plano de los rigidizadores transversales, se remite al Anejo 29 del Código Estructural.

COMENTARIOS:
Las placas planas cargadas transversalmente quedan fuera del ámbito del Código Estructural. En el ámbito de los Eurocódigos, la norma UNE-EN 1993-1-7 proporciona reglas básicas para el cálculo estructural de placas sometidas a acciones fuera de su plano.

(6) Si el rigidizador se ve sometido a esfuerzo axil de compresión, debe incrementarse este en un valor $\Delta N_{st} = \sigma_m b^2/\pi^2$ con el propósito de tener en cuenta las fuerzas de desvío. Los criterios definidos en (4) se aplican en caso de no ser necesario considerar ΔN_{st} en el cálculo de las tensiones uniformes a partir del axil en el rigidizador.

(7) De forma simplificada los requisitos establecidos en (4) pueden comprobarse, en ausencia de axiles, empleando un análisis elástico de primer orden teniendo en cuenta la carga adicional equivalente lateral y distribuida de manera uniforme q actuando sobre la longitud b (9.2):

$$q = \frac{\pi}{4}\sigma_m(w_0 + w_{el}) \tag{9.2}$$

donde σ_m se define anteriormente en (5);

w_0 se define en la Figura A25.9.2;

w_{el} es la deformación elástica, que puede determinarse iterativamente o bien tomándose igual al máximo valor de la flecha adicional $b/300$.

(8) A menos de que se lleve a cabo un método más avanzado de análisis con el fin de prevenir el pandeo por torsión de los rigidizadores transversales de una sección abierta, debe satisfacerse el siguiente criterio:

$$\frac{I_T}{I_P} \leq 5,3\frac{f_y}{E} \tag{9.3}$$

Donde I_P es la inercia polar del rigidizador, considerado aisladamente, alrededor del borde fijado a la chapa rigidizada.

I_T es la constante torsional de St. Venant (módulo de torsión uniforme) del rigidizador considerado aislado;

(9) Cuando se considere la rigidez de alabeo, los rigidizadores debe cumplir con (8) o con el siguiente criterio:

$$\sigma_{cr} \geq \theta f_y \tag{9.4}$$

Donde σ_{cr} es la tensión crítica elástica para pandeo por torsión sin considerar las coacciones al giro de la chapa.

θ es un parámetro para asegurar el comportamiento de la sección de Clase 3. Para su utilización se empleará el valor $\theta = 6$

9.2.2 Requisitos mínimos para los rigidizadores longitudinales

(1) Los requisitos relacionados con el pandeo por torsión indicados en los puntos 9.2.1(8) y (9) son también aplicables a los rigidizadores longitudinales.

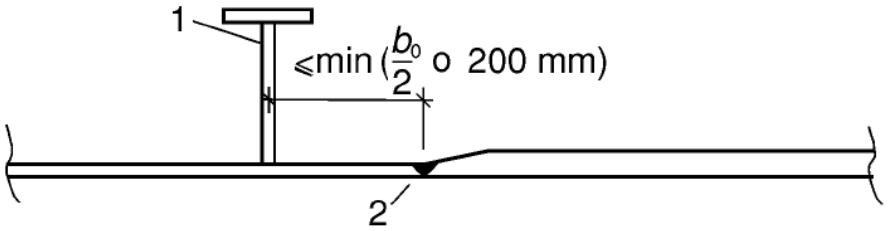
(2) Los rigidizadores longitudinales discontinuos que no atraviesan los rigidizadores transversales a través de aperturas realizadas en éstos, o que no están conectados a ambos lados del rigidizador transversal, deben:

- emplearse únicamente en paneles de alma (es decir, no se debe disponer en las alas)
- no considerarse en el análisis global
- no considerarse en el cálculo de tensiones
- considerarse en el cálculo de los anchos eficaces^{p} de subpaneles de alma
- considerarse en el cálculo de las tensiones críticas elásticas empleadas en la respiración del alma.

(3) La comprobación resistente de estos rigidizadores se llevará a cabo acorde con lo establecido en los apartados 4.5.3 a 4.6.

9.2.3 Chapas soldadas

(1) Las soldaduras de los empalmes transversales de las chapas que presenten cambios en su espesor, deben estar próximas a un rigidizador transversal, véase la Figura A25.9.3. Los efectos de la excentricidad no tienen que tenerse en cuenta, a no ser que la distancia del rigidizador a la unión soldada sea superior al menor de los valores de $\left(\frac{b}{2}\right)$ o de $200\,mm$, donde b es el ancho de una chapa entre rigidizadores longitudinales.



Leyenda

1 Rigidizador transversal.
2 Soldadura transversal.

Figura A25.9.3: Chapas soldadas

9.2.4 Cortes en los rigidizadores

(1) Las dimensiones de los agujeros en los rigidizadores longitudinales no deben superar los valores definidos en la Figura A25.9.4.

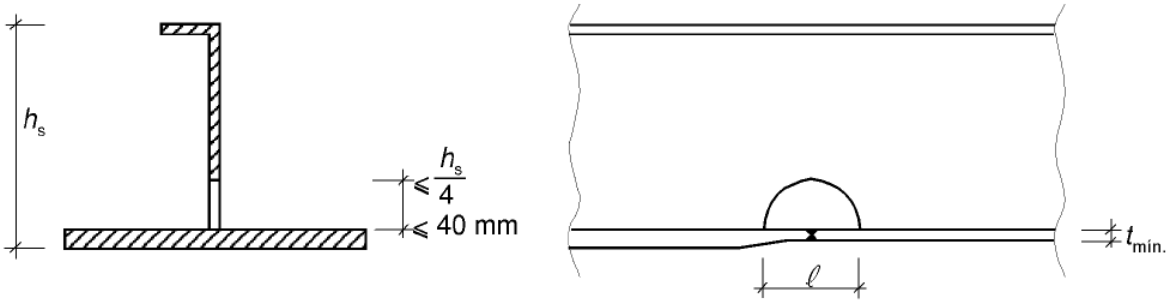


Figura A25.9.4: Cortes en rigidizadores longitudinales

(2) Los máximos valores para ℓ son:

$\ell \leq 6t_{min}$ para rigidizadores planos comprimidos

$\ell \leq 8t_{min}$ para cualquier otro tipo de rigidizadores comprimidos

$\ell \leq 15t_{min}$ para rigidizadores no comprimidos

donde t_{min} es el menor de los espesores de las chapas que se unen.

(3) Los valores límite de ℓ en (2) para rigidizadores comprimidos pueden incrementarse con $\sqrt{\frac{\sigma_{x,Rd}}{\sigma_{x,Ed}}}$ cuando $\sigma_{x,Ed} \leq \sigma_{x,Rd}$ y no se supere el valor de $\ell \leq 15\mathrm{t}_{\min}$.

$\sigma_{x,Ed}$ es la tensión de compresión en el corte.

(4) En los rigidizadores transversales, los cortes no deben superar los valores definidos por la Figura A25.9.5

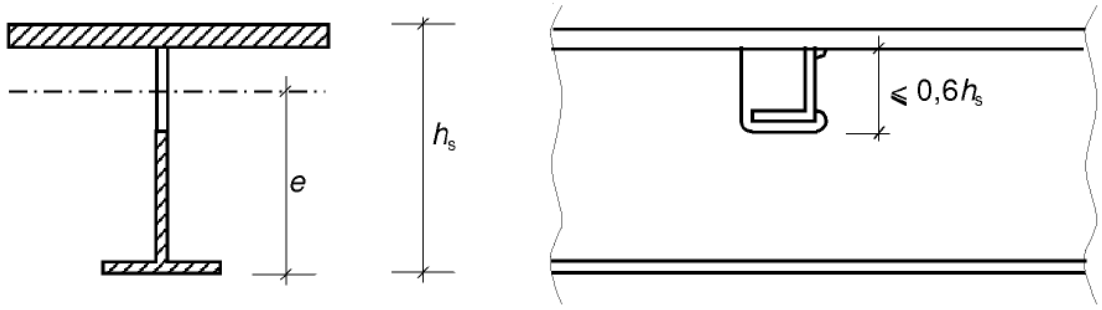


Figura A25.9.5: Cortes en rigidizadores transversales

(5) La sección bruta del alma adyacente al corte debe resistir un cortante V_{Ed}, donde

$$V_{Ed} = \frac{I_{net}}{e}\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}\frac{\pi}{b_G} \qquad (9.5)$$

donde I_{net} es el momento de inercia de la sección neta del rigidizador transversal;

e la máxima distancia desde eje neutro de la sección neta a la cara inferior del ala, véase la Figura A25.9.5;

b_G es la longitud del rigidizador transversal comprendido entre las alas.

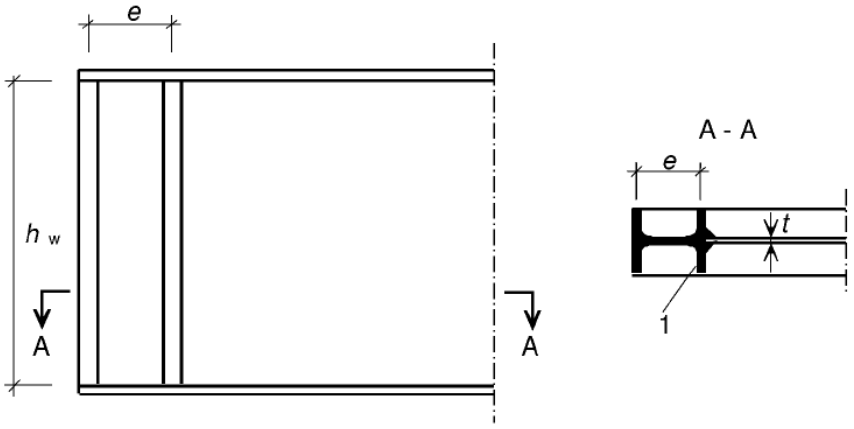
9.3 Cortante

9.3.1 Extremo rígido

(1) El extremo rígido (véase la Figura A25.5.1) debe actuar como un rigidizador de apoyo resistiendo la reacción de los apoyos (véase el apartado 9.4) y como si se tratara de una viga corta resistiendo las tensiones longitudinales de membrana en el plano del alma.

NOTA Para excentricidades debidas a desplazamientos de apoyos, véase el Anejo 29 del Código Estructural.

(2) Un extremo rígido puede estar compuesto por dos rigidizadores transversales dobles a ambos lados del alma que forman las alas de una viga corta de longitud h_w, véase la Figura A25.5.1 (b). El panel del alma comprendido entre los rigidizadores constituye el alma de esta viga corta. De modo alternativo, el panel extremo rígido puede resolverse con la introducción de un perfil laminado, unido al extremo del panel del alma, tal y como se muestra en la Figura A25.9.6.



Leyenda

1 Perfil insertado

Figura A25.9.6: Perfil laminado formando un extremo rígido

(3) Cada uno de los rigidizadores transversales dobles compuestos por chapas deben tener un área transversal de, al menos $4h_w t^2/e$, donde e es la distancia entre los centros de los rigidizadores, debiendo ser $e > 0,1h_w$, véase la Figura A25.5.1 (b) Cuando un extremo rígido se resuelva con un perfil laminado en vez de elementos de chapas, su módulo resistente a flexión alrededor de un eje perpendicular al alma será como mínimo $4h_w t^2$.

(4) Como alternativa el extremo de una viga puede materializarse con un único rigidizador doble y con un rigidizador vertical próximo al apoyo, de tal forma que el subpanel resista el cortante máximo cuando sea proyectado con un extremo no rígido.

9.3.2 Rigidizadores actuando como extremos no rígidos

(1) Un extremo no rígido puede materializarse mediante un único rigidizador a ambos lados del alma, tal y como se muestra en la Figura A25.5.1 (c). Éste podrá actuar como un rigidizador de apoyo resistiendo la reacción en el apoyo de la viga (véase 9.4).

9.3.3 Rigidizadores transversales intermedios

(1) Los rigidizadores intermedios que trabajan como soportes rígidos para los paneles interiores del alma deben comprobarse por resistencia y rigidez.

(2) Cuando se utilicen rigidizadores transversales intermedios flexibles, su rigidez se tendrá en cuenta en el cálculo de k_τ definido en el apartado 5.3(5).

(3) La sección eficaz de los rigidizadores intermedios que trabajan como soportes rígidos para paneles del alma deben tener una inercia mínima I_{st}:

si $a/h_w < \sqrt{2}$: $I_{st} \geq 1,5 h_w^3 \, t^3/a^2$ (9.6)

si $a/h_w \geq \sqrt{2}$: $I_{st} \geq 0,75 h_w t^3$

NOTA: Los rigidizadores intermedios pueden calcularse a partir de un axil igual a $\left(\mathrm{V_{Ed}} - \frac{1}{\bar{\lambda}_\mathrm{w}^{\,2}} \mathrm{f_{yw} h_w t}/\left(\sqrt{3}\gamma_{\mathrm{M1}}\right)\right)$ de acuerdo con el apartado 9.2.1(3). En el caso de cortantes variables la comprobación puede realizarse para un cortante a una distancia de $0,5\ \mathrm{h_w}$ del borde de la chapa sometida a mayor cortante.

9.3.4 Rigidizadores longitudinales

(1) Se debe comprobar la resistencia frente a tensiones normales de aquellos rigidizadores que se hayan considerado en el cálculo tensional de la sección transversal.

9.3.5 Soldaduras

(1) Las soldaduras ala-alma pueden ser calculadas para un flujo de cortante nominal V_{Ed}/h_w siempre que el valor de V_{Ed} no exceda de $\chi_w f_{yw} h_w t/\left(\sqrt{3}\gamma_{M1}\right)$. Para valores del esfuerzo cortante de cálculo que sean superiores a este límite, la soldadura entre almas y alas podrá dimensionarse para un flujo de cortante $\eta f_{yw} t/\sqrt{3}$.

(2) En todos los otros casos, las soldaduras deben calcularse para transmitir los pertinentes esfuerzos perpendiculares y paralelos a los cordones entre los componentes a unir, teniendo en cuenta el método de análisis (elasto-plástico), los efectos de segundo orden y cualquier falta de unión entre las chapas.

9.4 Cargas transversales concentradas

(1) Si la resistencia de cálculo de un alma no rigidizada frente a cargas transversales concentradas resulta insuficiente, se debe disponer de rigidizadores transversales.

(2) La resistencia a pandeo fuera del plano de un rigidizador transversal sometido a una carga transversal concentrada y a cortante (véase 9.3.3(3)) debe determinarse según lo definido por el apartado 6.3.3 o por 6.3.4 del Anejo 22 del Código Estructural, empleando la curva c de pandeo. Cuando ambos extremos se suponen coaccionados lateralmente, debe emplearse una longitud de pandeo ℓ no menor que 0, 75 h_w. En los casos en que las condiciones de contorno ofrezcan una menor coacción lateral, debe emplearse un valor mayor de la longitud de pandeo ℓ. Si los rigidizadores tienen cortes en su extremo más cargado, la comprobación de su resistencia se llevará a cabo con las secciones próximas a dicho extremo.

(3) En aquellos casos en los que se emplee un rigidizador a un solo lado del alma u otros rigidizadores no simétricos, la excentricidad resultante se tendrá en cuenta al aplicar lo establecido en el apartado 6.3.3 o 6.3.4 del Anejo 22 del Código Estructural. Si se supone que los rigidizadores proporcionan arriostramiento lateral al ala comprimida, éstos deben cumplir los criterios de resistencia y rigidez establecidos para la comprobación frente a pandeo por torsión lateral.

10 Método de las tensiones reducidas

(1) El siguiente método puede emplearse para determinar el límite tensional en chapas rigidizadas y no rigidizadas.

NOTA 1: Esto es un método alternativo al método del ancho eficaz especificado de los apartados 4 al 7, el cual tiene en cuenta lo siguiente:

- $\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{z,Ed}$ y τ_{Ed} se consideran actuando simultáneamente
- la limitación tensional de la parte más débil de la sección puede gobernar la resistencia de la sección completa.

NOTA 2: La tensión límite puede emplearse también para determinar las áreas eficaces equivalentes .

(2) En el caso de paneles rigidizados y no rigidizados sometidos a tensiones combinadas $\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{z,Ed}$ y τ_{Ed} podrá asumirse las propiedades de una sección de Clase 3, cuando

$$\frac{\rho\alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1 \qquad (10.1)$$

donde $\alpha_{ult,k}$ es el coeficiente mínimo de amplificación para que con las cargas de cálculo se alcanza el valor característico de la resistencia en el punto más crítico de la chapa, véase (4)

ρ es el coeficiente de reducción que depende de la esbeltez $\bar{\lambda}_P$ de la chapa para tener en cuenta la abolladura, véase (5)

γ_{M1} es el coeficiente parcial aplicado en este método.

(3) La esbeltez adimensional de la chapa $\bar{\lambda}_P$, debe tomarse de

$$\bar{\lambda}_P = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} \qquad (10.2)$$

donde α_{cr} es el coeficiente de amplificación mínimo de las cargas de cálculo para las cuales se alcanza el límite elástico de la chapa bajo un campo de tensión completa, véase (6)

NOTA 1: Para el cálculo de α_{cr} en chapas rigidizadas sometidas a un campo completo de tensiones, la chapa rigidizada puede modelizarse empleando las directrices de los apartados 4 y 5, sin embargo, no hay reducción de la inercia de los rigidizadores longitudinales como se especifica en el apartado 5.3(4).

NOTA 2: Cuando no puede determinarse α_{cr} para una chapa y sus subpaneles como un todo, puede aplicarse comprobaciones por separado para los subpaneles y para la chapa completa.

(4) Para determinar $\alpha_{ult,k}$ puede emplearse el siguiente criterio de plastificación para la resistencia:

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}^2} = \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y}\right)\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y}\right)^2 \qquad (10.3)$$

Donde $\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{z,Ed}$ y τ_{Ed} son los componentes del campo de tensiones en estado límite último.

NOTA La ecuación (10.3) se asume que el límite de resistencia se alcanza cuando se produce la plastificación sin considerar fenómenos de inestabilidad (abolladura o pandeo)

(5) El coeficiente de reducción ρ puede determinarse a partir de los siguientes métodos:

a) como el mínimo valor de los coeficientes siguientes:

ρ_x para tensiones longitudinales, indicado en el apartado 4.5.4(1), teniendo en cuenta un comportamiento tipo columna cuando proceda;

ρ_z para tensiones transversales indicado en el apartado 4.5.4(1), teniendo en cuenta un comportamiento tipo columna cuando proceda;

χ_w para tensiones tangenciales indicado en el apartado 5.3(1);

La esbeltez $\bar{\lambda}_P$ en cada caso se calculará de acuerdo con la ecuación (10.2)

NOTA Este método conduce a la siguiente comprobación:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M1}}\right)\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M1}}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 \leq \rho^2 \qquad (10.4)$$

NOTA Para el cálculo de ρ_z correspondiente a tensiones transversales, deben aplicarse las reglas definidas por el apartado 4 para tensiones normales σ_x pero en la dirección z de σ_z. Por razones de coherencia, no se debe aplicar el apartado 6.

b) un valor interpolado entre los valores ρ_x, ρ_z y χ_w determinados en a) mediante el empleo de la fórmula para $\alpha_{ult,k}$ como función de interpolación.

NOTA Este método conduce a la siguiente comprobación:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x f_y/\gamma_{M1}}\right)\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z f_y/\gamma_{M1}}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{\chi_w f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 \leq 1 \qquad (10.5)$$

c) en el caso de chapas sometidas a compresión biaxial, se debe usar la siguiente expresión:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 - V\cdot\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x f_y/\gamma_{M1}}\right)\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z f_y/\gamma_{M1}}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{\chi_w f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 \leq 1 \qquad (10.5a)$$

Donde:

$V=\rho_x\cdot\rho_z$ cuando $\sigma_{x,Ed}$ y $\sigma_{z,Ed}$, son ambas compresiones, entonces V = 1.

NOTA 1: La verificación de las fórmulas (10.3), (10.4), (10.5) y (10.5ª) incluyen una interacción tipo placa entre los esfuerzos cortantes, momentos flectores, axiles y fuerzas transversales concentradas, por lo que el apartado 7 no debe aplicarse.

NOTA 2: En caso de chapas con tracción y compresión se utilizarán las ecuaciones (10.4) y (10.5) únicamente para las partes comprimidas.

(6) Cuando los valores de α_{cr} para un campo completo de tensiones no estén disponibles y puede emplearse el valor de $\alpha_{cr,i}$ para varios componentes del campo de tensiones $\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{z,Ed}$ y τ_{Ed}, el valor de α_{cr} puede calcularse como sigue:

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{1+\Psi_x}{4\alpha_{cr,x}} + \frac{1+\Psi_z}{4\alpha_{cr,z}} + \left[\left(\frac{1+\Psi_x}{4\alpha_{cr,x}} + \frac{1+\Psi_z}{4\alpha_{cr,z}}\right)^2 + \frac{1-\Psi_x}{2\alpha_{cr,x}^2} + \frac{1-\Psi_z}{2\alpha_{cr,z}^2} + \frac{1}{\alpha_{cr,\tau}^2}\right]^{1/2} \quad (10.6)$$

donde $\alpha_{cr,x} = \frac{\sigma_{cr,x}}{\sigma_{x,Ed}}$

$$\alpha_{cr,z} = \frac{\sigma_{cr,z}}{\sigma_{z,Ed}}$$

$$\alpha_{cr} = \frac{\tau_{cr,\tau}}{\tau_{\tau,Ed}}$$

y$\sigma_{cr,x}$, $\sigma_{cr,z}$ y τ_{cr}, Ψ_xy $\Psi_z$se calculan a partir de los apartados 4 al 6.

(7) La rigidización y las disposiciones constructivas de los paneles de chapa deben calcularse de acuerdo con el apartado 9.

Apendice A– Recomendaciones para el cálculo de los coeficientes de reducción para chapas rigidizadas

A.1 Chapa ortótropa equivalente

(1) Las chapas con más de dos rigidizadores longitudinales pueden tratarse como chapas ortótropas.

(2) La tensión crítica de abolladura elástica de la chapa ortótropa equivalente puede obtenerse:

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p}\sigma_E \qquad \text{(A.1)}$$

donde $\sigma_E = \frac{\pi^2 E t^2}{12(1-\nu^2)b^2} = 190.000\left(\frac{t}{b}\right)^2$ en [N/mm^2]

$k_{\sigma,p}$ es el coeficiente de abolladura de acuerdo con la teoría de chapa ortótropa, considerando los rigidizadores longitudinales distribuidos de manera uniforme sobre la chapa.

b se define en la Figura A25.A.1;

t es el espesor de la chapa.

NOTA 1: El coeficiente de abolladura $k_{\sigma,p}$ se obtiene a partir de diagramas apropiados para la rigidización distribuida, o mediante simulaciones numéricas. Alternativamente se pueden emplear los diagramas para rigidizadores ubicados de manera discreta siempre y cuando se pueda ignorar la abolladura local de los subpaneles y se estudie de manera separada.

NOTA2: $\sigma_{cr,p}$ es la tensión crítica de abolladura elástica de la chapa en el borde del panel donde aparece la máxima tensión de compresión, véase la Figura A25.A.1.

NOTA3: En el caso de comprobación de un panel del alma, el ancho b en las ecuaciones (A.1) y (A.2) podrá reemplazarse por el canto del alma h_w.

NOTA4: Para chapas rigidizadas con al menos tres rigidizadores longitudinales con la misma separación, el coeficiente $k_{\sigma,p}$ de abolladura de chapa (abolladura global de la chapa rigidizada) puede aproximarse mediante la siguiente expresión:

$$k_{\sigma,p} = \frac{2\left(\left(1+\alpha^2\right)^2+\gamma-1\right)}{\alpha^2(\Psi+1)(1+\delta)} \quad \text{si} \quad \alpha \le \sqrt[4]{\gamma} \qquad \text{(A.2)}$$

$$k_{\sigma,p} = \frac{4(1+\sqrt{\gamma})}{(\Psi+1)(1+\delta)} \quad \text{si} \quad \alpha > \sqrt[4]{\gamma}$$

con: $\Psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \ge 0,5$

$\gamma = \frac{I_{sl}}{I_p}$

$\delta = \frac{A_{sl}}{A_p}$

$$\alpha = \frac{a}{b} \geq 0,5$$

Donde I_{sl} es el momento de inercia de la chapa rigidizada considerada como un todo;

I_p es el momento de inercia de una chapa$= \frac{bt^3}{12(1-\nu^2)} = \frac{bt^3}{10,92}$;

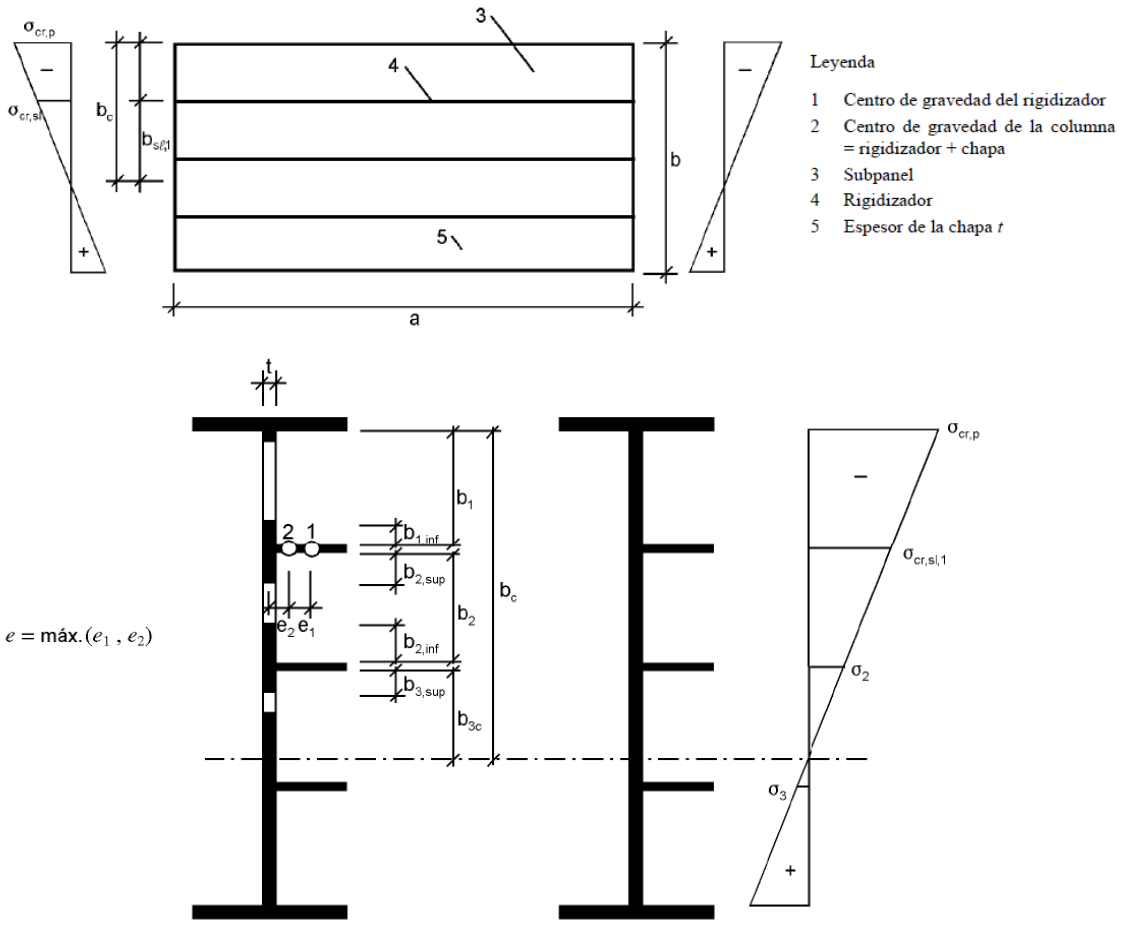
A_{sl} es el sumatorio de las áreas brutas de todos los rigidizadores longitudinales considerados individualmente;

A_p es el área bruta de la chapa $= bt$;

σ_1 es el valor máximo de la tensión en el extremo de un panel;

σ_2 es el valor mínimo de la tensión en el otro extremo del panel;

a, b y t están definidos en la Figura A25.A.1.



	Ancho para el área bruta	Ancho para el área eficaz de acuerdo con la Tabla A25.4.1	Condición para Ψ_i
$b_{1,inf}$	$\frac{3-\Psi_1}{5-\Psi_1} b_1$	$\frac{3-\Psi_1}{5-\Psi_1} b_{1,eff}$	$\Psi_1 = \frac{\sigma_{cr,sl,1}}{\sigma_{cr,p}} > 0$
$b_{2,sup}$	$\frac{2}{5-\Psi_2} b_2$	$\frac{2}{5-\Psi_2} b_{2,eff}$	$\Psi_2 = \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr,sl,1}} > 0$
$b_{2,inf}$	$\frac{3-\Psi_2}{5-\Psi_2} b_2$	$\frac{3-\Psi_2}{5-\Psi_2} b_{2,eff}$	$\Psi_2 > 0$
$b_{3,sup}$	$0,4 b_{3c}$	$0,4 b_{3c,eff}$	$\Psi_3 = \frac{\sigma_3}{\sigma_2} < 0$

Figura A25.A.1: Notación empleada para chapas longitudinalmente rigidizadas

A.2 Abolladura crítica en chapas con uno o dos rigidizadores en la zona comprimida

A.2.1 Procedimiento general

(1) Si la chapa rigidizada tiene solamente un único rigidizador longitudinal en la zona comprimida, el procedimiento descrito en A.1 puede simplificarse considerando que el estudio de una columna sobre lecho elástico refleja el efecto placa en la dirección perpendicular a la columna. La tensión crítica elástica de pandeo de la columna equivalente puede obtenerse siguiendo lo indicado en el apartado A.2.2.

(2) Para el cálculo de $A_{st,1}$ e $I_{st,1}$la sección bruta de la columna debe tomarse igual a la sección bruta del rigidizador considerando los tramos adyacentes de la chapa del modo que se describe a continuación. En caso que el subpanel se encuentre totalmente en la zona comprimida, se tomará un porcentaje de $(3-\Psi)/(5-\Psi)$ de su ancho b_1 en el borde del panel con menor tensión y un porcentaje de $2/(5-\Psi)$ para el borde con mayor tensión. En caso de producirse un cambio de signo en la distribución de tensiones (cambio de compresión a tracción) dentro del mismo subpanel, se tomará como parte de la columna un porcentaje del $0,4$ del ancho b_c de la parte comprimida de este subpanel, véase la Figura A25.A.2 y también la Tabla A25.4.1, donde Ψ es la relación de tensiones relativa al subpanel considerado.

(3) El área eficazᵖ de la sección transversal A_{st} de la columna ficticia debe tomarse como el área eficazᵖ de la sección transversal del rigidizador $A_{s\ell,eff}$ y de las partes efectivasᵖ de la chapa, véase la Figura A25.A.2. La esbeltez del elemento de chapa en la columna ficticia puede determinarse de acuerdo con el apartado 4.4(4), con $\sigma_{com,Ed}$ calculado para la sección transversal bruta de la chapa.

(4) Si $\rho_c f_{yd}$, con ρ_c de acuerdo con el apartado 4.6.2(1), es mayor que la tensión media en la columna ficticia $\sigma_{c,Ed}$, no debe realizarse la reducción del área eficazᵖ de dicha columna. Por otra parte, la reducción de acuerdo con la ecuación (4.6) se sustituye por:

$$A_{c,eff,loc} = \frac{\rho_c f_y A_{s\ell,1}}{\sigma_{com,Ed}\gamma_{M1}} \qquad \text{(A.3)}$$

(5) La reducción mencionada en el apartado A.2.1(4) debe aplicarse únicamente al área de la columna ficticia. No será necesario aplicar la reducción a otras partes comprimidas de la chapa, pero sí debe tenerse en cuenta la reducción por abolladura en los subpaneles.

(6) Como alternativa a emplear un área eficazᴾ de acuerdo con el apartado A.2.1(4), la resistencia de la columna puede determinarse acorde con A.2.1(5) a (7) y comprobarse si excede el valor ponderado de la tensión $\sigma_{com,Ed}$.

NOTA: Este enfoque puede emplearse también en el caso de rigidizadores múltiples en los cuales pueden despreciarse la coacción de la chapa, en este caso la columna ficticia se considera libre de pandear fuera del plano del alma.

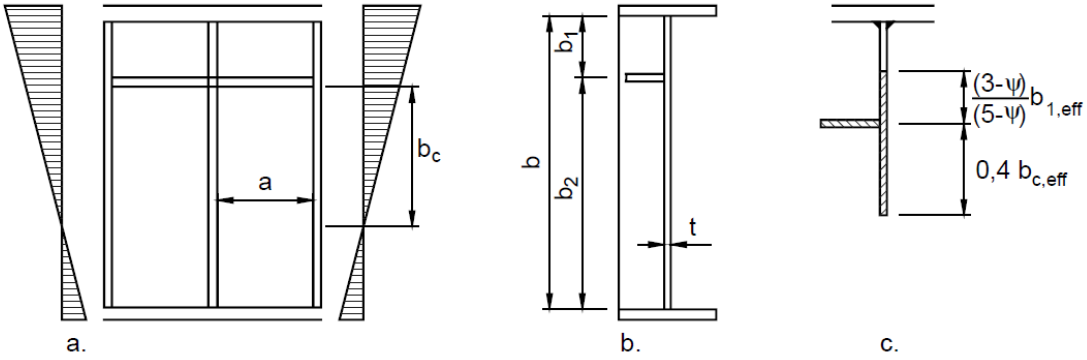


Figura A25.A.2: Notación empleada para chapas con un único rigidizador en la zona comprimida

(7) Si la chapa rigidizada tiene dos rigidizadores longitudinales en la zona comprimida, puede aplicarse el procedimiento de un único rigidizador descrito en A.2.1(1), véase la Figura A25.A.3. En primer lugar, se asume que cada uno de los rigidizadores pandea mientras que el otro actúa como soporte rígido. Posteriormente debe comprobarse el pandeo simultáneo de ambos rigidizadores, para ello se contempla un único rigidizador que agrupa el efecto de ambos de la siguiente manera:

a) la suma de las respectivas áreas y momentos de inercia $I_{s\ell}$ para un rigidizador individual.

b) Estará localizada en la línea de aplicación de la resultante de las respectivas fuerzas de cada uno de los rigidizadores individuales.

Para cada una de estas situaciones ilustradas en la Figura A25.A.3 se calcula el valor apropiado de $\sigma_{cr,p}$, véase el apartado A.2.2(1), con $b_1 = b_1^*$, $b_2 = b_2^*$, y $B^* = b_1^* + b_2^*$, véase la Figura A25.A.3.

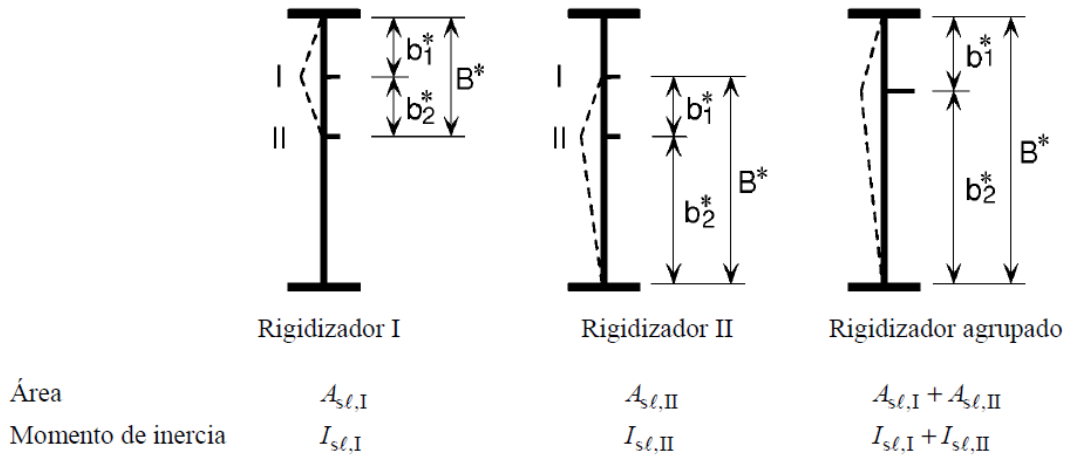


Figura A25.A.3: Notación aplicada para chapa con dos rigidizadores en la zona comprimida

A.2.2 Modelo simplificado de columna ficticia coaccionada por la chapa

(1) En el caso de una chapa rigidizada con un rigidizador longitudinal localizado en la zona comprimida, la tensión crítica elástica de pandeo del rigidizador puede calcularse como sigue, sin tener en cuenta los rigidizadores en la zona de tracción:

$$\sigma_{cr,s\ell} = \frac{1{,}05\,E}{A_{s\ell,1}} \frac{\sqrt{I_{s\ell,1} t^3\, b}}{b_1 b_2} \qquad \text{si } a \geq a_c$$

$$\sigma_{cr,s\ell} = \frac{\pi^2 E\, I_{s\ell,1}}{A_{s\ell,1} a^2} + \frac{E\, t^3 b\, a^2}{4\,\pi^2 (1-\nu^2) A_{s\ell,1} b_1^2 b_2^2} \qquad \text{si } a < a_c \qquad \text{(A.4)}$$

con $a_c = 4{,}33 \sqrt[4]{\frac{I_{s\ell,1}\, b_1^2 b_2^2}{t^3\, b}}$

donde A_{st} es el área bruta de la columna ficticia obtenida de A.2.1(2)

I_{st} es el momento de inercia de la sección transversal bruta de la columna ficticia definida en A.2.1(2) alrededor de un eje que pase por su centro de gravedad y paralelo al plano de la chapa.

b_1, b_2 son las distancias de los bordes longitudinales del alma a los rigidizadores $b_1 + b_2 = b$,

(2) En el caso de una chapa rigidizada con dos rigidizadores longitudinales localizados en la zona de compresión, el límite elástico por abolladura crítica de la chapa es el valor más bajo de los tres cálculos anteriores empleando la ecuación (A.4) con $b_1 = b_1^*$, $b_2 = b_2^*$, y $b = B^*$. Los rigidizadores en la zona de tracción se ignoran en el cálculo.

A.3 Coeficientes de abolladura por cortante

(1) Para chapas con rigidizadores transversales rígidos y sin rigidizadores longitudinales o con más de dos rigidizadores longitudinales, el coeficiente de abolladura por cortante k_τ puede obtenerse como sigue:

$$k_\tau = 5{,}34 + 4{,}00(h_w/a)^2 + k_{\tau s\ell} \qquad \text{para } a/h_w \geq 1 \qquad \text{(A.5)}$$

$$k_\tau = 4{,}00 + 5{,}34(h_w/a)^2 + k_{\tau s\ell} \qquad \text{para } a/h_w < 1$$

donde $k_{\tau st} = 9\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{s\ell}}{t^3 h_w}\right)^3}$ siendo no menor que $\frac{2{,}1}{t}\sqrt[3]{\frac{I_{s\ell}}{h_w}}$

a es la distancia entre rigidizadores transversales (véase la Figura A25.5.3);

$I_{s\ell}$ es el momento de inercia del rigidizador longitudinal respecto al eje z, véase la Figura A25.5.3(b). Para almas con dos o más rigidizadores longitudinales, no necesariamente equidistantes, $I_{s\ell}$ es la suma de la rigidez de cada rigidizador.

NOTA No se considera en la ecuación (A.5) los rigidizadores transversales no rígidos intermedios.

(2) La ecuación (A.5) puede aplicarse a chapas con uno o dos rigidizadores longitudinales, únicamente si la relación de aspecto $\alpha = \frac{a}{h_w}$ cumple que $\alpha \geq 3$. Para chapas con un o dos rigidizadores longitudinales y con una relación de aspecto $\alpha < 3$ el coeficiente de abolladura por cortante debe tomarse de la siguiente fórmula:

$$k_\tau = 4,1 + \frac{6,3+0,18\frac{I_{s\ell}}{t^3 h_w}}{\alpha^2} + 2,2\sqrt[3]{\frac{I_{s\ell}}{t^3 h_w}} \qquad \text{(A.6)}$$

Apendice B – Recomendaciones para los elementos estructurales no uniformes

B.1 Generalidades

(1) Las reglas del apartado 10 son aplicables a las almas de elementos estructurales con alas no paralelas como ocurre en vigas acarteladas y las almas con aperturas regulares e irregulares y con los rigidizadores no ortogonales.

(2) Para determinar α_{ult} y α_{crit}, pueden calcularse aplicando el método de los elementos finitos, véase el Apendice C.

(3) Los coeficientes de reducción ρ_x, ρ_z y χ_w para la esbeltez $\bar{\lambda}_P$ pueden obtenerse a partir de la curva apropiada de abolladura de chapa, véanse los apartados 4 y 5.

NOTA Los coeficientes de reducción ρ_x, ρ_z y χ_w también pueden determinarse como sigue:

$$\rho = \frac{1}{\phi_P + \sqrt{\phi_P^2 - \bar{\lambda}_P}} \qquad \text{(B.1)}$$

donde $\phi_P = \frac{1}{2}\left(1 + \alpha_P\left(\bar{\lambda}_P - \bar{\lambda}_{P0}\right) + \bar{\lambda}_P\right)$

y $\bar{\lambda}_P = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}}$

Los valores de $\bar{\lambda}_{P0}$ yα_p se muestran a continuación en la Tabla A25.B.1. Los valores en la Tabla A25.B.1 han sido calibrados con las curvas de abolladura de los apartados 4 y 5. Proporcionan una correlación directa con la imperfección geométrica equivalente mediante la fórmula:

$$e_0 = \alpha_P\left(\bar{\lambda}_P - \bar{\lambda}_{P0}\right)\frac{t}{6}\frac{1 - \frac{\rho\bar{\lambda}_P}{\gamma_{M1}}}{1 - \rho\bar{\lambda}_P} \qquad \text{(B.2)}$$

Tabla A25.B.1: Valores de $\bar{\lambda}_{P0}$ y α_p

Producto	Modo de inestabilidad predominante	α_p	$\bar{\lambda}_{P0}$
Laminado en caliente	tensión normal longitudinal para $\Psi \geq 0$	0, 13	0, 70
	tensión normal longitudinal para $\Psi < 0$ cortante tensión transversal		0, 80
Soldado o conformado en frío	tensión normal longitudinal para $\Psi \geq 0$	0, 34	0, 70
	tensión normal longitudinal para $\Psi < 0$ cortante tensión transversal		0, 80

B.2 Interacción entre abolladura de chapa y pandeo lateral de torsión de los elementos estructurales

(1) El método descrito en B.1 puede extenderse para comprobar la combinación de la abolladura de una chapa con el pandeo lateral por torsión de una viga, calculando los valores de α_{ult} y α_{cr} como sigue a continuación:

α_{ult} es el mínimo factor de amplificación de carga para que las acciones de cálculo alcancen el valor característico de la resistencia de la sección transversal más crítica, sin considerar la abolladura de chapa o el pandeo lateral por torsión.

α_{cr} es el mínimo factor de amplificación de carga para que las acciones de cálculo para alcancen la carga crítica elástica de una viga, considerando la abolladura de chapa y los modos de pandeo lateral por torsión.

(2) En el caso de que α_{cr} contenga modos de pandeo lateral por torsión, el coeficiente de reducción ρ empleado debe ser el menor de los siguientes valores: el coeficiente de reducción descrito con B.1(3) y el valor de χ_{LT} para el pandeo lateral por torsión acorde con el apartado 6.3.3 del Anejo 22 del Código Estructural.

Apendice C– Propuesta de cálculos por métodos de los elementos finitos (EF)

C.1 Generalidades

(1) El siguiente apendice recoge recomendaciones para el empleo del método de los elementos finitos (EF) para la comprobación de los estados límite último, de servicio o fatiga de las estructuras formadas por chapas.

COMENTARIOS:

Los cálculos basados en el método de EF de una estructura compuesta por chapas o láminas quedan fuera del ámbito del Código Estructural. En el ámbito de los Eurocódigos, la norma UNE-EN 1993-1-6 proporciona reglas básicas para el proyecto de estructuras formadas por placas de acero que tengan forma de lámina.

NOTA 2: Estas recomendaciones están dirigidas a ingenieros con experiencia en el empleo de métodos de elementos finitos.

(2) La elección del método de los elementos finitos dependerá del problema a analizar. La elección puede basarse en las siguientes hipótesis:

Tabla A25.C.1: Hipótesis relativa al método de los EF

Nº	Comportamiento del material	Comportamiento geométrico	Imperfecciones, véase el apartado C.5	Ejemplos de uso
1	lineal	lineal	no	Efectos de arrastre por cortante elástico, resistencia elástica
2	no lineal	lineal	no	Resistencia plástica en ELU
3	lineal	no lineal	no	Carga crítica de abolladura de chapa
4	lineal	no lineal	si	Resistencia elástica a la abolladura de chapa
5	no lineal	no lineal	si	Resistencia elasto-plástica en ELU

C.2 Uso

(1) Al emplear el método de EF en los cálculos estructurales se debe tener especial cuidado en:

- la modelización del componente estructural y de sus condiciones de contorno
- la elección del programa de cálculo adecuado y su documentación
- el uso de imperfecciones
- la modelización de las propiedades del material
- la modelización de las cargas
- la modelización del criterio de estado límite
- los coeficientes parciales a aplicar

Los modelos de elementos finitos que se usen para analizar el comportamiento de chapas delgadas estarán contrastados con ejemplos de referencia.

C.3 Modelización

(1) La elección del modelo de EF (modelos definidos por elementos tipo lámina o elementos sólidos) y el tamaño de la malla propuesta debe ser conforme con la precisión requerida en los resultados. En caso de duda en la aplicación de la malla o el tipo de método de EF a emplear, debe verificarse con un análisis más sensible con su sucesivo refinado de la malla.

(2) La modelización por métodos de EF se realiza ya sea para

- un elemento estructural completo
- o parte de un elemento estructural

NOTA Un ejemplo de elemento completo podría ser el alma y/o la chapa inferior de una viga continua con sección en cajón en la región del apoyo intermedio donde la chapa inferior trabaje a compresión. Un ejemplo de subestructura podría ser un subpanel de una chapa inferior bajo una carga plana en 2D.

(3) Las condiciones de contorno en los apoyos, las interfaces y los detalles para introducir las cargas deben ser elegidos para obtener resultados del lado de la seguridad.

(4) Debe tomarse para las propiedades geométricas los valores nominales.

(5) Cuando se consideren las imperfecciones, éstas se basarán en las formas y amplitudes dadas por el apartado C.5.

(6) Las propiedades de los materiales deben basarse en las reglas descritas en C.6(2).

C.4 Elección del programa de cálculo y la documentación

(1) El programa de cálculo elegido debe ser adecuado para el análisis a realizar y su fiabilidad ha de ser contrastable.

NOTA La fiabilidad del producto podrá ser comprobado por un banco normalizado de pruebas adecuadas.

(2) El tamaño de la malla, las cargas aplicadas, las condiciones de contorno y otros datos a introducir en el modelo, así como los resultados deben de documentarse de forma que puedan ser comprobados por terceros.

C.5 Uso de las imperfecciones

(1) Cuando las imperfecciones deben incluirse en un modelo de EF, deben tenerse en cuenta tanto las imperfecciones geométricas como las estructurales.

(2) A menos que se realice un análisis más exhaustivo de las imperfecciones geométricas y estructurales, se podrán emplear imperfecciones geométricas equivalentes. De cara a su utilización, se empleará un valor del 80% de las tolerancias geométricas de fabricación.

NOTA 2: Las imperfecciones estructurales relativas a las tensiones residuales pueden ser representadas por el patrón de tensión procedente de los procesos de fabricación con amplitudes equivalentes de los valores medios (o esperados).

(3) Debe comprobarse la apropiada dirección de imperfección para obtener la resistencia más baja.

(4) Pueden emplearse las hipótesis a asumir para las imperfecciones geométricas equivalentes acordes con la Tabla A25.C.2 y la Figura A25.C.1.

Tabla A25.C.2: Imperfecciones geométricas equivalentes

Tipo de imperfección	Componente	Forma	Magnitud
Global	Elemento estructural con longitud ℓ	Arco	Véase Anejo 22 del Código Estructural, Tabla A22.5.1
Global	Rigidizador longitudinal con longitud a	Arco	Mínimo entre $(a/400, b/400)$
Local	Panel o subpanel de lados$a$ o b	Modo propio de abolladura	Mínimo entre $(a/200, b/200)$
Local	Rigidizador o ala sometido a torsión	Torsión en arco	$1/50$

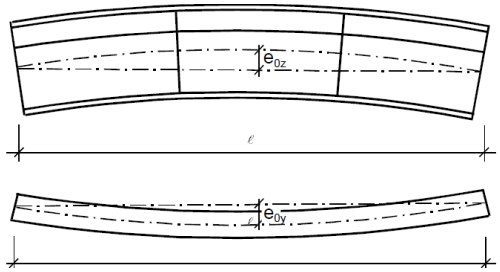
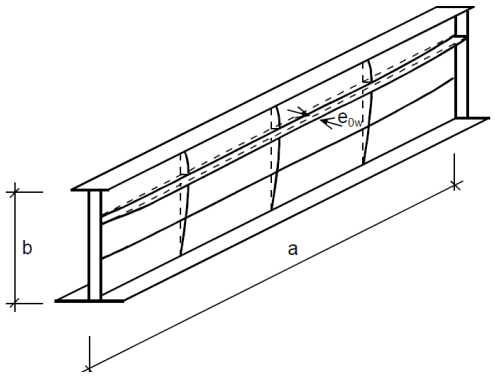
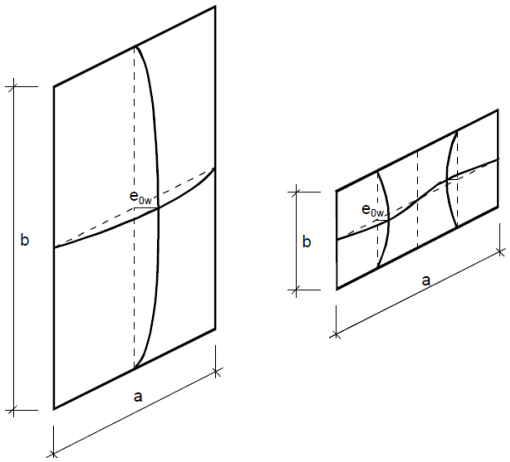
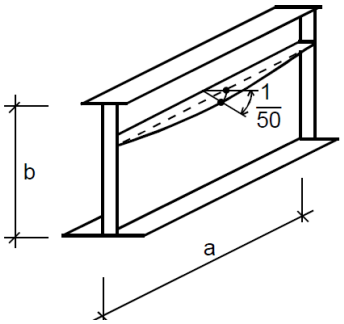
Tipo de imperfección	Componente
Elemento de longitud ℓ Imperfección global	
Rigidizador longitudinal de longitud a Imperfección global	
Panel local o subpanel Imperfección local	
Rigidizador local o ala sometida a giro por torsión Imperfección local	

Figura A25.C.1: Modelización de las imperfecciones geométricas equivalentes

(5) Cuando se combinen estas imperfecciones, debe elegirse una imperfección principal y las imperfecciones que la acompañan pueden reducirse al 70%.

NOTA 1 Cualquier tipo de imperfección puede tomarse como imperfección principal, las otras pueden tomarse como imperfecciones que acompañan.

NOTA 2: Pueden aplicarse las imperfecciones geométricas equivalentes como fuerzas equivalentes que actúan sobre los elementos estructurales.

C.6 Propiedades del material

(1) Deben tomarse las propiedades de los materiales con sus valores característicos.

(2) Dependiendo de la precisión requerida y de las deformaciones máximas alcanzadas pueden emplearse los siguientes enfoques para el comportamiento del material, véase la Figura A25.C.2:

a) elasto-plástico sin endurecimiento
b) elasto-plástico con pseudo-endurecimiento (por razones numéricas)
c) elasto-plástico con endurecimiento lineal
d) curva real de tensión-deformación calculada a partir del diagrama tensión-deformación medida como sigue a continuación:

$$\sigma_{true} = \sigma(1 + \varepsilon) \qquad \text{(C.1)}$$

$$\varepsilon_{true} = \ell n(1 + \varepsilon)$$

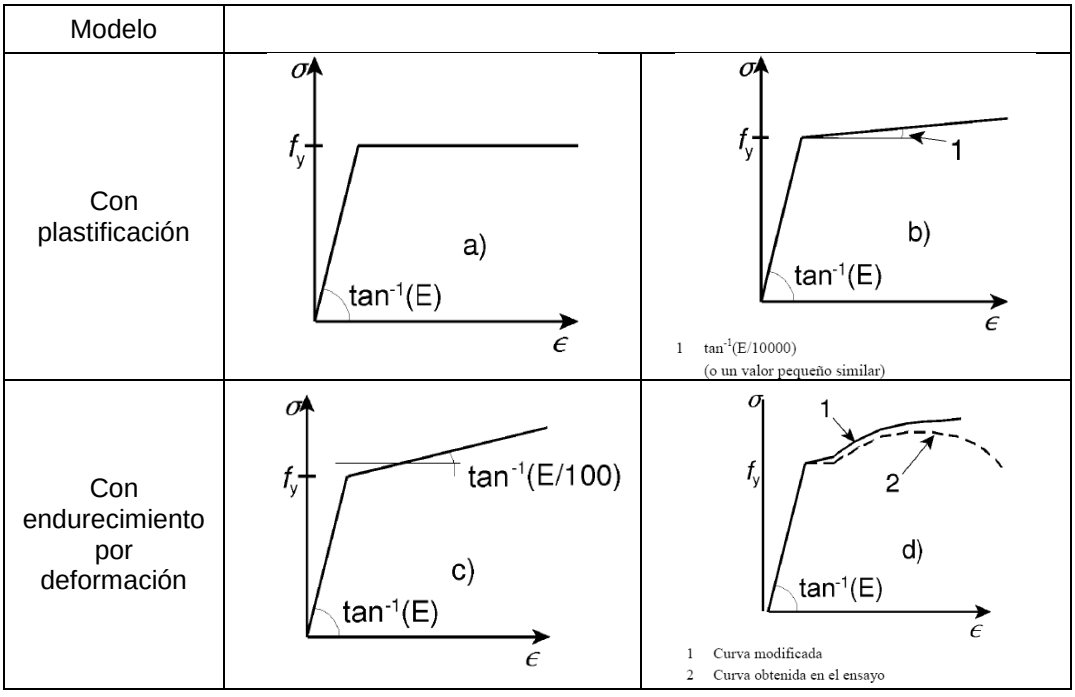


Figura A25.C.2: Modelización del comportamiento del material

NOTA: El módulo elástico E se corresponde con su valor nominal.

C.7 Cargas

(1) Las cargas aplicadas en estructuras deben incluir los correspondientes coeficientes de amplificación de carga y de combinación. Por simplificación, puede emplearse un único coeficiente de amplificación α.

C.8 Criterio de estado límite

(1) Pueden emplearse los siguientes criterios de estado límite:

1. para estructuras sensibles a fenómenos de inestabilidad:

   obtención de la carga máxima

2. para regiones sometidas a tensiones de tracción:

   obtención del valor límite de deformación de membrana principal, tomando un valor límite del 5% para las dichas deformaciones.

NOTA 2: Puede emplearse como alternativa otros criterios en estado límite, tales como el criterio de plastificación o de la limitación de la zona de plastificación.

C.9 Coeficientes parciales

(1) El coeficiente de amplificación de carga α_u en estado límite último debe ser suficiente para asegurar la fiabilidad requerida.

(2) El coeficiente de amplificación requerido para la fiabilidad, depende de otros dos coeficientes:

1. α_1 para cubrir la incertidumbre relativa al modelo de EF empleado. Debe obtenerse a partir de calibraciones de ensayos experimentales, véase el Apendice D del Anejo 18 del Código Estructural.
2. α_2 para cubrir la dispersión relativa a los modelos de resistencia y a las cargas. Debe tomarse como γ_{M1} si gobierna la inestabilidad y γ_{M2} si gobierna la fractura.

(3) Debe verificar que:

$$\alpha_u > \alpha_1 \alpha_2 \qquad \text{(C.2)}$$

Se utilizarán los valores de γ_{M1} y γ_{M2} establecidos en el Anejo 22 del Código Estructural.

Apendice D – Recomendaciones para los elementos estructurales con almas corrugadas

D.1 Generalidades

(1) Las reglas descritas en este Apendice D son válidas para vigas armadas en I con almas corrugadas trapezoidales o sinusoidales, acordes con la Figura A25.D.1.

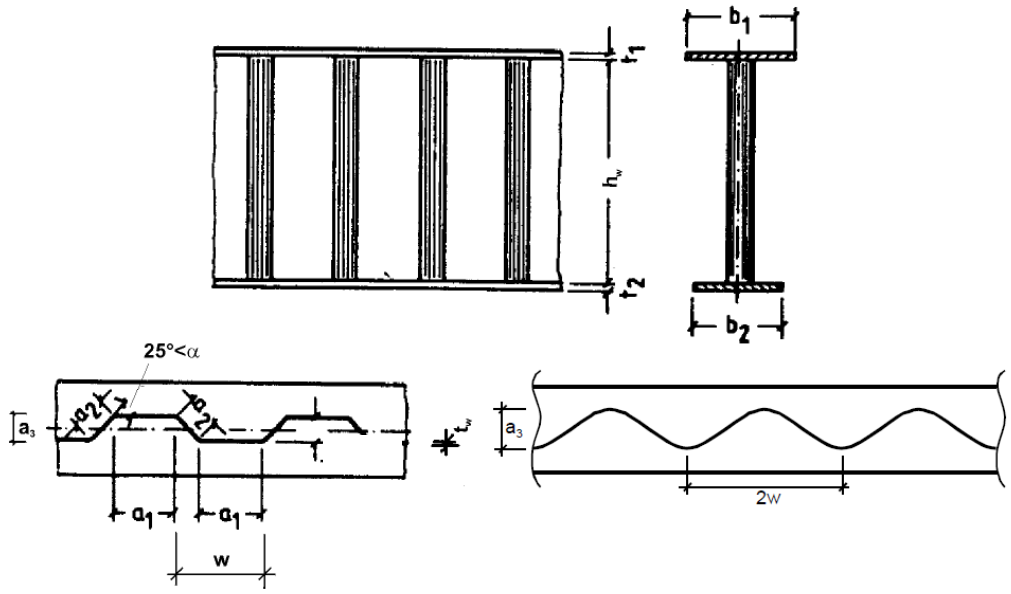


Figura A25.D.1: Nomenclatura

D.2 Estado límite último

D.2.1 Resistencia a flexión

(1) El momento resistente a flexión $M_{y,Rd}$ debe tomarse como el mínimo valor de:

$$M_{y,Rd} = min\left\{\underbrace{\frac{b_2 t_2 f_{yf,r}}{\gamma_{M0}}\left(h_w + \frac{t_1+t_2}{2}\right)}_{tracción\ del\ ala}; \underbrace{\frac{b_1 t_1 f_{yf,r}}{\gamma_{M0}}\left(h_w + \frac{t_1+t_2}{2}\right)}_{comp.del\ ala}; \underbrace{\frac{b_1 t_1\, \chi\, f_{yf}}{\gamma_{M1}}\left(h_w + \frac{t_1+t_2}{2}\right)}_{comp.del\ ala}\right\} \quad \text{(D.1)}$$

Donde $f_{yf,r}$ es el valor del límite elástico reducido debido a los momentos flectores transversales que actúan en las alas

$$f_{yf,r} = f_{yf} f_T$$

$$f_T = 1 - 0,4\sqrt{\frac{\sigma_x(M_z)}{\frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}}}}$$

$\sigma_x(M_z)$ es la tensión debida al momento flector transversal en el ala

χ es el coeficiente de reducción por pandeo lateral, de acuerdo con el apartado 6.3 del Anejo 22 del Código Estructural.

NOTA1: El momento flector transversal M_z, resulta del flujo de cortantes a través de las alas, como indica la Figura A25.D.2.

NOTA 2: Para el caso de almas corrugadas sinusoidales, f_T se toma igual a 1,0.

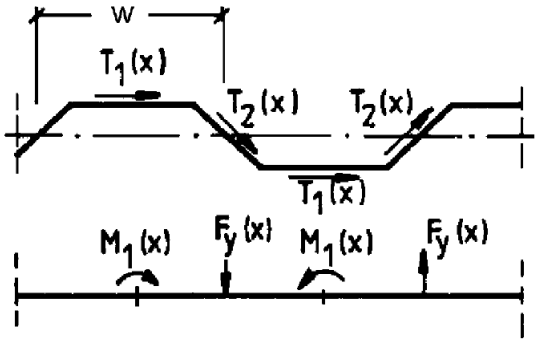


Figura A25.D.2: Momentos transversales M_z debido a la introducción de cortantes dentro del ala

(2) El área eficazᵖ del ala comprimida debe determinarse de acuerdo con 4.4(1) empleando el valor más alto del parámetro de esbeltez $\bar{\lambda}_P$ definido en 4.4(2). El coeficiente de abolladura k_σ debe tomarse como el mayor valor de a) y b):

a) $$k_\sigma = 0,43 + \left(\frac{b}{a}\right)^2 \quad \text{(D.2)}$$

donde$b$ es el ancho máximo del ala exterior medida desde el pie de la soldadura hasta el borde libre.

$$a = a_1 + 2a_4$$

b) $$k_\sigma = 0,60 \quad \text{(D.3)}$$

D.2.2 Resistencia a cortante

(1) La resistencia al cortante $V_{bw,Rd}$ puede tomarse como:

$$V_{bw,Rd} = \chi_c \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}\sqrt{3}} h_w t_w \quad \text{(D.4)}$$

donde χ_c es el menor de los coeficientes de reducción para la abolladura local $\chi_{c,\ell}$ y para la abolladura global $\chi_{c,g}$, como se define en (2) y (3)

(2) El coeficiente de reducción $\chi_{c,\ell}$ para la abolladura local puede calcularse a partir de:

$$\chi_{c,\ell} = \frac{1,15}{0,9+\bar{\lambda}_{c,l}} \leq 1,0 \quad \text{(D.5)}$$

Donde $\bar{\lambda}_{c,\ell} = \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr,\ell}\sqrt{3}}}$ (D.6)

$$\tau_{cr,\ell} = \left(5,34 + \frac{a_3 s}{h_w t_w}\right) \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left[\frac{t_w}{s}\right]^2 \quad \text{(D.7)}$$

donde:

w es la longitud de una semionda, véase la Figura A25.D.1,

s es la longitud desarrollada de una semionda, véase la Figura A25.D.1

(3) El coeficiente de reducción $\chi_{c,g}$ para la abolladura global debe tomarse como

$$\chi_{c,g} = \frac{1,5}{0,5+\bar{\lambda}_{c,g}^{\ 2}} \leq 1,0 \qquad \text{(D.8)}$$

donde $\bar{\lambda}_{c,g} = \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr,g}\sqrt{3}}}$ (D.9)

$$\tau_{cr,g} = \frac{32,4}{t_w h_w^2}\sqrt[4]{D_x D_z^3} \qquad \text{(D.10)}$$

$$D_x = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}\frac{w}{s}$$

$$D_z = \frac{EI_z}{w}$$

I_z momento de inercia del área de una corruga de longitud w, véase la Figura A25.D.1

NOTA 1: s e I_Z están calculadas a partir de la forma real de la corruga.

NOTA 2: La ecuación (D.10) se aplica a chapas con bordes que puedan considerarse articulados.

D.2.3 Requisitos para los extremos con rigidizadores

(1) Los rigidizadores de los extremos estructurales deben calcularse de acuerdo con el apartado 9.

Apendice E–Métodos alternativos recomendados para determinar las secciones eficaces

E.1 Áreas eficaces para niveles de tensión por debajo del límite elástico

(1) Puede aplicarse la siguiente formulación, como alternativa al método descrito en 4.4(2), para determinar las áreas eficaces para niveles de tensión por debajo del límite elástico:

a) para elementos interiores comprimidos:

$$\rho = \frac{1-0{,}055(3+\Psi)/\bar{\lambda}_{p,red}}{\bar{\lambda}_{p,red}} + 0{,}18\frac{(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,red})}{(\bar{\lambda}_p - 0{,}6)} \qquad \text{si } \rho \leq 1{,}0 \qquad \text{(E.1)}$$

b) para elementos exteriores comprimidos:

$$\rho = \frac{1-0{,}188/\bar{\lambda}_{p,red}}{\bar{\lambda}_{p,red}} + 0{,}18\frac{(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,red})}{(\bar{\lambda}_p - 0{,}6)} \qquad \text{si } \rho \leq 1{,}0 \qquad \text{(E.2)}$$

Para las notaciones véanse 4.4(2) y 4.4(4). Aplicar 4.4(5) para el cálculo de la resistencia de abolladura global.

E.2 Áreas eficaces para rigidez

(1) Para el cálculo de las áreas eficaces para rigideces, las esbelteces $\bar{\lambda}_{p,ser}$ en estado límite de servicio pueden calcularse a partir de:

$$\bar{\lambda}_{p,ser} = \bar{\lambda}_p\sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed,ser}}{f_y}} \qquad \text{(E.3)}$$

Donde $\sigma_{com,Ed,ser}$ se define como la tensión de compresión máxima (calculada en base a la sección eficaz) en el elemento correspondiente bajo las cargas en estado límite de servicio.

(2) El momento de inercia puede calcularse a partir de la interpolación entre la sección bruta y la sección eficaz para la correspondiente combinación de carga, empleando la siguiente expresión:

$$I_{eff} = I_{gr} - \frac{\sigma_{gr}}{\sigma_{com,Ed,ser}}\left(I_{gr} - I_{eff}\left(\sigma_{com,Ed,ser}\right)\right) \qquad \text{(E.4)}$$

Donde I_{gr} es el momento de inercia de la sección bruta

σ_{gr} es la tensión máxima de flexión en estado límite de servicio calculada con la sección bruta

$I_{eff}\left(\sigma_{com,Ed,ser}\right)$ es el momento de inercia de la sección eficaz teniendo en cuenta la abolladura de acuerdo con E.1, calculado para la tensión máxima $\sigma_{com,Ed,ser} \geq \sigma_{gr}$ dentro de la luz de vano considerada.

(3) El momento de inercia eficaz I_{eff}, puede tomarse variable a lo largo del vano considerado los puntos más desfavorables. Alternativamente, puede emplearse un valor uniforme basado en el máximo momento positivo absoluto bajo cargas de servicio.

(4) Estos cálculos requieren iteraciones, pero puede llevarse a cabo una aproximación conservadora con un único cálculo basado en un nivel tensional igual o mayor que $\sigma_{com,Ed,ser}$.

Anejo 26

Proyecto de estructuras de acero. Uniones

Contenido

1 INTRODUCCIÓN 7

1.1 ALCANCE 7
1.2 NORMAS DE REFERENCIA 7
1.3 TÉRMINOS Y DEFINICIONES 7
1.3.1. Componente básico (de una unión) 7
1.3.2 Conexión 7
1.3.3 Elemento conectado 7
1.3.4 Unión 7
1.3.5 Configuración de la unión 7
1.3.6 Capacidad de giro 7
1.3.7 Rigidez al giro 7
1.3.8 Propiedades estructurales (de una unión) 7
1.3.9 Unión plana 8
1.4. NOTACIÓN 9

2. BASES DE CÁLCULO 16

2.1 SUPUESTOS 16
2.2 REQUISITOS GENERALES 16
2.3 CARGAS Y MOMENTOS APLICADOS 17
2.4. RESISTENCIA DE LAS UNIONES 17
2.5 HIPÓTESIS DE CÁLCULO 17
2.6 UNIONES CARGADAS A CORTANTE SOMETIDAS A IMPACTO, VIBRACIÓN Y/O CARGA REVERSIBLE 17
2.7 EXCENTRICIDAD EN LAS INTERSECCIONES 18

3 CONEXIONES CON TORNILLOS O BULONES 19

3.1 TORNILLOS, TUERCAS Y ARANDELAS 19
3.1.1 Generalidades 19
3.1.2. Tornillos pretensados 19
3.2 ROBLONES 19
3.3 PERNOS DE ANCLAJE 19
3.4 CATEGORÍAS DE UNIONES CON TORNILLOS 19
3.4.1 Uniones a cortante 19
3.4.2 Uniones en tracción 20
3.5 DISPOSICIÓN DE LOS TALADROS PARA LOS TORNILLOS 21
3.6 RESISTENCIA DE CÁLCULO DE LOS ELEMENTOS INDIVIDUALES DE UNIÓN 24
3.6.1 Tornillos 24
3.6.2.1 Generalidades 27
3.6.2.2 Resistencia de cálculo 27
3.7 GRUPOS DE ELEMENTOS DE UNIÓN 29
3.8 UNIONES LARGAS 29
3.9 RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO CON LAS UNIONES 8.8 Ó 10.9 29
3.9.1 Resistencia de cálculo al deslizamiento 29
3.9.2 Tracción y cortante combinados 31
3.9.3 Uniones híbridas 31

3.10 DEDUCCIONES POR LOS TALADROS DE LOS ELEMENTOS DE UNIÓN 31
3.10.1 Generalidades *31*
3.10.2 Cálculo de la resistencia a desgarro *31*
3.10.3 Angulares conectados por un ala y otros elementos en tracción unidos de forma asimétrica. *32*
3.10.4 Angulares de soporte *33*
3.11 FUERZAS DE PALANCA 34
3.12 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS ENTRE ELEMENTOS DE UNIÓN EN ESTADO LÍMITE ÚLTIMO. 34
3.13 UNIONES CON BULONES 35
3.13.1 Generalidades *35*
3.13.2 Cálculo de los bulones *35*

4 UNIONES SOLDADAS 38

4.1 GENERALIDADES 38
4.2 MATERIALES DE APORTACIÓN 38
4.3 GEOMETRÍA Y DIMENSIONES 39
4.3.1 Tipo de soldadura *39*
4.3.2 Soldaduras en ángulo *39*
4.3.3 Soldaduras de ojal (o en ranura) *41*
4.3.4 Soldaduras a tope *41*
4.3.5 Soldaduras de tapón (o botón) *41*
4.3.6 Soldaduras en chaflán *42*
4.4 SOLDADURAS CON RELLENOS 42
4.5 RESISTENCIA DE CÁLCULO DE UNA SOLDADURA EN ÁNGULO. 42
4.5.1 Longitud de las soldaduras *42*
4.5.2 Espesor eficaz de garganta de la soldadura *43*
4.5.3 Resistencia de cálculo de las soldaduras en ángulo *43*
4.5.3.1 Generalidades 43
4.5.3.2 Método direccional 44
4.5.3.3 Método simplificado para la resistencia de cálculo de una soldadura en ángulo 45
4.6 RESISTENCIA DE CÁLCULO DE SOLDADURAS DE OJAL (O EN RANURA) 46
4.7 RESISTENCIA DE CÁLCULO DE LAS SOLDADURAS A TOPE 46
4.7.1 Soldaduras a tope con penetración completa *46*
4.7.2 Soldaduras a tope con penetración parcial *46*
4.7.3 Soldaduras a tope en T *46*
4.8 RESISTENCIA DE CÁLCULO DE LAS SOLDADURAS DE TAPÓN (O BOTÓN) 47
4.9 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS 47
4.10 UNIONES DE ALAS NO RIGIDIZADAS 48
4.11 UNIONES LARGAS 49
4.12 SOLDADURAS A TOPE CON PENETRACIÓN PARCIAL A UN ÚNICO LADO O EN ÁNGULO CARGADAS EXCÉNTRICAMENTE 50
4.13 ANGULARES CONECTADOS POR UN LADO 50
4.14 SOLDADURA EN ZONAS CONFORMADAS EN FRÍO 51

5 ANÁLISIS, CLASIFICACIÓN Y MODELIZACIÓN 52

5.1 ANÁLISIS GLOBAL 52

5.1.1 Generalidades *52*
5.1.2 Análisis elástico global *52*
5.1.3 Análisis global rígido-plástico *53*
5.1.4 Análisis global elasto-plástico *54*
5.1.5 Análisis global de las vigas en celosía *54*
5.2 CLASIFICACIÓN DE UNIONES 56
5.2.1 Generalidades *56*
5.2.2 Clasificación según la rigidez *57*
5.2.2.1 Generalidades 57
5.2.2.2 Uniones nominalmente articuladas 57
5.2.2.3 Uniones rígidas 57
5.2.2.4 Uniones semi-rígidas 57
5.2.2.5 Límites de clasificación 57
5.2.3 Clasificación en función de la resistencia *58*
5.2.3.1 Generalidades 58
5.2.3.2 Uniones nominalmente articuladas 59
5.2.3.3 Uniones rígidas con capacidad para transmitir la resistencia última de los elementos unidos 59
5.2.3.4 Uniones de resistencia parcial 60
5.3 MODELIZACIÓN DE LA UNIÓN ENTRE VIGA-PILAR 60

6 UNIONES ESTRUCTURALES ENTRE SECCIONES EN H O EN I 63

6.1 GENERALIDADES 63
6.1.1 Bases *63*
6.1.2 Propiedades estructurales *63*
6.1.2.1 Curva característica momento de cálculo-giro 63
6.1.2.2 Momento resistente de cálculo 64
6.1.2.3 Rigidez al giro 64
6.1.2.4 Capacidad de giro 64
6.1.3 Componentes básicos de una unión *64*
6.2 RESISTENCIA DE CÁLCULO 69
6.2.1 Esfuerzos *69*
6.2.2 Cortantes *69*
6.2.3 Momentos flectores *71*
6.2.4 Sección en T equivalente a tracción *71*
6.2.4.1 Generalidades 71
6.2.4.2 Filas de tornillos individuales, grupos de tornillos y grupos de filas de tornillos 74
6.2.4.3 Refuerzos 74
6.2.5 Sección en T equivalente comprimido *75*
6.2.6 Resistencia de cálculo de los componentes básicos *77*
6.2.6.1 Panel del alma de un pilar a cortante 77
6.2.6.2 Alma de un pilar en compresión transversal 78
6.2.6.3 Alma de un pilar a tracción transversal 81
6.2.6.4 Alas de un pilar sometidas a flexión transversal 82
6.2.6.4.1 Ala sin rigidizar de un pilar, unión atornillada 82
6.2.6.4.2 Ala rigidizada de un pilar, unión con chapas frontales atornilladas o con angulares de empalme en las alas 84
6.2.6.4.3 Ala sin rigidizar de un pilar, unión soldada 85
6.2.6.5 Chapas frontales sometidas a flexión 86

6.2.6.6 Angulares de empalme de alas sometida a flexión 88
6.2.6.7 Ala y alma de una viga comprimidas 89
6.2.6.8 Alma de una viga traccionada 90
6.2.6.9 Hormigón sometido a compresión incluyendo el mortero 90
6.2.6.10 Placa base a flexión sometida a compresión 90
6.2.6.11 Placa base en flexión sometida a tracción. 91
6.2.6.12 Perno de anclaje traccionado 91
6.2.7 Momento resistente de las uniones viga-pilar y empalmes 92
6.2.7.1 Generalidades 92
6.2.7.2 Uniones viga-pilar atornilladas con conexiones de chapas frontal atornilladas 96
6.2.8 Resistencia de cálculo de bases de pilares con placas base 97
6.2.8.1 Generalidades 97
6.2.8.2 Bases de pilares sometidas únicamente a axiles 99
6.2.8.3 Bases de pilares sometidas a axiles y a momentos flectores 99
6.3 RIGIDEZ AL GIRO 101
6.3.1 Modelo básico 101
6.3.2 Coeficientes de rigidez para componentes básicos de la unión 103
6.3.3 Conexiones con chapas frontales con dos o más filas de tornillos en tracción 106
6.3.3.1 Método general 106
6.3.3.2 Método simplificado para chapas frontales de mayor tamaño que el perfil y con dos filas de tornillos a tracción 106
6.3.4 Base de pilares 107
6.4 CAPACIDAD DE GIRO 108
6.4.1 Generalidades 108
6.4.2 Uniones atornilladas 109
6.4.3 Uniones soldadas 109

7 UNIONES EN PERFILES TUBULARES 110

7.1 GENERALIDADES 110
7.1.1 Alcance 110
7.1.2 Campo de aplicación 110
7.2 CÁLCULO 113
7.2.1 Generalidades 113
7.2.2. Modos de fallo para uniones de perfiles tubulares 113
7.3 SOLDADURAS 118
7.3.1 Resistencia de cálculo 118
7.4 UNIONES SOLDADAS ENTRE ELEMENTOS DE PTC 119
7.4.1 Generalidades 119
7.4.2 Uniones planas 119
7.4.3 Uniones espaciales 126
7.5. UNIONES SOLDADAS ENTRE ELEMENTOS DE ARRIOSTRAMIENTO DE PTC O PTR Y CORDONES DE PTR 127
7.5.1 Generalidades 127
7.5.2 Uniones planas 128
7.5.2.1 Uniones sin reforzar 128
7.5.2.2 Uniones reforzadas 133
7.5.3 Uniones espaciales 139

7.6 UNIONES SOLDADAS ENTRE ELEMENTOS DE ARRIOSTRAMIENTO CON PTC O PTR Y CORDONES CON PERFILES EN I O H.....140
7.7. UNIONES SOLDADAS ENTRE ELEMENTOS DE ARRIOSTRAMIENTO DE PTC O PTR Y CORDONES DE PERFILES DE SECCIÓN EN U 144

1 Introducción

1.1 Alcance

(1) Este Anejo 26 describe los métodos de cálculo de las uniones sometidas a cargas predominantemente estáticas, realizadas con aceros tipo S235, S275, S355 y S460.

1.2 Normas de referencia

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

1.3 Términos y definiciones

(1) Son de aplicación los siguientes términos y definiciones:

1.3.1. Componente básico (de una unión)

Parte de una unión que contribuye a una o más de sus propiedades estructurales.

1.3.2 Conexión

Punto en el que se encuentran dos o más elementos. Para el cálculo, es el conjunto de todos los componentes básicos necesarios para representar el comportamiento durante la transferencia de todos los esfuerzos correspondientes en la conexión.

1.3.3 Elemento conectado

Cualquier elemento que se une a un elemento o un componente de un soporte.

1.3.4 Unión

Zona en la que se conectan dos o más elementos. Para el cálculo, es el conjunto de todos los componentes básicos necesarios para representar el comportamiento durante la transferencia de todos los esfuerzos correspondientes entre los elementos conectados. Una unión viga–pilar está compuesta por un alma y otra conexión (configuración de unión a un único lado) o dos conexiones (configuración de unión a ambos lados), véase la Figura A26.1.1.

1.3.5 Configuración de la unión

Tipo o disposición de la unión o uniones en una zona en la que intersectan los ejes de dos o más elementos interconectados, véase la Figura A26.1.2.

1.3.6 Capacidad de giro

Ángulo a través del cual la unión puede rotar, para un nivel de resistencia dado, sin que se produzca el fallo.

1.3.7 Rigidez al giro

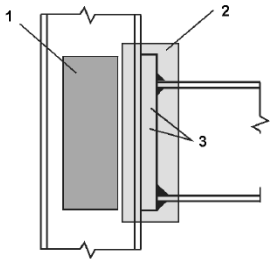
Momento necesario para producir la rotación unitaria en la unión.

1.3.8 Propiedades estructurales (de una unión)

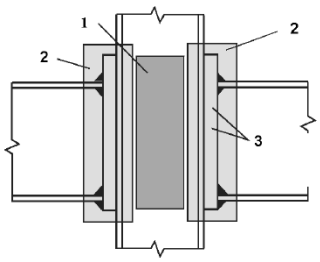
Resistencia a los esfuerzos en los elementos conectados, rigidez al giro y capacidad de giro.

1.3.9 Unión plana

En una estructura en celosía, una unión plana une elementos que están situados en un mismo plano.



Unión=alma a cortante + conexión



Unión izquierda=alma a cortante + conexión izquierda

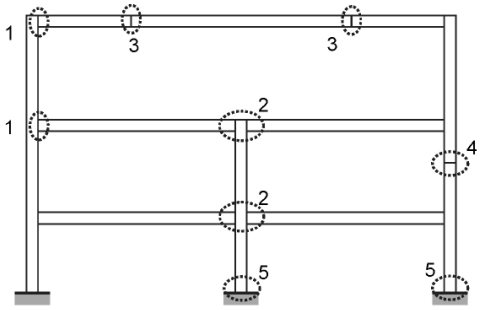
Unión derecha=alma a cortante + conexión derecha

a) Configuración de unión a un único lado

b) Configuración de unión a ambos lados

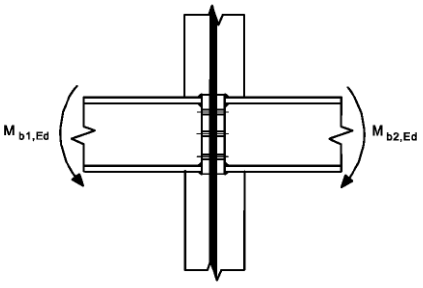
2 Alma a cortante
3 Conexión
4 Componentes (por ejemplo, tornillos, chapa frontal)

Figura A26.1.1. Elementos de una configuración de unión de viga–pilar

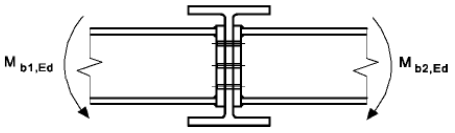


1 Configuración de una unión viga-pilar a un solo lado.
2 Configuración de una unión viga-pilar a ambos lados.
3 Empalme entre vigas.
4 Empalme entre pilares.
5 Apoyo de pilar.

a) Configuraciones de uniones en los ejes principales



Configuración de una unión viga-pilar a ambos lados



Configuración de una unión viga-viga a ambos lados

b)Configuraciones de uniones en los ejes secundarios (para utilizar solo con momentos equilibrados $M_{b1,Ed} = M_{b2,Ed}$)

Figura A26.1.2. Configuraciones de uniones

1.4. Notación

(1) En este anejo se emplea la siguiente notación:

d diámetro nominal del tornillo, diámetro de un bulón o diámetro de un pasador o elemento de sujeción.

d_0 diámetro del taladro de un tornillo, roblón o bulón.

$d_{o,t}$ tamaño del taladro de la cara de tracción, generalmente el diámetro de dicho taladro, pero deberá emplearse la longitud de la ranura para taladros alargados perpendiculares a la cara de tracción.

$d_{o,v}$ tamaño del taladro de la cara de cortante, generalmente el diámetro de dicho taladro, pero deberá emplearse la longitud de la ranura para taladros alargados paralelos a la cara de cortante.

d_c canto libre del alma del pilar;

d_m media de las distancias entre los vértices y entre las caras planas de la cabeza del tornillo o de la tuerca, la que sea menor;

$f_{H,Rd}$ valor de cálculo de la presión de Herzt;

f_{ur} resistencia a tracción última especifica del roblón;

e_1 distancia desde el centro de un taladro del pasador o elemento de sujeción al extremo adyacente de cualquier elemento, medido en la dirección de transmisión de la carga, véase la Figura A26.3.1;

e_2 distancia desde el centro de un taladro del pasador o elemento de sujeción al borde adyacente de cualquier elemento, medido en ángulo recto respecto a la dirección de la transferencia de la carga, véase la Figura A26.3.1;

e_3 distancia desde el eje de un taladro alargado al extremo o borde adyacente de cualquier elemento, véase la Figura A26.3.1;

e_4 distancia desde el centro del radio de un taladro alargado al extremo o al borde adyacente de cualquier elemento, véase la Figura A26.3.1;

ℓ_{eff} longitud eficaz de la soldadura en ángulo;

n número de superficies de rozamiento o número de taladros para los pasadores o elementos de fijación en la cara de cortante.

p_1 espacio entre centros de pasadores o elementos de fijación en una fila en la dirección de la transferencia de la carga, véase la Figura A26.3.1;

$p_{1,0}$ espacio entre los centros de los pasadores o elementos de fijación en una fila exterior en la dirección de la transferencia de la carga, véase la Figura A26.3.1;

$p_{1,i}$ espacio entre los centros de los pasadores o elementos de fijación en una fila interior en la dirección de la transferencia de la carga, véase la Figura A26.3.1;

p_2 espacio medido perpendicularmente a la dirección de la transferencia de la carga entre las líneas adyacentes de los pasadores o elementos de fijación, véase la Figura A26.3.1;

r número de la fila de tornillos;

NOTA: En una conexión atornillada con más de una fila de tornillos en tracción, las filas de tornillos se numeran a partir de la fila más alejada al centro de compresión.

S_s longitud del apoyo rígido;

t_a espesor del angular de empalme;

t_{fc} espesor del ala del pilar;

t_p espesor de la chapa bajo el tornillo o la tuerca;

t_w espesor del alma o del cubrejuntas;

t_{wc} espesor del alma del pilar;

A área de la sección bruta del tornillo;

A_0 área del taladro para el roblón;

A_{vc} área de cortante del pilar, véase el Anejo 22;

A_s área traccionada del tornillo o del perno de anclaje;

$A_{v,eff}$ área eficaz de cortante;

$B_{p,Rd}$ resistencia de cálculo a punzonamiento de la cabeza del tornillo y de la tuerca;

E módulo de elasticidad;

$F_{p,Cd}$ fuerza de pretensado de cálculo;

$F_{t,Ed}$ tracción de cálculo por tornillo en estado límite último;

$F_{t,Rd}$ resistencia de cálculo a tracción por tornillo;

$F_{T,Rd}$ resistencia a tracción del ala de una sección en T equivalente;

$F_{v,Rd}$ resistencia de cálculo a cortante por tornillo;

$F_{b,Rd}$ capacidad resistente de cálculo por tornillo;

$F_{s,Rd,ser}$ resistencia de cálculo al deslizamiento por tornillo en estado límite de servicio;

$F_{s,Rd}$ resistencia de cálculo al deslizamiento por tornillo en estado límite último;

$F_{v,Ed,ser}$ cortante de cálculo por tornillo en estado límite de servicio;

$F_{v,Ed}$ cortante de cálculo por tornillo en estado límite último;

$M_{j,Rd}$ momento resistente de cálculo de una unión;

S_j rigidez al giro de una unión;

$S_{j,ini}$ rigidez inicial al giro de una unión;

$V_{wp,Rd}$ cortante plástico resistente del alma de un pilar;

z brazo mecánico;

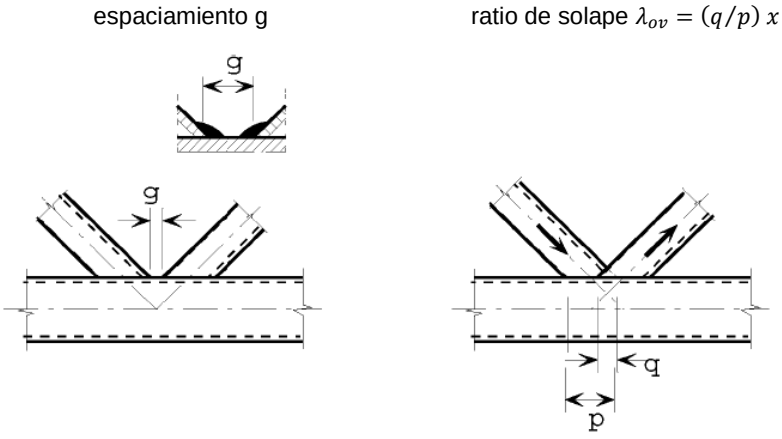
μ coeficiente de rozamiento;

ϕ giro de la unión.

(2) En el apartado 7 se emplean las siguientes abreviaturas estandarizadas para secciones huecas:

PTC para “perfiles tubulares circulares”;

PTR para “perfiles tubulares rectangulares”, incluidas en este contexto las secciones huecas cuadradas.



(a) Definición de espaciamiento (b) Definición de solape

Figura A26.1.3. Uniones con espaciamiento y con solape

(3) En el apartado 7 se emplean las siguientes notaciones:

A_i área de la sección transversal de un elemento estructural i $(i = 0, 1, 2 \text{ ó } 3)$;

A_v área de cortante del cordón;

$A_{v,eff}$ área eficaz a cortante del cordón;

L longitud del elemento estructural;

$M_{ip,i,Rd}$ valor de cálculo de la resistencia de la unión, expresado en términos del esfuerzo flector en el elemento i $(i = 0, 1, 2 \text{ ó } 3)$ en el plano de la unión;

$M_{ip,i,Ed}$ valor de cálculo del esfuerzo flector en el elemento i $(i = 0, 1, 2 \text{ ó } 3)$ en el plano de la unión;

$M_{op,i,Rd}$ valor de cálculo de la resistencia de la unión, expresado en términos del esfuerzo en el elemento i $(i = 0, 1, 2 \text{ ó } 3)$ en el plano exterior de la unión;

$M_{op,i,Ed}$ valor de cálculo del esfuerzo flector en el elemento i $(i = 0, 1, \ 2 \text{ ó } 3)$ en el plano exterior de la unión;

$N_{i,Rd}$ valor de cálculo de la resistencia de la unión, expresada en términos de esfuerzo axil en el elemento estructural i $(i = 0, 1 \ , 2 \text{ ó } 3)$;

$N_{i,Ed}$ valor de cálculo del esfuerzo axil en el elemento estructural i $(i = 0, 1, 2 \text{ ó } 3)$;

$W_{e\ell,i}$ módulo resistente elástico de la sección del elemento estructural i $(i = 0, 1, 2 \text{ ó } 3)$;

$W_{p\ell,i}$ módulo resistente plástico de la sección del elemento estructural i $(i = 0, 1, 2 \text{ ó } 3)$;

b_i ancho global fuera del plano de un elemento con PTR i $(i = 0, 1, 2 \text{ ó } 3)$;

b_{eff} ancho eficaz de la conexión entre el elemento de arriostramiento y el cordón;

$b_{e,ov}$ ancho eficaz para una conexión entre el elemento de arriostramiento que se superpone y el elemento de arriostramiento superpuesto

$b_{e,p}$ ancho eficaz a punzonamiento;

b_p ancho de una chapa;

b_w ancho eficaz del alma del cordón;

d_i diámetro global de un elemento con PTC i $(i = 0, 1, 2 \text{ ó } 3)$;

d_w canto del alma de un cordón con sección en I o en H;

e excentricidad de la unión;

f_b resistencia a pandeo de la pared de la cara del cordón;

f_{yi} límite elástico del elemento estructural i $(i = 0, 1, 2 \text{ ó } 3)$;

f_{y0} límite elástico del cordón;

g espaciamiento entre los elementos de arriostramiento en una unión en K o en N (valores negativos de g, representan un solape q); el espaciamiento g se mide a lo largo de la cara conectada del cordón, entre las aristas de los elementos de arriostramiento adyacentes, véase la Figura A26.1.3(a);

h_i canto global dentro del plano de la sección transversal del elemento estructural i $(i = 0, 1, 2 \text{ ó } 3)$;

k coeficiente definido en la tabla correspondiente, con subíndice g, m, n o p;

ℓ longitud de pandeo de un elemento estructural;

p longitud del área de contacto proyectada por el elemento de arriostramiento que solapa, sobre la cara del cordón, en ausencia del elemento de arriostramiento solapado, véase la Figura A26.1.3(b);

q longitud de solape, medida en la cara del cordón, entre los elementos de arriostramiento de una unión en K o en N, véase la Figura A26.1.3(b);

r radio de la arista de una sección en I o en H o el radio de la esquina de una sección hueca rectangular;

t_f espesor del ala de una sección en I o en H;

t_i espesor de la pared del elemento estructural i $(i = 0, 1, 2 \text{ ó } 3)$;

t_p espesor de una chapa;

t_w espesor del alma de una sección en I o en H;

α coeficiente definido en la tabla correspondiente;

θ_i ángulo comprendido entre el elemento de arriostramiento i y el cordón $(i = 0, 1, 2 \text{ ó } 3)$;

$\mathrm{K}k$ coeficiente definido cuando proceda;

μ coeficiente definido en la tabla correspondiente;

φ ángulo entre los planos de una unión espacial.

(4) Los subíndices empleados en el apartado 7 se definen como sigue:

i subíndice empleado para designar un elemento de una unión, $i = 0$ se refiere a un cordón e $i = 1, 2\ o\ 3$a los elementos de arriostramiento. En uniones con dos elementos de arriostramiento, $i = 1$ normalmente se refiere al elementocomprimido e $i = 2$, al elemento traccionado, véase la Figura A26.1.4(b). Para un único elemento de arriostramiento, $i = 1$ si está sometido a compresión o a tracción, véase la Figura A26.1.4(a);

$i\ y\ j$ subíndices empleados en uniones solapadas, i se refiere al elemento de arriostramiento que solapa y j, al montante solapado, véase la Figura A26.1.4(c).

(5) Las relaciones tensionales empleadas en el apartado 7 se definen como sigue:

n relación $\left(\sigma_{0,Ed}/f_{y0}\right)/\gamma_{M5}$ (empleado para cordones con PTR)

n_p relación $\left(\sigma_{p,Ed}/f_{y0}\right)/\gamma_{M5}$ (empleado para cordones con PTC)

$\sigma_{0,Ed}$ máxima tensión de compresión del cordón en una unión;

$\sigma_{p,Ed}$ valor de $\sigma_{0,Ed}$, excluyendo la tensión debida a los componentes paralelos al eje del cordón de los axiles en los elementos de arriostramiento de la unión, véase la Figura A26.1.4.

(6) Las relaciones geométricas empleadas en el apartado 7 se definen como sigue:

β relación entre el diámetro principal o el ancho de los elementos de arriostramiento, para el cual el cordón:

- En uniones en T, Y y en X:
-

$\frac{d_1}{d_0}$; $\frac{d_1}{b_0}$ ó $\frac{b_1}{b_0}$

- En uniones en K o en N:
-

$\frac{d_1+d_2}{2d_0}$; $\frac{d_1+d_2}{2b_0}$ ó $\frac{b_1+b_2+h_1+h_2}{4b_0}$

- En uniones en KT:
-

$\frac{d_1+d_2+d_3}{3d_0}$; $\frac{d_1+d_2+d_3}{3b_0}$ ó $\frac{b_1+b_2+b_3+h_1+h_2+h_3}{6b_0}$

β_p relación b_i/b_p;

γ relación del ancho del cordón o el diámetro del mismo con el doble del espesor de su pared:

$\frac{d_0}{2t_0}$; $\frac{b_0}{2t_0}$ ó $\frac{b_0}{2t_f}$

η relación entre el canto del elemento de arriostramiento con el diámetro o ancho del cordón;

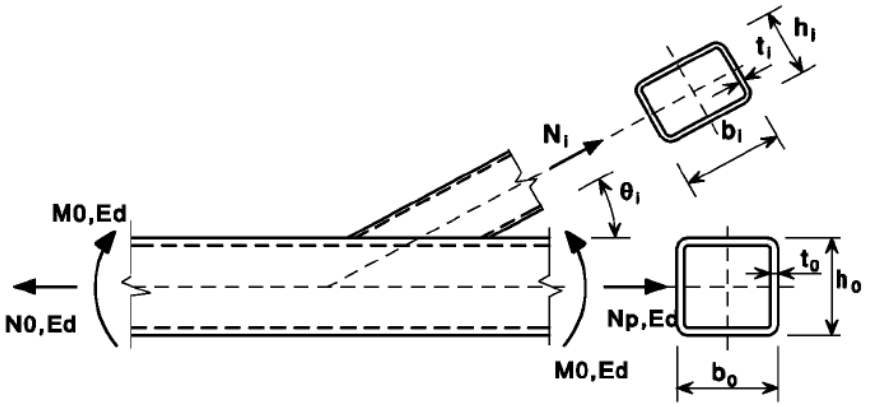
$\frac{h_i}{d_0}$ ó $\frac{h_1}{b_0}$

η_p relaciónh_i/b_p;

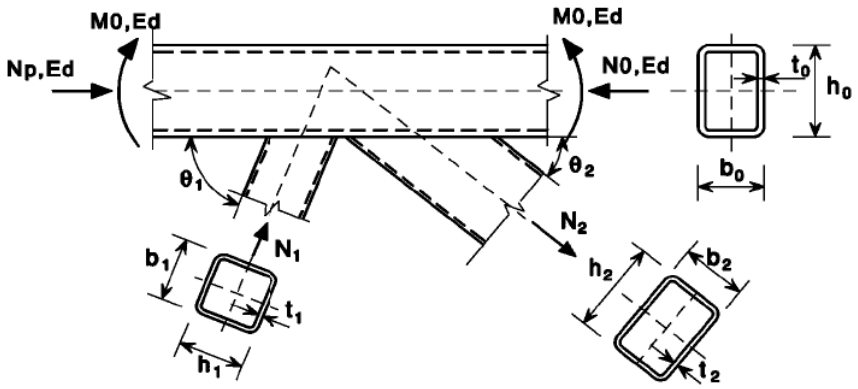
λ_{ov} relación de solape, expresada como porcentaje $\lambda_{ov} = (q/p)\ x\ 100\ \%$ como se muestra en la Figura A26.1.3(b).

(7) Cuando se empleen otras notaciones, se especificarán en las cláusulas apropiadas.

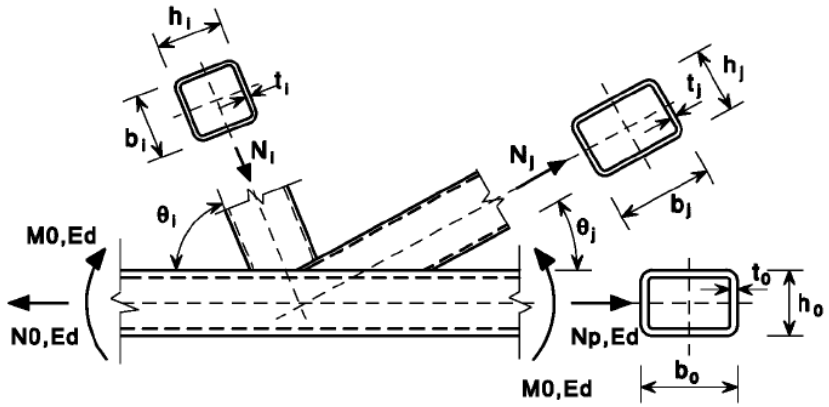
NOTA: Las notaciones para secciones circulares se definen en la Tabla A26.7.2.



a) Unión con un único elemento de arriostramiento



b) Unión de dos elementos de arriostramiento con holgura



c) Unión de dos elementos de arriostramiento con solape

Figura A26.1.4. Dimensiones y otros parámetros en una unión de una viga de sección hueca

2. Bases de cálculo

2.1 Supuestos

(1) Los métodos de cálculo recogidos en este Anejo suponen que el procedimiento de construcción es como se especifica en el Capítulo 21 del Código Estructural y que los materiales constructivos y productos empleados están de acuerdo con el Capítulo 18.

2.2 Requisitos generales

(1) Todas las uniones deben tener una resistencia de cálculo, tal que la estructura sea capaz de cumplir todos los requisitos básicos de cálculo dados por este Anejo y por el Anejo 22.

(2) Los coeficientes parciales de seguridad γ_M para las uniones se dan en la Tabla A26. 2.1.

Tabla A26.2.1. Coeficientes parciales de seguridad para las uniones

Resistencia de los elementos y las secciones transversales	γ_{M0} ; γ_{M1} ; γ_{M2} (véase el Anejo 22)
Resistencia de los tornillos	γ_{M2}=1,25
Resistencia de bulones	
Resistencia de soldaduras	
Resistencia de chapas	
Resistencia a deslizamiento - en estado limite ultimo (Categoría C) - en estado límite de servicio (Categoría B)	 γ_{M3}=1,25 $\gamma_{M3,ser}$=1,10
Resistencia de un tornillo de inyección	γ_{M4}=1,00
Resistencia de uniones en vigas en celosía de perfiles tubulares	γ_{M5}=1,00
Resistencia de bulones en estado límite de servicio	$\gamma_{M6,ser}$=1,00
Precarga de tornillos de alta resistencia	γ_{M7}=1,10
Resistencia del hormigón	γ_c (véase el Anejo 19)

(3) Las uniones sometidas a fatiga deberán cumplir también los principios descritos según el Anejo 27.

2.3 Cargas y momentos aplicados

(1) Las cargas y momentos aplicados en uniones en estado límite último deberán determinarse de acuerdo con el Anejo 22.

2.4. Resistencia de las uniones

(1) La resistencia de una unión deberá determinarse en base a las resistencias de sus componentes básicos.

(2) En el cálculo de las uniones podrá emplearse un análisis elástico lineal o elasto–plástico.

(3) Cuando se empleen elementos de fijación con distintas rigideces para soportar los cortantes, los elementos de fijación con las mayores rigideces deberán calcularse para soportar la carga de cálculo. Una excepción a este método de cálculo se da en el apartado 3.9.3.

2.5 Hipótesis de cálculo

(1) Las uniones deberán proyectarse en base a una hipótesis realista de la distribución de los esfuerzos. Deberán emplearse las siguientes hipótesis para determinar la distribución de esfuerzos:

a) los esfuerzos supuestos en el análisis están en equilibrio con las fuerzas y momentos aplicados en las uniones.
b) cada elemento en la unión es capaz de resistir los esfuerzos.
c) las deformaciones que implica esta distribución no superarán la capacidad de deformación de los elementos de fijación o de las soldaduras ni la de las partes conectadas.
d) la distribución de esfuerzos supuesta deberá ser realista con respecto a la rigidez relativa de la unión,
e) las deformaciones supuestas en cualquier modelo de cálculo basado en un análisis elasto-plástico, se basan en rotaciones de sólido rígido y/o deformaciones planas que sean físicamente posibles, y
f) cualquier modelo empleado cumple con la comprobación de los resultados de ensayos (véase Anejo 18).

(2) Las reglas de aplicación recogidas en este apartado cumplen 2.5(1).

2.6 Uniones cargadas a cortante sometidas a impacto, vibración y/o carga reversible

(1) Cuando una unión cargada a cortante está sometida a impacto o a vibraciones significativas, deberá emplearse uno de los siguientes métodos de unión:

- soldadura
- tornillos con dispositivos de bloqueo
- tornillos pretensados

- pernos por inyección
- otros tipos de tornillos que previenen eficazmente los movimientos de las partes conectadas

(2) Cuando no sea aceptable que se produzca deslizamiento en una unión (porque esté sometida a la acción de cortantes con cambios de signo o por alguna otra razón), deberán emplearse tornillos pretensados en conexiones de Categoría B o C (véase el apartado 3.4), tornillos calibrados (véase el apartado 3.6.1) o soldaduras

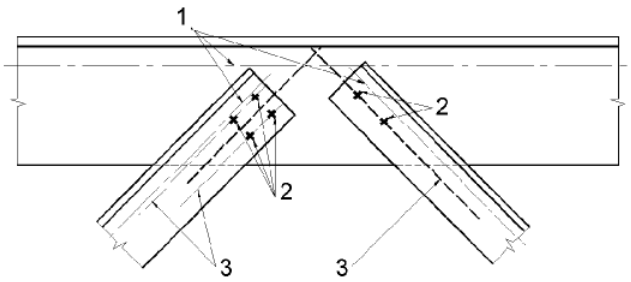
(3) Para acciones de viento y/o los refuerzos empleados para la estabilidad, pueden emplearse los tornillos de las conexiones de Categoría A (véase el apartado 3.4).

2.7 Excentricidad en las intersecciones

(1) Cuando haya una excentricidad en una intersección, las uniones y los elementos estructurales deberán dimensionarse para los momentos y fuerzas resultantes, excepto en los tipos concretos de estructuras para los que se ha demostrado que no es necesario, véase el apartado 5.1.5.

(2) En el caso de uniones con angulares o con secciones en T unidas por una o dos líneas de tornillos, deberá tenerse en cuenta cualquier posible excentricidad de acuerdo con 2.7(1). Las excentricidades, dentro y fuera del plano, deberán determinarse considerando las posiciones relativas del eje baricéntrico del elemento y de la línea de tornillos en el plano de la conexión (véase la Figura A26.2.1). Para un único angular traccionado y conectado por tornillos en uno de sus lados, puede emplearse el método de cálculo simplificado definido en 3.10.3.

NOTA: El efecto de la excentricidad sobre angulares empleados como elementos del alma en compresión, se definen de acuerdo con el Anejo 22, Apéndice BB 1.2.



1 Ejes baricéntricos

2 Elementos de fijación

3 Líneas de tornillos

Figura A26.2.1. Líneas de tornillos

3 Conexiones con tornillos o bulones

3.1 Tornillos, tuercas y arandelas

3.1.1 Generalidades

(1) Todos los tornillos, tuercas y arandelas deberán cumplir con el Capítulo 18 del Código Estructural.

(2) Las reglas dadas en este Anejo son válidas para las clases de tornillos descritos en el Artículo 85 del Código Estructural

(3) El límite elástico f_{yb} y la resistencia última a tracción f_{ub} para los tornillos se dan en la Tabla 85.2.a del Código Estructural. Estos valores deberán adoptarse como valores característicos en los cálculos de proyecto.

3.1.2. Tornillos pretensados

(1) Únicamente pueden emplearse como tornillos pretensados los tornillos de clases 8.8 y 10.9 conformes con los requisitos recogidos en el Capítulo 18 del Código Estructural para tornillos estructurales de alta resistencia para pretensado con apriete controlado de acuerdo con los requisitos definidos en el Capítulo 21 del Código Estructural.

3.2 Roblones

(1) El Código Estructural no contempla los roblones por desuso.

3.3 Pernos de anclaje

(1) Los siguientes materiales pueden emplearse como pernos de anclaje:

- Calidades de aceros conforme al Capítulo 18 del Código Estructural;
- ;
- Calidades de aceros empleados en barras reforzadas conforme al Capítulo 8 del Código Estructural;

Siempre que el límite elástico no supere 640 N/mm^2 cuando se necesite que los pernos de anclaje trabajen a cortante, ni 900 N/mm^2 en el resto de casos.

3.4 Categorías de uniones con tornillos

3.4.1 Uniones a cortante

(1) Las uniones con tornillos sometidas a cortante deberán calcularse como una de las categorías siguientes:

a) Categoría A: Resistente al cortante y aplastamiento

En esta categoría, deberán emplearse tornillos desde la clase 4.6 hasta la 10.9, inclusive. No se necesita pretensado ni disposiciones especiales para las superficies de contacto. El cortante último de cálculo no deberá superar el valor de la resistencia a cortante de cálculo, obtenido del apartado 3.6, ni la capacidad resistente obtenida de los apartados 3.6 y 3.7.

b) Categoría B: Resistentes al deslizamiento en estado límite de servicio

En esta categoría se deben emplear tornillos pretensados de acuerdo con el apartado 3.1.2(1). No debe producirse deslizamiento en estado límite de servicio. El cortante de servicio de cálculo no deberá ser mayor que la resistencia al deslizamiento, obtenida del apartado 3.9. El cortante último de cálculo no deberá ser mayor que la resistencia a cortante de cálculo, obtenida de 3.6, ni la capacidad resistente de cálculo, obtenida de los apartados 3.6 y 3.7.

c) Categoría C: Resistentes al deslizamiento en estado límite último

En esta categoría deben emplearse tornillos pretensados de acuerdo conel apartado 3.1.2(1). No debe producirse deslizamiento en estado límite último. La carga última a cortante no deberá superar la resistencia de cálculo al deslizamiento, obtenida del apartado 3.9, ni la capacidad resistente, obtenida de los apartados 3.6 y 3.7. Adicionalmente para conexiones en tracción, la resistencia de cálculo plástico de la sección neta en el orificio del tornillo $N_{net,Rd}$, (véase el apartado 6.2 del Anejo 22 del Código Estructural), deberá comprobarse en su estado límite último.

3.4.2 Uniones en tracción

(1) Las uniones atornilladas sometidas a tracción se clasifican en las siguientes categorías:

a) **Categoría D: sin pretensar**
Se utilizarán tornillos comprendidos entre las clases 4.6 y 10.9, ambas incluidas, sin que sea necesario pretensar. Esta categoría no deberá emplearse cuando las conexiones estén sometidas frecuentemente a variaciones del esfuerzo de tracción, aunque se admite su uso si dichos esfuerzos de tracción son debidos únicamente a cargas de viento.

b) **Categoría E: pretensada**
Se utilizarán tornillos pretensados de las clases 8.8 y 10.9 con apriete controlado conforme al Capítulo 21 del Código Estructural.

Las comprobaciones de cálculo para estas uniones se resumen en la Tabla A26.3.2.

Tabla A26.3.2. Categorías de uniones atornilladas

Categoría	Criterio	Comentarios
Uniones a cortante		
A Resistentes al cortante y aplastamiento	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	No se requiere pretensado Pueden emplearse tornillos de las clases 4.6 a 10.9
B Resistentes al deslizamiento en ELS	$F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Se emplearán tornillos de las clases 8.8 ó 10.9. Para la resistencia al deslizamiento en servicio, véase 3.9.
C Resistentes al deslizamiento en ELU	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	Se emplearán tornillos de las clases 8.8 ó 10.9. $N_{net,Rd}$, véase 3.4.1(1) c).
Uniones a tracción		
D Sin pretensar	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	No se requiere pretensado Se emplearán tornillos de las clases 4.6 a 10.9. $B_{p,Rd}$, véase la Tabla A26.3.4
E pretensadas	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Se emplearán tornillos de las clases 8.8 ó 10.9. $B_{p,Rd}$, véase la Tabla A26.3.4
La fuerza de cálculo a tracción $F_{t,Ed}$, deberá incluir cualquier fuerza debida al efecto palanca, véase 3.11. Los tornillos sometidos a la combinación de esfuerzos cortantes y tracción, deberán cumplir los criterios definidos en la Tabla A26.3.4.		

No se especifica un nivel de precarga mínimo para los tornillos cuando éste no sea necesario por razones de servicio. En caso de en que éste sea necesario por razones de durabilidad o control de calidad, el mismo se especificará en cada proyecto particular.

3.5 Disposición de los taladros para los tornillos

(1) En la Tabla A26.3.3 se dan las separaciones mínimas y máximas al borde frontal y lateral de los tornillos.

(2) Para las separaciones mínimas y máximas, así como las distancias a los bordes frontal y lateral en estructuras sometidas a fatiga, véase el Anejo 27 del Código Estructural.

Tabla A26.3.3. Separaciones mínimas y máximas, distancias al borde frontal y al lateral

Distancias y separaciones, véase la Figura A26.3.1	Mínimo	Máximo[1) 2) 3)]		
		Estructuras de aceros conforme a la UNE-EN 10025, excepto los conformes a la UNE-EN 10025-5		Estructuras de aceros conforme a la UNE-EN 10025-5
		Aceros expuestos al ambiente exterior u otros agentes corrosivos	Aceros no expuestos al ambiente exterior u otros agentes corrosivos	Acero sin proteger
Distancia al borde e_1	$1{,}2d_0$	$4t + 40\ mm$	-	El mayor de $8t$ o 125 mm
Distancia al borde e_2	$1{,}2d_0$	$4t + 40\ mm$	-	El mayor de $8t$ o 125 mm
Distancia e_3 en taladros rasgados	$1{,}5d_0$[4)]	-	-	-
Distancia e_4 en taladros rasgados	$1{,}5d_0$[4)]	-	-	-
Separación p_1	$2{,}2d_0$	El menor de $14t$ ó 200 mm	El menor de $14t$ ó 200 mm	El menor de $14t_{min}$ ó 175 mm
Separación $p_{1,0}$	-	El menor de $14t$ ó 200 mm	-	-
Separación $p_{1,i}$	-	El menor de $28t$ ó 200 mm	-	-
Separación p_2[5)]	$2{,}4d_0$	El menor de $14t$ ó 200 mm	El menor de $14t$ ó 200 mm	El menor de $14t_{min}$ ó 175 mm

[1)] Los valores máximos de separaciones y distancias a los bordes frontal y lateral no están limitados, excepto en los siguientes casos:

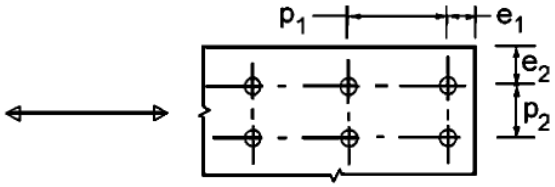
- para elementos en compresión, con el fin de evitar la abolladura y prevenir la corrosión en elementos expuestos y;
- para elementos traccionados expuestos para prevenir la corrosión

[2)] La resistencia a la abolladura de la chapa comprimida entre los elementos de unión deberá calcularse de acuerdo con el Anejo 22, empleando $0{,}6\ p_1$como la longitud de pandeo. No será necesario comprobar la abolladura entre los rigidizadores, si p_1/t es menor que 9ε. La distancia al borde no deberá superar los requisitos a abolladura de un elemento exterior en las piezas comprimidas, véase el Anejo 22 del Código Estructural. La distancia al borde no se ve afectada por este requisito.

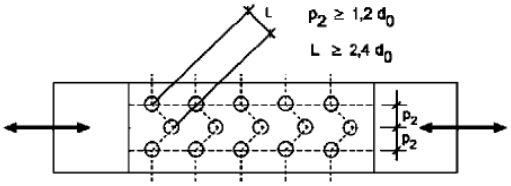
[3)] t es el espesor de la parte conectada exterior más delgada.

[4)] Los límites dimensionales para los taladros rasgados se dan en el Capítulo 21 del Código Estructural.

[5)] Para las filas de elementos de unión al tresbolillo, puede emplearse una separación mínima entre líneas de $p_2 = 1{,}2d_0$, siempre que la mínima distancia, L, entre dos rigidizadores cualesquiera sea mayor o igual que $2{,}4\ d_0$, véase la Figura A26.3.1 b).

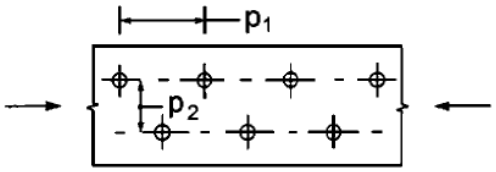


a) Notación de separación entre elementos de unión



Filas de elementos de unión al tresbolillo

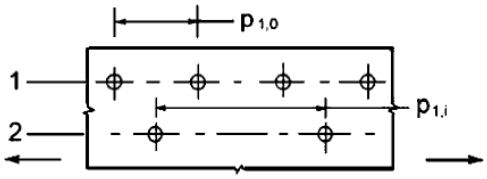
b) Notación para disposición al tresbolillo



$p_1 \leq 14t$ y $\leq 200\ mm$

$p_2 \leq 14t$ y $\leq 200\ mm$

c) Separación al tresbolillo para elementos sometidos a compresión

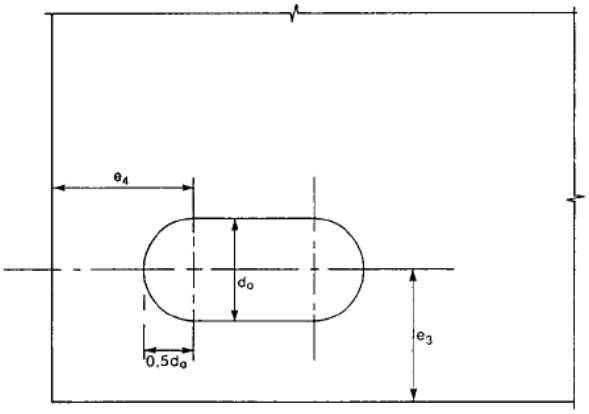


$p_{1,0} \leq 14t$ y $\leq 200\ mm$

$p_{1,i} \leq 28t$ y $\leq 400\ mm$

1 Fila exterior *2 Fila interior*

d) Separación al tresbolillo en elementos sometidos a tracción



e) Distancia al extremo y al borde de taladros rasgados

Figura A26.3.1. Notación para las distancias a los bordes frontales y laterales y separaciones de unión

3.6 Resistencia de cálculo de los elementos individuales de unión

3.6.1 Tornillos

(1) La resistencia de cálculo para un elemento de fijación sometido a cortante y/o tracción se da en la Tabla A26.3.4.

(2) Para tornillos pretensados de acuerdo con el apartado 3.1.2(1), se empleará en los cálculos la fuerza de pretensado $F_{p,Cd}$y que se tomará como:

$$F_{p,Cd} = 0{,}7 f_{ub} A_s / \gamma_{M7} \quad (3.1)$$

NOTA: Cuando el pretensado no se emplee en los cálculos véase la nota de la Tabla A26.3.2.

(3) Las resistencias de cálculo a tracción y a cortante de la parte roscada de un tornillo que se define en la Tabla A26.3.4, solo se usarán para tornillos fabricados de acuerdo con el Capítulo 18 del Código Estructural.

Para tornillos con roscas mecanizadas, como pernos de anclaje o tirantes fabricados a partir de barras lisas de acero, cuyas roscas cumplen con UNE-EN 1090, deberá emplearse el valor correspondiente de la Tabla A26.3.4. Para tornillos con roscas mecanizadas que no cumplan con el Capítulo 21, deberán emplearse los valores correspondientes de la Tabla A26.3.4 multiplicados por un coeficiente de 0,85.

(4) La resistencia de cálculo a cortante $F_{v,Rd}$ dada en la Tabla A26.3.4, deberá emplearse únicamente cuando los tornillos se utilicen en taladros con un orificio nominal no mayor que el de un taladro normal, según se especifica en el Capítulo 21 del Código Estructural.

(5) Los tornillos M12 y M14 pueden emplearse también en taladros con holguras de 2 mm siempre que la resistencia de cálculo del grupo de tornillos, funcionado como pasadores, sea mayor o igual que la resistencia de cálculo del grupo de tornillos trabajando a corte. Además, para las clases de tornillos 4.8, 5.8, 6.8, 8.8 y 10.9 la resistencia de cálculo al cortante $F_{v,Rd}$ deberá tomarse como 0,85 veces el valor dado en la Tabla A26.3.4.

(6) Los tornillos calibrados deberán calcularse empleando el método para tornillos en taladros normalizados.

(7) La rosca de un tornillo calibrado no deberá incluirse en el plano de cortante.

(8) La longitud de la parte roscada de un tornillo calibrado incluida en la longitud de deslizamiento no deberá superar 1/3 del espesor de la chapa, véase la Figura A26.3.2.

(9) La tolerancia del taladro empleado para tornillos calibrados deberá estar de acuerdo con el Capítulo 21 del Código Estructural.

(10) En las uniones solapadas con una única fila de tornillos, véase la Figura A26.3.3, los tornillos deberán tener arandelas bajo la cabeza y la tuerca. La capacidad resistente de cálculo $F_{b,Rd}$ para cada tornillo deberá limitarse a:

$$F_{b,Rd} \leq 1{,}5 f_u d\ t / \gamma_{M2} \quad (3.2)$$

(11) En el caso de tornillos de clases 8.8 ó 10.9, deberán emplearse arandelas templadas en las uniones solapadas con un único tornillo o una única fila de tornillos.

(12) Cuando los tornillos que transmiten cortantes atraviesan un espesor total t_p de más de 1/3 del diámetro nominal d, véase la Figura A26.3.4, la resistencia de cálculo a cortante $F_{v,Rd}$, calculada como se especifica en la Tabla A26.3.4, deberá multiplicarse por un coeficiente reductor β_p dado por:

$$\beta_p = \frac{9d}{8d+3t_p} \quad \text{pero con} \quad \beta_p \leq 1 \qquad (3.3)$$

(13) Para uniones dobles a corte con relleno en ambos lados del empalme, t_p deberá tomarse como el espesor del paquete más grueso.

(15) Para aceros S 235, el valor de f_{ur} puede tomarse como 400 N/mm^2.

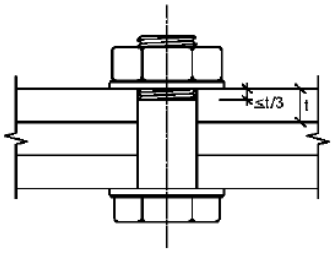


Figura A26.3.2. Parte roscada del vástago en la unión de piezas con tornillos calibrados

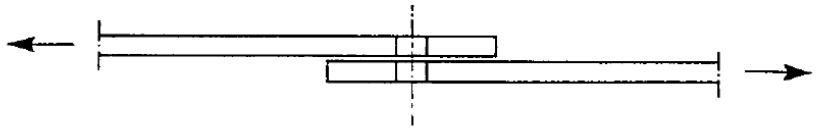


Figura A26.3.3. Unión solapada con una fila de tornillos

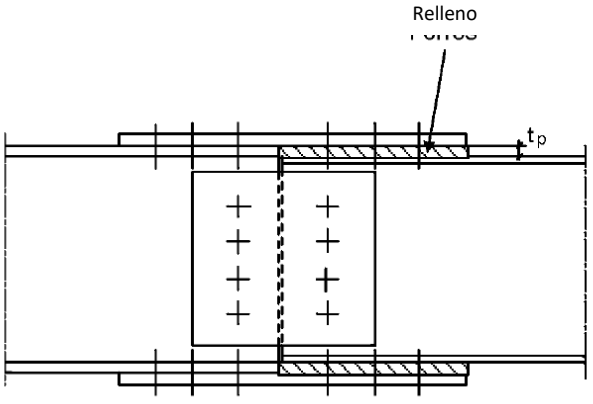


Figura A26.3.4. Elementos de unión con relleno

Tabla A26.3.4. Resistencia de cálculo para elementos de unión sujetos a cortante y/o tracción

Modo de fallo	Tornillos	
Resistencia a cortante	$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$ - cuando el plano de cortante atraviesa la parte roscada del tornillo (A es el área a tracción del tornillo A_s): - para las clases 4.6, 5.6 y 8.8: $\alpha_v = 0{,}6$ - para las clases 4.8, 5.8 y 10.9: $\alpha_v = 0{,}5$ - cuando el plano de cortante atraviesa la parte no roscada del tornillo (A es la sección bruta del tornillo): $\alpha_v = 0{,}6$	
Capacidad resistente[1), 2), 3)]	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 a_b f_u d\ t}{\gamma_{M2}}$ donde α_b es el menor de α_d; $\frac{f_{ub}}{f_u}$ ó 1,0; en la dirección de la transmisión de cargas: - para tornillos extremos: $\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0}$; para tornillos interiores: $\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} - \frac{1}{4}$ perpendiculares a la dirección de la transmisión de cargas: - para tornillos en el eje: k_1 es el menor de $2{,}8\frac{e_2}{d_0} - 1{,}7$ ó 2,5 - para los tornillos interiores: k_1 es el menor de $1{,}4\frac{p_2}{d_0} - 1{,}7$ ó 2,5	
Resistencia a tracción [2)]	$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$ Donde $k_2 = 0{,}63$ para tornillos con cabeza avellanada, en otro caso $k_2 = 0{,}9$.	
Resistencia a punzonamiento	$B_{p,Rd} = 0{,}6\pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2}$	
Combinación de cortante y tracción	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1{,}4\ F_{t,Rd}} \leq 1{,}0$	

[1)] La capacidad resistente $F_{b,Rd}$ para los tornillos
- en taladros con holgura es de 0,8 veces la capacidad resistente para tornillos en taladros normales.
- en taladros rasgados, cuando el eje longitudinal del taladro es perpendicular a la dirección de la fuerza transmitida, es 0,6 veces la capacidad resistente para tornillos en taladros redondos normales.

[2)] Para tornillos de cabeza avellanada:
- la capacidad resistente $F_{b,Rd}$ deberá basarse en el espesor t de una chapa igual al espesor de la chapa conectada menos la mitad de la profundidad de la cabeza avellanada.
- para la determinación de la resistencia a tracción $F_{t,Rd}$, el ángulo y la profundidad del avellanado de la cabeza deberá estar de acuerdo con el Capítulo 18 del Código Estructural, si no, la resistencia a tracción $F_{t,Rd}$ deberá ajustarse en consonancia.

[3)] Cuando la carga sobre el tornillo no sea paralela al borde, la capacidad resistente puede comprobarse por separado para los componentes cargados del tornillo, paralelos o normales al extremo.

3.6.2. Tornillos inyectados

3.6.2.1 Generalidades

(1) Los pernos por inyección pueden emplearse como alternativa a los tornillos ordinarios para las uniones de las categorías A, B y C especificadas en 3.4.

(2) Las pautas de fabricación y ejecución de los detalles de pernos por inyección se dan en el Capítulo 21 del Código Estructural.

3.6.2.2 Resistencia de cálculo

(1) El método de cálculo descrito en el apartado 3.6.2.2(2) a 3.6.2.2(6),deberá emplearse para uniones con pernos por inyección de clases 8.8 ó 10.9. El montaje de los tornillos deberá estar de acuerdo con los requisitos dados en el Capítulo 18 del Código Estructural, pero cuando se empleen tornillos pretensados véase el apartado 3.6.2.2(3).

(2) El cortante último de cálculo de cualquier tornillo de una unión de Categoría A, no deberá ser mayor que el menor de entre: la resistencia de cálculo a cortante del tornillo, obtenida a partir de los apartados 3.6 a 3.7 ó; la capacidad resistente de la resina inyectada, que se obtiene de acuerdo con el apartado 3.6.2.2(5).

(3) Los pernos pretensados inyectados deberán emplearse para las uniones de categorías B y C, para las que deberán emplearse tornillos pretensados según el apartado 3.1.2(2).

(4) El cortante de cálculo en servicio de cualquiera de los tornillos en uniones de categoría B, y el cortante último de cálculo de cualquiera de los tornillos con uniones de la categoría C no deberán superarla resistencia al deslizamiento de cálculo del tornillo, calculada a partir del apartado 3.9,en el estado límite correspondiente, más la capacidad resistente de la resina, obtenida en el apartado 3.6.2.2(5) en su estado límite correspondiente. Además, el cortante último de cálculo de un tornillo en una unión de categoría B ó C no deberá superar ni la resistencia de cálculo a cortante de los tornillos según 3.6, ni la capacidad resistente de los tornillos obtenida a partir de los apartados 3.6 y 3.7.

(5) La capacidad resistente de la resina $F_{b,Rd,resin}$, puede determinarse de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$F_{b,Rd,resin} = \frac{k_t k_s \, d \, t_{b,resin} \, \beta \, f_{b,resin}}{\gamma_{M4}} \qquad (3.4)$$

donde:

$F_{b,Rd,resin}$ es la resistencia al deslizamiento de un perno inyectado;

β es un coeficiente que depende de la relación de espesores de las chapas unidas como se da en la Tabla A26.3.5 y la Figura A26.3.5;

$f_{b,resin}$ es la resistencia al deslizamiento de la resina determinada de acuerdo con el Capítulo 21 del Código Estructural;

$t_{b,resin}$ es el espesor eficaz de apoyo de la resina, dada en la Tabla A26.3.5;

k_t es 1,0 para el estado límite de servicio (larga duración);

es 1,2 para el estado límite último;

k_s se toma como 1,0 para taladros con tolerancias normales o (1,0 – 0,1 m), para taladros de gran tamaño;

m es la diferencia (en mm) entre las dimensiones de un taladro normalizado y el más grande. En el caso de taladros rasgados y pequeños, como se definen en el Capítulo 21 del Código Estructural, $m = 0{,}5$ (la diferencia en mm) entre la longitud y el ancho del taladro.

(6) Cuando se calcule la capacidad resistente de un tornillo con una longitud de sujeción que supera el valor de $3d$, debe tomarse un valor no mayor de $3d$ para determinar el espesor eficaz del soporte $t_{b,resin}$ (véase la Figura A26.3.6).

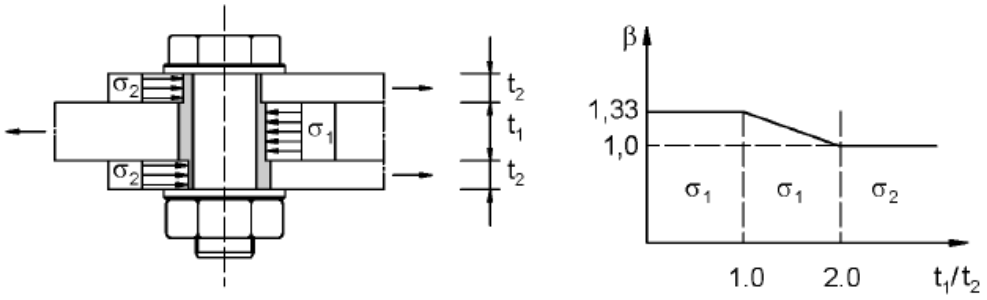


Figura A26.3.5. Coeficiente β como función de la relación del espesor de las chapas empalmadas

Tabla A26.3.5. Valores de β y $t_{b,resin}$

t_1/t_2	β	$t_{b,resin}$
$\geq 2{,}0$	1,0	$2t_2 \leq 1{,}5\ d$
$1{,}0 < t_1/t_2 < 2{,}0$	1,66 – 0,33(t_1/t_2)	$t_1 \leq 1{,}5\ d$
$\leq 1{,}0$	1,33	$t_1 \leq 1{,}5\ d$

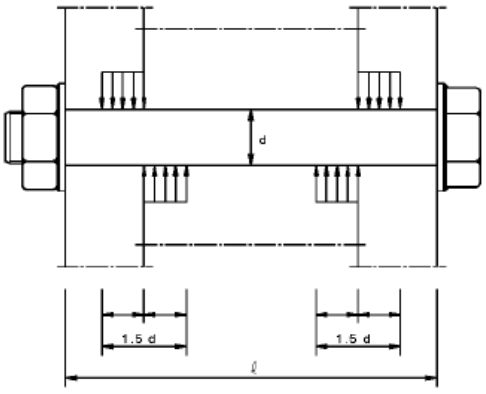


Figura A26.3.6. Longitud eficaz limitada para pernos por inyección

3.7 Grupos de elementos de unión

(1) La resistencia de cálculo de un grupo de elementos de fijación puede tomarse como la suma de las capacidades resistentes $F_{b,Rd}$ de cada elemento, siempre que la resistencia a cortante de cálculo $F_{v,Rd}$ de cada elemento sea mayor o igual que la capacidad resistente $F_{b,Rd}$. Si no, la capacidad resistente de un grupo de elementos de fijación, deberá tomarse como el número de elementos multiplicado por la menor resistencia de cálculo de cualquiera de los elementos por separado.

3.8 Uniones largas

(1) Cuando la distancia L_j entre los centros de los extremos de los elementos de unión en un empalme, medida en la dirección de la transmisión de la carga (véase la Figura A26.3.7), sea mayor que 15 d, la resistencia de cálculo a cortante $F_{v,Rd}$ de todos los elementos de unión calculada según la Tabla A26.3.4 deberá afectarse con un coeficiente reductor β_{Lf}, dado por:

$$\beta_{Lf} = 1 - \frac{L_f - 15\,d}{200\,d} \qquad (3.5)$$

si $\beta_{Lf} \leq 1{,}0$ y $\beta_{Lf} \geq 0{,}75$

(2) La disposición 3.8(1) no es aplicable cuando hay una distribución uniforme de la carga transferida sobre la longitud del empalme como, por ejemplo, la transferencia del cortante entre el alma y el ala de la sección.

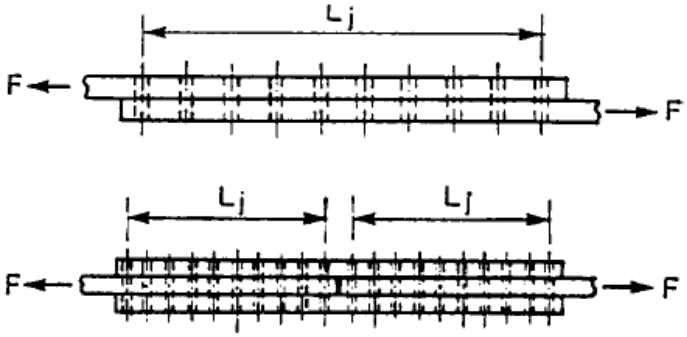


Figura A26.3.7. Empalmes largos

3.9 Resistencia al deslizamiento con las uniones 8.8 ó 10.9

3.9.1 Resistencia de cálculo al deslizamiento

(1) La resistencia de cálculo al deslizamiento de un tornillo pretensado de clase 8.8 ó 10.9 se tomará como:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s\, n\, \mu}{\gamma_{M3}} F_{p,C} \qquad (3.6a)$$

$$F_{s,Rd,ser} = \frac{k_s\, n\, \mu}{\gamma_{M3,ser}} F_{p,C} \qquad (3.6b)$$

donde:

k_s se da en la Tabla A26.3.6

n es el número de superficies de rozamiento

μ es el coeficiente de deslizamiento obtenido a partir de ensayos específicos de rozamiento de la superficie de acuerdo con el Capítulo 21 del Código Estructural o cuando su valor correspondiente se da en la Tabla A26.3.7.

(2) Para los tornillos de las clases 8.8 y 10.9 de acuerdo con el Capítulo 18 del Código Estructural, con apriete controlado y de acuerdo con el Capítulo 21 del Código Estructural, la fuerza de pretensado $F_{p,C}$ empleada en la ecuación (3.6) deberá tomarse como:

$$F_{p,C} = 0{,}7 f_{ub} A_s \quad (3.7)$$

Tabla A26.3.6. Valores de k_s

Descripción	k_s
Tornillos en taladros normalizados	1,0
Tornillos en taladros con holgura o rasgados cortos, con su eje perpendicular a la dirección de la carga transferida.	0,85
Tornillos en taladros rasgados largos, con su eje perpendicular a la dirección de la carga transferida.	0,7
Tornillos en taladros rasgados cortos, con su eje paralelo a la dirección de la carga transferida.	0,76
Tornillos en taladros rasgados largos, con su eje paralelo a la dirección de la carga transferida.	0,63

Tabla A26.3.7. Coeficiente de deslizamiento μ para tornillos pretensados

Clases de superficies de rozamiento (véase 1 el Capítulo 21 del Código Estructural)	Coeficiente de deslizamiento μ
A	0,5
B	0,4
C	0,3
D	0,2

NOTA 1: Los requisitos para los ensayos y las inspecciones se dan en el Capítulo 21 del Código Estructural.

NOTA 2: La clasificación de algún otro tratamiento superficial deberá basarse en ensayos de probetas representativas de la superficie empleada en la estructura, empleando el procedimiento desarrollado en el Capítulo 21 del Código Estructural.

NOTA 3: La definición de las clases de superficies de rozamiento se dan en el Capítulo 21 del Código Estructural

NOTA 4: Con tratamientos de pintura superficial puede producirse una pérdida del pretensado a lo largo del tiempo.

3.9.2 Tracción y cortante combinados

(1) Si la resistencia al deslizamiento de la unión está sometida a cargas de tracción $F_{t,Ed}$ o $F_{t,Ed,ser}$ en combinación con cortantes $F_{v,Ed}$ o $F_{v,Ed,ser}$ que tienden a producir deslizamiento, la resistencia de cálculo al deslizamiento por tornillo deberá tomarse como sigue:

para las uniones de categoría B: $$F_{s,Rd,ser} = \frac{k_s\, n\, \mu\, (F_{p,C} - 0{,}8F_{t,Ed,ser})}{\gamma_{M3,ser}} \qquad (3.8a)$$

para las uniones de categoría C: $$F_{s,Rd} = \frac{k_s\, n\, \mu\, (F_{p,C} - 0{,}8F_{t,Ed})}{\gamma_{M3}} \qquad (3.8b)$$

(2) Si, en una unión a momento, una fuerza de contacto en el lado comprimido compensa la fuerza de tracción aplicada, no se necesita ninguna reducción de la resistencia al deslizamiento.

3.9.3 Uniones híbridas

(1) A excepción de 2.4(3), puede suponerse que los tornillos pretensados de las clases 8.8 y 10.9 en uniones calculadas como resistentes al deslizamiento en estado límite último (categoría C en 3.4) resisten las cargas con ayuda delas soldaduras, siempre que el apriete final de los tornillos se efectúe cuando la soldadura se ha completado.

3.10 Deducciones por los taladros de los elementos de unión

3.10.1 Generalidades

(1) La deducción por taladros en los elementos calculados deberán realizarse de acuerdo con el Anejo 22.

3.10.2 Cálculo de la resistencia a desgarro

(1) El desgarro de chapas consiste en el fallo a cortante de una fila de tornillos a lo largo de la superficie de contacto del grupo de taladros, acompañado de la rotura por tracción que se produce también a lo largo de la línea de los taladros de la cara en tracción de todo el grupo de tornillos. La rotura en las chapas se muestra en la Figura A26.3.8.

(2) Para un grupo simétrico de tornillos sometido a cargas concentradas, el cálculo de la resistencia a desgarro de chapas $V_{eff,1,Rd}$ viene dado por:

$$V_{eff,1,Rd} = f_u A_{nt}/\gamma_{M2} + \left(1/\sqrt{3}\right) f_y A_{nv}/\gamma_{M0} \qquad (3.9)$$

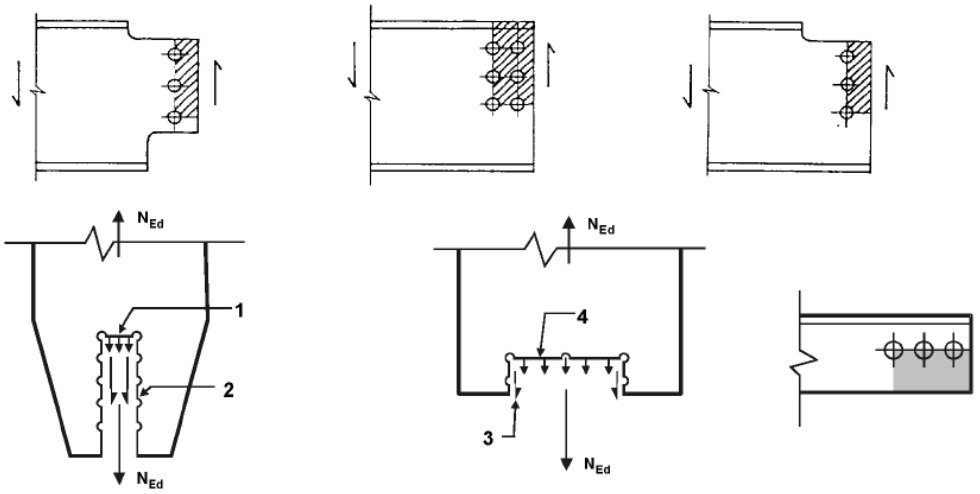
donde:

A_{nt} área neta sometida a tracción;

A_{nv} área neta sometida a cortante.

(3) Para un grupo de tornillos sometidos a cargas excéntricas, el cálculo de la resistencia a desgarro de chapas $V_{eff,2,Rd}$ viene dado por:

$$V_{eff,2\,,Rd} = 0{,}5\, f_u A_{nt}/\gamma_{M2} + \left(1/\sqrt{3}\right) f_y A_{nv}/\gamma_{M0} \qquad (3.10)$$



1 Fuerza de tracción pequeña
2 Fuerza cortante grande
3 Fuerza cortante pequeña
4 Fuerza de tracción grande

Figura A26.3.8. Desgarro de chapas

3.10.3 Angulares conectados por un ala y otros elementos en tracción unidos de forma asimétrica.

(1) La excentricidad en las uniones, véase el apartado 2.7(1), y los efectos de la separación y de las distancias de los ejes de los tornillos, deberán tenerse en cuenta en la determinación de la resistencia de cálculo de:

- elementos asimétricos
- elementos simétricos conectados de forma asimétrica, como angulares unidos por un lado.

(2) Un único angular en tracción conectado por una fila de tornillos en un lado, véase la Figura A26.3.9, puede tratarse como cargado concéntricamente a lo largo de la sección neta, para la que la resistencia última de cálculo deberá determinarse como sigue:

con 1 tornillo $$N_{u,Rd} = \frac{2{,}0(e_2 - 0{,}5d_0)\, t\, f_u}{\gamma_{M2}} \quad (3.11)$$

con 2 tornillos $$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (3.12)$$

con 3 o más tornillos $$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (3.13)$$

donde:

β_2 y β_3 son los coeficientes de reducción dependientes de las separaciones p_1,dados en la Tabla A26.3.8. Para valores intermedios de p_1 el valor de β puede determinarse con una interpolación lineal.

A_{net} es el área neta del angular. Para un angular de lados no equidistantes conectado por su lado menor, A_{net} deberá tomarse como la resultante del área neta de la sección de un angular con un lado equidistante y con un lado de tamaño igual al del más pequeño.

Tabla A26.3.8. Coeficientes de reducción β_2 y β_3

Separación p_1	$\leq 2{,}5\ d_0$	$\geq 5{,}0\ d_0$
2 tornillos β_2	0,4	0,7
3 tornillos o más β_3	0,5	0,7

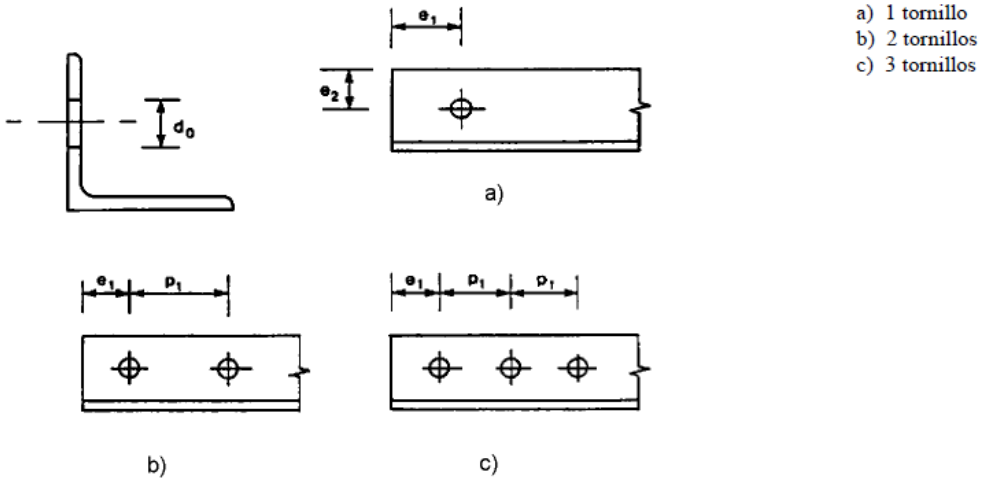


Figura A26.3.9. Angulares unidos por un lado

3.10.4 Angulares de soporte

(1) El angular de soporte que se muestra en la Figura A26.3.10 conecta el angular y sus elementos de unión a la cartela o a otra pieza. Deberán calcularse para transmitir una fuerza de 1,2 veces la carga del ala exterior del angular conectado.

(2) Los elementos de unión que conectan el angular de soporte al lateral del angular principal, deberán calcularse para transmitir una fuerza igual a 1,4 veces la carga del ala de éste.

(3) Los angulares de soporte que conectan una sección en U o algún elemento similar deberán calcularse para transmitir una fuerza 1,1 veces la carga en las alas de la sección en U que conectan.

(4) Los elementos de unión que unen los angulares de soporte con una sección en U o algún elemento similar deberán calcularse para transmitir una fuerza 1,2 veces la carga del ala de la sección en U que conectan.

(5) En ningún caso deberán emplearse menos de dos tornillos para unir un angular de soporte a una cartela u otra pieza.

(6) La conexión de un angular de soporte a una cartela u otra pieza deberá situarse en el extremo del elemento conectado. La unión del angular de soporte de un

elemento deberá empezar desde el extremo del elemento hasta un punto más allá de la unión directa del elemento con la cartela u otra pieza.

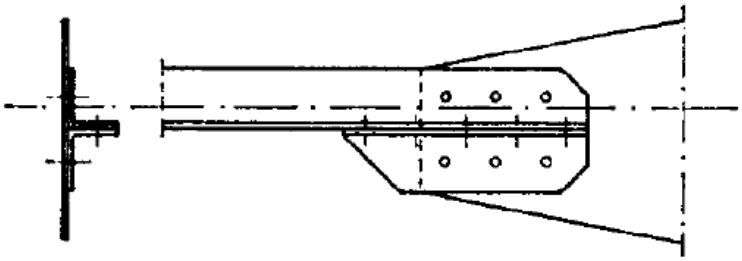


Figura A26.3.10. Angulares de soporte

3.11 Fuerzas de palanca

(1) En el proyecto de elementos de unión para soportar esfuerzos de tracción, deberá tenerse en cuenta, en su caso, el efecto de palanca.

NOTA: Los criterios dados en el apartado 6.2.4 tienen en cuenta implícitamente las fuerzas de palanca.

3.12 Distribución de esfuerzos entre elementos de unión en estado límite último.

(1) Cuando se aplica un momento sobre una unión, la distribución de los esfuerzos puede ser lineal (es decir, proporcional a la distancia al eje de rotación) o no lineal, (es decir, se acepta cualquier distribución en equilibrio siempre que no se superen las resistencias de sus componentes y la ductilidad de los mismos sea suficiente).

(2) La distribución elástica lineal de los esfuerzos deberá emplearse:

- cuando se proyectan los pernos para una unión resistente al deslizamiento de categoría C,
- en uniones a cortante en que la resistencia de cálculo a cortante $F_{v,Rd}$ del elemento de unión es menor que la resistencia de cálculo $F_{b,Rd}$ de la pieza contigua,
- cuando las uniones están sometidas a impacto, vibraciones o ciclos de carga (exceptuando el viento).

(3) Si la unión está solicitada por un único cortante concentrado, el esfuerzo podrá suponerse uniformemente distribuido entre los elementos de unión, si éstos son de igual tamaño y clase.

3.13 Uniones con bulones

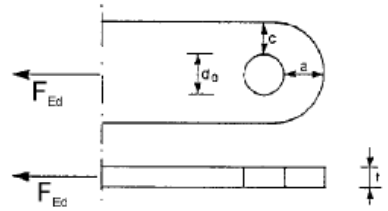
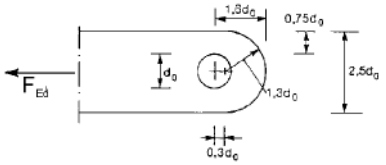
3.13.1 Generalidades

(1) Se tomarán las medidas oportunas para evitar el riesgo de que se suelten los bulones.

(2) Las uniones con bulones, en las que no se necesita que exista giro, pueden calcularse como una única unión atornillada, siempre que la longitud de los bulones sea menor que 3 veces el diámetro de dicho bulón, véase el apartado 3.6.1. Para otros casos deberá seguirse el método descrito en el apartado 3.13.2.

(3) En los elementos conectados con bulones, la geometría de la pieza no rigidizada que contenga un taladro para el bulón, cumplirá los requisitos geométricos dados en la Tabla A26.3.9.

Tabla A26.3.9. Requisitos geométricos para elementos unidos con bulones en el extremo

Tipo A:	Espesor *t* dado  $a \geq \frac{F_{Ed}\gamma_{M0}}{2\,t\,f_y} + \frac{2\,d_0}{3}$: $c \geq \frac{F_{Ed}\gamma_{M0}}{2\,t\,f_y} + \frac{d_0}{3}$
Tipo B:	Geometría dada  $t \geq 0{,}7\sqrt{\frac{F_{Ed}\gamma_{M0}}{f_y}}$: $d_0 \leq 2{,}5\,t$

(4) Los elementos conectados por bulones deberán disponerse de tal manera que eviten la excentricidad y deberán tener un tamaño suficiente para distribuir la carga desde la sección de dicho elemento con el taladro del bulón hasta las secciones alejadas de éste.

3.13.2 Cálculo de los bulones

(1) Los requisitos de cálculo para bulones cilíndricos macizos se dan en la Tabla A26.3.10.

(2) Los momentos en un bulón se calcularán a partir de la hipótesis de apoyo simple en las piezas que se conectan. En general, se podrá suponer que las reacciones entre bulón y piezas conectadas se distribuyen uniformemente a lo largo del contacto, como se indica en la Figura A26.3.11.

(3) Si el bulón ha de ser desmontable, además de las condiciones dadas en los apartados 3.13.1 y 3.13.2, la tensión en el contacto de apoyo deberá satisfacer:

$$\sigma_{h,Ed} \leq f_{h,Rd} \tag{3.14}$$

$$\sigma_{h,Ed} = 0{,}591\sqrt{\frac{E\,F_{Ed,ser}(d_0-d)}{d^2\,t}} \tag{3.15}$$

$$f_{h,Ed} = 2{,}5 f_y/\gamma_{M6,ser} \tag{3.16}$$

donde:

d es el diámetro del bulón

d_0 es el diámetro del taladro del bulón

$F_{Ed,ser}$ es el valor de cálculo de la fuerza que tiene que ser transferida por contacto, bajo la combinación de cargas características en estados límite de servicio.

Tabla A26.3.10. Criterios de cálculo de las uniones con bulones

Modo de fallo	Requisitos de cálculo
Resistencia a cortante del bulón	$F_{v,Rd} = 0{,}6\,A\,f_{up}/\gamma_{M2} \geq F_{v,Ed}$
Capacidad resistente de la chapa y del bulón Si el bulón ha de ser desmontable también deberá cumplirse este requisito	$F_{b,Rd} = 1{,}5\,t\,d\,f_y/\gamma_{M0} \geq F_{b,Ed}$ $F_{b,Rd,ser} = 0{,}6\,t\,d\,f_y/\gamma_{M6,ser} \geq F_{b,Ed,ser}$
Flexión resistida por el bulón Si el bulón ha de ser desmontable también deberá cumplirse este requisito	$M_{Rd} = 1{,}5\,W_{e\ell} f_{yp}/\gamma_{M0} \geq M_{Ed}$ $M_{Rd,ser} = 0{,}8\,W_{e\ell} f_{yp}/\gamma_{M6,ser} \geq M_{Ed,ser}$
Capacidad resistente del bulón a cortante y a flexión	$\left[\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right]^2 + \left[\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}\right]^2 \leq 1$

d es el diámetro del bulón;

f_y es la menor de las resistencias de cálculo del bulón y de la pieza conectada;

f_{up} es la resistencia última a tracción del bulón;

f_{yp} es el límite elástico del bulón;

t es el espesor de la pieza conectada;

A es el área de la sección transversal del bulón.

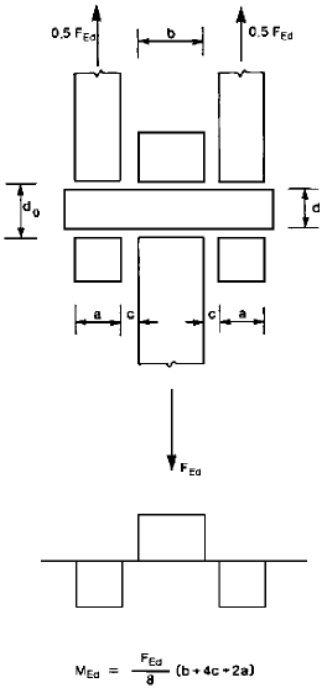


Figura A26.3.11. Momento flector en un bulón

4 Uniones soldadas

Las uniones soldadas deberán cumplir lo establecido en el artículo 100 del Código Estructural. Este apartado recoge criterios adicionales.

4.1 Generalidades

(1) Estas especificaciones se aplican a aceros estructurales soldables, de acuerdo con el Anejo 22, y con un espesor de 4 mm o superior. También son aplicables a uniones en las que las propiedades mecánicas del metal de soldadura son compatibles con las del metal base, véase 4.2.

Comentarios:

Las soldaduras de piezas más delgadas 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.

Para soldaduras en secciones huecas estructurales con un espesor de al menos 2,5 mm, se seguirán las indicaciones del apartado de este Anejo.

Para soldaduras de pernos, véase el Anejo 30.

NOTA: Se pueden encontrar más indicaciones sobre soldaduras de pernos en las normas UNE-EN ISO 14555 y UNE-EN ISO 13918

(2) Las soldaduras sometidas a fatiga deberán cumplir también lo indicado en el Anejo 27.

(3) Si se especifica lo contrario, se requerirá un nivel de calidad C de acuerdo con UNE-EN ISO 25817. La frecuencia de la inspección de las soldaduras deberá definirse de acuerdo con las reglas del Capítulo 17 del Código Estructural. La calidad de las soldaduras deberá elegirse de acuerdo con UNE-EN ISO 25817. Para la calidad de las soldaduras empleadas en estructuras sometidas a fatiga, véase el Anejo 27.

(4) Deberán evitarse el desgarramiento laminar.

(5) Se dan indicaciones sobre el desgarramiento laminar en el Anejo 28.

4.2 Materiales de aportación

(1) Todos los materiales de aportación, deberán cumplir lo establecido en el apartado 85.5 del Código Estructural, y deberán estar de acuerdo con las normas correspondientes especificadas en el Capítulo 18 del Código Estructural.

NOTA: Generalmente es seguro emplear electrodos que superan las calidades de los aceros empleados.

4.3 Geometría y dimensiones

4.3.1 Tipo de soldadura

(1) Este Anejo cubre el proyecto de las soldaduras cubiertas en el Código Estructural (en ángulo, las soldaduras de ranura, de punteo y soldaduras a tope).

(2) Las uniones y soldaduras más comunes se ilustran en UNE-EN 12345.

4.3.2 Soldaduras en ángulo

4.3.2.1 Generalidades

Este tipo de soldadura debe cumplir los requisitos recogidos en el apartado 94.5.8 del Código Estructural.

(1) Las soldaduras en ángulo pueden emplearse para unir piezas cuyas caras forman un ángulo comprendido entre 60º y 120º.

(2) Si el ángulo es menor de 60º, el cordón se considerará como de penetración parcial.

(3) Para ángulos mayores de 120º la resistencia de la soldadura en ángulo deberá determinarse mediante ensayos de acuerdo con el Anejo 18 Apéndice D: Cálculo asistido por ensayos.

(4) Los cordones de soldaduras en ángulo no deben de terminar en las esquinas de las piezas o de elementos de las mismas, sino que deben prolongarse alrededor de la esquina en una longitud al menos igual a dos veces el lado del cordón, salvo que el acceso a la unión o la configuración de la misma hagan esto impracticable.

NOTA: En el caso de soldaduras discontinuas esta regla se aplica únicamente a la última soldadura en ángulo de la esquina.

(5) Las prolongaciones de los cordones alrededor de las esquinas, deberán indicarse en los planos.

(6) En caso de cordones simples a un solo lado, ver la excentricidad en 4.12.

4.3.2.2 Soldaduras en ángulo discontinuas.

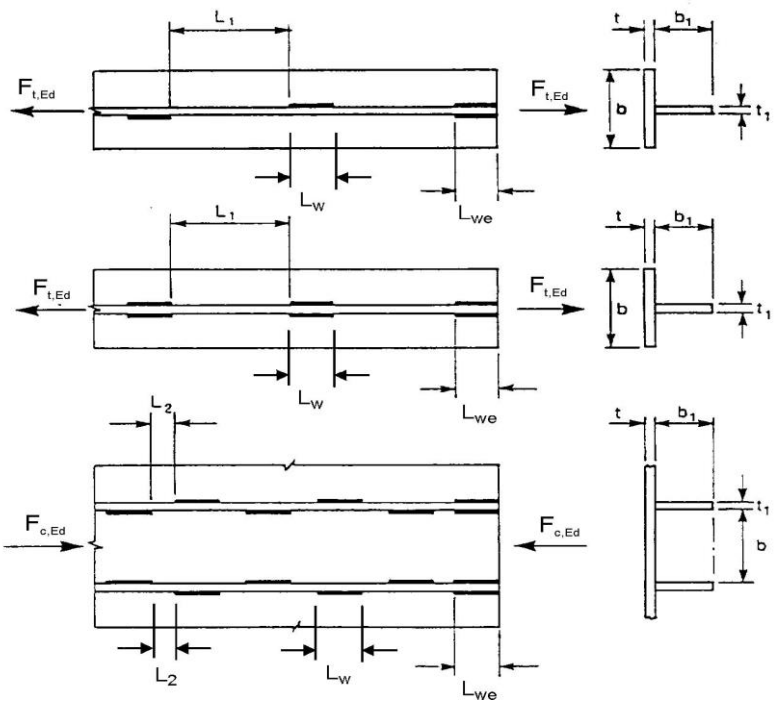
(1) Las soldaduras en ángulo discontinuas no deberán emplearse en ambientes corrosivos.

(2) En una soldadura en ángulo discontinua, las separaciones (L_1 o L_2) entre los extremos de cada longitud de soldadura L_w deberán cumplir con los requisitos descritos en la Figura A26.4.1.

(3) En una soldadura en ángulo discontinua, la separación (L_1 o L_2) deberá tomarse como la menor de las distancias entre los extremos de las soldaduras en los lados opuestos y la distancia entre las terminaciones de las soldaduras en el mismo lado.

(4) En cualquier comienzo de un cordón discontinuo de una soldadura en ángulo siempre debe haber un tramo de soldadura en cada extremo de la parte conectada.

(5) En un elemento estructural en el que las chapas estén conectadas por soldaduras en ángulo discontinuas, deberá disponerse una soldadura en ángulo continua a cada lado de la placa, con una longitud a cada lado de al menos tres cuartos del ancho de la chapa que sea más estrecha (véase la Figura A26.4.1).



El menor valor de $L_{we} \geq 0{,}75b$ y $0{,}75b_1$

Para elementos traccionados:
El menor de $L_1 \geq 16\,t$ y $16t_1$ y 200 mm

Para elementos comprimidos o a cortante:
El menor valor de $L_2 \leq 12\,t$y$12t_1$y$0{,}25\,b$y 200 mm

Figura A26.4.1. Soldaduras discontinuas en ángulo

4.3.3 Soldaduras de ojal (o en ranura***)***

Este tipo de soldadura debe cumplir los requisitos recogidos en el apartado 94. .5.10 del Código Estructural.

(1) Pueden emplearse las soldaduras de ojal (o en ranura), incluyendo soldaduras en ángulo en taladros circulares o alargados, únicamente para transmitir los cortantes, prevenir el pandeo o la separación de las partes solapadas.

(2) El diámetro de un taladro circular, o el ancho de un taladro alargado, para una soldadura de ojal (o en ranura) no deberá ser menor que cuatro veces el espesor de la chapa en la que se ha ejecutado.

(3) Los bordes de los taladros alargados deberán ser semicirculares, a excepción delos extremos que se extienden hasta el borde de la parte conectada.

(4) La separación entre centros de la soldadura de ojal (o en ranura) no debe superar el valor necesario para evitar el pandeo local, véase la Tabla A26.3.3.

4.3.4 Soldaduras a tope

Este tipo de soldadura debe cumplir los requisitos recogidos en el apartado 94.5.9 del Código Estructural.

(1) Una soldadura a tope con penetración completa se define como una soldadura que tiene una completa penetración y fusión con el metal base en todo el espesor de la unión.

(2) Las soldaduras a tope con penetración parcial se definen como la soldadura que tiene una penetración de unión menor que el espesor del material base.

(3) No deberán emplearse soldaduras discontinuas a tope.

(4) Para las excentricidades en soldaduras a tope con penetración parcial en un único lado, véase 4.12.

4.3.5 Soldaduras de tapón (o botón)

(1) Las soldaduras de tapón (o botón) pueden emplearse:

- para transmitir cortantes,
- para prevenir la abolladura o la separación de las partes solapadas, y
- para enlazar piezas compuestas,

pero no deberán emplearse para resistir tracciones externas aplicadas.

(2) El diámetro de un taladro circular, o el ancho de un taladro alargado, para una soldadura de tapón (o botón) deberá ser al menos 8 mm mayor que el espesor de la pieza que contiene el taladro.

(3) Los bordes de los taladros alargados deberán ser semicirculares o deberán tener esquinas redondeadas con un radio no menor que el espesor de la pieza que contiene la ranura, excepto para aquellos bordes que se extienden hasta el extremo de la parte conectada.

(4) El espesor de una soldadura de tapón (o botón) en un material base mayor de hasta 16 mm de espesor deberá ser igual al espesor del material base. El espesor de una soldadura en piezas de espesor mayor que 16 mm deberá ser, al menos, la mitad del espesor del material base y no menor de 16 mm.

(5) La separación entre centros de una soldadura de tapón (o botón) no deberá superar el valor necesario para prevenir el pandeo local, véase la Tabla A26.3.3.

4.3.6 Soldaduras en chaflán

(1) El espesor eficaz de garganta, cuando se encuentra a ras de la superficie de la sección de la barra, se define en la Figura A26.4.2. La definición del cálculo del espesor de la garganta en secciones huecas rectangulares se da en el apartado 7.3.1(7).

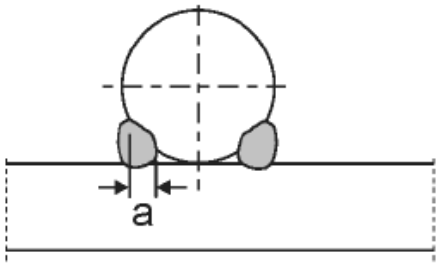


Figura A26.4.2. Espesor eficaz de la garganta de un cordón de soldadura en chaflán en una sección maciza

4.4 Soldaduras con rellenos

(1) En el caso de soldaduras con relleno, éste deberá estar a ras del eje de la parte que se va a soldar.

(2) Cuando dos partes conectadas por una soldadura están separadas por un relleno que tenga un espesor menor que la longitud del lado del cordón de soldadura necesaria para transmitir el esfuerzo, la longitud del lado requerida deberá incrementarse en el espesor del relleno

(3) Cuando dos partes unidas mediante soldadura estén separadas por un relleno de un espesor igual o mayor que la longitud del lado del cordón de la soldadura necesaria para transmitir el esfuerzo, cada una de las partes deberá conectarse al relleno mediante una soldadura capaz de transmitir el esfuerzo de cálculo.

4.5 Resistencia de cálculo de una soldadura en ángulo.

4.5.1 Longitud de las soldaduras

(1) La longitud eficaz de un cordón de una soldadura en ángulo l_{eff}, deberá tomarse como la longitud en la que el cordón de la soldadura tiene el tamaño total adecuado. Esto puede tomarse como la longitud total de la soldadura menos dos veces el espesor eficaz de garganta de la soldadura a. Siempre que la soldadura alcance su tamaño completo en toda su longitud incluyendo el principio y el final, no es necesario reducir la longitud eficaz ni para el inicio ni para el final de la soldadura.

(2) No se considerarán portantes las soldaduras en ángulo con longitud efectiva menor que el mayor de los dos siguientes valores: 30 mm o 6 veces el espesor de garganta.

4.5.2 Espesor eficaz de garganta de la soldadura

(1) El espesor eficaz de garganta a de una soldadura en ángulo, deberá tomarse como la altura del mayor triángulo (con lados iguales o distintos) que puede inscribirse dentro de las superficies de fusión y de soldadura, medida perpendicular al lado exterior de este triángulo, véase la Figura A26.4.3.

(2) El espesor eficaz de garganta de una soldadura en ángulo no deberá ser menor de 3 mm.

(3) En la determinación de la resistencia de cálculo de los cordones profundos, se podrá tener en cuenta un espesor adicional de garganta, véase la Figura A26.4.4, siempre que los ensayos previos demuestren que se puede conseguir la penetración necesaria.

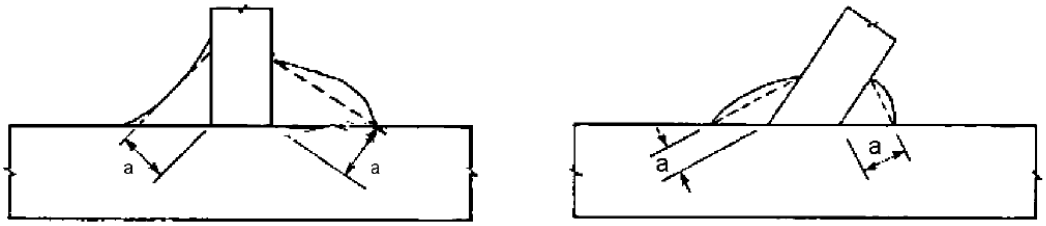


Figura A26.4.3. Espesor de garganta de una soldadura en ángulo

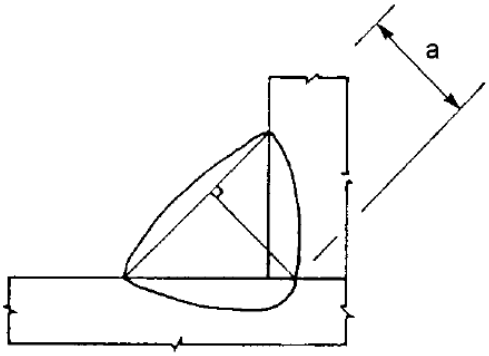


Figura A26.4.4. Espesor de garganta de una soldadura en ángulo con cordones profundos

4.5.3 Resistencia de cálculo de las soldaduras en ángulo

4.5.3.1 Generalidades

(1) La resistencia de cálculo de un cordón de una soldadura en ángulo deberá determinarse, bien empleando el método direccional descrito en el apartado 4.5.3.2, bien el método simplificado del apartado 4.5.3.3.

4.5.3.2 Método direccional

(1) En este método, los esfuerzos transmitidos por unidad de longitud de soldadura se descomponen en componentes paralelos y transversales a los ejes longitudinales de las soldaduras y normales y transversales al plano de garganta.

(2) El área de cálculo de garganta A_w deberá tomarse como $A_w = \sum a\, \ell_{eff}$.

(3) La posición del área de cálculo de garganta deberá suponerse concentrada en su raíz.

(4) Se supone una distribución uniforme de las tensiones sobre la sección de garganta de la soldadura, en la que actúan las tensiones normales y tangenciales mostradas en la Figura A26.4.5, siendo:

- $\sigma_\perp$ la tensión normal perpendicular a la garganta
- $\sigma_\parallel$ la tensión normal paralela al eje de la soldadura
- $\tau_\perp$ la tensión tangencial (en el plano de garganta) perpendicular al eje de la soldadura.
- $\tau_\parallel$ la tensión tangencial (en el plano de garganta) paralelo al eje de la soldadura.

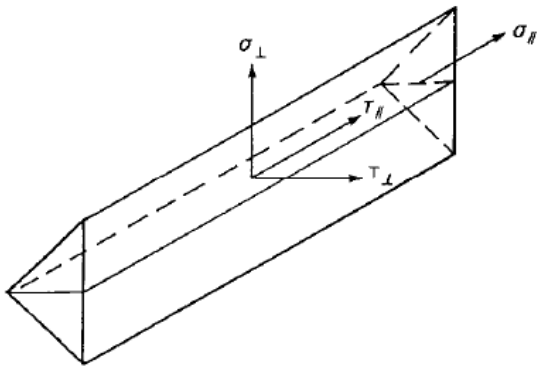


Figura A26.4.5. Tensiones sobre la sección de garganta de un cordón de una soldadura en ángulo

(5) La tensión normal $\sigma_\parallel$ paralela al eje no se considera en la comprobación de la resistencia de cálculo de la soldadura.

(6) La resistencia de cálculo del cordón de la soldadura en ángulo será suficiente siempre que se cumplan las dos condiciones siguientes:

$$[\sigma_\perp{}^2 + 3(\tau_\perp{}^2 + \tau_\parallel{}^2)]^{0,5} \leq f_u/(\beta_w \gamma_{M2}) \qquad \text{y} \qquad \sigma_\perp \leq 0{,}9 f_u/\gamma_{M2} \qquad (4.1)$$

donde

f_u es la resistencia a tracción última nominal de la parte unida más débil.

β_w es el coeficiente de correlación tomado de la Tabla A26.4.1.

(7) Las soldaduras entre las piezas con diferentes resistencias del material deberán definirse a partir de las propiedades del material con la resistencia más baja.

Tabla A26.4.1. Coeficiente de correlación β_w para cordones de soldadura en ángulo

Normativa y tipos de acero			Coeficiente de correlación β_w
UNE-EN 10025	UNE-EN 10210	UNE-EN 10219	
S 235 S 235 W	S 235 H	S 235 H	0,8
S 275 S 275 N/NL S 275 M/ML	S 275 H S 275 NH/NLH	S 275 H S 275 NH/NLH S 275 MH/MLH	0,85
S 355 S 355 N/NL S 355 M/ML S 355 W	S 355 H S 355 NH/NLH	S 355 H S 355 NH/NLH S 355 MH/MLH	0,9
S 420 N/NL S 420 M/ML		S 420 MH/MLH	1,0
S 460 N/NL S 460 M/ML S 460 Q/QL/QL1	S 460 NH/NLH	S 460 NH/NLH S 460 MH/MLH	1,0

4.5.3.3 Método simplificado para la resistencia de cálculo de una soldadura en ángulo

(1) Como alternativa al método del apartado 4.5.3.2, puede aceptarse que la resistencia de un cordón de una soldadura es adecuada si, en cada punto a lo largo de su longitud, la resultante de todas las fuerzas transmitidas por unidad de longitud de soldadura cumplen el siguiente criterio:

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} \quad (4.2)$$

donde:

$F_{w,Ed}$ es el valor de cálculo de la fuerza de soldadura por unidad de longitud

$F_{w,Rd}$ es la resistencia de cálculo de soldadura por unidad de longitud.

(2) Independientemente de la orientación del plano de garganta de la soldadura respecto a la carga aplicada, la resistencia de cálculo por unidad de longitud $F_{w,Rd}$ se determinará como:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d}\, a \quad (4.3)$$

donde:

$f_{vw,d}$ es la resistencia a cortante de cálculo de la soldadura.

(3) La resistencia a cortante de cálculo $f_{vw,d}$ de la soldadura se determinará como:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad (4.4)$$

donde:

f_u y β_w se definen en el apartado 4.5.3.2(6).

4.6 Resistencia de cálculo de soldaduras de ojal (o en ranura)

(1) La resistencia de cálculo de una soldadura de ojal (o en ranura) deberá determinarse empleando uno de los métodos descritos en el apartado 4.5.

4.7 Resistencia de cálculo de las soldaduras a tope

4.7.1 Soldaduras a tope con penetración completa

(1) La resistencia de cálculo de una soldadura a tope con penetración completa deberá tomarse igual a la resistencia de la parte conectada más débil, siempre que la soldadura se ejecute con el material adecuado, de tal manera que todos las elementos tengan un mínimo límite elástico y una resistencia mínima a tracción, no inferiores a las especificadas para el metal base.

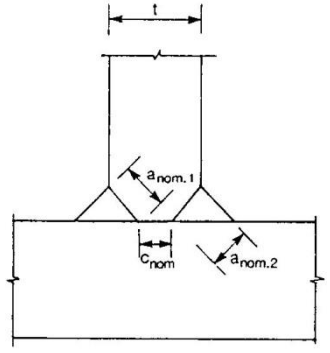
4.7.2 Soldaduras a tope con penetración parcial

(1) La resistencia de cálculo de una soldadura a tope con penetración parcial, deberá determinarse empleando el método para un cordón profundo descrito en el apartado 4.5.2(3).

(2) El espesor de garganta de una soldadura a tope con penetración parcial no deberá ser mayor que la profundidad de la penetración que pueda alcanzarse de manera efectiva, véase el apartado 4.5.2(3).

4.7.3 Soldaduras a tope en T

(1) La resistencia de cálculo de una soldadura a tope en T, formada por dos soldaduras a tope con penetración parcial reforzadas por soldaduras en ángulo superpuestas, puede determinarse de la misma forma que para un soldadura a tope con penetración completa (véase el apartado 4.7.1) si el espesor de garganta nominal total, excluido el intervalo sin soldar, no es menor que el espesor t de la parte que forma el vástago de la junta en T, siempre que el intervalo sin soldar no sea mayor de $(t/5)$ o 3 mm, el que sea menor, véase la Figura A26.4.6(a).



$a_{nom,1} + a_{nom,2} \geq t$
c_{nom} será el menor valor de entre $t/5$ y 3 mm.

Figura A26.4.6. Penetración completa efectiva de las soldaduras a tope en T

4.8 Resistencia de cálculo de las soldaduras de tapón (o botón)

(1) La resistencia de cálculo $F_{w,Rd}$ de una soldadura de tapón (o botón), véase 4.3.3, deberá tomarse como:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} A_w,$$

donde

$f_{vw,d}$ es la resistencia de cálculo a cortante de la soldadura definida en 4.5.3.3(3);

A_w es el área de cálculo de la garganta y deberá tomarse como el área del taladro.

4.9 Distribución de esfuerzos

(1) La distribución de esfuerzos en una unión soldada puede calcularse suponiendo un comportamiento elástico o plástico, de acuerdo con 2.4 y 2.5.

(2) Se acepta el suponer una distribución simplificada de esfuerzos en los cordones.

(3) No es necesario incluir, en la comprobación de los cordones, las tensiones residuales y las no debidas a transferencia de cargas. Esto se aplica específicamente a las tensiones normales paralelas al eje de la soldadura.

(4) Las uniones soldadas deberán calcularse para tener una capacidad de deformación adecuada. Sin embargo, no se deberá confiar en la ductilidad de las soldaduras.

(5) En uniones en las que se puedan formar rótulas plásticas, las soldaduras deberán calcularse para conseguir, al menos, la misma resistencia de cálculo que la de la parte conectada más débil.

(6) En otras uniones en las que se requiera una capacidad de deformación para la rotación de la unión debido a la posibilidad de una deformación excesiva, las soldaduras requieren una resistencia suficiente para no llegar a la rotura antes de la plastificación total del material base adyacente.

(7) Si la resistencia de cálculo de una soldadura discontinua se determina empleando la longitud total ℓ_{tot}, el esfuerzo cortante por unidad de longitud de la soldadura $F_{w,Ed}$ deberá multiplicarse por el coeficiente $(e + \ell)/\ell$, véase la Figura A26.4.7.

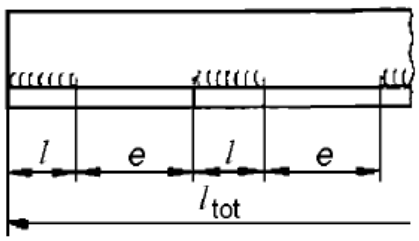


Figura A26.4.7. Cálculo de los esfuerzos en soldaduras discontinuas

4.10 Uniones de alas no rigidizadas

(1) Cuando una chapa transversal (o el ala de una viga) se suelde a un ala portante sin rigidizar de una sección en I, en H u otro tipo, véase la Figura A26.4.8, y siempre que se cumpla la condición dada en 4.10(3), la carga aplicada en dirección perpendicular al ala sin rigidizar no deberá ser mayor que cualquiera de las siguientes capacidades portantes:

- la del alma del elemento portante de una sección en I o en H como las indicadas en 6.2.6.2 o 6.2.6.3, según corresponda.
- la de una chapa transversal en elementos con perfiles tubulares circulares (PTC), como se indica en la Tabla A26.7.13;
- la del ala portante según la fórmula (6.20) de 6.2.6.4.3(1), calculadas suponiendo que la carga aplicada se concentra a lo largo del ancho eficaz b_{eff}, del ala como se indica en 4.10(2) o 4.10(4), según corresponda.

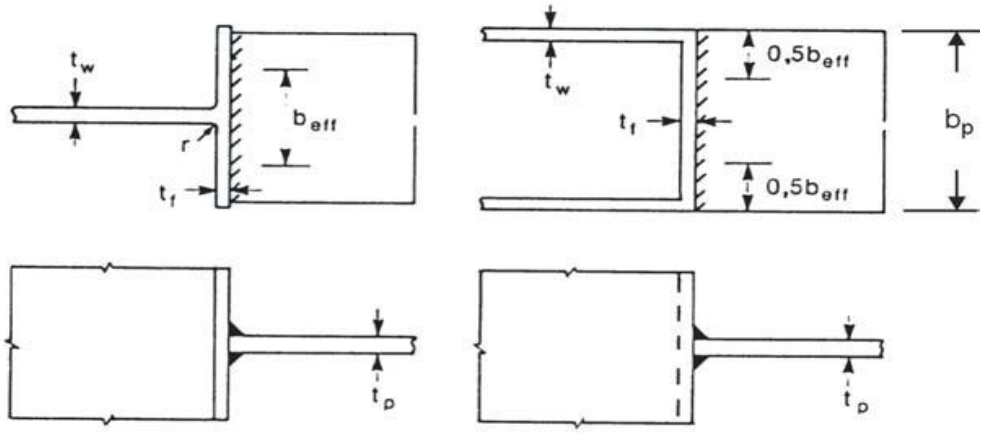


Figura A26.4.8. Ancho eficaz de una unión en T no rigidizada

(2) Para una sección en I o en H no rigidizada el ancho eficaz b_{eff} deberá obtenerse de:

$$b_{eff} = t_w + 2s + 7kt_f \quad (4.6a)$$

donde:

$k = (t_f/t_p)(f_{y,f}/f_{y,p})$ siendo $k \leq 1$ (4.6b)

$f_{y,f}$ es el límite elástico del ala de una sección en I o en H;

$f_{y,p}$ es el límite elástico de una chapa soldada a una sección en I o en H.

La dimensión s deberá obtenerse de:

- para una sección laminada en I o H; $s = r$ (4.6c)
- para una sección soldada en I o H; $s = \sqrt{2}\,a$ (4.6d)

(3) Para un ala sin rigidizar de una sección en I o H, deberá cumplirse el siguiente criterio:

$$b_{eff} \geq (f_{y,p}/f_{u,p})b_p \quad (4.7)$$

donde:

$f_{u,p}$ es la resistencia última de la chapa soldada a una sección en I o H;

b_p es el ancho de la chapa soldada a una sección en I o H.

En caso contrario, la unión deberá rigidizarse.

(4) Para otras secciones, como para las secciones en cajón o las secciones en U donde el ancho de la chapa unida es similar al ancho del ala, el ancho eficaz b_{eff} deberá obtenerse de:

$$b_{eff} = 2t_w + 5t_f \quad \text{si} \quad b_{eff} \leq 2t_w + 5t_f \tag{4.8}$$

NOTA: Para perfiles tubulares, véase la Tabla A26.7.13.

(5) Si $b_{eff} \leq b_p$, las soldaduras que conectan la chapa al ala necesitan calcularse para transmitir la resistencia de cálculo de la chapa $b_p t_p f_{y,P}/\gamma_{M0}$ suponiendo una distribución uniforme de tensiones.

4.11 Uniones largas

(1) En uniones solapadas, la resistencia de cálculo de una soldadura en ángulo deberá reducirse multiplicándola por un coeficiente de reducción β_{Lw} para tener en cuenta los efectos de una distribución de tensiones no uniforme a lo largo de su longitud.

(2) Las indicaciones dadas en 4.11, no son aplicables cuando la distribución de tensiones a lo largo de la soldadura corresponda con la distribución de tensiones en el metal base adyacente como, por ejemplo, en el caso de una soldadura que conecta el ala al alma de una chapa de una viga.

(3) En las uniones solapadas mayores que $150a$ el coeficiente de reducción β_{Lw} deberá tomarse como $\beta_{Lw,1}$, dado por:

$$\beta_{Lw,1} = 1{,}2 - 0{,}2L_j/(150a) \quad \text{si} \quad \beta_{Lw,1} \leq 1{,}0 \tag{4.9}$$

donde:

L_j es la longitud total de solape en la dirección de transferencia de carga.

(4) Para cordones de soldadura mayores de 1,7 metros que unen rigidizadores transversales en elementos de chapa, el coeficiente de reducción β_{Lw} puede tomarse como $\beta_{Lw,2}$ dado por:

$$\beta_{Lw,1} = 1{,}1 - L_w/17 \quad \text{si} \quad \beta_{Lw,2} \leq 1{,}0 \quad \text{y} \quad \beta_{Lw,2} \geq 0{,}6 \tag{4.10}$$

donde:

L_w es la longitud de la soldadura (en metros).

4.12 Soldaduras a tope con penetración parcial a un único lado o en ángulo cargadas excéntricamente

(1) La excentricidad local deberá evitarse cuando sea posible.

(2) La excentricidad local (respecto a la línea de acción del esfuerzo a resistir) deberá tenerse en cuenta en los siguientes casos:

- Cuando un momento flector transmitido a lo largo del eje longitudinal de la soldadura produzca tracción en la raíz de dicha soldadura, véase la Figura A26.4.9(a);
- Cuando la carga a tracción transmitida en dirección perpendicular al eje longitudinal de la soldadura produce un momento flector que resulta en una carga de tracción en la raíz de la soldadura, véase la Figura A26.4.9(b).

(3) No será necesario tener en cuenta la excentricidad local si la soldadura forma parte de un grupo de soldaduras alrededor del perímetro de una sección hueca estructural.



(a) Momentos flectores que traccionan la raíz de la soldadura

(b) Esfuerzos que traccionan la raíz de la soldadura

Figura A26.4.9. Soldaduras en ángulo o a tope con penetración parcial a un solo lado

4.13 Angulares conectados por un lado

(1) En angulares conectados por un lado, la excentricidad en los solapes soldados en uniones en extremo, puede tenerse en cuenta mediante la adopción de un área eficaz de la sección y tratando, entonces, el elemento estructural como cargado concéntricamente.

(2) Para un angular de lados iguales, o para uno con distintos lados unido por el lado más largo, el área eficaz puede tomarse igual al área bruta.

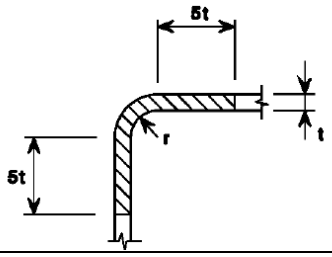
(3) Para un angular con lados distintos unido por el lado más pequeño, el área eficaz deberá tomarse igual al área bruta de un angular equivalente de lados iguales de una longitud de ala igual a la del ala menor, para la determinación de la resistencia de cálculo de la sección, véase el Anejo 22. Sin embargo, cuando se determine la resistencia de cálculo a pandeo de un elemento comprimido (ver dicho Anejo), deberá emplearse el área bruta real de la sección.

4.14 Soldadura en zonas conformadas en frío

(1) La soldadura puede llevarse a cabo en una longitud $5t$ a ambos lados de una zona conformada en frío, véase la Tabla A26.4.2, siempre que se cumpla una de las siguientes condiciones:

- Las zonas conformadas en frío se normalizan después del conformado en frío, pero antes de la soldadura;
- La relación r/t cumple con el valor correspondiente obtenido de la Tabla A26.4.2.

Tabla A26.4.2. Condiciones de soldadura en zonas conformadas en frío y el material adyacente

r/t	Deformación debida al conformado en frío (%)	Espesor máximo (mm)		
		En general		Acero totalmente calmado o reposado con aluminio $Al \geq 0{,}02\%$
		Carga predominantemente estática	Cuando predomina la fatiga	
≥ 25	≤ 2	cualquiera	cualquiera	cualquiera
≥ 10	≤ 5	cualquiera	16	cualquiera
≥ 3,0	≤ 14	24	12	24
≥ 2,0	≤ 20	12	10	12
≥ 1,5	≤ 25	8	8	10
≥ 1,0	≤ 33	4	4	6
				

NOTA: Se puede considerar que los perfiles tubulares conformados en frío de acuerdo con UNE-EN 10219 que no satisfagan los límites dados en la Tabla A26.4.2, satisfacen estos límites si los perfiles tienen un espesor no superior a 12,5 mm y son calmados o reposados con aluminio de una calidad J2H, K2H, MH, MLH, NH o NLH y además cumplen que $C \leq 0{,}18\%, P \leq 0{,}020\%, S \leq 0{,}012\%$.

En otros casos, solo se permite soldar dentro de una distancia de $5t$ desde las esquinas si puede demostrarse mediante ensayos que el soldeo es posible para esa aplicación particular.

5 **Análisis, clasificación y modelización**

5.1 Análisis global

5.1.1 Generalidades

(1) Los efectos del comportamiento de las uniones sobre la distribución de los esfuerzos dentro de la estructura y sobre todas las deformaciones de la estructura, normalmente deberán tenerse en cuenta, pero podrán despreciarse cuando estos efectos sean suficientemente pequeños.

(2) Para identificar si es necesario tener en cuenta los efectos del comportamiento de una unión en el análisis, puede distinguirse entre tres modelos de uniones simplificadas como sigue:

- simple, en el que puede suponerse que la unión no transmite los momentos flectores;
- continua, en el que puede suponerse que el comportamiento de la unión no afecta al análisis;
- semi-continua, en el que es necesario tener en cuenta el comportamiento de la unión en el análisis.

(3) El tipo de modelo de unión apropiado deberá determinarse a partir de la Tabla A26.5.1, dependiendo de la clasificación de la unión y del método de análisis elegido.

(4) La curva característica momento de cálculo - giro de una unión, empleada en el análisis, puede simplificarse adoptando cualquier curva apropiada, adoptando una aproximación lineal (por ejemplo bilineal o trilineal), siempre que esta curva aproximada se encuentre completamente por debajo de la curva característica momento de cálculo–giro.

Tabla A26.5.1. Tipo de modelo de unión

Método de análisis global	Clasificación de la unión		
Elástico	Nominalmente articulada	Rígida	Semi-rígida
Rígido-plástico	Nominalmente articulada	Resistencia total	Resistencia parcial
Elasto-plástico	Nominalmente articulada	Rígida y resistencia total	Semi-rígido y resistencia parcial Semi-rígido y resistencia completa Rígido y resistencia parcial
Tipo de modelo de la unión	Simple	Continuo	Semi-continuo

5.1.2 Análisis elástico global

(1) Las uniones deben clasificarse de acuerdo con su rigidez al giro, véase el apartado 5.2.2.

(2) Las uniones deberán tener una resistencia suficiente para transmitir los esfuerzos actuantes en las uniones resultantes del análisis.

(3) En el caso de una unión semi-rígida, normalmente deberá emplearse en el análisis la rigidez al giro S_j correspondiente al momento flector $M_{j,Ed}$. Si $M_{j,Ed}$ no es mayor de $2/3M_{j,Rd}$, puede tomarse en el análisis global la rigidez inicial al giro $S_{j,ini}$, véase la Figura A26.5.1(a).

(4) Como simplificación a 5.1.2(3), la rigidez al giro puede tomarse en el análisis como $S_{j,ini}/\eta$, para todos los valores del momento $M_{j,Ed}$, como se muestra en la Figura A26.5.1(b), donde η es el coeficiente de modificación de la rigidez de la Tabla A26.5.2.

(5) Para uniones entre secciones en I o H, S_j se da en 6.3.1.

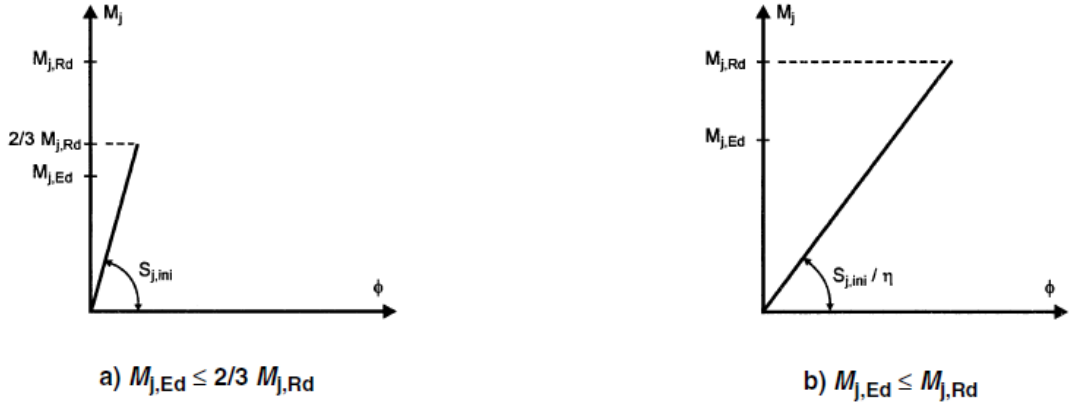


Figura A26.5.1. Rigidez al giro a emplear en un análisis global elástico

Tabla A26.5.2. Coeficiente de modificación de rigidez η

Tipo de unión	Unión viga-pilar	Otros tipos de uniones (viga-viga, empalmes de vigas, uniones en la base de los pilares)
Soldadas	2	3
Chapas de extremo atornilladas	2	3
Chapas de empalme atornilladas en el ala	2	3,5
Placas base	-	3

5.1.3 Análisis global rígido-plástico

(1) Las uniones deberán clasificarse de acuerdo con su resistencia, véase el apartado 5.2.3.

(2) Para uniones que conectan secciones en I o en H, el $M_{j,Rd}$ se da en el apartado 6.2.

(3) Para uniones que conectan perfiles tubulares, puede emplearse el método descrito en el apartado 7.

(4) La capacidad de giro de una unión deberá ser suficiente para acomodar las rotaciones resultantes del análisis.

(5) Para uniones entre secciones en I o H, la capacidad de giro deberá comprobarse de acuerdo con el apartado 6.4.

5.1.4 Análisis global elasto-plástico

(1) Las uniones deberán clasificarse de acuerdo con su rigidez (véase el apartado 5.2.2) y su resistencia (véase el apartado 5.2.3).

(2) Para uniones entre secciones en I o en H,$M_{j,Rd}$ se da en 6.2, S_j se da en 6.3.1 y ϕ_{Cd} se da en 6.4.

(3) Para uniones que conectan perfiles tubulares, puede emplearse el método descrito en el apartado 7.

(4) La curva característica de momento-giro de la unión deberá emplearse para determinar la distribución de los esfuerzos.

(5) Como simplificación, puede adoptarse la curva bilineal característica del momento de cálculo-giro mostrada en la Figura A26.5.2. El coeficiente de modificación de la rigidez η deberá obtenerse de la Tabla A26.5.2.

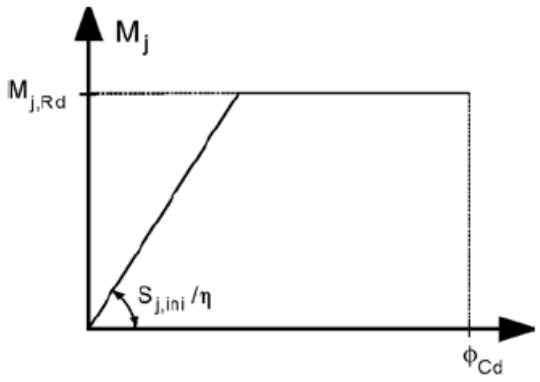


Figura A26.5.2. Curva característica bilineal simplificada del momento de cálculo-giro

5.1.5 Análisis global de las vigas en celosía

(1) Las disposiciones dadas en 5.1.5 son solamente aplicables en estructuras en las que las uniones se comprueben de acuerdo con el apartado 7.

(2) La distribución de axiles en una viga en celosía puede determinarse suponiendo que los elementos se conectan mediante uniones articuladas (véase también 2.7).

(3) Los momentos hiperestáticos en las uniones, causados por la rigidez al giro en las uniones, pueden despreciarse tanto en el cálculo de los elementos como en el cálculo de las uniones, siempre que se cumplan las dos condiciones siguientes:

- la geometría de la unión está dentro del rango de validez especificado en las Tablas 7.1, 7.8, 7.9 o 7.20.

la relación entre la longitud del sistema y el canto del elemento estructural en el plano de la viga de celosía no es menor que el valor mínimo correspondiente. Para estructuras de edificación, el valor mínimo apropiado que puede tomarse es 6. (4)

Los momentos resultantes de las cargas transversales (tanto las que se producen dentro del plano como fuera del mismo) que se aplican entre los puntos del panel, deberán tenerse en cuenta en el cálculo de los elementos sobre los que se aplican. Siempre que se cumplan las condiciones descritas en 5.1.5(3):

- las uniones entre elementos de arriostramiento y cordones pueden considerarse como articuladas, por lo que los momentos resultantes de las cargas transversales aplicadas sobre los cordones no necesitan distribuirse dentro de los elementos de arriostramiento, y viceversa;
- los cordones pueden considerarse como vigas continuas, con apoyos simples en los puntos del panel.

(5) Los momentos resultantes de las excentricidades pueden despreciarse en el cálculo de los cordones traccionados y los elementos de arriostramiento. También pueden despreciarse en el cálculo de las uniones si las excentricidades están dentro de los siguientes límites:

- $0{,}55d_0 \leq e \leq 0{,}25d_0$ (5.1a)
- $0{,}55h_0 \leq e \leq 0{,}25h_0$ (5.1b)

donde:

e es la excentricidad definida en la Figura A26.5.3;

d_0 es el diámetro del cordón;

h_0 es el canto del cordón, en el plano de la viga en celosía.

(6) Cuando las excentricidades están dentro de los límites descritos en 5.1.5(5), los momentos resultantes de la excentricidad deberán tenerse en cuenta en el cálculo de los cordones sometidos a compresión. En este caso, los momentos producidos por las excentricidades deberán distribuirse entre los cordones comprimidos a cada lado de la unión, en función de sus coeficientes de rigidez relativa I/L, donde L es la longitud de dicho elemento, medido entre puntos del panel.

(7) Cuando las excentricidades están fuera de los límites descritos en 5.1.5(5), los momentos resultantes de las excentricidades deberán tenerse en cuenta en el cálculo de las uniones y de los cordones comprimidos. En este caso, los momentos producidos por la excentricidad deberán distribuirse entre todos los elementos que se encuentren en la unión, a partir de sus coeficientes de rigidez relativa I/L.

(8) Las tensiones de un cordón resultantes de los momentos considerados en el cálculo, también deberán tenerse en cuenta para determinar los coeficientes k_m, k_n,k_p, empleados en el cálculo de las uniones, véase de la Tabla A26.7.2 a la Tabla A26.7.5, la Tabla A26.7.10 y de la Tabla A26.7.12 a la Tabla A26.7.14.

(9) Los casos en los que deben tenerse en cuenta los momentos se resumen en la Tabla A26.5.3.

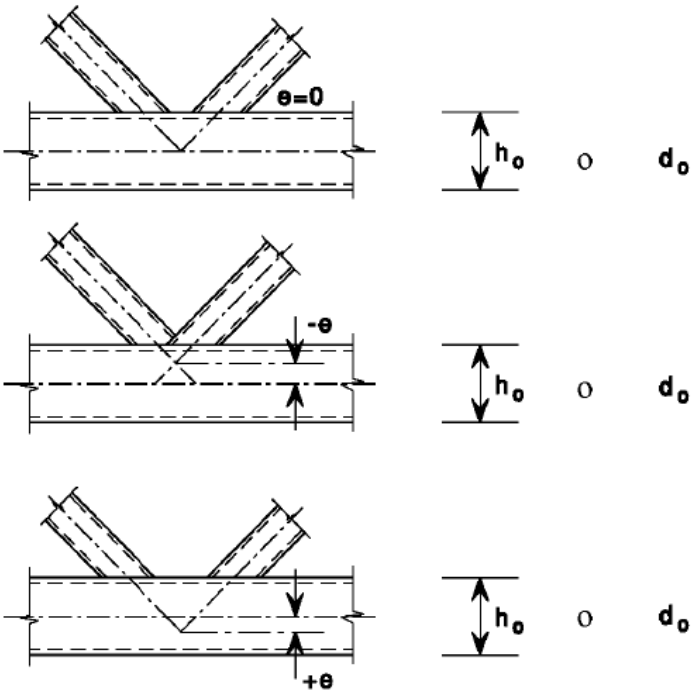


Figura A26.5.3. Excentricidad de las uniones

Tabla A26.5.3. Casos en los que deben considerarse los momentos flectores

Tipo de componente	Procedencia del momento flector		
	Efectos secundarios	Carga transversal	Excentricidad
Cordón comprimido	No si se cumple 5.1.5(3)	sí	Sí
Cordón traccionado			No
Elemento de arriostramiento			No
Unión			No si se cumple 5.1.5(5)

5.2 Clasificación de uniones

5.2.1 Generalidades

(1) Los detalles de todas las uniones deberán satisfacer las hipótesis del método de cálculo correspondiente, sin afectar a ninguna otra parte de la estructura.

(2) Las uniones pueden clasificarse según su rigidez (véase 5.2.2) y su resistencia (véase 5.2.3).

5.2.2 Clasificación según la rigidez

5.2.2.1 Generalidades

(1) Una unión puede clasificarse como rígida, nominalmente articulada o semi-rígida de acuerdo con su rigidez al giro, comparando su rigidez inicial al giro $S_{j,ini}$ con los límites dados en 5.2.2.5.

NOTA: Las reglas para la determinación de $S_{j,ini}$ para uniones entre secciones en I o en H se describen en 6.3.1. Las reglas para la determinación de $S_{j,ini}$ para uniones que conectan perfiles tubulares no se recogen en este anejo.

(2) Una unión puede clasificarse basándose en una evidencia experimental, en la experiencia de un comportamiento previo satisfactorio en casos similares o por cálculos basados en resultados de ensayos.

5.2.2.2 Uniones nominalmente articuladas

(1) Una unión nominalmente articulada deberá ser capaz de transmitir esfuerzos, sin desarrollar momentos significativos que puedan afectar negativamente a elementos estructurales o la estructura como un todo.

(2) Una unión nominalmente articulada deberá ser capaz de soportar los giros resultantes bajo cargas de cálculo.

5.2.2.3 Uniones rígidas

(1) Puede suponerse que las uniones clasificadas como rígidas tienen suficiente rigidez al giro como para justificar un análisis basado en una continuidad total.

5.2.2.4 Uniones semi-rígidas

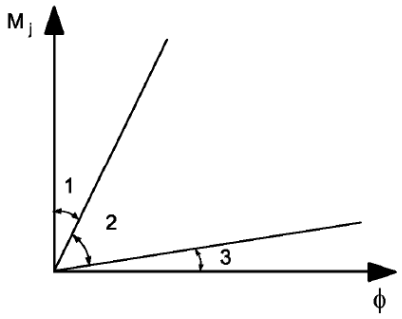
(1) Una unión que no satisfaga los criterios de una unión rígida o de una unión nominalmente articulada, deberá clasificarse como una unión semirrígida.

NOTA: Las uniones semirrígidas proporcionan un grado predecible de interacción entre elementos, basado en la curva característica momento de cálculo-giro de las uniones.

(2) Las uniones semirrígidas deberán ser capaces de transmitir esfuerzos y momentos.

5.2.2.5 Límites de clasificación

(1) Los valores límite para las clasificaciones de uniones que no sean las de los pilares se dan en 5.2.2.1(1) y en la Figura A26.5.4.



Zona 1: rígidas, si $S_{j,ini} \geq k_b EI_b/I_b$
donde:
$k_b = 8$ para pórticos donde el arriostramiento reduce el desplazamiento horizontal al menos un 80%
$k_b = 25$ para otros pórticos, siempre que cumpla en todas las plantas. $K_b/K_c \geq 0{,}1^{*)}$
Zona 2: semi-rígidas
Todas las uniones en la zona 2 deberán clasificarse como semirrígidas. Las uniones en zonas 1 o 3 pueden opcionalmente tratarse también como semi-rígidas.
Zona 3: nominalmente articuladas, si $S_{j,ini} \geq 0{,}5EI_b/L_b$
*) Para entramados donde $K_b/K_c < 0{,}1$, las uniones deberán clasificarse como semi-rígidas

Leyenda:

K_b es el valor medio de I_b/L_b para todas las vigas en la parte superior de la planta;
K_c es el valor medio de I_c/L_c para todos los pilares de la planta;
I_b es el momento de inercia de la viga;
I_c es el momento de inercia del pilar;
L_b es la luz del vano de la viga (entre centros de pilares);
L_c es la altura entre plantas de un pilar.

Figura A26.5.4. Clasificación de uniones según su rigidez

(2) Las bases de los pilares pueden considerarse como rígidas siempre que se cumplan las siguientes condiciones:

- en pórticos donde el arriostramiento reduce el desplazamiento horizontal al menos hasta un 80% y cuando pueden despreciarse los efectos de la deformación:
-
  - si $\overline{\lambda_0} \leq 0{,}5$; (5.2a)
  - si $0{,}5 < \overline{\lambda_0} < 3{,}93$ y $S_{j,ini} \geq 7\left(2\overline{\lambda_0} - 1\right)EI_c/L_c$ (5.2b)
  - si $\overline{\lambda_0} \geq 3{,}93$ y $S_{j,ini} \geq 48EI_c/L_c$ (5.2c)
  -
- en el resto de casos, si $S_{j,ini} \geq 30EI_c/L_c$ (5.2d)

donde:

$\overline{\lambda_0}$ es la esbeltez del pilar en la que sus dos extremos se suponen articulados.

I_c, L_c se definen en la Figura A26.5.4

5.2.3 Clasificación en función de la resistencia

5.2.3.1 Generalidades

(1) Una unión puede clasificarse como rígida con capacidad plena para transmitir la resistencia última de los elementos unidos, nominalmente articulada o parcialmente

resistente al comparar su momento resistente de cálculo $M_{j,Rd}$, con la resistencia al momento de cálculo de los elementos que conecta. Para la clasificación de uniones, la resistencia de cálculo de un elemento deberá tomarse como la del elemento adyacente a la unión.

5.2.3.2 Uniones nominalmente articuladas

(1) Una unión nominalmente articulada deberá ser capaz de transmitir los esfuerzos sin desarrollar momentos que puedan afectar negativamente a los elementos estructurales o la estructura como un todo.

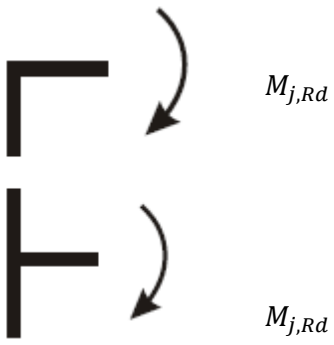
(2) Una unión nominalmente articulada deberá ser capaz de soportar los giros resultantes bajo cargas de cálculo.

(3) Una unión puede clasificarse como nominalmente articulada si su momento resistente de cálculo $M_{j,Rd}$, no es mayor de 0,25 veces el momento de cálculo resistente necesario para una unión rígida con capacidad para transmitir la resistencia última de los elementos unidos, siempre que también tenga la capacidad de giro suficiente.

5.2.3.3 Uniones rígidas con capacidad para transmitir la resistencia última de los elementos unidos

(1) La resistencia de cálculo de una unión rígida con capacidad para transmitir la resistencia última de los elementos unidos no deberá ser menor que la de los elementos conectados.

(2) Una unión puede clasificarse como rígida con capacidad plena para transmitir la resistencia última de los elementos unidos si cumple el criterio dado en la Figura A26.5.5.



Bien $M_{j,Rd} \geq M_{b,p\ell,Rd}$

o $M_{j,Rd} \geq M_{c,p\ell,Rd}$

Bien $M_{j,Rd} \geq M_{b,p\ell,Rd}$

o $M_{j,Rd} \geq M_{c,p\ell,Rd}$

Leyenda:

$M_{b,p\ell,Rd}$ es el momento plástico resistente de cálculo de una viga;

$M_{c,p\ell,Rd}$ es el momento plástico resistente de cálculo de un pilar.

Figura A26.5.5. Uniones rígidas con capacidad plena para transmitir esfuerzos

5.2.3.4 Uniones de resistencia parcial

(1) Una unión en la que no se cumplen los criterios para una unión rígida con capacidad para transmitir la resistencia última de los elementos unidos o nominalmente articulada deberá clasificarse como de resistencia parcial.

5.3 Modelización de la unión entre viga-pilar

(1) Para modelizar el comportamiento deformacional de una unión, deberá tenerse en cuenta la deformación a cortante del panel del alma y la deformación debida al giro de las uniones.

(2) Las configuraciones de las uniones deberán calcularse para resistir los momentos flectores $M_{b1,Ed}$ y $M_{b2,Ed}$, los esfuerzos normales $N_{b1,Ed}$ y $N_{b2,Ed}$, y los cortantes $V_{b1,Ed}$ y $V_{b2,Ed}$, aplicados a la unión a través de los elementos conectados, véase la Figura A26.5.6.

(3) El cortante resultante $V_{wp,Ed}$ en el panel del alma deberá obtenerse empleando:

$$V_{wp,Ed} = \left(M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}\right)/z - \left(V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}\right)/2 \qquad (5.3)$$

donde:

z es el brazo mecánico, véase 6.2.7.

(4) Para modelizar una unión de forma que reproduzca el comportamiento esperado, el panel del alma a cortante y cada una de las conexiones deberán modelizarse por separado, teniendo en cuenta los momentos y los esfuerzos en los elementos, actuando en la periferia del panel del alma, véase la Figura A26.5.6(a) y la Figura A26.5.7.

(5) Como alternativa, para simplificar 5.3(4), una unión simple puede modelizarse como una unión única y una unión doble puede modelizarse como dos uniones separadas pero inter-actuantes, una a cada lado. Como consecuencia, una unión viga-pilar a ambos lados del pilar (doble) tendrá dos curvas características momento-giro, una para la unión a mano derecha y la otra para la que está a mano izquierda.

(6) En una unión viga-pilar doble, cada unión deberá modelizarse como un resorte de giro independiente, como se muestra en la Figura A26.5.8, en el que cada resorte tiene una curva característica momento-giro que tendrá en cuenta el comportamiento del panel del alma a cortante así como la influencia de las conexiones correspondientes.

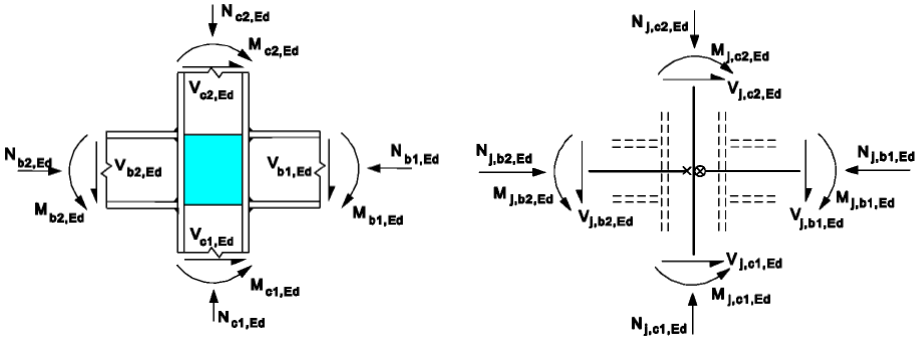
(7) En la determinación del momento resistente de cálculo y la rigidez al giro de cada una de las uniones, la posible influencia del panel del alma sometido a cortante deberá tenerse en cuenta mediante los parámetros de transformación β_1 y β_2, donde:

β_1 es el parámetro de transformación β para el lado derecho de la unión.

β_2 es el parámetro de transformación β para el lado izquierdo de la unión.

NOTA: Los parámetros de transformación β_1 y β_2 se emplean directamente en 6.2.7.2(7) y 6.3.2(1). También se emplean en 6.2.6.2(1) y en 6.2.6.3(4) junto con la Tabla A26.6.3 para obtener el coeficiente de reducción ω a cortante.

(8) Los valores aproximados de β_1 y β_2 basados en los valores de los momentos de la viga $M_{b1,Ed}$ y $M_{b2,Ed}$ en la periferia del panel del alma, véase la Figura A26.5.6(a), puede obtenerse de la Tabla A26.5.4.

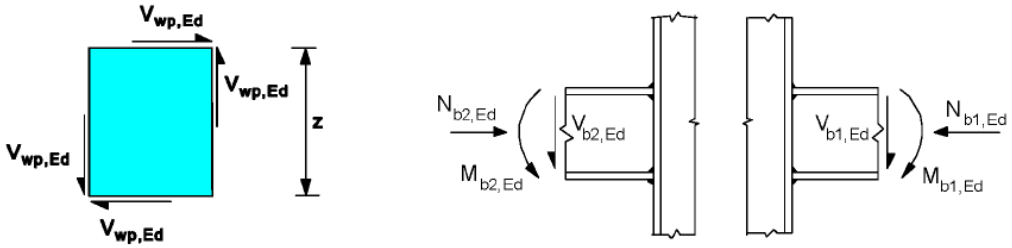


a) Valores en la periferia del panel del alma

b) Valores en la intersección de los ejes de los elementos

La dirección de esfuerzos y momentos representada se considera positiva a efectos de las ecuaciones (5.3) y (5.4)

Figura A26.5.6. Esfuerzos y momentos que actúan en la unión



a) Cortantes en el panel del alma

b) Uniones con esfuerzos y momentos en las vigas

Figura A26.5.7. Esfuerzos y momentos que actúan en el panel del alma de las uniones



1 Unión

2 Unión 2: lado izquierdo

3 Unión 1: lado derecho

Figura A26.5.8. Modelización de la unión

(9) Como alternativa a 5.3(8), a partir del modelo simplificado mostrado en la Figura A26.5.6(b), pueden determinarse valores más exactos de β_1 y β_2 basados en los valores de los momentos de la viga $M_{j,b1,Ed}$ y $M_{j,b2,Ed}$ en la intersección de los ejes de los elementos.

$$\beta_1 = \left|1 - M_{j,b2,Ed}/M_{j,b1,Ed}\right| \leq 2 \quad (5.4a)$$

$$\beta_2 = \left|1 - M_{j,b1,Ed}/M_{j,b2,Ed}\right| \leq 2 \quad (5.4b)$$

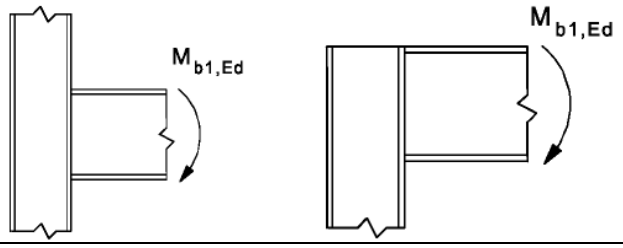
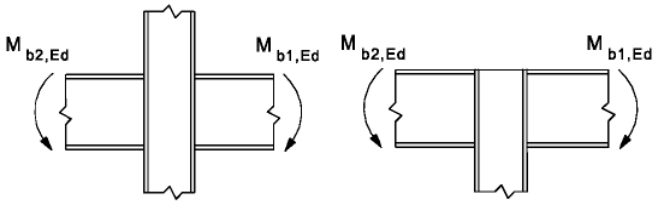
donde:

$M_{j,b1,Ed}$ es el momento en la intersección a mano derecha de la viga;

$M_{j,b2,Ed}$ es el momento en la intersección a mano izquierda de la viga.

(10) En el caso de una unión no rigidizada viga-pilar a ambos lados del pilar y no rigidizada, en la que el canto de las dos vigas no es igual, deberá tenerse en cuenta la distribución real de las tensiones tangenciales en el panel de alma del pilar para determinar el momento resistente de cálculo.

Tabla A26.5.4. Valores aproximados para el parámetro de transformación β

Tipo de configuración de la unión	Acción	Valor de β
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed} = M_{b2,Ed}$	$\beta = 0$ *)
	$M_{b1,Ed}/M_{b2,Ed} > 0$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}/M_{b2,Ed} < 0$	$\beta \approx 2$
	$M_{b1,Ed} + M_{b2,Ed} = 0$	$\beta \approx 2$
*) En este caso del valor de β es un valor exacto en lugar de una aproximación.		

6 **Uniones estructurales entre secciones en H o en I**

6.1 Generalidades

6.1.1 Bases

(1) Este apartado contiene métodos de cálculo para la determinación de las propiedades estructurales de las uniones en cualquier tipo de pórtico. Para aplicar estos métodos, una unión deberá modelizarse como un conjunto de varios componentes básicos, véase 1.4(1).

(2) Los componentes básicos empleados en este anejo se identifican en la Tabla A26.6.1 y sus propiedades deberán determinarse de acuerdo con las directrices dadas en el mismo. Se pueden emplear otros componentes básicos siempre que sus propiedades se basen en ensayos o en métodos analíticos y numéricos contrastados por ensayos, véase el Anejo 18.

NOTA: Los métodos de cálculo para componentes básicos de una unión recogidos en este anejo son de aplicación general y también pueden aplicarse a componentes similares en otras configuraciones de uniones. Sin embargo, los métodos de cálculo específicos dados para determinar el momento resistente de cálculo, la rigidez al giro y la capacidad de giro de una unión se basan en una supuesta distribución de esfuerzos de las configuraciones de uniones indicadas en la Figura A26.1.2. Para otras configuraciones de uniones, los métodos de cálculo para determinar el momento resistente, la rigidez al giro y la capacidad de giro deberán basarse en hipótesis apropiadas de la distribución de los esfuerzos.

6.1.2 Propiedades estructurales

6.1.2.1 Curva característica momento de cálculo-giro

(1) Una unión puede representarse por un resorte frente al giro que une los ejes de los elementos conectados en el punto de intersección, como se indica en la Figura A26.6.1(a) y (b) para una unión viga-pilar aun solo lado del pilar. Las propiedades del resorte pueden expresarse en forma de curva característica que describe la relación entre el momento flector $M_{j,Ed}$ aplicado a la unión y el giro correspondiente ϕ_{Ed} entre los elementos conectados. Generalmente, la curva característica momento de cálculo-giro es no lineal, tal y como se indica en la Figura A26.6.1(c).

(2) La curva característica momento de cálculo-giro, véase la Figura A26.6.1(c), deberá definir las siguientes tres propiedades estructurales principales:

- momento resistente
- rigidez al giro
- capacidad de giro

NOTA: En algunos casos, el comportamiento real, debido al momento-giro de una unión, incluye algún giro debido a los efectos como el deslizamiento de los tornillos, la falta de calibrado y, en el caso de bases de pilares, la interacción suelo-estructura. Esto puede resultar en una cantidad significativa de giros iniciales de las rótulas que puede ser necesario incluir en el cálculo de la curva característica momento de cálculo-giro.

(3) La curva característica momento de cálculo-giro de una unión viga-pilar deberá ser acorde con las hipótesis hechas en el análisis global de la estructura y con las hipótesis hechas en el cálculo de los elementos, véase el Anejo 221.

(4) La curva característica momento de cálculo-giro de uniones y bases de pilares de secciones en I o en H como las de 6.3.1(4), puede suponerse que satisface suficientemente los requisitos de 5.1.1(4) como para simplificar esta curva característica a los efectos del análisis global.

6.1.2.2 Momento resistente de cálculo

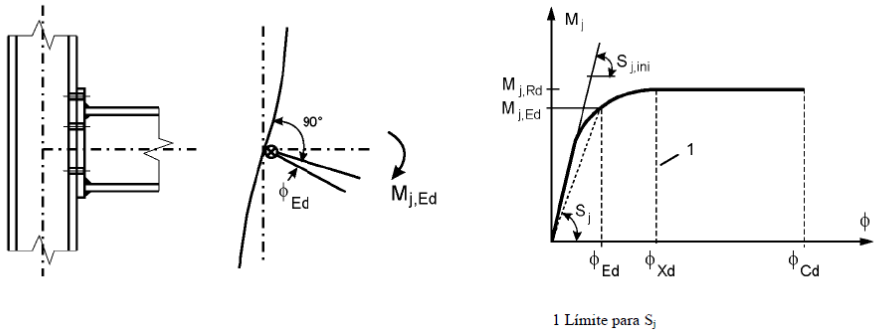
(1) El momento resistente de cálculo $M_{j,Rd}$, que es igual al momento máximo de la curva característica momento de cálculo-giro, véase la Figura A26.6.1(c), deberá tomarse como se indica en 6.1.3(4).

6.1.2.3 Rigidez al giro

(1) La rigidez al giro S_j, que es la rigidez secante, como se indica en la Figura A26.6.1(c), deberá tomarse de acuerdo con 6.3.1(4). Para el cálculo de la curva característica momento de cálculo-giro, esta definición de S_j se aplica al giro ϕ_{Xd} para el que $M_{j,Ed}$ alcanza por primera vez $M_{j,Rd}$, pero no para giros mayores, véase la Figura A26.6.1(c). La rigidez inicial de giro $S_{j,ini}$, que es la pendiente en el tramo elástico de la curva característica momento de cálculo-giro, deberá tomarse como la indicada por 6.1.3(4).

6.1.2.4 Capacidad de giro

(1) La capacidad de giro ϕ_{Cd} de una unión, que es igual a la máxima rotación de la curva característica momento de cálculo-giro, véase la Figura A26.6.1(c), deberá tomarse según 6.1.3(4).



a) Unión b) Modelo c) Curva característica momento de cálculo-giro

Figura A26.6.1: Curva característica momento de cálculo-giro de una unión

6.1.3 Componentes básicos de una unión

(1) La curva característica momento de cálculo-giro de una unión deberá depender de las propiedades de sus componentes básicos, que deberán estar entre los identificados en 6.1.3(2).

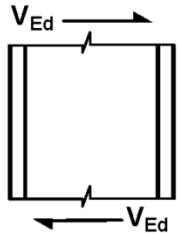
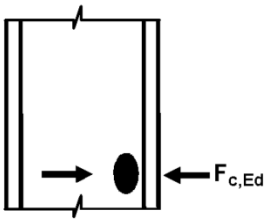
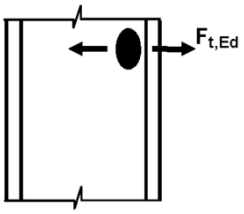
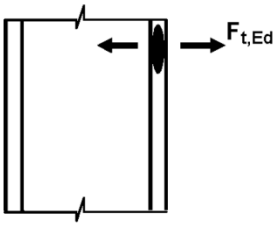
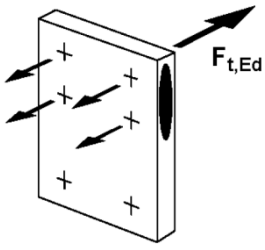
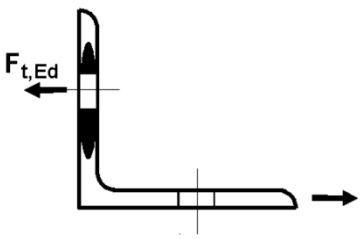
(2) Los componentes básicos de una unión deberán ser los indicados en la Tabla A26.6.1, junto con la referencia a las reglas de aplicación que deberán emplearse para la evaluación de sus propiedades estructurales.

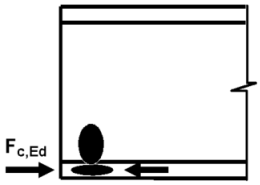
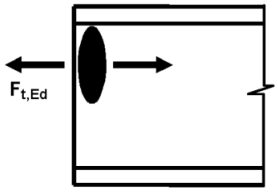
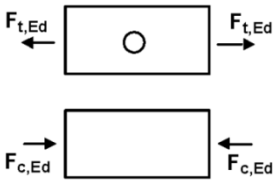
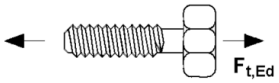
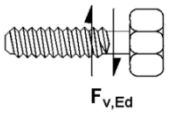
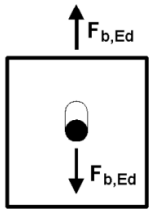
(3) Ciertos componentes de las uniones pueden estar armados. Los detalles de los diferentes métodos de armado se dan en 6.2.4.3 y en 6.2.6.

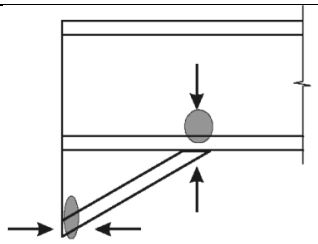
(4) Las relaciones entre las propiedades de los componentes básicos de una unión y las propiedades estructurales de la unión deberán ser las indicadas en las siguientes cláusulas:

- para momentos resistentes, en 6.2.7 y 6.2.8;
- para rigidez al giro, en 6.3.1;
- para capacidad de giro, en 6.4.

Tabla A26.6.1. Componentes básicos de una unión

Componente			Referencia a las reglas de aplicación		
			Resistencia de cálculo	Coeficiente de rigidez	Capacidad de giro
1	Panel del alma de un pilar a cortante		6.2.6.1	6.3.2	6.4.2 y 6.4.3
2	Alma de un pilar sometido a compresión transversal		6.2.6.2	6.3.2	6.4.2 y 6.4.3
3	Alma de un pilar sometido a tracción transversal		6.2.6.3	6.3.2	6.4.2 y 6.4.3
4	Ala de un pilar sometido a flexión		6.2.6.4	6.3.2	6.4.2 y 6.4.3
5	Chapa en extremo sometida a flexión		6.2.6.5	6.3.2	6.4.2
6	Angular de empalme sometido a flexión		6.2.6.6	6.3.2	6.4.2

Componente			Referencia a las reglas de aplicación		
			Resistencia de cálculo	Coeficiente de rigidez	Capacidad de giro
7	Ala y alma de una viga o un pilar sometidos a compresión		6.2.6.7	6.3.2	*)
8	Alma de una viga sometida a tracción		6.2.6.8	6.3.2	*)
9	Chapa sometida a tracción o a compresión		en tracción: -Anejo 22 en compresión: -Anejo 22	6.3.2	*)
10	Tornillos traccionados		con el ala de un pilar: -6.2.6.4 con una chapa de frontal: -6.2.6.5 con chapa de empalme da las alas: -6.2.6.6	6.3.2	6.4.7
11	Tornillos sometidos a cortante		3.6	6.3.2	6.4.2
12	Tornillos sometidos a deslizamiento (sobre el ala de la viga, el ala del pilar, chapa en extremo o de empalme		3.6	6.3.2	*)
*) No hay información disponible en esta parte.					

Componente			Referencia a las reglas de aplicación		
			Resistencia de cálculo	Coeficiente de rigidez	Capacidad de giro
13	Hormigón sometido a compresión, incluyendo el mortero		6.2.6.9	6.3.2	*)
14	Placa base flexionada sometida a compresión		6.2.6.10	6.3.2	*)
15	Placa base flexionada sometida atracción		6.2.6.11	6.3.2	*)
16	Pernos de anclaje traccionados		6.2.6.12	6.3.2	*)
17	Pernos de anclaje sometidos a cortante		6.2.2	*)	*)
18	Pernos de anclaje sometidos a flexión		6.2.2	*)	*)
19	Soldaduras		4	6.3.2	*)
20	Viga acartelada		6.2.6.7	6.3.2	*)
*) No hay información disponible en esta parte.					

6.2 Resistencia de cálculo

6.2.1 Esfuerzos

(1) Puede suponerse que las tensiones debidas a los esfuerzos y momentos en un elemento no afectan a la resistencia de cálculo de los componentes básicos de una unión, excepto para lo especificado en 6.2.1(2) y 6.2.1(3).

(2) Deberá tenerse en cuenta la tensión longitudinal en un pilar cuando se determine la resistencia de cálculo del alma del pilar sometido a compresión, véase 6.2.6.2(2).

(3) Deberá tenerse en cuenta el cortante en el alma de un pilar cuando se determine la resistencia de cálculo de los siguientes componentes básicos:

- alma de un pilar sometido a compresión transversal, véase 6.2.6.2;
- alma de un pilar sometido a tracción transversal, véase 6.2.6.3.

6.2.2 Cortantes

(1) En uniones soldadas y en las atornilladas con chapas frontales, las soldaduras que unen el alma de la viga deberán calcularse para transmitir el cortante procedente de la viga conectada a la unión, sin ayuda de las soldaduras que unen las alas de las vigas.

(2) En uniones atornilladas con chapas frontal, la resistencia de cálculo de cada fila de tornillos sometidos a una combinación de cortante y tracción, deberá comprobarse empleando el criterio dado por la Tabla A26.3.4, teniendo en cuenta la fuerza de tracción total en el tornillo, incluyendo cualquier fuerza debida al efecto de la palanca.

NOTA: Como simplificación, puede suponerse que los tornillos necesarios para resistir la tracción proporcionan su resistencia de cálculo total a tracción cuando se pueda demostrar que el cortante de cálculo no supera la suma de:

a) la resistencia a cortante total de cálculo de los tornillos que no son necesarios para resistir a tracción, y;

b) $(0{,}4/1{,}4)$ veces la resistencia a cortante total de cálculo de aquellos tornillos que trabajen a tracción.

(3) En uniones atornilladas con un angular de unión, puede suponerse que la chapa de empalme que conecta el ala comprimida de la viga transmite los esfuerzos cortantes de dicha viga al pilar, siempre que:

- la separación g entre el extremo de la viga y la cara del pilar no supere el espesor $t_a$del angular de unión;
- la fuerza no exceda la resistencia de cálculo a cortante de los tornillos que unen los angulares a los pilares.
- el alma de la viga satisfaga los requisitos recogidos en el anejo 25.

COMENTARIOS:

Las estructuras compuestas por chapas o láminas están fuera del ámbito del Código Estructural. En el ámbito de los Eurocódigos, la norma UNE-EN 1993-1-6 proporciona reglas básicas para el proyecto de estructuras formadas por placas de acero que tengan forma de lámina.

(4) La resistencia de cálculo a cortante de una unión puede calcularse a partir de la distribución de los esfuerzos en la unión, y de las resistencias de cálculo de sus componentes básicos a estas fuerzas, véase la Tabla A26.6.1.

(5) En las placas base, si no se disponen elementos especiales para resistir los cortantes, como conectadores de bloque o de barra, deberá demostrarse que o bien la resistencia al rozamiento de cálculo de la placa base, véase 6.2.2(6), o, en los casos donde el taladro del tornillo no esté sobredimensionado, la resistencia a cortante de cálculo de los pernos de anclaje, véase 6.2.2(7), es suficiente para transmitir los cortantes de cálculo. La resistencia a flexión de cálculo de los conectadores de bloque o de barra con respecto al hormigón deberán comprobarse de acuerdo con los Anejos 19 a 21.

(6) En la base de un pilar, la resistencia al rozamiento de cálculo $F_{f,Rd}$ entre la placa base y el mortero deberán calcularse como sigue:

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} N_{c,Ed} \qquad (6.1)$$

donde:

$C_{f,d}$ es el coeficiente de rozamiento entre la chapa base y la capa de mortero de cemento. Pueden emplearse los siguientes valores:

- para morteros de arena y cemento $C_{f,d} = 0{,}20$;
- para otros tipos de mortero el coeficiente de rozamiento $C_{f,d}$ deberá determinarse mediante ensayos de acuerdo con el Anejo 18, Apéndice D;

$N_{c,Ed}$ es el valor de cálculo de la fuerza de compresión normal al pilar.

NOTA: Si el pilar se carga con una fuerza normal de tracción, $F_{t,Rd} = 0$.

(7) En la base de un pilar, la resistencia a cortante de cálculo de un perno de anclaje $F_{vb,Rd}$ deberá tomarse como el menor de $F_{1,vb,Rd}$ y $F_{2,vb,Rd}$ donde:

- $F_{1,vb,Rd}$ es la resistencia a cortante de cálculo del perno de anclaje, véase 3.6.1
- $F_{2,vb,Rd} = \frac{\alpha_b f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$ (6.3)

donde:

$\alpha_b = 0{,}44 - 0{,}0003 f_{yb}$

f_{yb} es el límite elástico del perno de anclaje, donde $235\,N/mm^2 \leq f_{yb} \leq 640\,N/mm^2$

(8) La resistencia a cortante de cálculo $F_{v,Rd}$ de la placa base de un pilar deberá calcularse como sigue:

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + F_{vb,Rd} \quad (6.3)$$

donde:

n es el número de pernos de anclaje de la placa base.

(9) El hormigón y la armadura empleada en la base deberán calcularse de acuerdo con los Anejos 19 a 21 del Código Estructural.

6.2.3 Momentos flectores

(1) El momento resistente de cálculo de cualquier unión puede calcularse a partir de la distribución de esfuerzos dentro de la unión y de las resistencias de cálculo de sus componentes básicos frente a dichos esfuerzos, véase la Tabla A26.6.1.

(2) Siempre que el axil N_{Ed} en el elemento conectado no superé el 5% de la resistencia de cálculo $N_{p\ell,Rd}$ de su sección transversal, el momento resistente de cálculo $M_{j,Rd}$ de la unión viga-pilar o de un empalme de una viga puede determinarse empleando el método descrito en 6.2.7.

(3) El momento resistente de cálculo $M_{j,Rd}$ de la base de un pilar puede determinarse empleando el método descrito en 6.2.8.

(4) En todas las uniones, las dimensiones de las soldaduras deberán ser tal que el momento resistente de cálculo $M_{j,Rd}$ esté siempre limitado por la resistencia de cálculo de sus componentes básicos y no por la resistencia de cálculo de las soldaduras.

(5) En la unión viga-pilar o en el empalme de una viga en la que se necesite que se forme una rótula plástica que gire bajo cualquier caso de carga que corresponda, las soldaduras deberán calcularse para resistir los efectos de un momento al menos igual al menor de:

- el momento resistente plástico de cálculo del elemento conectado $M_{p\ell,Rd}$
- α veces el momento resistente de cálculo de la unión $M_{j,Rd}$

donde:

$\alpha = 1{,}4$ - para pórticos en los que el arriostramiento cumpla con el criterio (5.1) del Anejo 22 del Código Estructural, apartado 5.2.1(3) respecto a la traslacionalidad;

$\alpha = 1{,}7$ - para los demás casos.

(6) En una unión atornillada con más de una fila de tornillos en tracción, como simplificación, la contribución de cualquier fila de tornillos puede despreciarse siempre que la contribución de todas las demás filas de tornillos próximas al centro de compresión también se desprecie.

6.2.4 Sección en T equivalente a tracción

6.2.4.1 Generalidades

(1) En las uniones atornilladas, pueden emplearse secciones en T equivalente a tracción para modelizar la resistencia de cálculo de los siguientes componentes básicos:

- ala del pilar en flexión;
- chapa frontal a flexión;

- angular de empalme en ala a flexión;
- placa base en flexión sometida a tracción.

(2) Los métodos para modelizar estos componentes básicos utilizando una sección en T equivalente, incluyendo los valores que deber emplearse para e_{min}, ℓ_{eff} y m, están descritos en 6.2.6.

(3) Los posibles modos de fallo del ala de una sección en T equivalente, pueden suponerse similares a los que se espera que ocurran en el componente básico que representan.

(4) La longitud eficaz total $\sum \ell_{eff}$ de la sección en T equivalente, véase la Figura A26.6.2, deberá ser tal que la resistencia de cálculo de su ala sea equivalente a la del componente básico de la unión que representa.

NOTA: La longitud eficaz de una sección en T equivalente es una longitud teórica y no corresponde necesariamente a la longitud física del componente básico de la unión que representa.

(5) La resistencia de cálculo a tracción del ala de la sección en T deberá determinarse a partir de la Tabla A26.6.2.

NOTA: El efecto de palanca se tiene en cuenta implícitamente en la determinación de la resistencia a tracción de cálculo de acuerdo con la Tabla A26.6.2.

(6) En los casos en los que puedan desarrollarse fuerzas de palanca, véase la Tabla A26.6.2, la resistencia a tracción de cálculo de un ala de la sección en T $F_{T,Rd}$, deberá tomarse como el menor valor de los tres modos de fallo posibles, 1,2 y 3.

(7) En los casos en los que no se desarrollen las fuerzas de palanca, la resistencia de cálculo a tracción del ala de la sección en T$F_{T,Rd}$, deberá tomarse como el menor valor de los dos modos de fallo posibles de acuerdo con la Tabla A26.6.2.

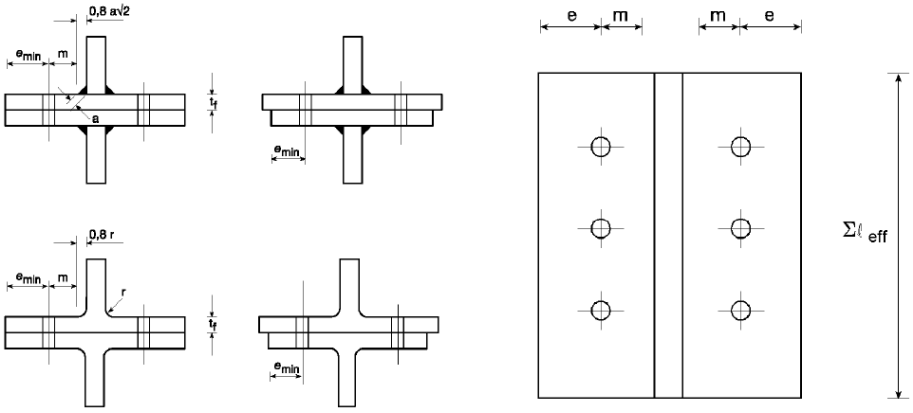


Figura A26.6.2. Dimensiones del ala de la sección en T equivalente

Tabla A26.6.2. Resistencia de cálculo $F_{T,Rd}$ del ala de la sección en T

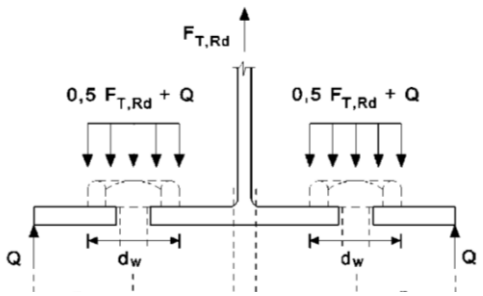
<table>
<tr><td></td><td colspan="2">Con fuerzas de palanca, por ejemplo $L_b \le L_b^*$</td><td>Sin fuerzas de palanca</td></tr>
<tr><td>Modo 1</td><td>Método 1</td><td>Método 2 (método alternativo)</td><td rowspan="3">$F_{T,1-2,Rd} = \dfrac{2M_{pl,1,Rd}}{m}$</td></tr>
<tr><td>sin refuerzos</td><td>$F_{T,1,Rd} = \dfrac{4M_{pl,1,Rd}}{m}$</td><td>$F_{T,1,Rd} = \dfrac{(8n-2e_w)M_{pl,1,Rd}}{2mn-e_w(m+n)}$</td></tr>
<tr><td>con refuerzos</td><td>$F_{T,1,Rd} = \dfrac{4M_{pl,1,Rd}+2M_{bp,Rd}}{m}$</td><td>$F_{T,1,Rd} = \dfrac{(8n-2e_w)M_{pl,1,Rd}+4nM_{bp,Rd}}{2mn-e_w(m+n)}$</td></tr>
<tr><td>Modo 2</td><td colspan="2">$F_{T,2,Rd} = \dfrac{2M_{pl,2,Rd}+n\sum F_{t,Rd}}{m+n}$</td><td></td></tr>
<tr><td>Modo 3</td><td colspan="3">$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd}$</td></tr>
</table>

Modo 1: Ala totalmente plastificada
Modo 2: Fallo del tornillo por plastificación del ala
Modo 3: Fallo de tornillo
L_b es

- la longitud de elongación del tornillo, tomada igual a la longitud de agarre (espesor total del material y de las arandelas), más la mitad de la suma de las alturas de la cabeza de tornillo y de la altura de la tuerca o
- la longitud de elongación del perno de anclaje, tomado igual a la suma de 8 veces el diámetro nominal del perno, la capa de mortero, el espesor de la placa, la arandela y la mitad de la altura de la tuerca

$$L_b^* = \frac{8{,}8m^3A_s}{\sum \ell_{eff,1}t_f^3}$$

$F_{T,Rd}$ es la resistencia a tracción de cálculo del ala de la sección en T
Q es la fuerza de palanca
$M_{pl,1,Rd} = 0{,}25\sum \ell_{eff,1}t_f^2 f_y/\gamma_{M0}$
$M_{pl,2,Rd} = 0{,}25\sum \ell_{eff,2}t_f^2 f_y/\gamma_{M0}$
$M_{bp,Rd} = 0{,}25\sum \ell_{eff,1}t_{bp}^2 f_{y,bp}/\gamma_{M0}$
$n = e_{min}$ si $n \le 1{,}25\,m$
$F_{t,Rd}$ es la resistencia a tracción de cálculo de un tornillo, véase la Tabla A26.3.4;
$\sum F_{t,Rd}$ es el valor total de $F_{t,Rd}$ para todos los tornillos en la sección en T;
$\sum \ell_{eff,1}$ es el valor de $\sum \ell_{eff}$ para el modo 1;
$\sum \ell_{eff,2}$ es el valor de $\sum \ell_{eff}$ para el modo 2;
e_{min}, m y t_f son como se indica en la Figura A26.6.2.
$f_{y,bp}$ es el límite elástico del refuerzo
t_{bp} es el espesor del refuerzo
$e_w = d_w/4$;
d_w es el diámetro de la arandela, o el ancho de la cabeza de los tornillos o de las tuercas, según corresponda.
n_b es el número de filas de tornillos (con 2 tornillos por fila).



NOTA 1: En una unión atornillada entre una viga y un pilar o en empalmes de vigas puede suponerse que se producirán fuerzas de palanca.
NOTA 2: En el método 2, la carga aplicada al ala de la sección en T por un tornillo se supone uniformemente distribuida bajo la arandela, la cabeza del tornillo o la tuerca, según corresponda, véase la figura, en lugar de concentrarse en el eje del tornillo. Esta hipótesis conduce a un valor más alto para el modo 1, pero deja los valores de $F_{T,1-2,Rd}$ y los modos 2 y 3 sin cambios.

6.2.4.2 Filas de tornillos individuales, grupos de tornillos y grupos de filas de tornillos

(1) Aunque en el ala de la sección real en T las fuerzas de cada fila de tornillos son generalmente iguales, cuando se emplea el ala de la sección en T equivalente para modelizar un componente básico enumerado en 6.2.4.1(1), deberán tenerse en cuenta las diferentes fuerzas en cada fila de tornillos.

(2) Cuando se emplea una sección en T equivalente para modelizar un grupo de filas de tornillos, puede ser necesario dividir el grupo en filas individuales y emplear una sección en T equivalente para modelizar cada fila individual de tornillos.

(3) Cuando se emplea la aproximación de la sección en T equivalente para modelizar un grupo de filas de tornillos, deberán satisfacerse las siguientes condiciones:

a) la carga de cada fila de tornillos no deberá superar la resistencia de cálculo determinada considerando una única fila de tornillos.
b) la carga total de cada grupo de filas de tornillos, que comprende dos o más filas de tornillos en el mismo grupo de tornillos, no deberá superar la resistencia de cálculo de ese grupo de filas de tornillos.

(4) En la determinación de la resistencia a tracción de cálculo de un componente básico representado por el ala de una sección en T equivalente, deberán calcularse los siguientes parámetros:

a) la resistencia de cálculo de una fila individual de tornillos, determinada considerando únicamente esa fila de tornillos.
b) la contribución de cada fila de tornillos a la resistencia de cálculo de dos o más filas adyacentes dentro de un mismo grupo de tornillos, determinada considerando únicamente esas filas de tornillos.

(5) En el caso de una única fila individual de tornillos $\sum \ell_{eff}$ deberá tomarse igual a la longitud eficaz ℓ_{eff} tabulada en 6.2.6 para esa fila de tornillos tomada como una fila individual.

(6) En el caso de un grupo de filas de tornillos $\sum \ell_{eff}$ deberá tomarse como la suma de las longitudes efectivas ℓ_{eff} tabuladas en 6.2.6 para cada fila de tornillos correspondientes tomadas como parte de un grupo de tornillos.

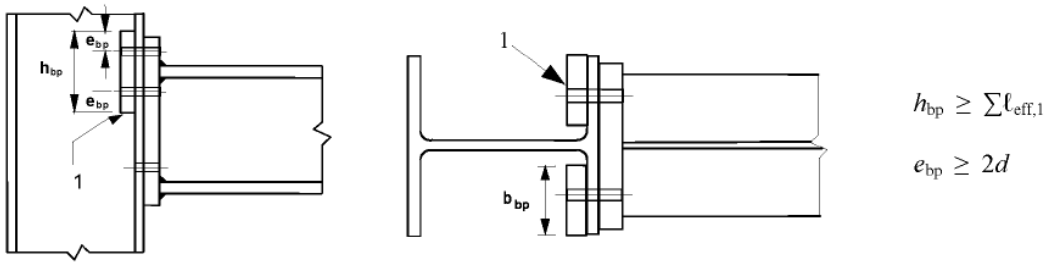
6.2.4.3 Refuerzos

(1) Los refuerzos pueden emplearse para reforzar un ala de un pilar en flexión como se indica en la Figura A26.6.3.

(2) Cada refuerzo deberá extenderse al menos hasta el borde del ala de un pilar y a 3 mm del radio de la garganta o de la soldadura.

(3) El refuerzo deberá extenderse más allá de la fila de tornillos más alejada a través de las filas de tornillos activas en tracción definidas en la Figura A26.6.3.

(4) Cuando se emplea el refuerzo, la resistencia de cálculo de una sección en T equivalente $F_{T,Rd}$, deberá determinarse empleando el método descrito en la Tabla A26.6.2.



1 Refuerzo

Figura A26.6.3. Ala de un pilar con chapas de refuerzo

6.2.5 Sección en T equivalente comprimido

(1) En las uniones de acero-hormigón, el ala de una sección en T equivalente en compresión puede emplearse para modelizar la resistencia de cálculo para la combinación de los siguientes componentes básicos:

- la placa base de acero sometida a flexión bajo la presión del apoyo sobre la cimentación.
- el material de la unión en el apoyo de hormigón y/o mortero.

(2) La longitud total efectiva l_{eff} y el acho total eficaz b_{eff} de la sección en T equivalente deberán ser tales que la resistencia a compresión de cálculo de la sección en T sea equivalente a la del componente básico de la unión que representa.

NOTA: La longitud eficaz y el ancho eficaz de una sección en T equivalente son longitudes teóricas y pueden diferir de las dimensiones físicas del componente básico de la unión que representan.

(3) La resistencia a compresión de cálculo de un ala de una sección en T,$F_{C,Rd}$, deberá determinarse como sigue:

$$F_{C,Rd} = f_{jd} b_{eff} l_{eff} \quad (6.4)$$

donde:

b_{eff} es el ancho eficaz del ala de la sección en T, véase 6.2.5(5) y 6.2.5(6)

l_{eff} es la longitud eficaz del ala de la sección en T, véase 6.2.5(5) y 6.2.5(6)

f_{jd} es la resistencia de cálculo a flexión de la unión, véase 6.2.5(7)

(4) Deberá suponerse que las fuerzas transmitidas a través de la sección en T se reparten uniformemente como se indica en la Figura A26.6.4(a) y (b). La presión del área resultante del apoyo no deberá superar la resistencia de cálculo del apoyo f_{jd} y el ancho adicional del apoyo c, no debe superar:

$$c = t\left[f_y / \left(3 f_{jd} \gamma_{M0}\right)\right]^{0,5} \quad (6.5)$$

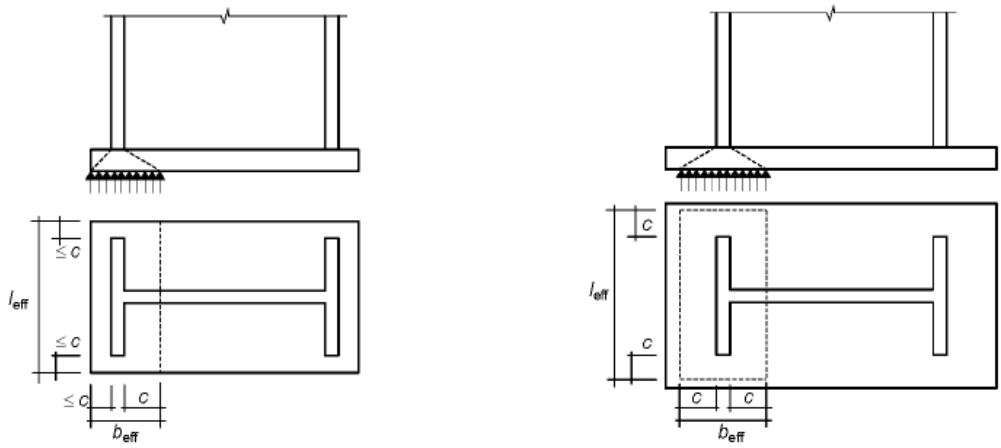
donde:

t es el espesor del ala de la sección en T;

f_y es el límite elástico del ala de la sección en T.

(5) Cuando la proyección de una longitud física de un componente básico de la unión representada por la sección en T es menor que c, deberá tenerse en cuenta el área eficaz como se indica en la Figura A26.6.4(a)

(6) Cuando la proyección de la longitud física de un componente básico de la unión representado por una sección en T supera el valor de c en cualquier lado, deberá despreciarse la parte de la proyección adicional más allá del ancho de c, véase la Figura A26.6.4(b).



(a) Proyección corta (b) Proyección larga

Figura A26.6.4. Área de una sección en T equivalente comprimida.

(7) La capacidad de carga de cálculo de la unión f_{jd} deberá determinarse a partir de:

$$f_{jd} = \beta_j F_{Rdu} / \left(b_{eff} l_{eff}\right) \quad (6.6)$$

donde:

β_j es el coeficiente de material de la unión de la cimentación, el cual debe tomarse como 2/3, siempre que la resistencia característica proporcionada por el mortero no sea menor de 0,2 veces la resistencia característica de la cimentación de hormigón y que el espesor del mortero no sea mayor de 0,2 veces el ancho más pequeño de la placa base de acero. En los casos donde el espesor del mortero sea mayor de 50 mm, la resistencia característica del mortero deberá ser al menos igual que la de la cimentación de hormigón.

F_{Rdu} es la carga puntual resistente de cálculo dada por los Anejos 19 a 21, donde A_{c0} se toma como $(b_{eff} l_{eff})$.

6.2.6 Resistencia de cálculo de los componentes básicos

6.2.6.1 Panel del alma de un pilar a cortante

(1) Los métodos de cálculo descritos en 6.2.6.1(2) a 6.2.6.1(4) son válidos siempre que la esbeltez del alma de un pilar cumpla con la condición $d/t_w \leq 69\varepsilon$.

(2) Para una unión por un único lado o para una unión doble en las que el canto de las vigas sea similar, la resistencia de cálculo a cortante plástico $V_{wp,Rd}$ del panel del alma sin rigidizar de un pilar, sometido a un cortante de cálculo $V_{wp,Ed}$, véase 5.3(3), deberá obtenerse empleando:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0{,}9 f_{y,wc} A_{vc}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} \qquad (6.7)$$

donde:

A_{vc} es el área a cortante del pilar, véase el Anejo 22.

(3) La resistencia a cortante de cálculo puede incrementarse empleando rigidizadores o chapas de refuerzo en el alma.

(4) Cuando los rigidizadores transversales al alma se utilicen tanto en la zona comprimida como en la zona traccionada, la resistencia de cálculo a cortante plástico del panel del alma del pilar $V_{wp,Rd}$ puede incrementarse a $V_{wp,add,Rd}$ dado por:

$$V_{wp,add,Rd} = \frac{4M_{pl,fc,Rd}}{d_s} \quad \text{si} \quad V_{wp,add,Rd} \leq \frac{2M_{pl,fc,Rd}+2M_{pl,st,Rd}}{d_s} \qquad (6.8)$$

donde:

d_s es la distancia entre los ejes de los rigidizadores;

$M_{pl,fc,Rd}$ es el momento plástico resistente de cálculo de un ala del pilar;

$M_{pl,st,Rd}$ es el momento plástico resistente de cálculo de un rigidizador.

NOTA: En uniones soldadas, los rigidizadores transversales deberán alinearse con el ala correspondiente de la viga.

(5) Cuando se empleen rigidizadores diagonales en el alma, la resistencia plástica de cálculo a cortante del alma del pilar deberá determinarse de acuerdo con el Anejo 22.

(6) Cuando el alma de un pilar se refuerza añadiendo una chapa de refuerzo, véase la Figura A26.6.5, el área a cortante A_{vc} puede incrementarse por $b_s t_{wc}$. Si se añade una chapa suplementaria más al otro lado del alma, no deberá incrementarse más el área resistente a cortante.

(7) Las chapas de refuerzo del alma también pueden emplearse para incrementar la rigidez al giro de la unión aumentando la rigidez del alma del pilar a cortante, a compresión o a tracción, véase 6.3.2(1).

(8) La calidad del acero de la chapa de refuerzo del alma deberá ser igual a la del pilar.

(9) El ancho b_s deberá ser tal que la chapa de refuerzo del alma se extienda al menos desde el pie del radio de la raíz de la soldadura.

(10) La longitud ℓ_s deberá ser tal que la chapa de refuerzo del alma se extienda a través del ancho eficaz del alma en tracción y en compresión, véase la Figura A26.6.5.

(11) El espesor t_s de la chapa de refuerzo del alma no deberá ser menor al espesor del alma del pilar t_{wc}.

(12) Las soldaduras entre las chapas de refuerzo del alma y el perfil deberán calcularse para resistir las cargas de cálculo aplicadas.

(13) El ancho b_s de la chapa de refuerzo del alma deberá ser menor de $40\varepsilon t_s$.

(14) Las soldaduras discontinuas podrán emplearse en ambientes no corrosivos.

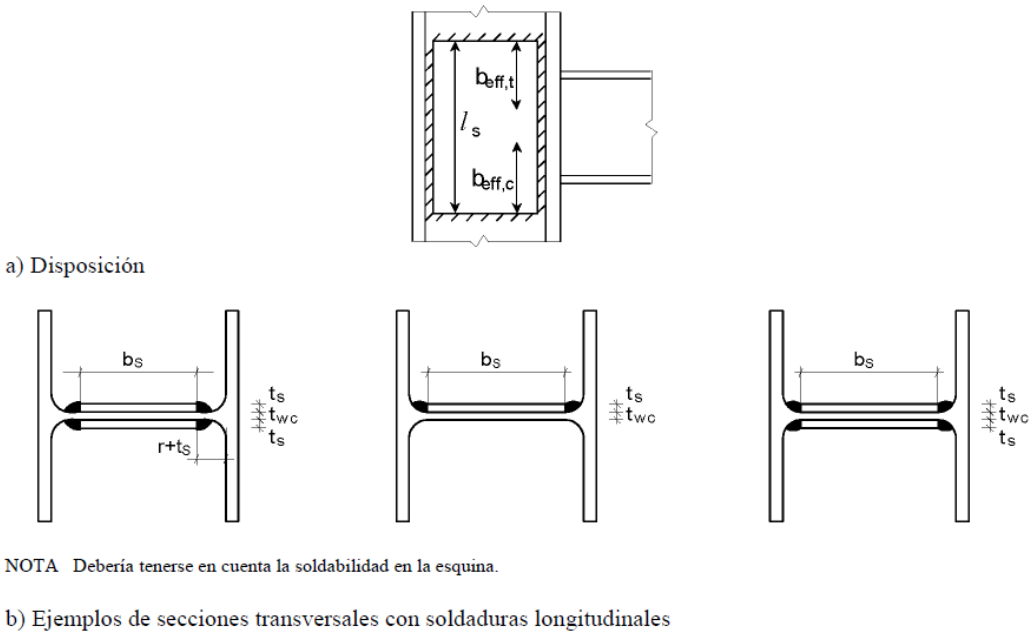


Figura A26.6.5. Ejemplos de chapas complementarias al alma

6.2.6.2 Alma de un pilar en compresión transversal

(1) La resistencia de cálculo del alma de un pilar sin rigidizar sometido a compresión transversal deberá determinarse a partir de:

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad \text{si} \quad F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M1}} \quad (6.9)$$

donde:

ω es un coeficiente de reducción que tiene en cuenta los posibles efectos de interacción con los cortantes en el panel del alma del pilar de acuerdo con la Tabla A26.6.3;

$b_{eff,c,wc}$ es el ancho eficaz del alma de un pilar en compresión:

- para uniones soldadas:

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_b + 5(t_{fc} + s) \quad (6.10)$$

a_c, r_c y a_b son como se indican en la Figura A26.6.6

- para uniones atornilladas frontales:

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_p + 5\left(t_{fc} + s\right) + s_p \quad (6.11)$$

s_p es la longitud obtenida por difusión a 45º a través de la chapa frontal (al menos t_p y, siempre que la longitud de la chapa frontal sea suficiente, hasta $2t_p$).

- para uniones atornilladas con angulares de empalme:

$$b_{eff,c,wc} = 2t_a + 0{,}6r_a + 5\left(t_{fc} + s\right) \quad (6.12)$$

  - para un pilar con sección en I o en H laminada:
    $s = r_c$
  - para un pilar con sección en I o en H soldada:
    $s = \sqrt{2}a_c$

ρ es el coeficiente reductor por abolladura de la chapa:

- si $\bar{\lambda}_p \leq 0{,}72$: $\rho = 1{,}0$ (6.13a)
- si $\bar{\lambda}_p > 0{,}72$: $\rho = \left(\bar{\lambda}_p - 0{,}2\right)/\bar{\lambda}_p^{\,2}$ (6.13b)

$\bar{\lambda}_p$ es la esbeltez de la chapa:

$$\bar{\lambda}_p = 0{,}932\sqrt{\frac{b_{eff,c,wc}d_{wc}f_{y,wc}}{Et_{wc}^2}} \quad (6.13c)$$

- para un pilar con sección en I o en H laminada:
  $d_{wc} = h_c - 2\left(t_{fc} + r_c\right)$
- para un pilar con sección en I o en H soldada:
  $d_{wc} = h_c - 2\left(t_{fc} + \sqrt{2}a_c\right)$

k_{wc} es un coeficiente de reducción dado en 6.2.6.2(2).

Tabla A26.6.3. Coeficiente de reducción ω por interacción con el cortante del pilar

Parámetro de transformación β	Coeficiente de reducción ω
$0 \leq \beta \leq 0{,}5$	$\omega = 1$
$0{,}5 < \beta < 1$	$\omega = \omega_1 + 2(1-\beta)(1-\omega_1)$
$\beta = 1$	$\omega = \omega_1$
$1 < \beta < 2$	$\omega = \omega_1 + (\beta - 1)(\omega_2 - \omega_1)$
$\beta = 2$	$\omega = \omega_2$
$\omega_1 = \dfrac{1}{\sqrt{1 + 1{,}3\left(b_{eff,c,wc}t_{wc}/A_{vc}\right)^2}}$	$\omega_2 = \dfrac{1}{\sqrt{1 + 5{,}2\left(b_{eff,c,wc}t_{wc}/A_{vc}\right)^2}}$
A_{vc} es el área a cortante del pilar, véase 6.2.6.1; β es el parámetro de transformación, véase 5.3(7).	

(2) Cuando la máxima tensión de compresión longitudinal $\sigma_{com,Ed}$ debida al axil y al momento flector en el pilar supera $0{,}7f_{y,wc}$en el alma (adyacente al radio de la raíz de

una sección laminada o el pie de la soldadura de una sección soldada), estos efectos en la resistencia de cálculo del alma del pilar comprimido deberán considerarse multiplicando el valor $F_{c,wc,Rd}$ dado por la expresión (6.9) por un coeficiente reductor k_{wc} como sigue:

- si $\sigma_{com,Ed} \leq 0{,}7 f_{y,wc}: k_{wc} = 1$
- si $\sigma_{com,Ed} > 0{,}7 f_{y,wc}: k_{wc} = 1{,}7 - \sigma_{com,Ed}/f_{y,wc}$ (6.14)

NOTA: Generalmente el coeficiente de reducción k_{wc} es 1,0 y no se necesita reducción. Podrá omitirse en los cálculos previos cuando la tensión longitudinal sea desconocida y se compruebe posteriormente.

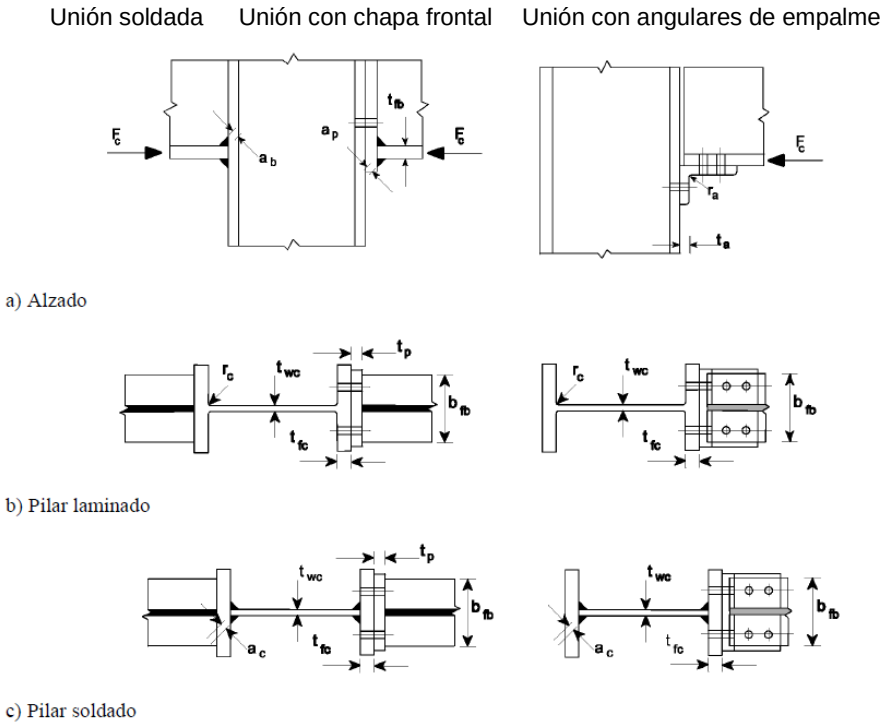


Figura A26.6.6. Compresión transversal en un pilar sin rigidizar

(3) El modo de pandeo por translación del alma de un pilar sin rigidizar en compresión, ilustrado en la Figura A26.6.7, normalmente deberá evitarse mediante coacciones constructivas.

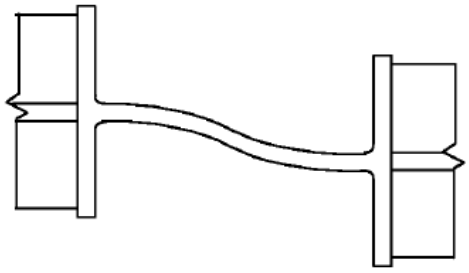


Figura A26.6.7. Modo de pandeo por translación de un alma sin rigidizar.

(4) Pueden emplearse rigidizadores o chapas de refuerzo del alma para aumentar la resistencia de cálculo del alma de un pilar en compresión transversal.

(5) Pueden emplearse rigidizadores transversales o disposiciones adecuadas de rigidizadores diagonales (junto con, o como alternativa a los rigidizadores transversales) con el fin de aumentar la resistencia de cálculo del alma del pilar en compresión.

NOTA: En uniones soldadas, los rigidizadores transversales deberán alinearse con el ala correspondiente de la viga. En uniones atornilladas, el rigidizador en la zona de compresión deberá alinearse con el centro de compresión como se define en la Figura A26.6.15.

(6) Cuando el alma de un pilar no rigidizado se refuerza mediante una chapa de alma suplementaria conforme con 6.2.6.1, el espesor eficaz del alma puede tomarse como $1{,}5t_{wc}$ si se añade una chapa de refuerzo del alma, o como $2{,}0t_{wc}$ si las chapas del alma se añaden a ambos lados de la misma. En el cálculo del coeficiente de reducción ω para los posibles efectos de la tensión tangencial por cortante, el área de cortante A_{vc} del alma puede incrementarse solo en la medida permitida al determinar su resistencia de cálculo a cortante de cálculo, véase 6.2.6.1(6).

6.2.6.3 Alma de un pilar a tracción transversal

(1) La resistencia de cálculo del alma de un pilar sin rigidizar sometido a tracción transversal deberá determinarse a partir de:

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wc}\, t_{wc}\, f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \qquad (6.15)$$

donde:

ω es el coeficiente de reducción que tiene en cuenta la interacción del cortante del panel del alma del pilar.

(2) Para uniones soldadas, el ancho eficaz $b_{eff,t,wc}$ del alma de un pilar traccionado deberá obtenerse empleando:

$$b_{eff,t,wc} = t_{fp} + 2\sqrt{2}a_b + 5\left(t_{fc} + s\right) \qquad (6.16)$$

donde:

- para un pilar de sección en I o en H laminadas: $s = r_c$
- para un pilar de sección en I o en H soldadas: $s = \sqrt{2}a_c$

donde:

a_c y r_c se definen en la Figura A26.6.8 y a_b en la Figura A26.6.6.

(3) Para una unión atornillada, el ancho eficaz $b_{eff,t,wc}$ del alma de un pilar traccionado deberá tomarse igual a la longitud eficaz de la sección en T equivalente que representa el ala del pilar, véase 6.2.6.4.

(4) El coeficiente de reducción ω que tiene en cuenta los posibles efectos del cortante en el panel del alma del pilar deberá determinarse a partir de la Tabla

A26.6.3, empleando el valor de $b_{eff,t,wc}$ dado en 6.2.6.3(2) ó 6.2.6.3(3) según corresponda.

(5) Pueden emplearse rigidizadores o chapas de refuerzo del alma para aumentar la resistencia de cálculo a tracción del alma de un pilar.

(6) Pueden emplearse rigidizadores transversales y/o las disposiciones oportunas de los rigidizadores diagonales para aumentar la resistencia de cálculo del alma traccionada de un pilar.

NOTA: En uniones soldadas, los rigidizadores transversales están normalmente alineados con el ala correspondiente de la viga.

(7) Las soldaduras que unen los rigidizadores diagonales al ala del pilar deberán ser soldaduras de relleno con una pasada de sellado de tal forma que proporcionen un espesor de garganta igual al espesor del rigidizador.

(8) Cuando el alma sin rigidizar de un pilar se refuerza añadiendo chapas de refuerzo del alma conformes con 6.2.6.1, la resistencia a tracción de cálculo depende del espesor de garganta de la soldadura longitudinal que une la chapa complementaria al alma. El espesor eficaz del alma $t_{w,eff}$, deberá tomarse como sigue:

- cuando las soldaduras longitudinales son soldaduras a tope con penetración completa y con un espesor de garganta $a \geq t_s$, entonces:
  - para una chapa de refuerzo del alma: $t_{w,eff} = 1{,}5t_{wc}$ (6.17)
  - para chapas de refuerzo a ambos lados: $t_{w,eff} = 2{,}0t_{wc}$ (6.18)
- cuando las soldaduras longitudinales son soldaduras en ángulo con un espesor de garganta $a \geq t_s/\sqrt{2}$ entonces tanto para una chapa como para dos chapas de refuerzo del alma:
  - para calidades de acero S235, S275 o S355: $t_{w,eff} = 1{,}4t_{wc}$ (6.19a)
  - para calidades de acero S420 o S460: $t_{w,eff} = 1{,}3t_{wc}$ (6.19b)

(9) En el cálculo del coeficiente de reducción ω para los posibles efectos de interacción con cortante, el área de cortante A_{vc} de un alma de un pilar reforzada mediante la adición de chapas de refuerzo, puede incrementarse únicamente en la medida permitida para determinar su resistencia de cálculo a cortante, véase 6.2.6.1(6).

6.2.6.4 Alas de un pilar sometidas a flexión transversal

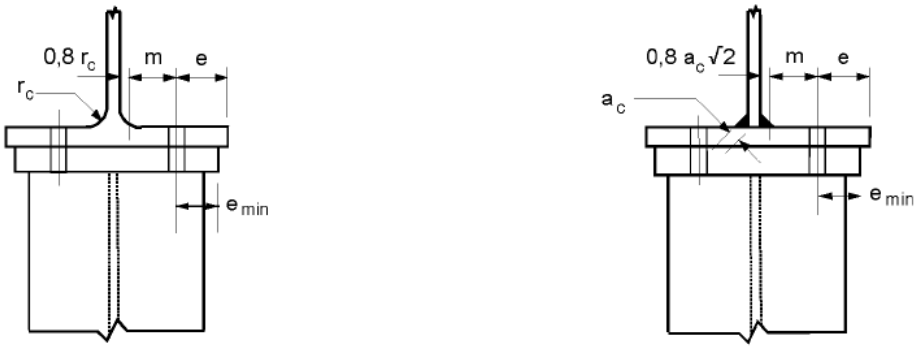
6.2.6.4.1 Ala sin rigidizar de un pilar, unión atornillada

(1) La resistencia de cálculo y el modo de fallo en un ala sin rigidizar de un pilar sometida a flexión transversal, junto con los tornillos traccionados correspondientes, deberá asimilarse a los del ala de una sección en T equivalente, véase 6.2.4, en los dos siguientes casos:

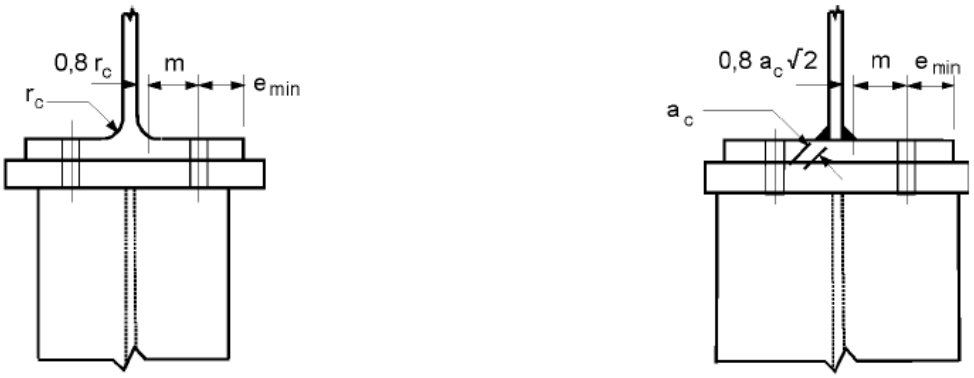
- se requiere que cada fila individual de tornillos resista la tracción;
- se requiere que cada grupo de filas de tornillos resista la tracción.

(2) Las dimensiones e_{min} y m a emplear en 6.2.4 deberán determinarse a partir de la Figura A26.6.8.

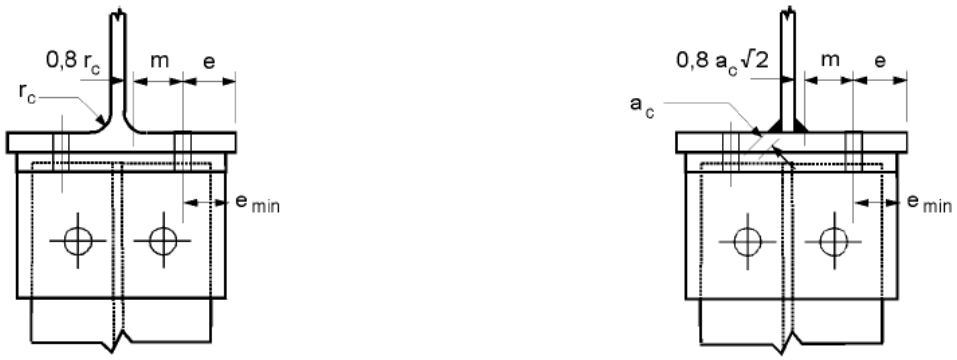
(3) La longitud eficaz del ala de la sección en T equivalente, deberá determinarse para filas individuales de tornillos y un grupo de tornillos de acuerdo con 6.2.4.2, a partir de los valores dados para cada fila de tornillos en la Tabla A26.6.4.



a) Chapa en extremo soldada más estrecha que el ala del pilar



b) Chapa en extremo soldada más ancha que el ala del pilar



c) Angulares de empalme en las alas

Figura A26.6.8. Definiciones de e, e_{min}, r_c y m

Tabla A26.6.4. Longitudes eficaces del ala sin rigidizar de un pilar

Posición de la fila de tornillos	Fila de tornillos considerada como individualmente		Fila de tornillos considerada como parte de un grupo de filas de tornillos	
	Patrón circular $\ell_{eff,cp}$	Patrón no circular $\ell_{eff,nc}$	Patrón circular $\ell_{eff,cp}$	Patrón no circular $\ell_{eff,nc}$
Filas de tornillos interiores	$2\pi m$	$4 + 1{,}25e$	$2p$	p
Filas de tornillos exteriores	El menor de: $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	El menor de: $4m + 1{,}25e$ $2m + 0{,}625e + e_1$	El menor de: $\pi m + p$ $2e_1 + p$	El menor de: $2m + 0{,}625e + 0{,}5p$ $e_1 + 0{,}5p$
Modo 1	$\ell_{eff,1} = \ell_{eff,nc}$ si $\ell_{eff,1} \leq \ell_{eff,cp}$		$\sum \ell_{\text{eff},1} = \sum \ell_{eff,nc}$ si $\sum \ell_{eff,1} \leq \sum \ell_{eff,cp}$	
Modo 2	$\ell_{eff,2} = \ell_{eff,nc}$		$\sum \ell_{eff,2} = \sum \ell_{eff,nc}$	
e_1 es la distancia desde el centro de los elementos de fijación de la fila exterior al extremo libre adyacente del ala del pilar, medida en la dirección del eje del perfil del pilar (véase la fila 1 y la 4 de la Figura A26.6.9).				

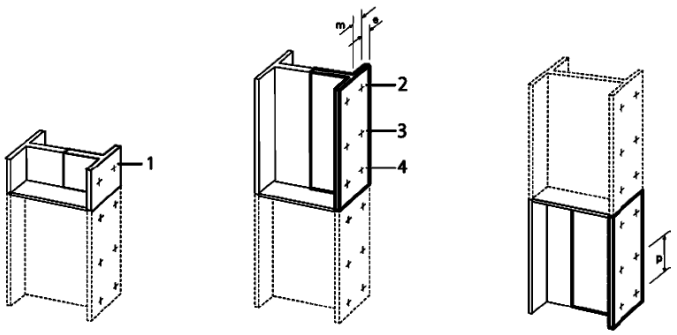
6.2.6.4.2 Ala rigidizada de un pilar, unión con chapas frontales atornilladas o con angulares de empalme en las alas

(1) Pueden emplearse rigidizadores transversales y/o disposiciones adecuadas de rigidizadores diagonales para aumentar la resistencia de cálculo del ala del pilar a flexión.

(2) La resistencia de cálculo y el modo de fallo del ala rigidizada de un pilar bajo flexión transversal, junto con tornillos traccionados asociados, deberán tomarse similares a los de un ala de una sección en T equivalente, véase 6.2.4, para:

- cada fila individual de tornillos necesaria para resistir la tracción;
- cada grupo de filas de tornillos necesarias para resistir la tracción.

(3) Los grupos de filas de tornillos en ambos lados de un rigidizador deberán modelizarse como un ala de una sección en T equivalente, véase la Figura A26.6.9. La resistencia de cálculo y el modo de fallo deberán calcularse por separado para cada sección en T equivalente.



1 Fila de tornillos exterior adyacente a un rigidizador
2 Fila de tornillos exterior
3 Fila de tornillos interior
4 Fila de tornillos adyacente a un rigidizador

Figura A26.6.9. Modelización de un ala rigidizada de un pilar como secciones en T separadas

(4) Las dimensiones de e_{min} y m a emplear en 6.2.4 deberán determinarse a partir de la Figura A26.6.8.

(5) Las longitudes eficaces del ala de una sección en T equivalente ℓ_{eff}, deberán determinarse de acuerdo con 6.2.4.2 empleando valores para cada fila de tornillos dados en la Tabla A26.6.5. El valor de α a emplear en la Tabla A26.6.5 deberá obtenerse a partir de la Figura A26.6.11.

(6) Los rigidizadores deben cumplir con los requisitos especificados en 6.2.6.1.

Tabla A26.6.5. Longitud eficaz para alas rigidizadas de un pilar

Posición de la fila de tornillos	Fila de tornillos considerada como individualmente		Fila de tornillos considerada como parte de un grupo de filas de tornillos	
	Patrón circular $\ell_{eff,cp}$	Patrón no circular $\ell_{eff,nc}$	Patrón circular $\ell_{eff,cp}$	Patrón no circular $\ell_{eff,nc}$
Filas de tornillos en extremos adyacentes a un rigidizador	$2\pi m$	αm	$\pi m + p$	$0{,}5p + \alpha m$ $-(2m + 0{,}625e)$
Otras filas de tornillos interiores	$2\pi m$	$4m + 1{,}25e$	$2p$	p
Otras filas de tornillos en los extremos	El menor de: $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	El menor de: $4m + 1{,}25e$ $2m + 0{,}625e + e_1$	El menor de: $\pi m + p$ $2e_1 + p$	El menor de: $2m + 0{,}625e + 0{,}5p$ $e_1 + 0{,}5p$
Otras filas de tornillos en extremos adyacentes a un rigidizador	El menor de: $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	$e_1 + \alpha m$ $-(2m + 0{,}625e)$	no relevante	no relevante
Modo 1	$\ell_{eff,1} = \ell_{eff,nc}$ si $\ell_{eff,1} \le \ell_{eff,cp}$		$\sum \ell_{\text{eff},1} = \sum \ell_{eff,nc}$ si $\sum \ell_{eff,1} \le \sum \ell_{eff,cp}$	
Modo 2	$\ell_{eff,2} = \ell_{eff,nc}$		$\sum \ell_{eff,2} = \sum \ell_{eff,nc}$	
α deberá obtenerse a partir de la Figura A26.6.11.				
e_1 es la distancia desde el centro de los elementos de fijación de la fila exterior al rigidizador adyacente del ala del pilar, medida en la dirección del eje del perfil del pilar (véase la fila 1 y la 4 de la Figura A26.6.9).				

6.2.6.4.3 Ala sin rigidizar de un pilar, unión soldada

(1) En una unión soldada, la resistencia de cálculo $F_{fc,Rd}$ del ala sin rigidizar de un pilar sometido a flexión debida a una tracción o compresión procedente del ala de una viga, deberá obtenerse empleando:

$$F_{fc,Rd} = b_{eff,b,fc}\ t_{fb} f_{\gamma,fb} / \gamma_{M0} \qquad (6.20)$$

donde:

$b_{eff,b,fc}$ es el ancho efectivo de chapa b_{eff} definido en 4.10 donde el ala de una viga se considera como una chapa.

NOTA: Véanse también los requisitos especificados en 4.10(4) y 4.10(6).

6.2.6.5 Chapas frontales sometidas a flexión

(1) La resistencia de cálculo y el modo de fallo de una chapa frontal de un elemento sometido a flexión, junto con los tornillos asociados en tracción, deberán asimilarse a la del ala de una sección en T equivalente, véase 6.2.4, para:

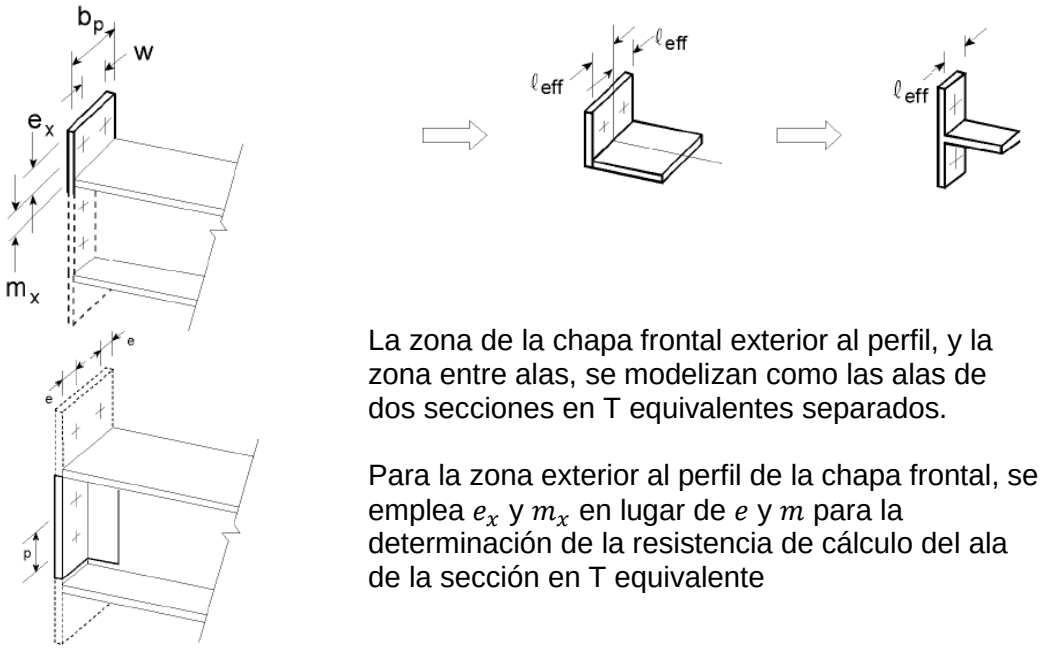
- cada fila individual de tornillos necesaria para resistir la tracción;
- cada grupo de filas de tornillos necesarias para resistir la tracción.

(2) Los grupos de filas de tornillos a ambos lados de cualquier rigidizador unidos a una chapa frontal, deberán tratarse como secciones en T equivalente separadamente. En la parte de la chapa exterior a las alas del perfil, la fila de tornillos exterior al ala deberá también tratarse como una sección en T equivalente, véase la Figura A26.6.10. La resistencia de cálculo y el modo de fallo deberán determinarse por separado para cada sección en T equivalente.

(3) La dimensión e_{min} requerida para el empleo en 6.2.4 deberá obtenerse a partir de la Figura A26.6.8 para la parte de la chapa frontal localizada entre las alas del perfil. Para la parte de la chapa frontal exterior a las alas del perfil e_{min} deberá tomarse igual a e_x, véase la Figura A26.6.10.

(4) La longitud eficaz del ala de la sección en T equivalente ℓ_{eff}, deberá determinarse de acuerdo con 6.2.4.2 empleando valores para cada fila de tornillos dados en la Tabla A26.6.6.

(5) Los valores de m y m_x que se emplean en la Tabla A26.6.6 deberán obtenerse a partir de la Figura A26.6.10.



La zona de la chapa frontal exterior al perfil, y la zona entre alas, se modelizan como las alas de dos secciones en T equivalentes separados.

Para la zona exterior al perfil de la chapa frontal, se emplea e_x y m_x en lugar de e y m para la determinación de la resistencia de cálculo del ala de la sección en T equivalente

Figura A26.6.10. Modelización de una chapa frontal distribuida como secciones en T separados

Tabla A26.6.6. Longitudes efectivas para una chapa frontal

Posición de la fila de tornillos	Fila de tornillos considerada individualmente		Fila de tornillos considerada como parte de un grupo de filas de tornillos	
	Patrón circular $\ell_{eff,cp}$	Patrón no circular $\ell_{eff,nc}$	Patrón circular $\ell_{eff,cp}$	Patrón no circular $\ell_{eff,nc}$
Fila de tornillos exterior en al ala traccionada de una viga	El menor de: $2\pi m_x$ $\pi m_x + w$ $\pi m_x + 2e$	El menor de: $4m_x + 1{,}25e_x$ $e + 2m_x + 0{,}625e_x$ $0{,}5b_p$ $0{,}5w + 2m_x + 0{,}625e_x$	-	-
Primera fila de tornillos bajo el ala traccionada de una viga	$2\pi m$	αm	$\pi m + p$	$0{,}5p + \alpha m - (2m + 0{,}625e)$
Otras filas de tornillos interiores	$2\pi m$	$4m + 1{,}25e$	$2p$	p
Otras filas de tornillos exteriores	$2\pi m$	$4m + 1{,}25e$	$\pi m + p$	$2m + 0{,}625e + 0{,}5p$
Modo 1	$\ell_{eff,1} = \ell_{eff,nc}$ si $\ell_{eff,1} \leq \ell_{eff,cp}$		$\sum \ell_{\text{eff},1} = \sum \ell_{eff,nc}$ si $\sum \ell_{eff,1} \leq \sum \ell_{eff,cp}$	
Modo 2	$\ell_{eff,2} = \ell_{eff,nc}$		$\sum \ell_{eff,2} = \sum \ell_{eff,nc}$	
α deberá obtenerse a partir de la Figura A26.6.11.				

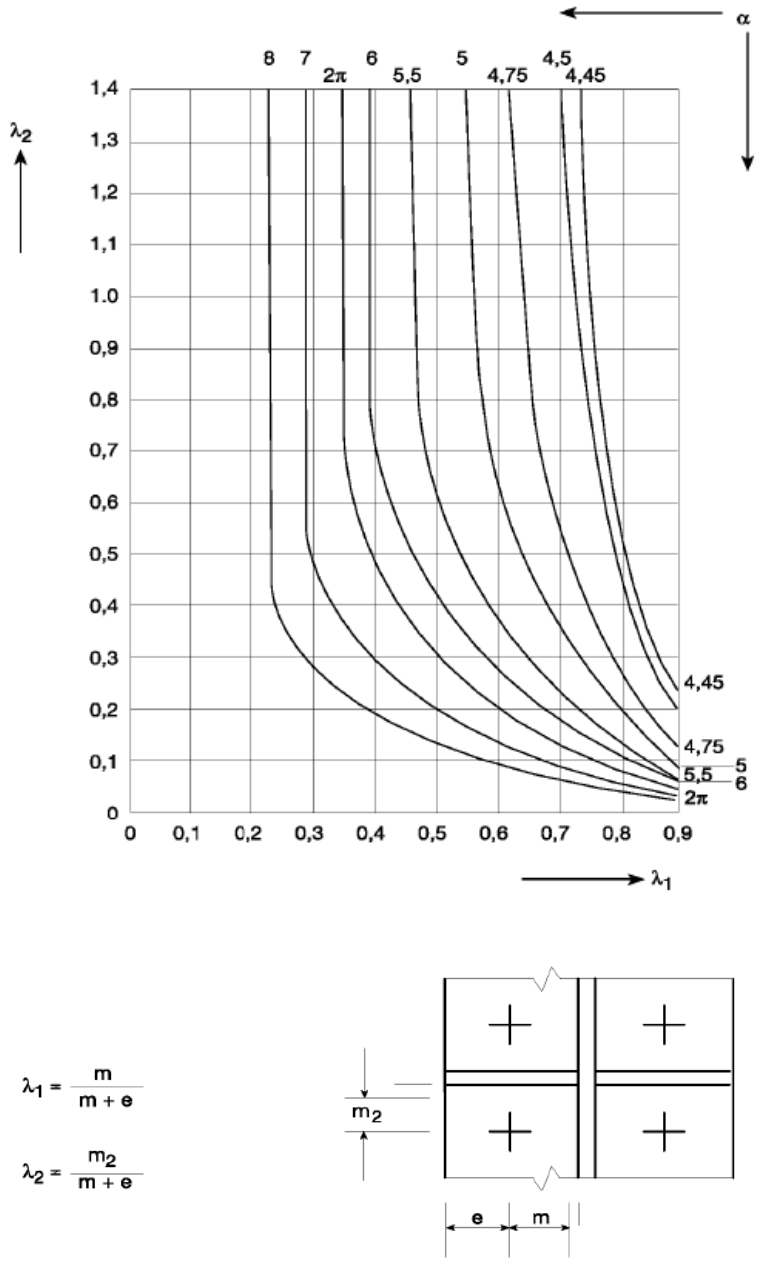


Figura A26.6.11. Valores de α para alas rigidizadas de un pilar y chapas frontales

6.2.6.6 Angulares de empalme de alas sometida a flexión

(1) La resistencia de cálculo y el modo de fallo de un angular de empalme atornillado a un ala sometida a flexión, junto con la de los tornillos asociados sometidos también a tracción, deberá asimilarse a las de un ala en una sección en T equivalente, véase 6.2.4.

(2) La longitud eficaz ℓ_{eff} del ala de la sección en T equivalente deberá tomarse como $0{,}5b_a$, donde b_a es la longitud del angular de empalme, véase la Figura A26.6.12.

(3) Las dimensiones e_{min} y m a emplear en 6.2.4 deberán determinarse a partir de la Figura A26.6.13.

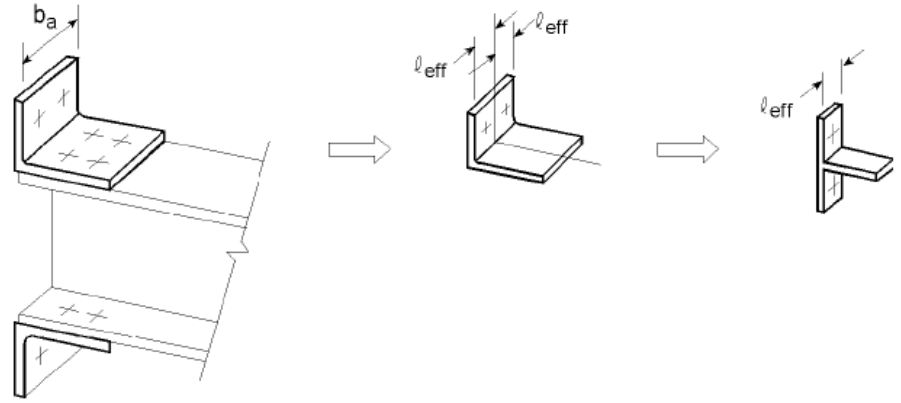
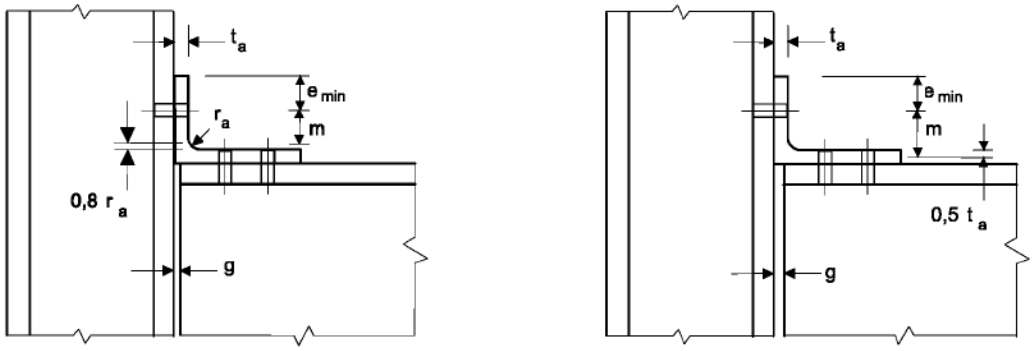


Figura A26.6.12. Longitud eficaz ℓ_{eff} de un angular de empalme en un ala



a) Separación $g \leq 0{,}4\ t_a$ b) Separación $g > 0{,}4\ t_a$

Notas:

- El número de filas de tornillos que unen el angular de empalme al ala del pilar, se limita a una.
- El número de filas de tornillos que unen el angular de empalme al ala de la viga, no está limitada.
- La longitud b_a del angular de empalme puede ser diferente del ancho del ala de la viga y del ancho del ala del pilar.

Figura A26.6.13. Dimensiones de e_{min} y m para angulares de empalme atornilladas

6.2.6.7 Ala y alma de una viga comprimidas

(1) La resultante de la resistencia de cálculo a compresión del ala de una viga y la zona adyacente comprimida del alma de dicha viga, puede suponerse que actúa al nivel del centro de la compresión, véase 6.2.7. La resistencia a compresión de la sección formada por el ala y el alma de una viga viene dada por la siguiente expresión:

$$F_{c,fb,Rd} = M_{c,Rd}/(h - t_{fb}) \qquad (6.21)$$

donde:

h es el canto de la viga conectada;

$M_{c,Rd}$ es el momento resistente de cálculo de la sección de la viga, reducida en caso de ser necesario. Para tener en cuenta el cortante, véase el Anejo 22 del Código Estructural. Para vigas acarteladas $M_{c,Rd}$ puede calcularse despreciando el ala intermedia.

t_{fb} es el espesor del ala de la viga conectada.

Si el canto de la viga incluyendo la cartela es mayor de 600 mm, la contribución del alma de la viga a la resistencia a compresión deberá limitarse al 20%.

(2) Si la viga se refuerza con cartelas, éstas deberán disponerse de forma que:

- la calidad de acero de la cartela deberá coincidir con el del elemento;
- el tamaño del ala y el espesor del alma de la cartela no deberá ser menor que la del elemento;
- el ángulo del ala de la cartela respecto al ala del elemento no deberá ser mayor de 45º;
- la longitud del apoyo rígido$s$, deberá tomarse igual al espesor del ala de la cartela paralela a la viga.

(3) Si la viga se refuerza con cartelas, la resistencia de cálculo a compresión del alma de la viga, deberá determinarse de acuerdo con 6.2.6.2.

6.2.6.8 Alma de una viga traccionada

(1) En una unión atornillada a una chapa frontal, la resistencia de cálculo a tracción del alma de la viga deberá obtenerse a partir de:

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{y,wb} / \gamma_{M0} \quad (6.22)$$

(2) El ancho eficaz $b_{eff,t,wb}$ del alma de la viga traccionada deberá tomarse igual a la longitud eficaz de la sección en T equivalente correspondiente a la chapa frontal flexionada, obtenido de 6.2.6.5 para una fila individual de tornillos o un grupo de tornillos.

6.2.6.9 Hormigón sometido a compresión incluyendo el mortero

(1) La capacidad resistente de la unión entre una placa base y el soporte de hormigón deberá determinarse teniendo en cuenta las propiedades del material y las dimensiones tanto del mortero como del soporte de hormigón. El apoyo de hormigón deberá dimensionarse de acuerdo con los Anejos 19 y 21.

(2) La capacidad resistente de un hormigón sometido a compresión, incluyendo mortero, junto con la placa base asociada a flexión, $F_{c,pl,Rd}$ deberá tomarse como similar a la de una sección en T equivalente, véase 6.2.5.

6.2.6.10 Placa base a flexión sometida a compresión

(1) La resistencia de cálculo $F_{c,pl,Rd}$, de la placa base en flexión sometida a compresión, junto con la losa de hormigón sobre la que se sitúa la base del pilar, deberá tomarse similar a la de una sección en T equivalente, véase 6.2.5.

6.2.6.11 Placa base en flexión sometida a tracción.

(1) La resistencia de cálculo y el modo de fallo de una placa base en flexión sometida a tracción, junto con los pernos de anclaje sometidos a tracción $F_{c,pl,Rd}$, puede determinarse empleando las reglas descritas en 6.2.6.5.

(2) En el caso de desarrollarse fuerzas de palanca en una placa base, no deberán considerarse, cuando se determine el espesor de la placa base. Las fuerzas de palanca se deberán considerar al calcular los pernos de anclaje.

6.2.6.12 Perno de anclaje traccionado

(1) Los pernos de anclaje deberán calcularse para resistir los efectos de las cargas de cálculo. Deberán proporcionar la resistencia necesaria para absorber los esfuerzos de tracción y flexión.

(2) Cuando se calculen las tracciones en los pernos de anclaje debidas a esfuerzos de flexión, el brazo mecánico no deberá ser mayor que la distancia entre el centro de gravedad del área de apoyo en el lado comprimido y el centro de gravedad del grupo de pernos en el lado traccionado.

NOTA: Las tolerancias en la posición de los pernos de anclaje pueden influir.

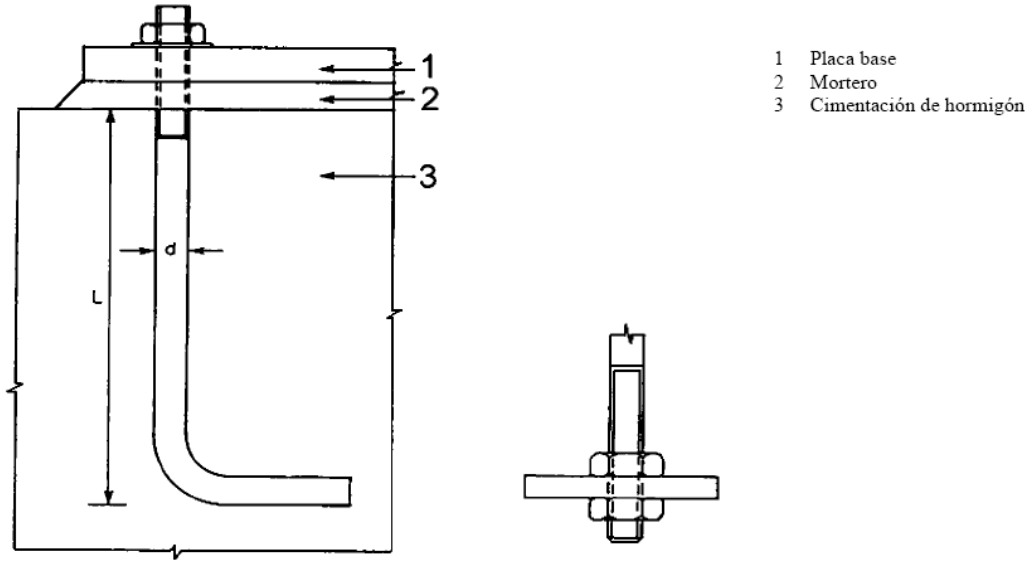
(3) La resistencia de cálculo de los pernos de anclaje deberá tomarse como la menor entre la resistencia de cálculo a tracción de un perno de anclaje, véase 3.6, y la resistencia de cálculo de la unión entre el hormigón y el perno de anclaje de acuerdo con el Anejo 19.

(4) Deberá emplearse uno de los siguientes métodos para asegurar los pernos de anclaje a la cimentación:

- Una patilla (Figura A26.6.14(a)),
- una arandela plana (Figura A26.6.14(b)),
- algún otro elemento de distribución de las cargas embebido en el hormigón,
- alguna otra fijación que hayan sido adecuadamente ensayada y aprobada.

(5) Cuando los pernos dispongan de una patilla, la longitud de anclaje deberá ser tal que evite los fallos por el anclaje antes de la plastificación del perno. La longitud de anclaje deberá calcularse de acuerdo con el Anejo 19. Este tipo de anclaje no deberá emplearse para pernos con un límite elástico f_{yb} mayor de 300 N/mm^2.

(6) Cuando los pernos de anclaje se disponen con chapa tipo arandela u otros elementos de distribución de la carga, no deberá tenerse en cuenta la contribución de la adherencia de la barra. La totalidad de la fuerza deberá transferirse a través del dispositivo de distribución de la carga.



(a) Patilla (b) Chapa tipo arandela

Figura A26.6.14. Pernos de anclaje

6.2.7 Momento resistente de las uniones viga-pilar y empalmes

6.2.7.1 Generalidades

(1) El momento de cálculo aplicado $M_{j,Ed}$, deberá cumplir:

$$\frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} \leq 1{,}0 \qquad (6.23)$$

(2) Los métodos dados en 6.2.7 para determinar el momento resistente de la unión $M_{j,Rd}$, no tienen en cuenta ningún axil coexistente N_{Ed} en el elemento conectado. No deberán emplearse estos métodos en caso de que los axiles en el elemento conectado superen el 5% de la resistencia plástica de cálculo $N_{p\ell,Rd}$ de su sección transversal.

(3) Si el axil N_{Ed} en la viga conectada supera el 5% de la resistencia de cálculo $N_{pl,Rd}$, puede emplearse el siguiente método conservador:

$$\frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} + \frac{N_{j,Ed}}{N_{j,Rd}} \leq 1{,}0 \qquad (6.24)$$

donde:

$M_{j,Rd}$ es el momento resistente de la unión, suponiendo que no haya axil.

$N_{j,Rd}$ es el axil resistente de la unión, suponiendo que no hay momentos aplicados.

(4) El momento resistente de una unión soldada deberá determinarse como se indica en la Figura A26.6.15(a).

(5) El momento resistente de una unión atornillada con chapa frontal que tenga únicamente una fila de tornillos traccionada (o en el que únicamente se considera una fila de tornillos traccionada, véase 6.2.3(6)) deberá determinarse como se indica en la Figura A26.6.15(c).

(6) El momento resistente de una unión atornillada con angulares de empalme en las alas, deberá determinarse como se indica en la Figura A26.6.15(b).

(7) El momento resistente de una chapa frontal atornillada con más de una fila de tornillos traccionada, deberá determinarse como se especifica en 6.2.7.2.

(8) Como simplificación conservadora, el momento resistente de una unión mediante chapa frontal con únicamente dos filas de tornillos sometidos a tracción puede simplificarse como se indica en la Figura A26.6.16, siempre que la resistencia de cálculo total F_{Rd} no supere $3{,}8\,F_{t,Rd}$ donde $F_{t,Rd}$ se da en la Tabla A26.6.2. En este caso, la totalidad del área a tracción de la chapa frontal, puede tratarse como un único componente básico. Siempre que las dos filas de tornillos sean aproximadamente equidistantes a ambos lados del ala de la viga, esta parte de la chapa frontal puede tratarse como si fuera una sección en T para determinar la fuerza de la fila de tornillos $F_{1,Rd}$. El valor de $F_{2,Rd}$ podrá considerarse en este caso igual a $F_{1,Rd}$, y así F_{Rd} puede tomarse igual a $2F_{1,Rd}$.

(9) El centro de la compresión deberá tomarse como el centro del bloque comprimido. Como simplificación, el centro de compresión puede tomarse como el indicado en la Figura A26.6.15.

(10) Un empalme en un elemento o una parte sometida a tracción deberá dimensionarse para transmitir todos los esfuerzos a los que esté sometido el elemento o partes en ese punto.

(11) Los empalmes deberán calcularse para mantener los elementos conectados en su posición. No se puede contar con las fuerzas de rozamiento entre las superficies de contacto para mantener los elementos conectados en su posición.

(12) Siempre que sea posible, los elementos deberán disponerse de forma que el eje baricéntrico de cualquier material del empalme coincida con el eje baricéntrico del elemento. Si hay excentricidad, deberán tenerse en cuenta las fuerzas resultantes.

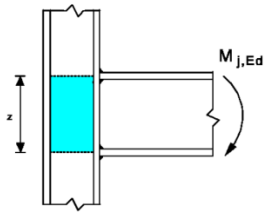
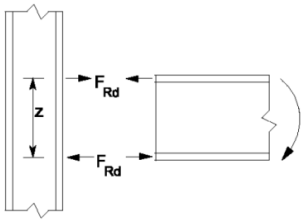
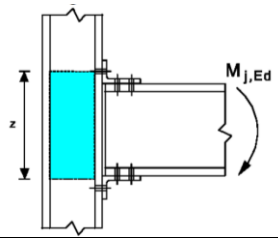
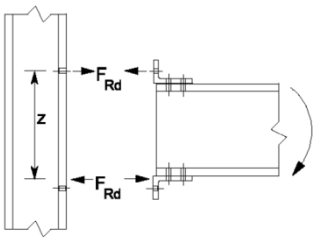
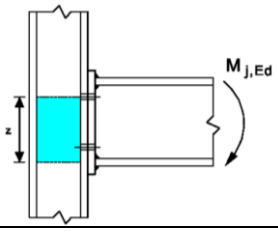
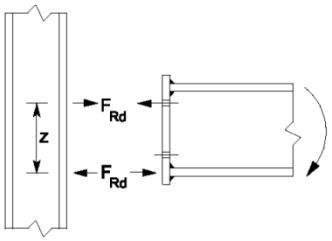
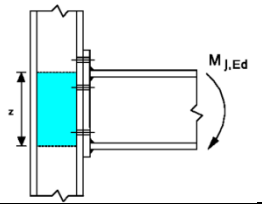
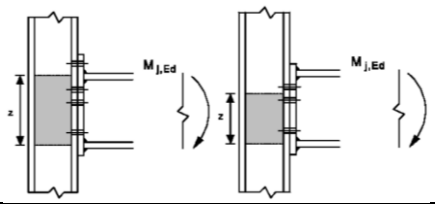
Tipo de unión	Centro de compresión	Brazo mecánico	Distribución de las cargas
a) Uniones soldadas 	En el canto del ala comprimida	$z = h - t_{fb}$ h es el canto de la viga conectada t_{fb} es el espesor del ala de la viga	
b) Uniones atornilladas con angulares de empalme en las alas 	En el centro del ala del angular sobre el ala comprimida	La distancia desde el centro de compresión a la fila de tornillos traccionada	
c) Unión atornillada con chapa frontal y una única fila de tornillos activa traccionada 	En el centro del ala comprimida	La distancia desde el centro de compresión a la fila de tornillos traccionada	
d) Unión atornillada en chapa frontal con un canto superior al de la viga con solo dos filas de tornillos activas traccionadas 	En el centro del ala comprimida	De forma conservadora, z puede tomarse como la distancia del centro comprimido al punto medio entre las dos filas de tornillos	
e) Otras uniones atornilladas con chapa frontal con dos o más filas de tornillos traccionadas 	En el centro del ala comprimida	Puede obtenerse un valor aproximado como la distancia desde el centro de compresión hasta el punto medio entre las dos filas de tornillos traccionadas más alejadas	Puede obtenerse un valor más preciso tomando el brazo mecánico z igual a z_{eq} obtenido empleando el método dado en 6.3.3.1.

Figura A26.6.15. Centro de compresión, brazo mecánico z y distribución de las fuerzas para obtener el momento resistente $M_{j,Rd}$

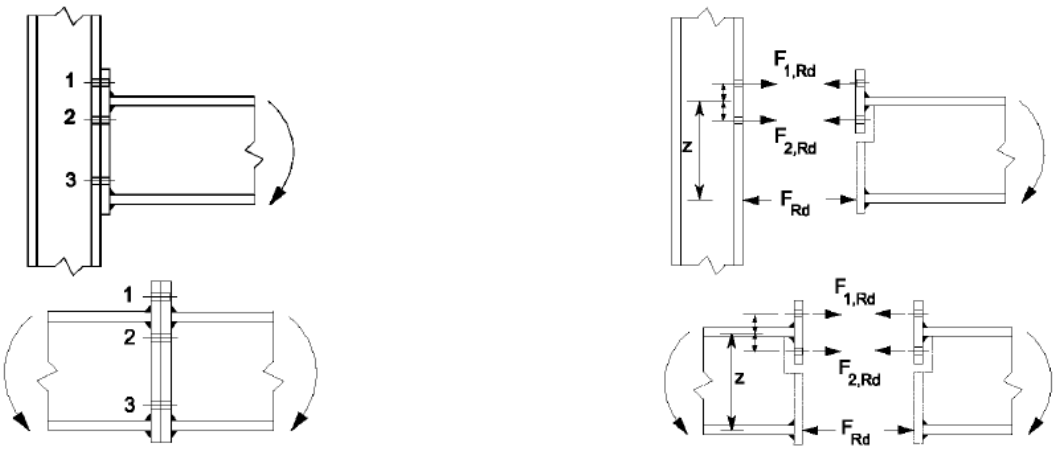


Figura A26.6.16. Modelos simplificados para uniones atornilladas con chapas frontales con un canto mayor que el de la viga

(13) Cuando los elementos de la unión no estén preparados para transmitir esfuerzos por contacto directo, deberá disponerse material de empalme para transmitir los esfuerzos de los elementos en la sección solapada, incluyendo los momentos debidos a la excentricidad aplicada, las imperfecciones iniciales y las deformaciones de segundo orden. Los esfuerzos deberán tomarse no menores a un momento igual al 25% del momento último de la sección más débil sobre ambos ejes y a un cortante igual al 2,5% del axil último de la sección más débil en la dirección de ambos ejes.

(14) Cuando los elementos estén preparados para transmitir esfuerzos por contacto directo, deberá disponerse material de solape para transmitir el 25% de la máxima fuerza de compresión en el pilar.

(15) La alineación de los extremos en contacto de los elementos sometidos a compresión deberá mantenerse mediante cubrejuntas u otros medios. El material de empalme y sus elementos de fijación deberán calcularse para soportar cargas en los extremos en contacto, actuando en cualquier dirección perpendicular al eje del elemento. En el cálculo de los empalmes, también deberán tenerse en cuenta los efectos de segundo orden.

(16) Los empalmes en elementos sometidos a flexión deberán cumplir lo siguiente:

a) Las alas comprimidas deberán considerarse como elementos sometidos a compresión;
b) Las alas traccionadas deberán considerarse como elementos sometidos a tracción;
c) Las partes sometidas a cortante deberán calcularse para transmitir los siguientes efectos actuando a la vez:

- el cortante en el empalme;
- el momento resultante de la excentricidad, si la hubiera, de los centros de gravedad de los grupos de elementos de fijación a cada lado del empalme.
- la parte del momento, deformación o giros soportados por el alma u otra parte de la pieza, independientemente de cualquier transmisión de tensiones a partes adyacentes supuesta en el cálculo del elemento o parte.

6.2.7.2 Uniones viga-pilar atornilladas con conexiones de chapas frontal atornilladas

(1) El momento resistente $M_{j,Rd}$ de una unión atornillada viga-pilar con chapa frontal atornillada puede determinarse a partir de:

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r F_{tr,Rd} \quad (6.25)$$

donde:

$F_{tr,Rd}$ es la resistencia de cálculo a tracción eficaz de una fila de tornillos, r;

h_r es la distancia de la fila de tornillos r al centro de compresión;

r es el número de filas de tornillos.

NOTA: En una unión atornillada con más de una fila de tornillos traccionada, las filas de tornillos se enumeran empezando por la fila más lejana al centro de compresión.

(2) Para conexiones con chapa frontal atornilladas, deberá suponerse que el centro de compresión está alineado con el eje del ala comprimida conectada.

(3) La resistencia a tracción eficaz $F_{tr,Rd}$ para cada fila de tornillos deberá determinarse por orden, empezando desde la fila 1 (la fila de tornillos más alejada del centro de compresión) continuando con la fila 2, etc.

(4) Para la determinación de la resistencia a tracción eficaz $F_{tr,Rd}$ para una fila de tornillos r, deberá despreciarse la resistencia de cálculo a tracción eficaz de todas las demás filas de tornillos más cercanas al centro de compresión.

(5) La resistencia a tracción eficaz $F_{tr,Rd}$ de una fila de tornillos r, deberá tomarse como su resistencia de cálculo a tracción $F_{t,Rd}$ como fila individual de tornillos determinada a partir de 6.2.7.2 (6) y reducida, en caso de ser necesario, para satisfacer las condiciones especificadas en 6.2.7.2(7), (8) y (9).

(6) La resistencia a tracción eficaz $F_{tr,Rd}$ de una fila de tornillos r, tomada como una fila de tornillos individual, deberá tomarse como el menor valor de la resistencia a tracción para una fila de tornillos individual de los siguientes componentes básicos:

- Alma del pilar a tracción $F_{t,wc,Rd}$ - véase 6.2.6.3;
- Ala del pilar a flexión $F_{t,fc,Rd}$ - véase 6.2.6.4;
- Chapa frontal en flexión $F_{t,ep,Rd}$ - véase 6.2.6.5;
- Alma de la viga a tracción $F_{t,wb,Rd}$ - véase 6.2.6.8.

(7) La resistencia a tracción eficaz $F_{tr,Rd}$ de la fila de tornillos r, deberá, si fuera necesario, reducirse por debajo del valor de $F_{t,Rd}$ dado por 6.2.7.2(6) para asegurar que, cuando se tienen en cuenta todas las filas de tornillos hasta una fila de tornillos r, inclusive, se cumplan las siguientes condiciones:

- La resistencia de cálculo total $\sum F_{t,Rd} \leq V_{wp,Rd}/\beta$ con β según 5.3(7), véase 6.2.6.1;
- La resistencia de cálculo total $\sum F_{t,Rd}$ no supera el menor de:
  - La resistencia de cálculo del alma del pilar a compresión $F_{c,wc,Rd}$, véase 6.2.6.2;

- La resistencia de cálculo del ala y el alma de la viga sometida a compresión $F_{c,fb,Rd}$, véase 6.2.6.7.

(8) La resistencia de cálculo a tracción eficaz $F_{tr,Rd}$ de la fila de tornillos r deberá, si fuese necesario, reducirse por debajo del valor de $F_{t,Rd}$ dado por 6.2.7.2(6), para asegurar que la suma de las resistencias de cálculo de las filas de tornillos hasta una fila de tornillos r, ésta incluida, que forma parte del mismo grupo de filas de tornillos, no supera la resistencia de cálculo de dicho grupo en conjunto. Esto deberá comprobarse para los siguientes componentes básicos:

- Alma del pilar a tracción $F_{t,wc,Rd}$ - véase 6.2.6.3;
- Ala del pilar a flexión $F_{t,fc,Rd}$ - véase 6.2.6.4;
- Chapa frontal en flexión $F_{t,ep,Rd}$ - véase 6.2.6.5;
- Alma de la viga a tracción $F_{t,wb,Rd}$ - véase 6.2.6.8.

(9) Cuando la resistencia de cálculo a tracción eficaz $F_{tx,Rd}$ de una de las filas de tornillos previas x sea mayor que $1{,}9F_{t,Rd}$, entonces deberá reducirse la resistencia de cálculo a tracción eficaz $F_{tr,Rd}$ para las filas de tornillos r, si fuese necesario, con el fin de asegurar que:

$$F_{tr,Rd} \leq F_{tx,Rd}\, h_r/h_x \tag{6.26}$$

donde:

h_x es la distancia desde la fila de tornillos x al centro de compresión;

x es la fila de tornillos más alejada al centro de compresión que tenga una resistencia de cálculo a tracción mayor que $1{,}9F_{t,Rd}$.

(10) El método descrito de 6.2.7.2(1) a 6.2.7.2(9) puede aplicarse para un empalme atornillado de una viga con chapas frontales soldadas, véase la Figura A26.6.17, omitiendo los aspectos relativos al pilar.

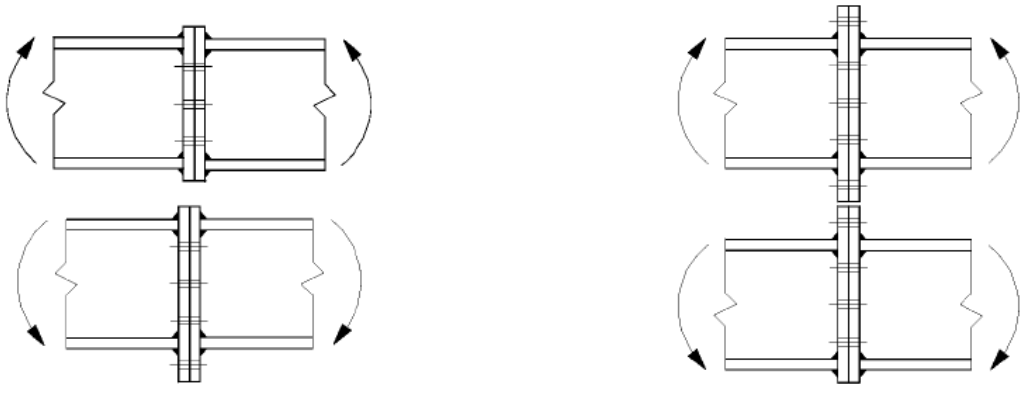


Figura A26.6.17. Empalmes atornillados en vigas con chapas frontales soldadas

6.2.8 Resistencia de cálculo de bases de pilares con placas base

6.2.8.1 Generalidades

(1) Las bases de los pilares deberán tener un tamaño, rigidez y resistencia suficientes para transmitir los axiles, momentos flectores y esfuerzos cortantes del pilar

a sus cimentaciones u otro tipo de apoyos, sin superar la capacidad portante de dichos apoyos.

(2) La resistencia de cálculo entre la placa base y su apoyo puede determinarse considerando una distribución uniforme de compresión sobre el área de apoyo. Para cimentaciones de hormigón, las tensiones en el apoyo no deberán superar la capacidad resistente de cálculo f_{jd}, dada en 6.2.5(7).

(3) Para una base de un pilar sometida a flexión compuesta, los esfuerzos entre la placa base y su apoyo pueden tomar una de las siguientes distribuciones dependiendo de la magnitud relativa del axil y el momento flector aplicados:

- En caso de que la fuerza de compresión sea dominante, puede comprimirse la zona bajo ambas alas del pilar como se muestra en la Figura A26.6.18(a).
- En el caso de que la fuerza de tracción sea dominante, puede traccionarse la zona entre bajo ambas alas como se muestra en la Figura A26.6.18(b).
- En el caso de que el momento flector sea dominante, se tendrá compresión bajo una de las alas del pilar y tracción bajo la otra, como se muestra en la Figura A26.6.18(c) y en la Figura A26.6.18(d).

(4) Las placas base deberán dimensionarse empleando los métodos apropiados recogidos en 6.2.8.2 y en 6.2.8.3.

(5) Deberá emplearse uno de los siguientes métodos para resistir el cortante entre la placa base y su apoyo:

- La resistencia de cálculo al rozamiento en la junta entre la placa base y su apoyo.
- La resistencia de cálculo a cortante de los tornillos de anclaje.
- La resistencia de cálculo a cortante de las partes circundantes a la cimentación.

Si se emplean pernos de anclaje para resistir los esfuerzos cortantes entre la placa base y su apoyo, también deberá comprobarse la rotura del hormigón en el soporte, de acuerdo con los Anejos 19 a 21.

Cuando los métodos anteriores no sean adecuados, deberán emplearse elementos especiales, como bloques o pasadores, para transmitir los esfuerzos cortantes entre la placa base y su apoyo.



a) Conexión de apoyo del pilar en caso de una fuerza normal de compresión dominante

b) Conexión de apoyo del pilar en caso de una fuerza normal de tracción dominante

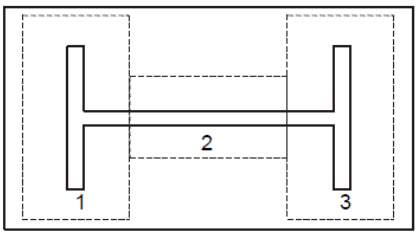
c) Conexión de apoyo del pilar en caso de un momento flector dominante

d) Conexión de apoyo del pilar en caso de un momento flector dominante

Figura A26.6.18. Determinación del brazo mecánico z para conexiones de pilares con placas base

6.2.8.2 Bases de pilares sometidas únicamente a axiles

(1) La resistencia de cálculo $N_{j,Rd}$, de una placa base simétrica de un pilar, sometida a esfuerzos axiles de compresión aplicados concéntricamente, puede determinarse añadiendo las resistencias de cálculo individuales $F_{C,Rd}$ de las tres secciones en T mostradas en la Figura A26.6.19. (Dos secciones en T bajo las alas del pilar y una sección en T bajo el alma). Las tres secciones en T no deberán solaparse, véase la Figura A26.6.19. La resistencia de cálculo de cada una de estas secciones en T deberá calcularse empleando el método descrito en 6.2.5.



1 Sección en T 1
2 Sección en T 2
3 Sección en T 3

Figura A26.6.19. Secciones en T sin solapar

6.2.8.3 Bases de pilares sometidas a axiles y a momentos flectores

(1) El momento resistente de cálculo, $M_{j,Rd}$, de la base de un pilar sometida a flexión compuesta, deberá determinarse empleando el método descrito en la Tabla A26.6.7, en el que se omite la contribución de la porción de hormigón inmediatamente

debajo del alma del pilar (sección en T 2 de la Figura A26.6.19) a la capacidad a compresión. En este método se emplean los siguientes parámetros:

- $F_{T,l,Rd}$ es la resistencia de cálculo a tracción del lado izquierdo de la unión, véase 6.2.8.3(2);
- $F_{T,r,Rd}$ es la resistencia de cálculo a tracción del lado derecho de la unión, véase 6.2.8.3(3);
- $F_{C,l,Rd}$ es la resistencia de cálculo a compresión del lado izquierdo de la unión, véase 6.2.8.3(4);
- $F_{C,r,Rd}$ es la resistencia de cálculo a compresión del lado derecho de la unión, véase 6.2.8.3(5);

(2) La resistencia de cálculo a tracción $F_{T,l,Rd}$ del lado izquierdo de la unión deberá tomarse como el menor de los valores de la resistencia de cálculo de los siguientes componentes básicos:

- el alma del pilar a tracción bajo el ala izquierda del pilar $F_{t,wc,Rd}$, véase 6.2.6.3;
- la placa base a flexión bajo el ala izquierda del pilar $F_{t,pl,Rd}$, véase 6.2.6.11.

(3) La resistencia de cálculo a tracción $F_{T,r,Rd}$ del lado derecho de la unión deberá tomarse como el menor de los valores de la resistencia de cálculo de los siguientes componentes básicos:

- el alma del pilar a tracción bajo el ala derecha del pilar $F_{t,wc,Rd}$, véase 6.2.6.3;
- la placa base a flexión bajo el ala derecha del pilar $F_{t,pl,Rd}$, véase 6.2.6.11.

(4) La resistencia de cálculo a compresión $F_{C,l,Rd}$ del lado izquierdo de la unión deberá tomarse como el menor de los valores de la resistencia de cálculo de los siguientes componentes básicos:

- el hormigón a compresión bajo el ala izquierda del pilar $F_{c,pl,Rd}$, véase 6.2.6.9;
- el ala izquierda y el alma del pilar en compresión $F_{c,fc,Rd}$, véase 6.2.6.7.

(5) La resistencia de cálculo a tracción $F_{C,r,Rd}$ del lado derecho de la unión deberá tomarse como el menor de los valores de la resistencia de cálculo de los siguientes componentes básicos:

- el hormigón a compresión bajo el ala derecha del pilar $F_{c,pl,Rd}$, véase 6.2.6.9;
- el ala derecha y el alma del pilar en compresión $F_{c,fc,Rd}$, véase 6.2.6.7.

(6) Para el cálculo de $z_{T,l}$, $z_{C,l}$, $z_{T,r}$, $z_{C,r}$, véase 6.2.8.1.

Tabla A26.6.7.Momento resistente de cálculo $M_{J,Rd}$ de bases de los pilares

Carga	Brazo mecánico z	Momento resistente de cálculo $M_{J,Rd}$	
Lado izquierdo traccionado Lado derecho comprimido	$z = z_{T,l} + z_{C,r}$	$N_{Ed} > 0$ y $e > z_{T,l}$	$N_{Ed} \leq 0$ y $e \leq -z_{C,r}$
		El menor entre $\frac{F_{T,l,Rd}\, z}{z_{C,r}/e+1}$ y $\frac{-F_{C,r,Rd}\, z}{z_{r,l}/e-1}$	
Lado izquierdo traccionado Lado derecho traccionado	$z = z_{T,l} + z_{T,r}$	$N_{Ed} > 0$ y $0 < e < z_{T,l}$	$N_{Ed} > 0$ y $-z_{T,r} < e \leq 0$
		El menor de $\frac{F_{T,l,Rd}\, z}{z_{T,r}/e+1}$ y $\frac{F_{T,r,Rd}\, z}{z_{Tl}/e-1}$	El menor de $\frac{F_{T,l,Rd}\, z}{z_{T,r}/e+1}$ y $\frac{F_{T,l,Rd}\, z}{z_{T,l}/e-1}$
Lado izquierdo comprimido Lado derecho traccionado	$z = z_{C,l} + z_{T,r}$	$N_{Ed} > 0$ y $e \leq -z_{T,r}$	$N_{Ed} \leq 0$ y $e > z_{C,l}$
		El menor de $\frac{-F_{C,l,Rd}\, z}{z_{T,r}/e+1}$ y $\frac{F_{T,r,Rd}\, z}{z_{C,l}/e-1}$	
Lado izquierdo comprimido Lado derecho comprimido	$z = z_{C,l} + z_{C,r}$	$N_{Ed} \leq 0$ y $0 < e < z_{C,l}$	$N_{Ed} \leq 0$ y $-z_{C,r} < e \leq 0$
		El menor de $\frac{-F_{C,l,Rd}\, z}{z_{C,r}/e+1}$ y $\frac{-F_{C,r,Rd}\, z}{z_{C,l}/e-1}$	El menor de $\frac{-F_{C,l,Rd}\, z}{z_{C,r}/e+1}$ y $\frac{-F_{C,r,Rd}\, z}{z_{C,l}/e-1}$
$M_{Ed} > 0$ en sentido contrario de las agujas del reloj, $N_{Ed} > 0$ en tracción $e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{M_{Rd}}{N_{Rd}}$			

6.3 Rigidez al giro

6.3.1 Modelo básico

(1) La rigidez al giro de una unión deberá determinarse a partir de la flexibilidad de sus componentes básicos, representados, cada uno, por un coeficiente de rigidez elástico k_i obtenido de 6.3.2.

NOTA: Estos coeficientes de rigidez elásticos son de aplicación general.

(2) Para una unión con chapa frontal atornillada con más de una fila de tornillos traccionada, deberán combinarse los coeficientes de rigidez k_i para los componentes básicos descritos. Para uniones viga-pilar y empalmes de vigas se da un método en 6.3.3. y para las bases de pilares se da un método en 6.3.4.

(3) En una chapa frontal atornillada con más de una fila de tornillos, como simplificación, puede despreciarse la contribución de cualquier fila, siempre que tampoco se tengan en cuenta las contribuciones de las filas más próximas al centro de compresión. El número de filas de tornillos consideradas no necesita necesariamente ser el mismo que para la determinación del momento resistente de cálculo.

(4) Siempre que el axil N_{Ed} en los elementos conectados no supere el 5% de la resistencia de cálculo $N_{p\ell,Rd}$ de su sección transversal, la rigidez al giro S_j de una unión viga-pilar o del solape de una viga, para un momento $M_{j,Ed}$ menor que el momento resistente de cálculo $M_{j,Rd}$ de la unión, puede obtenerse con suficiente precisión a partir de la siguiente expresión:

$$S_j = \frac{E_z^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} \quad (6.27)$$

donde:

k_i es el coeficiente de rigidez para el componente básico i de la unión;

z es el brazo mecánico, véase 6.2.7;

μ es la relación de rigidez $S_{j,ini}/S_j$, véase 6.3.1(6).

NOTA: La rigidez al giro inicial $S_{j,ini}$ de la unión se obtiene de la expresión (6.27) con $\mu = 1{,}0$.

(5) La rigidez al giro S_j de la base de un pilar, para un momento $M_{j,Ed}$ menor que el momento resistente de cálculo $M_{j,Rd}$ de la unión, puede obtenerse con suficiente precisión de 6.3.4.

(6) La relación de rigidez μ deberá determinarse como sigue:

- si $M_{j,Ed} \leq 2/3\, M_{j,Rd}$:
  $\mu = 1$ (6.28a)
- si $2/3\, M_{j,Rd} < M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd}$:
  $\mu = \left(1{,}5 M_{j,Ed}/M_{j,Rd}\right)^{\Psi}$ (6.28b)

  en el que el coeficiente Ψ se obtiene de la Tabla A26.6.8.

Tabla A26.6.8. Valor del coeficiente Ψ

Tipo de unión	Ψ
Soldada	2,7
Con chapa frontal atornillada	2,7
Con angulares de empalme atornillados a las alas	3,1
Conexiones con placa base	2,7

(7) Los componentes básicos que se deberán tener en cuenta en el cálculo de la rigidez de una unión soldada viga-pilar y de una unión con angulares atornillados a las alas, se dan en la Tabla A26.6.9. De forma similar, los componentes básicos de una unión con chapa frontal atornillada y de una placa base, se indican en la Tabla A26.6.10. Para ambas tablas, los coeficientes de rigidez k_i para los componentes básicos se definen en la Tabla A26.6.11.

(8) Para las conexiones viga-pilar con chapa frontal deberá emplearse el siguiente procedimiento para obtener la rigidez de la unión. El coeficiente de rigidez equivalente k_{eq}, y el brazo mecánico equivalente, z_{eq}, de la unión deberán obtenerse a partir de 6.3.3. La rigidez de la unión deberá obtenerse a partir de 6.3.1(4) basándose en los coeficientes de rigidez k_{eq} (para la unión) y k_l (para el alma del pilar a cortante), y con el brazo mecánico z, tomado igual al brazo mecánico equivalente de la unión z_{eq}.

Tabla A26.6.9. Nudos con uniones soldadas o con angulares atornillados a las alas

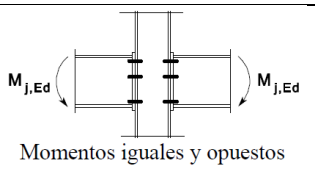
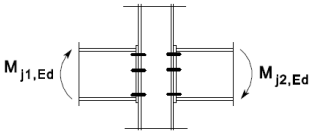
Unión viga-pilar soldada	**Coeficientes de rigidez k_i a considerar**
A un lado	$k_1;k_2;k_3$
A ambos lados–momentos iguales y opuestos	$k_2;k_3$
A ambos lados–momentos desiguales	$k_1;k_2;k_3$
Unión viga-pilar con angulares atornillados a las alas	**Coeficientes de rigidez k_i a considerar**
A un lado	$k_1;k_2;k_{3;}\,k_4;k_6;k_{10};k_{11}{}^{*)};\ k_{12}{}^{**)}$
A ambos lados–momentos iguales y opuestos	$k_2;k_{3;}\,k_4;k_6;k_{10};k_{11}{}^{*)};\ k_{12}{}^{**)};$
A ambos lados–momentos desiguales	$k_1;k_2;k_{3;}\,k_4;k_6;k_{10};k_{11}{}^{*)};\ k_{12}{}^{**)};$
 Momentos iguales y opuestos  Momentos desiguales	*)Dos coeficientes k_{11}, uno por cada ala. **)Cuatro coeficientes k_{12}, uno por cada ala y uno por cada angular.

Tabla A26.6.10. Uniones con conexiones de chapas frontales atornilladas y de placas base

Unión viga-pilar con conexiones de chapas frontales atornilladas	**Número de filas de tornillos en tracción**	**Coeficientes de rigidez k_i a considerar**
A un lado	Una	$k_1;k_2;k_{3;}\,k_4;k_5;k_{10}$
	Dos o más	$k_1;k_2;k_{eq}$
A ambos lados–momentos iguales y opuestos	Una	$k_2;k_{3;}\,k_4;k_5;k_{10}$
	Dos o más	$k_2;k_{eq}$
A ambos lados–momentos desiguales	Una	$k_1;k_2;k_{3;}\,k_4;k_5;k_{10}$
	Dos o más	$k_1;k_2;k_{eq}$
Solape de vigas con chapas frontales atornilladas	**Número de filas de tornillos traccionadas**	**Coeficientes de rigidez k_i a considerar**
A ambos lados–momentos iguales y opuestos	Una	$k_5[izquierda];k_5[derecha];k_{10}$
	Dos o más	k_{eq}
Conexiones de placa base	**Número de filas de tornillos traccionadas**	**Coeficientes de rigidez k_i a tener en cuenta**
Conexiones de placa base	Una	$k_{13};k_{15};k_{16}$
	Dos o más	$k_{13};k_{15}$ y k_{16} para cada fila de tornillos

6.3.2 Coeficientes de rigidez para componentes básicos de la unión

(1) Los coeficientes de rigidez para un componente básico de la unión deberán determinarse empleando las expresiones recogidas en la Tabla A26.6.11.

Tabla A26.6.11. Coeficientes de rigidez para componentes básicos de una unión

Componente	Coeficiente de rigidez k_i	
Chapa del alma de un pilar a cortante	Sin rigidizar, unión a un lado o unión a ambos lados del pilar en la que el canto de las vigas es similar	Rigidizada
	$k_1 = \frac{0{,}38A_{VC}}{\beta_Z}$	$k_1 = \infty$
	z es el brazo mecánico según se indica en la Figura A26.6.15; β es el parámetro de transformación de 5.3(7).	
Alma de un pilar a compresión	Sin rigidizar	Rigidizada
	$k_2 = \frac{0{,}7b_{eff,c,wc}t_{wc}}{d_c}$	$k_2 = \infty$
	$b_{eff,c,wc}$ es el ancho eficaz obtenido de 6.2.6.2	
Alma de un pilar a tracción	Conexión atornillada rigidizada o sin rigidizar con una única fila de tornillos traccionada o conexión soldada sin rigidizar	Conexión soldada rigidizada
	$k_3 = \frac{0{,}7b_{eff,t,wc}t_{wc}}{d_c}$	$k_3 = \infty$
	$b_{eff,t,wc}$ es el ancho eficaz del alma del pilar a tracción según 6.2.6.3. Para una unión con una única fila de tornillos en tracción, $b_{eff,t,wc}$ deberá tomarse igual a la menor longitud eficaz ℓ_{eff} (individualmente o como parte de un grupo de filas de tornillos) dada para esta fila de tornillos en la Tabla A26.6.4 (para un ala de un pilar sin rigidizar) o la Tabla A26.6.5 (para un ala rigidizada de un pilar).	
Ala de un pilar a flexión (para una única fila de tornillos traccionada)	$k_4 = \frac{0{,}9\ell_{eff}t_{fc}^3}{m^3}$ ℓ_{eff} es la menor longitud eficaz (individualmente o como parte de un grupo de filas de tornillos) para esta fila de tornillos en la Tabla A26.6.4 para un ala sin rigidizar de un pilar o en la Tabla A26.6.5 para un ala rigidizada de un pilar; m según la Figura A26.6.8.	
Chapa frontal a flexión (para una única fila de tornillos traccionada)	$k_5 = \frac{0{,}9\ell_{eff}t_p^3}{m^3}$ ℓ_{eff} es la longitud eficaz más pequeña (individualmente o como parte de un grupo de filas de tornillos) dada para esta fila de tornillos en la Tabla A26.6.6; m generalmente según Figura A26.6.11, pero para una fila de tornillos localizada en la parte de la chapa de unión que sobresale de la sección $m = m_x$, donde m_x es según se define en la Figura A26.6.10.	
Angular de empalme a flexión	$k_6 = \frac{0{,}9\ell_{eff}t_a^3}{m^3}$ ℓ_{eff} es la longitud eficaz del angular de empalme de las alas según se indica en la Figura A26.6.12; m según Figura A26.6.13.	
Tornillos en tracción (para una fila de tornillos)	$k_{10} = 1{,}6\,A_s/L_b$ pretensados o no pretensados L_b es la longitud de elongación del tornillo, tomada igual a la longitud de agarre (espesor total del material y de las arandelas) más la mitad de la suma de la altura de la cabeza del tornillo y de la altura de la tuerca.	
Tornillos a cortante	sin pretensar	pretensados *)
	$k_{11}(o\ k_{17}) = \frac{16n_b d^2 f_{ub}}{Ed_{M16}}$	$k_{11} = \infty$
	d_{M16} es el diámetro nominal de un tornillo M16; n_b es el número de filas de tornillos a cortante	
Tornillos a deslizamiento (para cada componente *j*	sin pretensar	pretensados *)
	$k_{12}(o\ k_{18}) = \frac{24n_b k_b k_t d f_u}{E}$	$k_{12} = \infty$
	$k_b = k_{b1}$	e_b es la distancia desde la fila

<table>
<tr><td>soportado por el tornillo)</td><td>si $k_b \le k_{b2}$
$k_{b1} = 0{,}25\, e_b/d + 0{,}5$
si $k_{b1} \le 1{,}25$
$k_{b2} = 0{,}25\, p_b/d + 0{,}375$
si $k_{b2} \le 1{,}25$
$k_t = 1{,}5\, t_j/d_{M16}$
si $k_t \le 2{,}5$</td><td colspan="2">de tornillos al borde libre de la chapa en la dirección de la carga transmitida;
f_u es la resistencia a tracción última del acero en el que se apoya el tornillo;
p_b es el espaciamiento de las filas de tornillos en la dirección de transmisión de la carga;
t_j espesor del componente.</td></tr>
<tr><td>Hormigón sometido a compresión (incluyendo el mortero)</td><td colspan="3">$k_{13} = \frac{E_c\sqrt{b_{eff} l_{eff}}}{1{,}275E}$
b_{eff} es el ancho eficaz del ala de la sección en T, véase 6.2.5(3);
l_{eff} es la longitud eficaz del ala de la sección en T, véase 6.2.5(3).</td></tr>
<tr><td>Placa en flexión sometida a compresión</td><td colspan="3">$k_{14} = \infty$
Este coeficiente ya se tiene en cuenta en el cálculo del coeficiente de rigidez k_{13}</td></tr>
<tr><td rowspan="3">Placa base en flexión sometida a tracción (para una única fila de tornillos traccionada)</td><td colspan="2">con fuerzas de palanca**)</td><td>sin fuerzas de palanca**)</td></tr>
<tr><td colspan="2">$k_{15} = \frac{0{,}85 \ell_{eff} t_p^3}{m^3}$</td><td>$k_{15} = \frac{0{,}425 \ell_{eff} t_p^3}{m^3}$</td></tr>
<tr><td colspan="3">ℓ_{eff} es la longitud eficaz del ala de la sección en T, véase 6.2.5(3);
t_p es el espesor de la placa base;
m es la distancia indicada en la Figura A26.6.8.</td></tr>
<tr><td rowspan="3">Pernos de anclaje en tracción</td><td colspan="2">con fuerzas de palanca**)</td><td>sin fuerzas de palanca**)</td></tr>
<tr><td colspan="2">$k_{16} = 1{,}6\, A_s/L_b$</td><td>$k_{16} = 2{,}0\, A_s/L_b$</td></tr>
<tr><td colspan="3">L_b es la longitud de elongación del perno de anclaje, tomada igual a la suma de 8 veces el diámetro nominal del tornillo, la capa mortero, el espesor de la placa, la arandela y la mitad de la altura de la tuerca.</td></tr>
</table>

*)siempre que los tornillos se hayan calculado para no deslizar dentro del apoyo para el nivel de carga considerado;

**)pueden desarrollarse fuerzas de palanca, si $L_b \le \frac{8{,}8 m^3 A_s}{l_{eff} t^3}$

NOTA 1: En el cálculo de b_{eff} y de l_{eff}, la distancia de c, deberá tomarse como 1,25 veces el espesor de la placa base.

NOTA 2: Deberá suponerse que los refuerzos no afectan a la rigidez al giro S_j de la unión.

NOTA 3: Para soldaduras (k_{19}) el coeficiente de rigidez deberá tomarse igual a infinito. No es necesario tener este componente en cuenta en el cálculo de la rigidez al giro S_j.

NOTA 4: Para el ala y el alma de una viga sometida a compresión (k_7), el alma de una viga traccionada (k_8), una chapa traccionada o comprimida (k_9), vigas acarteladas (k_{20}), los coeficientes de rigidez deberán tomarse igual a infinito. No es necesario tenerlos en cuenta en el cálculo de la rigidez al giro S_j.

NOTA 5: Cuando se emplea una chapa de refuerzo del alma, los coeficientes de rigidez para los componentes básicos de la unión de k_1 a k_3 deberán aumentarse como sigue:

- k_1 para paneles del alma del pilar a cortante, deberá basarse en el aumento del área de cortante A_{VC} según 6.2.6.1(6);
- k_2 para almas de un pilar en compresión, deberá basarse en el espesor eficaz del alma según 6.2.6.2(6);
- k_3 para almas de un pilar a tracción, deberá basarse en el espesor eficaz del alma según 6.2.6.3(8).

6.3.3 Conexiones con chapas frontales con dos o más filas de tornillos en tracción

6.3.3.1 Método general

(1) Para las conexiones con chapas frontales con dos o más filas de tornillos traccionadas, los componentes básicos de todas las filas de tornillos deberán representarse por un único coeficiente de rigidez k_{eq} determinado a partir de:

$$k_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r}{z_{eq}} \quad (6.29)$$

donde:

h_r es la distancia entre la fila de tornillos r y el centro de compresión;

$k_{eff,r}$ es el coeficiente de rigidez eficaz para una fila de tornillos r, teniendo en cuenta los coeficientes de rigidez k_i de los componentes básicos definidos en 6.3.3.1(4) o 6.3.3.1(5), según corresponda;

z_{eq} es el brazo mecánico equivalente, véase 6.3.3.1(3).

(2) El coeficiente de rigidez equivalente $k_{eff,r}$ para una fila de tornillos r deberá determinarse a partir de:

$$k_{eff,r} = \frac{1}{\sum_i \frac{1}{k_{i,r}}} \quad (6.30)$$

donde:

$k_{i,r}$ es el coeficiente de rigidez que representa al componente i de a la fila de tornillos r.

(3) El brazo mecánico equivalente z_{eq} deberá determinarse a partir de:

$$z_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} h_r} \quad (6.31)$$

(4) En el caso de una unión viga-pilar con una conexión con chapa frontal, k_{eq} deberá basarse en (y reemplazar) los coeficientes de rigidez k_i para:

a) el alma del pilar traccionada(k_3);
b) el ala del pilar a flexión (k_4);
c) la chapa frontal a flexión (k_5);
d) los tornillos traccionados(k_{10}).

(5) En el caso de un empalme de una viga con chapas frontales atornilladas, k_{eq} deberá basarse en (y reemplazar) los coeficientes de rigidez k_i para:

e) la chapa frontal a flexión (k_5);
f) los tornillos a tracción (k_{10}).

6.3.3.2 Método simplificado para chapas frontales de mayor tamaño que el perfil y con dos filas de tornillos a tracción

(1) Para conexiones con chapas frontales de mayor tamaño que el perfil y con dos filas de tornillos traccionadas, (uno en la parte de la chapa frontal que sobresale del

perfil y la otra entre las alas de la viga, véase la Figura A26.6.20), puede emplearse un conjunto de valores modificados para los coeficientes de rigidez de los correspondientes componentes básicos, a fin de tener en cuenta la contribución conjunta de ambas filas de tornillos. Cada uno de estos valores modificados deberá tomarse como dos veces el valor correspondiente para una única fila de tornillos en la parte de la chapa frontal que sobresale del perfil.

NOTA: Esta aproximación conduce a una estimación ligeramente inferior de la rigidez al giro.

(2) Cuando se emplee este método simplificado, el brazo mecánico z deberá tomarse igual a la distancia desde el centro de compresión al punto a medio camino entre las dos filas de tornillos traccionadas, véase la Figura A26.6.20.

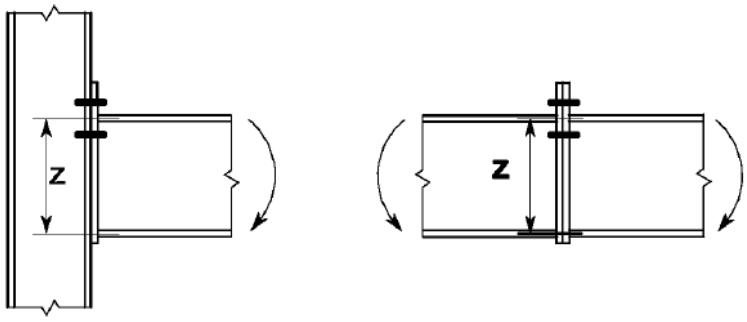


Figura A26.6.20. Brazo mecánico z para el método simplificado

6.3.4 Base de pilares

(1) La rigidez al giro S_j, de la base de un pilar sometido a flexión compuesta, deberá calcularse empleando el método descrito en la Tabla A26.6.12. Este método emplea los siguientes coeficientes de rigidez:

$k_{T,l}$ es el coeficiente de rigidez a tracción del lado izquierdo de la unión y deberá tomarse igual a la suma de los coeficientes de rigidez k_{15} y k_{16} (indicados en la Tabla A26.6.11) que actúan en el lado izquierdo de la unión.

$k_{T,r}$ es el coeficiente de rigidez a tracción del lado derecho de la unión y deberá tomarse igual a la suma de los coeficientes de rigidez k_{15} y k_{16} (dados en la Tabla A26.6.11) que actúan en el lado derecho de la unión.

$k_{C,l}$ es el coeficiente de rigidez a compresión del lado izquierdo de la unión y deberá tomarse igual al coeficiente de rigidez k_{13} (dado en la Tabla A26.6.11) que actúa en el lado izquierdo de la unión.

$k_{C,r}$ es el coeficiente de rigidez a compresión del lado derecho de la unión y deberá tomarse igual al coeficiente de rigidez k_{13} (dado en la Tabla A26.6.11) que actúa en el lado derecho de la unión.

(2) Para el cálculo $z_{T,l}$, $z_{C,l}$, $z_{T,r}$, $z_{C,r}$, véase 6.2.8.1.

Tabla A26.6.12. Rigidez al giro S_j de las bases de los pilares

<table>
<tr><th>Estado de cargas</th><th>Brazo mecánico z</th><th colspan="2">Rigidez rotacional $S_{j,ini}$</th></tr>
<tr><td rowspan="2">Lado izquierdo traccionado
Lado derecho comprimido</td><td rowspan="2">$z = z_{T,l} + z_{C,r}$</td><td>$N_{Ed} > 0$ y $e > z_{T,l}$</td><td>$N_{Ed} \leq 0$ y $e \leq -z_{C,r}$</td></tr>
<tr><td colspan="2">$\frac{Ez^2}{\mu\left(1/k_{T,l}+1/k_{C,r}\right)}\frac{e}{e+e_k}$donde $e_k = \frac{z_{C,r}k_{C,r}-z_{T,l}k_{T,l}}{k_{T,l}+k_{C,r}}$</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Lado izquierdo traccionado
Lado derecho traccionado</td><td rowspan="2">$z = z_{T,l} + z_{T,r}$</td><td>$N_{Ed} > 0$ y $0 < e < z_{T,l}$</td><td>$N_{Ed} > 0$ y$-z_{T,r} < e \leq 0$</td></tr>
<tr><td colspan="2">$\frac{Ez^2}{\mu\left(1/k_{T,l}+1/k_{T,r}\right)}\frac{e}{e+e_k}$ donde $e_k = \frac{z_{T,r}k_{T,r}-z_{T,l}k_{T,l}}{k_{T,l}+k_{T,r}}$</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Lado izquierdo comprimido
Lado derecho traccionado</td><td rowspan="2">$z = z_{C,l} + z_{T,r}$</td><td>$N_{Ed} > 0$ y $e \leq -z_{C,l}$</td><td>$N_{Ed} \leq 0$ y $e > z_{C,l}$</td></tr>
<tr><td colspan="2">$\frac{Ez^2}{\mu\left(1/k_{C,l}+1/k_{T,r}\right)}\frac{e}{e+e_k}$donde $e_k = \frac{z_{T,r}k_{T,r}-z_{C,l}k_{C,l}}{k_{C,l}+k_{T,r}}$</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Lado izquierdo comprimido
Lado derecho comprimido</td><td rowspan="2">$z = z_{C,l} + z_{C,r}$</td><td>$N_{Ed} \leq 0$ y $0 < e < z_{C,l}$</td><td>$N_{Ed} \leq 0$ y$-z_{C,r} < e \leq 0$</td></tr>
<tr><td colspan="2">$\frac{Ez^2}{\mu\left(1/k_{C,l}+1/k_{C,r}\right)}\frac{e}{e+e_k}$donde $e_k = \frac{z_{C,r}k_{C,r}-z_{C,l}k_{C,l}}{k_{C,l}+k_{C,r}}$</td></tr>
<tr><td colspan="4">$M_{Ed} > 0$ en el sentido de las agujas del reloj, $N_{Ed} > 0$ en tracción, μ véase 6.3.1(6).
$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{M_{Rd}}{N_{Rd}}$</td></tr>
</table>

6.4 Capacidad de giro

6.4.1 Generalidades

(1) En el caso de un análisis global rígido-plástico, toda unión localizada en una rótula plástica deberá tener suficiente capacidad de giro.

(2) La capacidad de giro de una unión atornillada o soldada deberá determinarse empleando las disposiciones recogidas en 6.4.2 o 6.4.3. Los métodos de cálculo dados en estas cláusulas únicamente son válidos para aceros S235, S275 y S355 y para uniones en las que el valor de cálculo del axil N_{Ed} en el elemento conectado, no supere el 5% del axil resistente plástico $N_{p\ell,Rd}$ de su sección.

(3) Como alternativa a 6.4.2 y a 6.4.3, no es necesario comprobar la capacidad de giro de una unión siempre que el momento resistente de cálculo $M_{j,Rd}$ de la unión sea al menos 1,2 veces el momento plástico resistente de cálculo $M_{p\ell,Rd}$ de la sección del elemento conectado.

(4) En los casos que no queden contemplados en 6.4.2 y 6.4.3, la capacidad de giro puede determinarse mediante ensayos, de acuerdo con el Apéndice D del Anejo 18 . Alternativamente, pueden emplearse modelos de cálculo apropiados, siempre que se basen en resultados obtenidos en ensayos conformes con dicho Anejo.

6.4.2 Uniones atornilladas

(1) Una unión viga-pilar en la que el momento resistente de cálculo de la unión $M_{j,Rd}$, esté definido por la resistencia de cálculo de la chapa del alma de un pilar sometido a cortante puede suponerse que tiene una capacidad de giro adecuada para realizar un análisis plástico global, siempre que $d/t_w \leq 69\varepsilon$.

(2) Una unión con chapas frontales atornilladas o con angulares de empalme de las alas, puede suponerse que tienen capacidad de giro suficiente para realizar un análisis plástico global, siempre que cumpla con las siguientes condiciones:

a) el momento resistente de la unión se define por la resistencia de cálculo de:

- el ala del pilar a flexión o
- la chapa frontal de la viga o el angular sobre el ala traccionada en flexión.

b) el espesor t del ala del pilar, de la chapa frontal de la viga o del angular del ala traccionada (no necesariamente el mismo componente básico que en (a)) cumple:

$$t \leq 0{,}36d\sqrt{f_{ub}/f_y} \tag{6.32}$$

donde:

d es el diámetro nominal del tornillo;

f_{ub} es la resistencia última a tracción del material del tornillo;

f_y es el límite elástico del componente básico correspondiente.

(3) No deberá suponerse que una unión atornillada, en la que el momento resistente de cálculo $M_{j,Rd}$ está determinado por la resistencia de cálculo de los tornillos a cortante, tiene capacidad de giro suficiente para realizar un análisis global plástico.

6.4.3 Uniones soldadas

(1) Puede suponerse que la capacidad de giro ϕ_{Cd} de una unión soldada viga-pilar, no es menor que el valor dado por las siguientes expresiones, siempre que el alma del pilar esté rigidizada a compresión, pero no rigidizada a tracción, y su momento resistente de cálculo no esté condicionado por la resistencia de cálculo a cortante del panel del alma del pilar, véase 6.4.2(1):

$$\phi_{Cd} = 0{,}025\, h_c/h_b \tag{6.33}$$

donde:

h_b es el canto de la viga;

h_c es el ancho del pilar.

(2) Puede suponerse que una unión soldada viga-pilar, sin rigidizar y dimensionada conforme a las disposiciones de este apartado, tiene una capacidad de giro ϕ_{Cd} de, al menos, 0,015 radianes.

7 Uniones en perfiles tubulares

7.1 Generalidades

7.1.1 Alcance

(1) Este apartado recoge las reglas de aplicación detalladas para determinar las resistencias estáticas de cálculo de uniones planas o espaciales de estructuras en celosía compuestas por perfiles tubulares circulares, cuadrados o rectangulares, y de uniones planas de estructuras en celosía compuestas por combinaciones de perfiles tubulares y secciones abiertas.

(2) Las resistencias estáticas de cálculo de las uniones se expresan en términos de axiles máximos de cálculo y/o momentos resistentes de los elementos de arriostramiento.

(3) Estas reglas de aplicación son válidas tanto para perfiles tubulares conformados en caliente según UNE-EN 10210, como para perfiles tubulares conformados en frío según UNE-EN 10219, si las dimensiones de la sección tubular cumple con los requisitos de este apartado.

(4) Para perfiles tubulares conformados en caliente y perfiles tubulares conformados en frío, el límite elástico nominal del producto final no debe ser mayor que 460 N/mm^2. Para productos finales que tengan un límite elástico nominal mayor que 355 N/mm^2, las resistencias estáticas de cálculo recogidas en este apartado deben reducirse por aplicación de un factor de 0,9.

(5) El espesor nominal de un perfil tubular no deberá ser menor que 2,5 mm.

(6) El espesor nominal de un perfil tubular, cuando trabaje como cordón de una celosía, no deberá ser mayor de 25 mm, a menos que se hayan tomado medidas especiales para asegurar que las propiedades en el sentido del espesor del material sean las adecuadas.

(7) Para comprobaciones a fatiga véase el Anejo 27.

(8) Los tipos de uniones que quedan contempladas se indican en la Figura A26.7.1.

7.1.2 Campo de aplicación

(1) Las reglas de aplicación para uniones en perfiles tubulares pueden emplearse, únicamente, cuando se cumplan todas las condiciones recogidas en 7.1.2(2) a 7.1.2(8).

(2) Los elementos comprimidos deberán cumplir los requisitos para secciones de Clase 1 o Clase 2 según el Anejo 22 para la situación de flexión pura.

(3) Los ángulos θ_i formados entre los elementos de arriostramiento y los elementos tubulares, y entre elementos de arriostramiento adyacentes, deberán cumplir:

$$\theta_i \geq 30°$$

(4) Los extremos de los elementos que se encuentran en una unión deberán ejecutarse de modo que no se modifique la forma de su sección. Las uniones planas de extremo y recortadas no se incluyen en este apartado.

(5) En uniones con holgura, con el fin de garantizar que el espacio es el adecuado para ejecutar satisfactoriamente las soldaduras, la holgura entre elementos de arriostramiento no deberá ser menor de $(t_1 + t_2)$.

(6) En uniones con solape, éste deberá ser suficientemente largo para asegurar que la conexión de los elementos de arriostramiento sea suficiente para una transmisión adecuada de los cortantes de un arriostramiento a otro. En cualquier caso, el solape deberá ser al menos del 25%.

Si el solape supera $\lambda_{ov,lim} = 60\%$ en el caso de que la zona oculta del elemento de arriostramiento solapado no esté soldado, o $\lambda_{ov,lim} = 80\%$ en el caso de que la zona oculta del arriostramiento solapado esté soldado o si son secciones rectangulares con $h_i < b_i$ y/o $h_j < b_j$, la conexión entre los elementos de arriostramiento y la cara del cordón deberá comprobarse a cortante.

(7) Cuando los elementos de arriostramiento solapados tengan distintos espesores y/o diferentes resistencias, el elemento estructural con el menor valor de $t_i f_{yi}$ deberá solaparse al otro elemento.

(8) Cuando los elementos de arriostramiento solapados tengan anchos distintos, el elemento más estrecho deberá solaparse al más ancho.

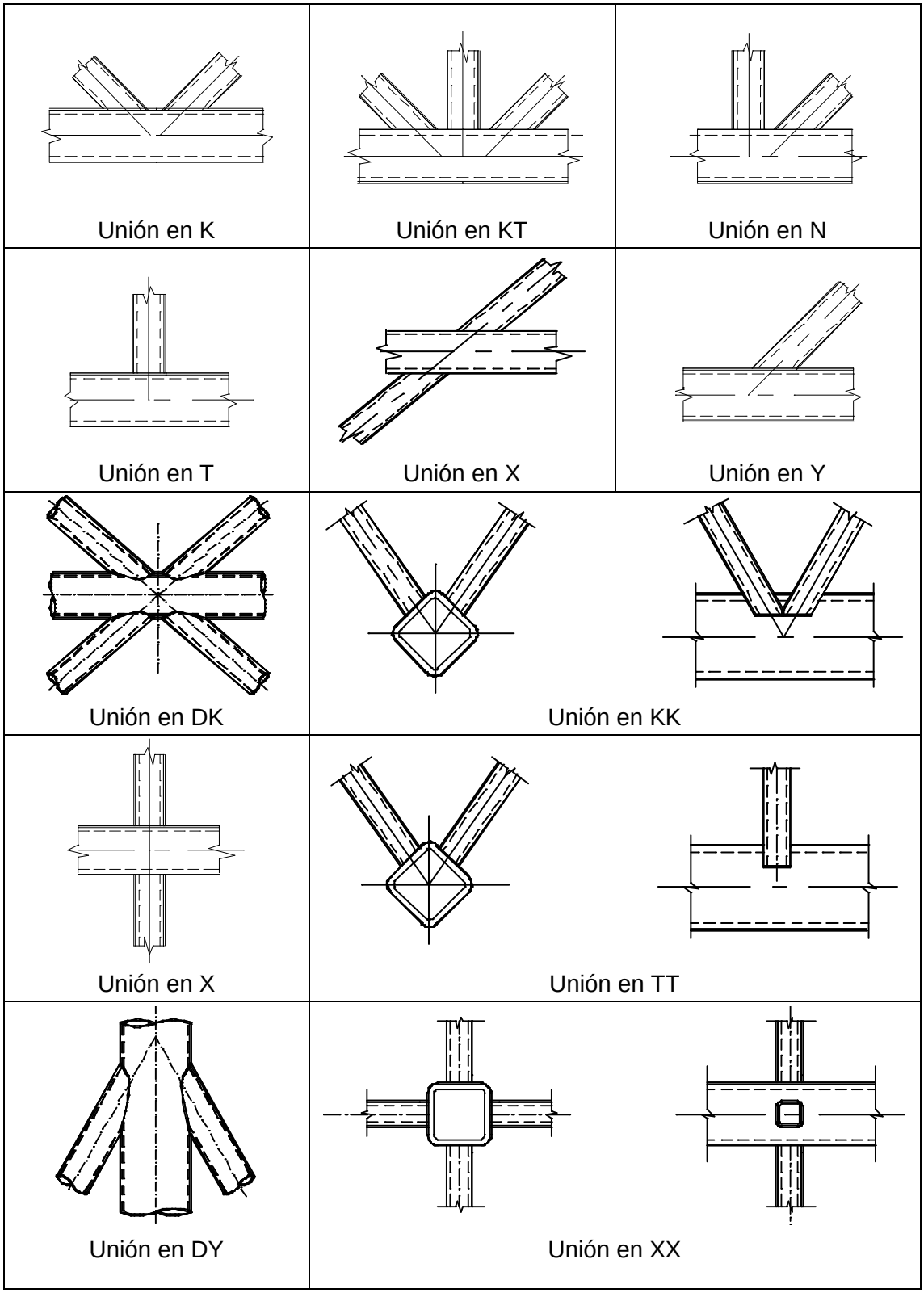


Figura A26.7.1. Tipos de uniones en vigas de celosía de perfiles tubulares

7.2 Cálculo

7.2.1 Generalidades

(1) El valor de cálculo de los esfuerzos axiles en los elementos de arriostramiento y en los cordones en estado límite último, no deberá superar las resistencias de cálculo de los elementos estructurales determinados a partir del Anejo 22.

(2) Los valores de cálculo del esfuerzo axil en los elementos de arriostramiento en estado límite último tampoco deberán superar las resistencias de cálculo de las uniones descritas en 7.4, 7.5, 7.6 o 7.7, según corresponda.

(3) Las tensiones $\sigma_{0,Ed}$ ó $\sigma_{p,Ed}$ de un elemento tubular en una unión deberá determinarse a partir de:

$$\sigma_{0,Ed} = \frac{N_{0,Ed}}{A_0} + \frac{M_{0,Ed}}{W_{el,0}} \quad (7.1)$$

$$\sigma_{p,Ed} = \frac{N_{p,Ed}}{A_0} + \frac{M_{0,Ed}}{W_{el,0}} \quad (7.2)$$

donde:

$$N_{p,Ed} = N_{0,Ed} - \sum_{i>0} N_{i,Ed}\, cos\theta_i$$

7.2.2. Modos de fallo para uniones de perfiles tubulares

(1) Las resistencias de cálculo de las uniones de conexiones entre perfiles tubulares y entre perfiles tubulares y secciones abiertas, deberán basarse en los siguientes modos de fallo:

a) **Rotura de la cara del elemento tubular** (plastificación de la cara del tubo) o plastificación del tubo (plastificación de la sección transversal del tubo);

b) **Rotura de la cara lateral del tubo** (o **rotura del alma del tubo**) por plastificación, rotura o inestabilidad (aplastamiento o abolladura de la cara o del alma del tubo) debida a la compresión transmitida por el elemento de arriostramiento;

c) **Rotura del tubo por cortante;**

d) Fallo por **punzonamiento** de la pared de la cara de un tubo (iniciación de fisura que da lugar a la separación de los elementos de arriostramiento del cordón);

e) **Rotura del elemento de arriostramiento** con reducción del ancho eficaz (fisuración en las soldaduras o en los elementos de arriostramiento);

f) **Fallo por pandeo** local del elemento de arriostramiento o del cordón tubular en la unión.

NOTA: Las frases impresas en negrita en esta lista se emplean para describir los diversos modos de fallo recogidos en las tablas de resistencias de cálculo dadas en 7.4 a 7.7.

(2) La Figura A26.7.2 ilustra los modos de fallo (a) a (f) para uniones entre elementos de arriostramiento de PTC y cordones de perfiles tubulares.

(3) La Figura A26.7.3 ilustra los modos de fallo (a) a (f) para uniones entre elementos de arriostramiento de PTR y cordones de perfiles tubulares.

(4) La Figura A26.7.4 ilustra los modos de fallo de (a) a (f) para uniones entre elementos de arriostramiento de PTC y PTR y cordones de perfiles en I o en H.

(5) Aunque la resistencia de una unión con soldaduras bien ejecutadas sea generalmente mayor en tracción que en compresión, la resistencia de cálculo de la unión dependerá, normalmente, de la resistencia a compresión del arriostramiento, para evitar una posible deformación local excesiva o una reducción de la capacidad de giro o de la capacidad de deformación, que podrían producirse en caso contrario.

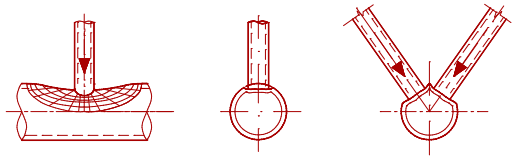
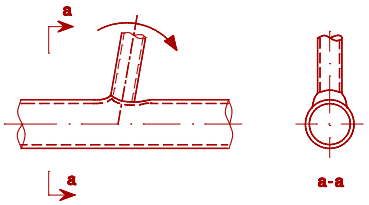
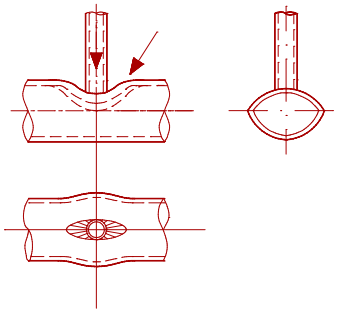
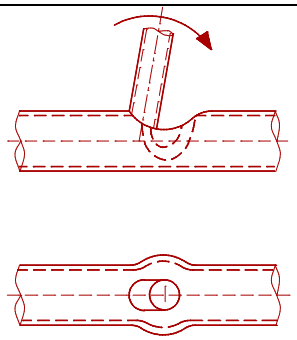
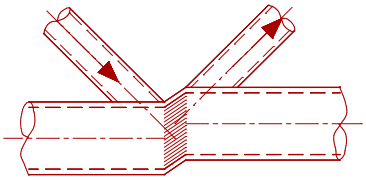
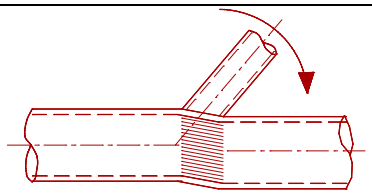
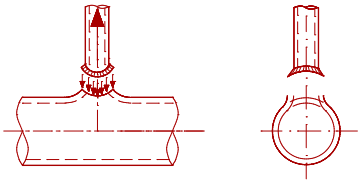
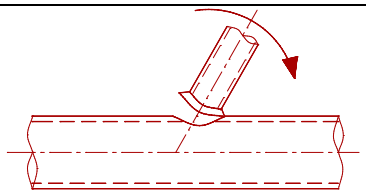
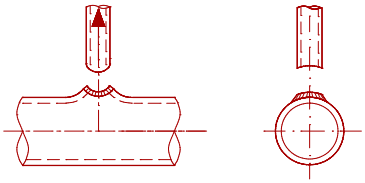
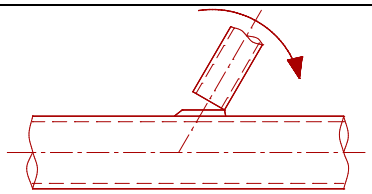
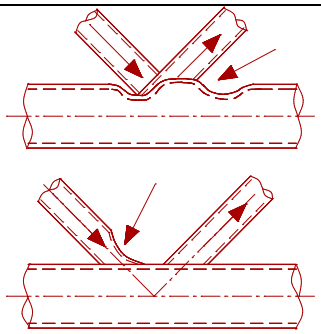
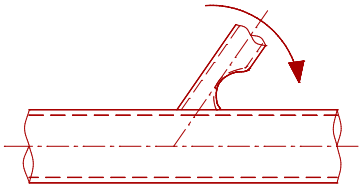
Modo	Esfuerzo axil	Momento flector
a		
b		
c		
d		
e		
f		

Figura A26.7.2. Modos de fallo para uniones entre elementos de PTC

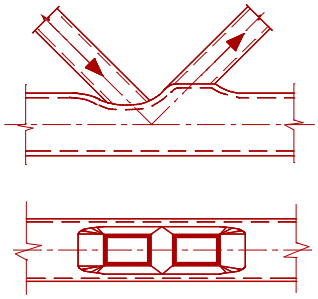
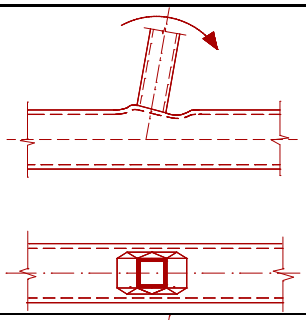
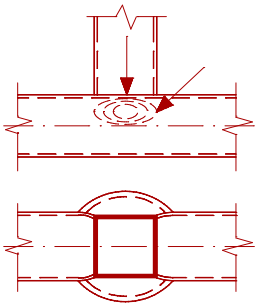
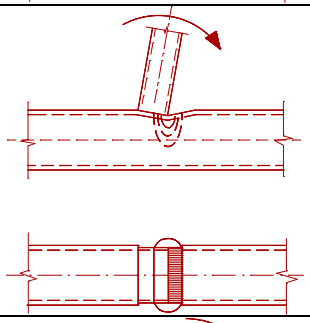
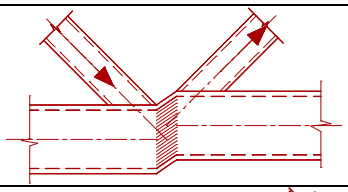
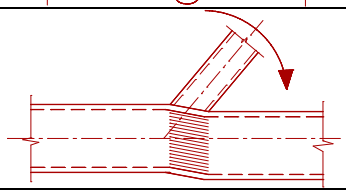
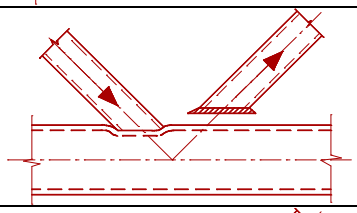
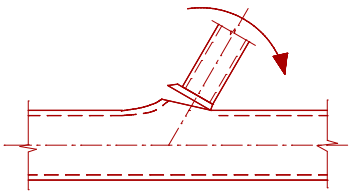
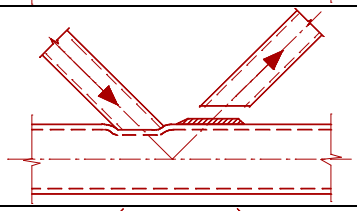
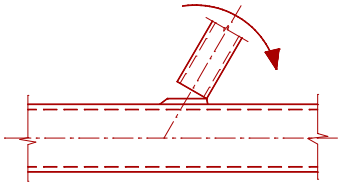
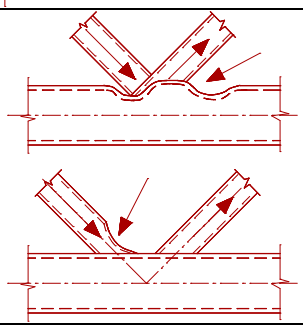
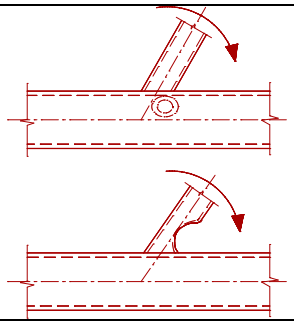
Modo	Esfuerzo axil	Momento flector
a		
b		
c		
d		
e		
f		

Figura A26.7.3. Modos de fallo en uniones entre elementos de arriostramiento de PTR y cordones de PTR

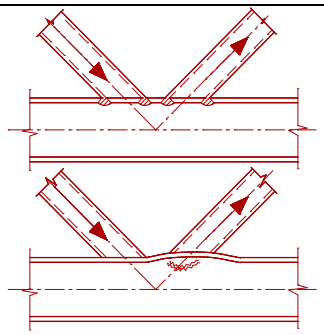
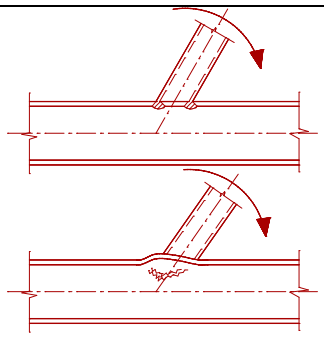
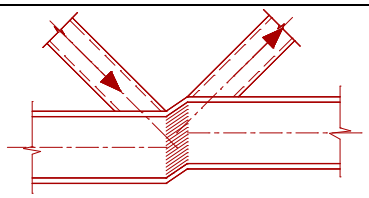
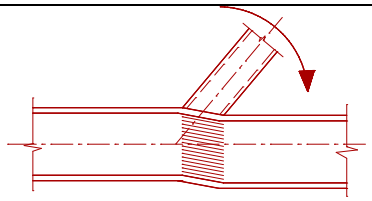
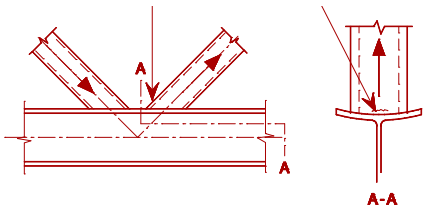
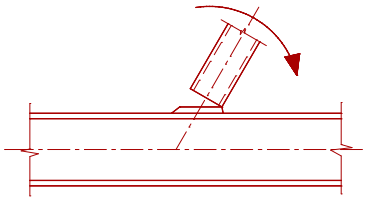
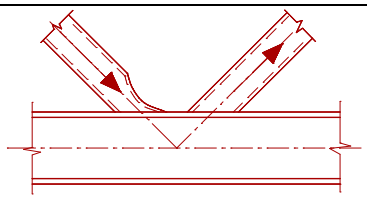
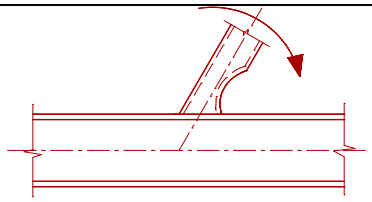
Modo	Esfuerzo axil	Momento flector
a	–	–
b		
c		
d	–	–
e		
f		

Figura A26.7.4. Modos de fallo en uniones entre elementos de arriostramiento de PTC o de PTR y cordones de perfiles en I o en H.

7.3 Soldaduras

7.3.1 Resistencia de cálculo

(1) Las soldaduras que conectan los elementos de arriostramiento a los cordones, deberán dimensionarse para tener una resistencia suficiente para poder considerar distribuciones no uniformes de tensiones y una capacidad de deformación suficiente para poder tener en cuenta la redistribución de los momentos flectores.

(2) En uniones soldadas, la conexión deberá realizarse, normalmente, alrededor de todo el perímetro del perfil tubular mediante una soldadura a tope, en ángulo, o combinación de ambas. Sin embargo, en uniones parcialmente solapadas, la parte oculta de la conexión no necesitará soldarse, siempre que los esfuerzos axiles en los elementos de arriostramiento sean tales que sus componentes perpendiculares al eje del cordón no difieran en más de un 20%.

(3) Los detalles habituales de soldadura se muestran en el Capítulo 21 del Código Estructural.

(4) La resistencia de cálculo de la soldadura, por unidad de longitud del perímetro de elemento de arriostramiento, en general, no deberá ser menor que la resistencia de cálculo de la sección de ese elemento por unidad de longitud de perímetro.

(5) El espesor de garganta requerido, deberá determinarse según el apartado 4.

(6) El criterio descrito en 7.3.1(4) podrá no aplicarse cuando se pueda justificar el empleo de una soldadura con un tamaño más pequeño, considerando tanto la resistencia como la capacidad de deformación y la de giro, teniendo en cuenta la posibilidad de que únicamente una parte de su longitud sea efectiva.

(7) Para perfiles tubulares rectangulares, el espesor de garganta de cálculo de la soldadura de chaflán se define en la Figura A26.7.5.

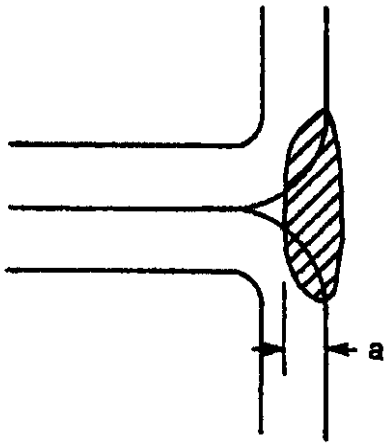


Figura A26.7.5. Espesor de garganta de cálculo de la ranura en chaflán de la soldadura en un perfil tubular rectangular

(8) Para soldaduras en zonas conformadas en frío, véase 4.14.

7.4 Uniones soldadas entre elementos de PTC

7.4.1 Generalidades

(1) Siempre que la geometría de las uniones esté comprendida en el rango de validez dado en la Tabla A26.7.1, las resistencias de cálculo de las uniones soldadas entre elementos de perfiles tubulares circulares pueden determinarse empleando 7.4.2 y 7.4.3.

(2) Para uniones dentro del rango de validez dado en la Tabla A26.7.1, únicamente será necesario considerar la rotura de la cara del elemento tubular y la rotura por punzonamiento de la pared. La resistencia de cálculo de una unión deberá tomarse como el valor mínimo entre estos dos criterios.

(3) Para uniones fuera del rango de validez dado en la Tabla A26.7.1, deberán considerarse todos los criterios dados en 7.2.2. Además, deberán tenerse en cuenta los momentos hiperestáticos en las uniones producidos por su rigidez al giro.

Tabla A26.7.1. Rango de validez para uniones soldadas entre elementos de arriostramiento de PTC y cordones de PTC

Relación de diámetro		$0{,}2 \leq d_i/d_0 \leq 1{,}0$
Cordones	tracción	$10 \leq d_0/t_0 \leq 50$ (generalmente), pero: si $10 \leq d_0/t_0 \leq 40$ (para uniones en X)
	compresión	Clase 1 o 2 y $10 \leq d_0/t_0 \leq 50$ (generalmente), pero: si $10 \leq d_0/t_0 \leq 40$ (para uniones en X)
Elementos de relleno	tracción	$d_i/t_i \leq 50$
	compresión	Clase 1 o 2
Solape		$25\% \leq \lambda_{ov} \leq \lambda_{ov,lim}$, véase 7.12(6)
Espaciamiento		$g \geq t_1 + t_2$

7.4.2 Uniones planas

(1) En las conexiones entre elementos de arriostramiento sometidos únicamente a axiles, los esfuerzos axiles de cálculo $N_{i,Ed}$, no deberán superar el valor del axil resistente de cálculo de la unión soldada $N_{j,Ed}$, obtenido de la Tabla A26.7.2, la Tabla A26.7.3 o de la Tabla A26.7.4.

(2) Las conexiones entre elementos de arriostramiento sometidos a flexión compuesta deberán cumplir:

$$\frac{N_{i,Ed}}{N_{i,Rd}} + \left[\frac{|M_{ip,i,Ed}|}{M_{ip,i,Rd}}\right]^2 + \frac{M_{op,i,Ed}}{M_{op,i,Rd}} \leq 1{,}0 \qquad (7.3)$$

donde:

$M_{ip,i,Rd}$ es el momento resistente de cálculo dentro de su plano;

$M_{ip,i,Ed}$ es el momento de cálculo dentro de su plano;

$M_{op,i,Rd}$ es el momento resistente de cálculo fuera de su plano;

$M_{op,i,Ed}$ es el momento de cálculo fuera de su plano.

Tabla A26.7.2. Resistencias de cálculo de uniones soldadas entre elementos de arriostramiento de PTC y cordones de PTC

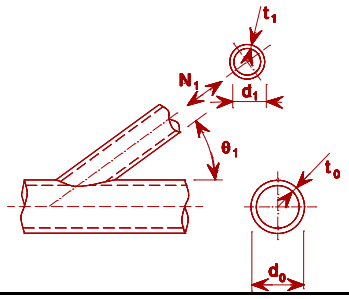
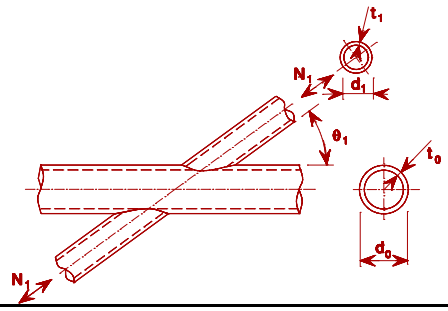
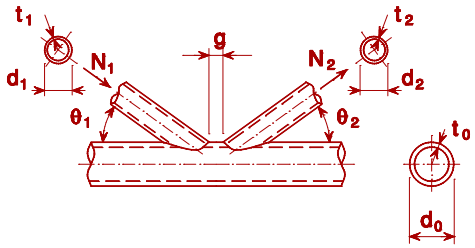
<table>
<tr><td colspan="2">Rotura de la cara del elemento tubular - Uniones en Y y T</td></tr>
<tr><td> 
</td><td>$N_{1,Rd} = \dfrac{\gamma^{0,2} k_p f_{y0} t_0^2}{sen\,\theta_1}(2{,}8 + 14{,}2\beta^2)/\gamma_{M5}$</td></tr>
<tr><td colspan="2">Rotura de la cara del cordón tubular Uniones en X</td></tr>
<tr><td> 
</td><td>$N_{1,Rd} = \dfrac{k_p f_{y0} t_0^2}{sen\,\theta_1}\dfrac{5{,}2}{(1-0{,}81\beta)}/\gamma_{M5}$</td></tr>
<tr><td colspan="2">Rotura de la cara del cordón tubular Uniones en K y N con holgura o con solape</td></tr>
<tr><td> 
</td><td>$N_{1,Rd} = \dfrac{k_g k_p f_{y0} t_0^2}{sen\,\theta_1}\left(1{,}8 + 10{,}2\dfrac{d_1}{d_0}\right)/\gamma_{M5}$
$N_{2,Rd} = \dfrac{sen\,\theta_1}{sen\,\theta_2} N_{1,Rd}$</td></tr>
<tr><td colspan="2">Fallo por punzonamiento - Uniones en K, N y KT con holgura y uniones en T, Y y X [i = 1, 2 ó 3]</td></tr>
<tr><td colspan="2">Cuando $d_i \le d_0 - 2t_0$: $N_{i,Rd} = \dfrac{f_{y0}}{\sqrt{3}} t_0 \pi d_i \dfrac{1+sen\,\theta_i}{2sen^2\theta_i}/\gamma_{M5}$</td></tr>
<tr><td colspan="2">Factores k_g y k_p</td></tr>
<tr><td colspan="2">$k_g = \gamma^{0,2}\left(1 + \dfrac{0{,}024\gamma^{1,2}}{1+\exp(0{,}5g/t_0 - 1{,}33)}\right)$ (véase la Figura A26.7.6)</td></tr>
<tr><td colspan="2">Para $n_p > 0$ (compresión): $k_p = 1 - 0{,}3\,n_p(1 + n_p)$ si $k_p \le 1{,}0$
Para $n_p \le 0$ (tracción): $k_p = 1{,}0$</td></tr>
</table>

Tabla A26.7.3. Resistencias de cálculo de uniones soldadas entre cartelas y cordones de PTC

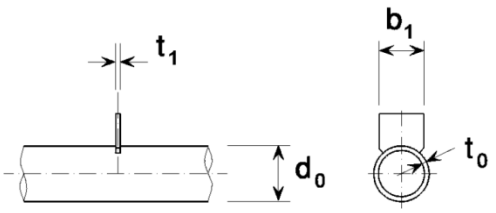
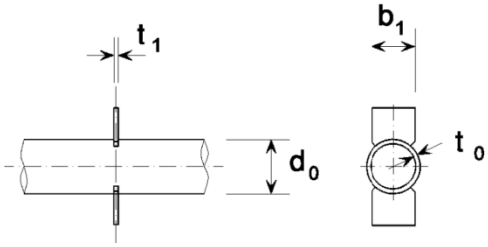
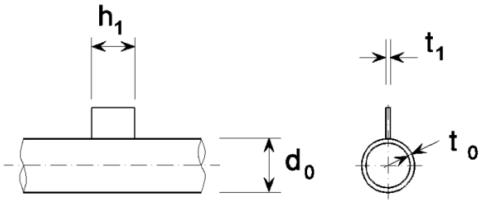
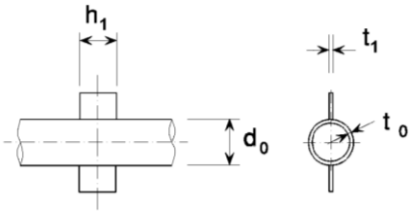
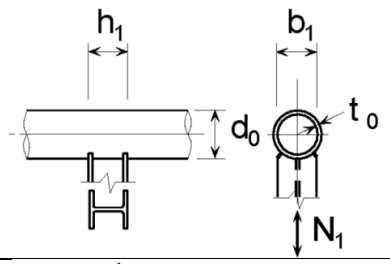
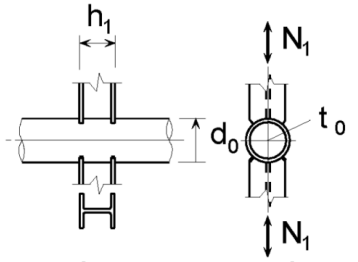
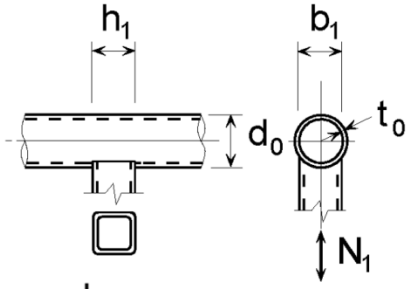
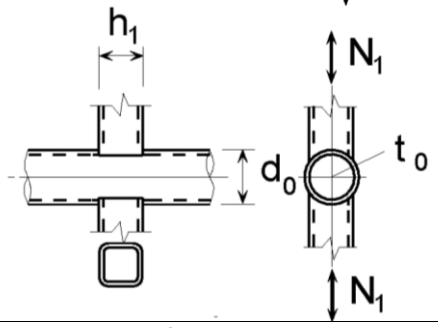
<table>
<tr><td colspan="2">Roturade la cara del cordón tubular</td></tr>
<tr><td> 
</td><td>$N_{1,Rd} = k_p f_{y0} t_0^2 (4 + 20\beta^2) / \gamma_{M5}$
$M_{ip,1,Rd} = 0$
$M_{op,1,Rd} = 0{,}5\, b_1 N_{1,Rd}$</td></tr>
<tr><td> 
</td><td>$N_{1,Rd} = \dfrac{5 k_p f_{y0} t_0^2}{1 - 0{,}81\beta} / \gamma_{M5}$
$M_{ip,1,Rd} = 0$
$M_{op,1,Rd} = 0{,}5\, b_1 N_{1,Rd}$</td></tr>
<tr><td> 
</td><td>$N_{1,Rd} = 5 k_p f_{y0} t_0^2 (1 + 0{,}25\eta) / \gamma_{M5}$
$M_{ip,1,Rd} = h_1 N_{1,Rd}$
$M_{op,1,Rd} = 0$</td></tr>
<tr><td> 
</td><td>$N_{1,Rd} = 5 k_p f_{y0} t_0^2 (1 + 0{,}25\eta) / \gamma_{M5}$
$M_{ip,1,Rd} = h_1 N_{1,Rd}$
$M_{op,1,Rd} = 0$</td></tr>
<tr><td colspan="2">Fallo por punzonamiento</td></tr>
<tr><td colspan="2">$\sigma_{max} t_1 = (N_{Ed} / A + M_{Ed} / W_{el}) t_1 \le 2 t_0 (f_{y0} / \sqrt{3}) / \gamma_{M5}$</td></tr>
<tr><td>Rango de validez</td><td>Factor k_p</td></tr>
<tr><td>Además de los límites dados en la Tabla A26.7.1:
$\beta \ge 0{,}4$ y $\eta \le 4$
donde $\beta = b_1/d_0$ y $\eta = h_1/d_0$</td><td>Para $n_p > 0$ (compresión):
$k_p = 1 - 0{,}3\, n_p (1 + n_p)$ si $k_p \le 1{,}0$
Para $n_p \le 0$ (tracción): $k_p = 1{,}0$</td></tr>
</table>

Tabla A26.7.4. Resistencias de cálculo de uniones soldadas que unen perfiles en I, H o PTR a cordones de PTC

<table>
<tr><td colspan="2">Rotura de la cara del elemento tubular</td></tr>
<tr><td> 
</td><td>$N_{1,Rd} = k_p f_{y0} t_0^2 (4 + 20\beta^2)(1 + 0{,}25\eta)/\gamma_{M5}$
$M_{ip,1,Rd} = h_1 N_{1,Rd}/(1 + 0{,}25\eta)$
$M_{op,1,Rd} = 0{,}5 b_1 N_{1,Rd}$</td></tr>
<tr><td> 
</td><td>$N_{1,Rd} = \dfrac{5 k_p f_{y0} t_0^2}{1 - 0{,}81\beta}(1 + 0{,}25\eta)/\gamma_{M5}$
$M_{ip,1,Rd} = h_1 N_{1,Rd}/(1 + 0{,}25\eta)$
$M_{op,1,Rd} = 0{,}5 b_1 N_{1,Rd}$</td></tr>
<tr><td> 
</td><td>$N_{1,Rd} = k_p f_{y0} t_0^2 (4 + 20\beta^2)(1 + 0{,}25\eta)/\gamma_{M5}$
$M_{ip,1,Rd} = h_1 N_{1,Rd}$
$M_{op,1,Rd} = 0{,}5 b_1 N_{1,Rd}$</td></tr>
<tr><td> 
</td><td>$N_{1,Rd} = \dfrac{5 k_p f_{y0} t_0^2}{1 - 0{,}81\beta}(1 + 0{,}25\eta)/\gamma_{M5}$
$M_{ip,1,Rd} = h_1 N_{1,Rd}$
$M_{op,1,Rd} = 0{,}5 b_1 N_{1,Rd}$</td></tr>
<tr><td colspan="2">Fallo por punzonamiento</td></tr>
<tr><td colspan="2">Para perfiles en I o en H con $\eta > 2$ (para compresión axial y flexión fuera del plano) y para PTR:
$\sigma_{máx} t_i = \left(N_{Ed,1}/A_1 + M_{Ed,1}/W_{el,1}\right) t_1 \leq t_0 \left(f_{y0}/\sqrt{3}\right)/\gamma_{M5}$
Para el resto de perfiles:
$\sigma_{máx} t_i = \left(N_{Ed,1}/A_1 + M_{Ed,1}/W_{el,1}\right) t_1 \leq 2\, t_0 \left(f_{y0}/\sqrt{3}\right)/\gamma_{M5}$
donde t_1 es el ala o el espesor de pared del perfil transversal en I, en H o PTR.¡</td></tr>
<tr><td>Rango de validez</td><td>Coeficiente k_p</td></tr>
<tr><td>Además de los límites dados en la Tabla A26.7.1:
$\beta \geq 0{,}4$ y $\eta \leq 4$
donde $\beta = b_1/d_0$ y $\eta = h_1/d_0$</td><td>Para $n_p > 0$ (compresión):
$k_p = 1 - 0{,}3 n_p (1 + n_p)$ si $k_p \leq 1{,}0$
Para $n_p \leq 0$ (tracción): $k_p = 1{,}0$</td></tr>
</table>

(3) El momento de cálculo $M_{i,Ed}$, puede tomarse como el valor en el punto donde el eje del elemento de arriostramiento se encuentra con la cara del cordón.

(4) El momento resistente de cálculo en el plano de la unión y momento resistente de cálculo fuera del plano de la unión $M_{i,Rd}$, deberán obtenerse de la Tabla A26.7.3, la Tabla A26.7.4 o de la Tabla A26.7.5.

(5) Los tipos especiales de uniones soldadas indicados en la Tabla A26.7.6 deberán cumplir con los criterios de cálculo apropiados, especificados, para cada tipo, en dicha tabla.

(6) Los valores del coeficiente k_g que se emplea en la Tabla A26.7.2 para uniones en K, N y KT, se dan en la Figura A26.7.6. El coeficiente k_g se emplea tanto para uniones con holgura como para uniones con solape, adoptando $g$para ambas y empleando los valores negativos de g para representar el solape q, como se define en la Figura A26.1.3(b).

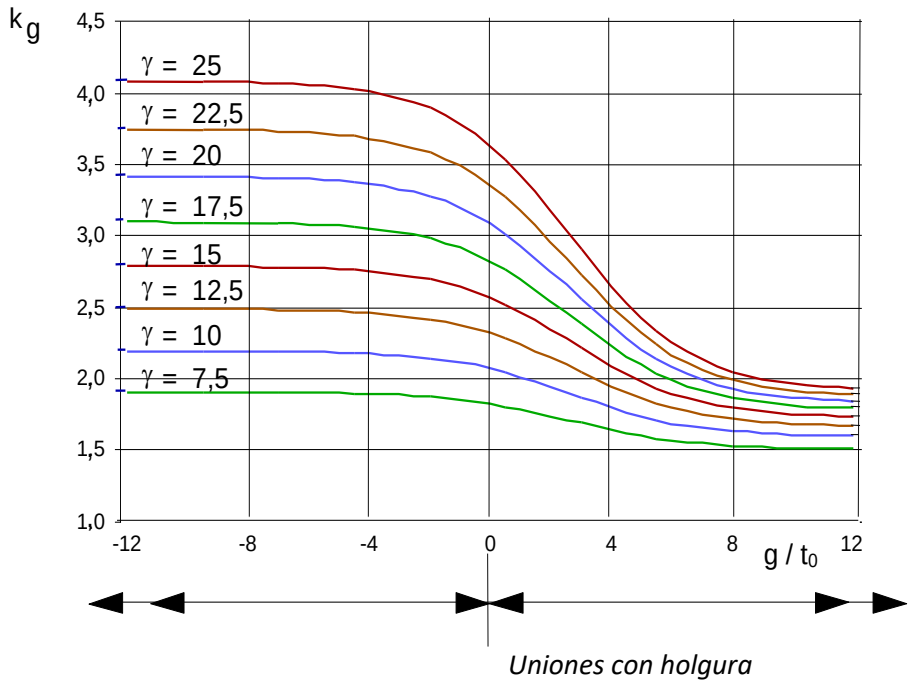


Figura A26.7.6. Valores del coeficiente k_g a emplear en la Tabla A26.7.2

Tabla A26.7.5. Momentos resistentes de cálculo en uniones soldadas entre elementos de arriostramiento de PTC y cordones de PTC

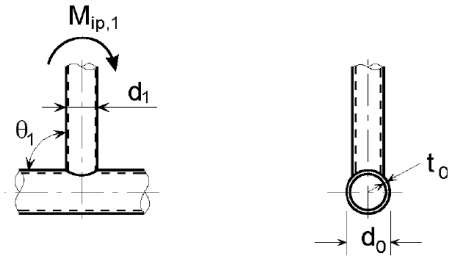
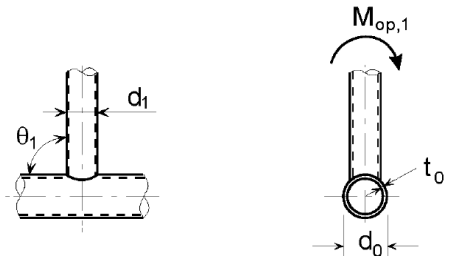
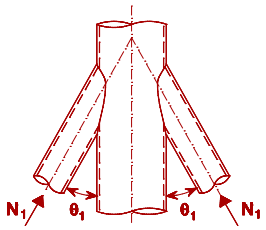
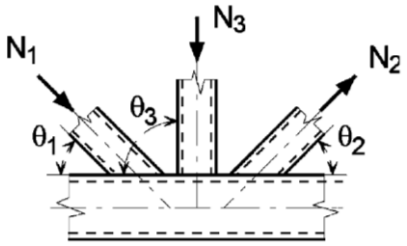
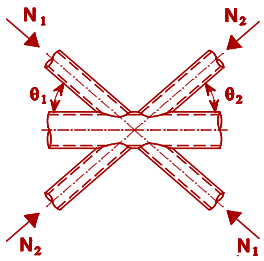
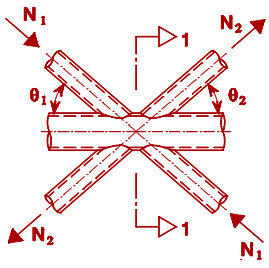
<table>
<tr><td colspan="2">Rotura de la cara del cordón - Uniones en T, X, e Y</td></tr>
<tr><td> 
</td><td>$M_{ip,1,Rd} = 4{,}85 \frac{f_{y0} t_0^2 d_1}{sen\,\theta_1} \sqrt{\gamma}\,\beta k_p / \gamma_{M5}$</td></tr>
<tr><td colspan="2">Roturade la cara del cordón tubular - Uniones en K, N, T, X, e Y</td></tr>
<tr><td> 
</td><td>$M_{op,1,Rd} = \frac{f_{y0} t_0^2 d_1}{sen\,\theta_1} \frac{2{,}7}{1-0{,}81\beta} k_p / \gamma_{M5}$</td></tr>
<tr><td colspan="2">Fallo por punzonamiento - Uniones en K y N con holgura y uniones en T, X e Y</td></tr>
<tr><td colspan="2">Cuando $d_1 \le d_0 - 2t_0$:
$M_{ip,1,Rd} = \frac{f_{y0} t_0 d_1^2}{\sqrt{3}} \frac{1+3sen\,\theta_1}{4sen^2\theta_1} / \gamma_{M5}$
$M_{op,1,Rd} = \frac{f_{y0} t_0 d_1^2}{\sqrt{3}} \frac{3+sen\,\theta_1}{4sen^2\theta_1} / \gamma_{M5}$</td></tr>
<tr><td colspan="2">Factor k_p</td></tr>
<tr><td colspan="2">Para $n_p > 0$ (compresión): $k_p = 1 - 0{,}3\, n_p (1 + n_p)$ si $k_p \le 1{,}0$
Para $n_p \le 0$ (tracción): $k_p = 1{,}0$</td></tr>
</table>

Tabla A26.7.6. Criterios de cálculo para tipos especiales de uniones soldadas entre elementos de arriostramiento de PTC y cordones de PTC

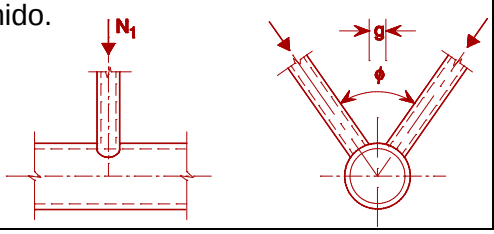
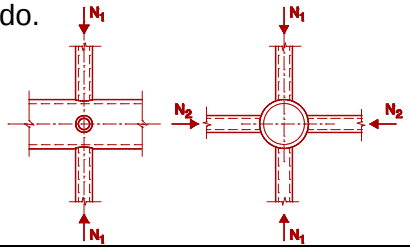
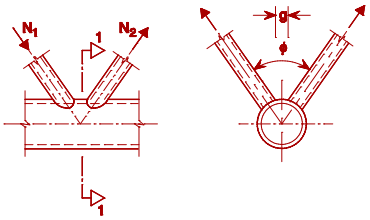
Tipo de unión	Criterios de cálculo
Los esfuerzos pueden ser de tracción o de compresión, pero deben actuar en la misma dirección en ambos elementos. 	$N_{1,Ed} \leq N_{1,Rd}$ donde $N_{1,Rd}$ es el valor de $N_{1,Rd}$ para una unión en X conforme con la Tabla A26.7.2.
Elementos 1 y 3 se encuentran siempre comprimidos y el elemento 2 siempre traccionado. 	$N_{1,Ed}\,\text{sen}\theta_1 + N_{3,Ed}\,\text{sen}\theta_3 \leq N_{1,Rd}\,\text{sen}\theta_1$ $N_{2,Ed}\,\text{sen}\theta_2 \leq N_{1,Rd}\,\text{sen}\theta_1$ Donde $N_{1,Rd}$ es el valor de $N_{1,Rd}$ para una unión en K de acuerdo con la Tabla A26.7.2. pero con $\frac{d_1}{d_0}$ sustituido por: $\frac{d_1+d_2+d_3}{3d_0}$
Todos los elementos de arriostramiento deberán estar siempre, o bien comprimidos, o bien traccionados. 	$N_{1,Ed}\,\text{sen}\theta_1 + N_{2,Ed}\,\text{sen}\theta_2 \leq N_{x,Rd}\,\text{sen}\theta_x$ donde $N_{x,Rd}$ es el valor de $N_{x,Rd}$ para una unión en X de acuerdo con la Tabla A26.7.2., siendo $N_{x,Rd}\,\text{sen}\theta_x$ el mayor valor de: $\lvert N_{1,Rd}\,\text{sen}\theta_1 \rvert$ y $\lvert N_{2,Rd}\,\text{sen}\theta_2 \rvert$
El elemento 1 se encuentra siempre comprimido y el 2, siempre traccionado. 	$N_{i,Ed} \leq N_{i,Rd}$ donde $N_{1,Rd}$ es el valor de $N_{1,Rd}$ para una unión en K de acuerdo con la Tabla A26.7.2. En uniones espaciadas o con holgura, en la sección 1-1 del cordón tubular de la figura, debe cumplirse además: $\left[\frac{N_{0,Ed}}{N_{pl,0,Rd}}\right]^2 + \left[\frac{V_{0,Ed}}{V_{pl,0,Rd}}\right]^2 \leq 1{,}0$

7.4.3 Uniones espaciales

(1) En una unión espacial, deberán satisfacerse los criterios de cálculo dados en 7.4.2, para cada uno de los planos, empleando las resistencias de cálculo reducidas obtenidas según 7.4.3(2).

(2) Las resistencias de cálculo para cada plano de una unión espacial deberán determinarse aplicando el coeficiente de reducción μ apropiado, dado en la Tabla A26.7.7 para la resistencia de la unión plana correspondiente, calculada de acuerdo con 7.4.2, empleando la fuerza del cordón apropiada para k_p.

Tabla A26.7.7. Coeficientes de reducción para uniones espaciales

Tipo de unión	Coeficiente de reducción μ
Unión en TT	$60° \le \varphi \le 90°$
El elemento 1 puede estar traccionado o comprimido. 	$\mu = 1{,}0$
Unión en XX	
Los elementos 1 y 2 pueden estar traccionados o comprimidos. $N_{2,Ed}/N_{1,Ed}$ es negativo si un elemento está traccionado y otro comprimido. 	$\mu = 1 + 0{,}33 N_{2,Ed} / N_{1,Ed}$ teniendo en cuenta el signo de $N_{1,Ed}$ y $N_{2,Ed}$ donde: $\lvert N_{2,Ed} \rvert \le \lvert N_{1,Ed} \rvert$
Unión en KK	$60° \le \varphi \le 90°$
El elemento 1 está siempre comprimido y el elemento 2 siempre traccionado. 	$\mu = 0{,}9$ Siempre que, en uniones con holgura, en la sección 1-1 del cordón se cumpla: $\left[\frac{N_{0,Ed}}{N_{pl,0,Rd}}\right]^2 + \left[\frac{V_{0,Ed}}{V_{pl,0,Rd}}\right]^2 \le 1{,}0$

7.5. Uniones soldadas entre elementos de arriostramiento de PTC o PTR y cordones de PTR

7.5.1 Generalidades

(1) Siempre que la geometría de las uniones esté dentro del rango de validez dado en la Tabla A26.7.8, las resistencias de cálculo de las uniones soldadas entre los elementos de arriostramiento con perfiles tubulares y los elementos con perfiles tubulares cuadradas o rectangulares, pueden determinarse empleando 7.5.2 y 7.5.3.

(2) Para uniones dentro del rango de validez dado en la Tabla A26.7.8, únicamente es necesario considerar los criterios de cálculo recogidos por la tabla correspondiente. La resistencia de cálculo de una unión deberá tomarse como el mínimo valor entre todos los criterios aplicables.

(3) Para uniones fuera del rango de validez dado en la Tabla A26.7.8, deberán considerarse todos los criterios dados en 7.2.2. Además, deberán tenerse en cuenta los momentos hiperestáticos en las uniones causados por su rigidez al giro.

Tabla A26.7.8. Rango de validez para uniones soldadas entre elementos de arriostramiento de PHR y PHC, y cordones de PHR

Tipo de unión	Parámetros de unión [$i = 1$ *o* $2, j =$ *arriostramientos solapados*]					
	b_i/b_0 o d_i/b_0	b_i/b_0 y h_i/t_i o d_i/t_i		h_0/b_0 o h_i/b_i	b_0/t_0 o h_0/t_0	Holgura o solape b_i/b_j
		Compresión	Tracción			
T, Y o X	b_i/b_0 $\geq 0{,}25$	$b_i/t_i \leq 35$ y			≤ 35 y Clase 2	-
K con holgura N con holgura	b_i/b_0 $\geq 0{,}35$ y $\geq 0{,}1 + 0{,}01\, b_0/$	$h_i/t_i \leq 35$ y Clase 2	$b_i/t_i \leq 35$ y $h_i/t_i \leq 35$	$\geq 0{,}5$ si $\leq 2{,}0$	≤ 35 y Clase 2	$g/b_0 \geq 0{,}5(1-\beta)$ si $\leq 1{,}5(1-\beta)$[1)] y como mínimo $g \geq t_1 + t_2$
K con solape N con solape	b_i/b_0 $\geq 0{,}25$	Clase 1			Clase 2	$\lambda_{ov} \geq 25\%$ si $\lambda_{ov} \leq 100\%$[2)] y $b_i/b_j \geq 0{,}75$
Elemento de arriostramiento circular	d_i/b_0 $\geq 0{,}4$ si $\leq 0{,}8$	Clase 1	$d_i/t_i \leq 50$	Como anteriormente, pero d_i reemplazando b_i y d_j reemplazando b_j.		

[1)] Si $g/b_0 > 1{,}5(1-\beta)$ y $g > t_1 + t_2$se tratará la unión como dos T separadas o en Y

[2)] $\lambda_{ov,lim} = 60\%$ en el caso de que la zona oculta del elemento de arriostramiento solapado no esté soldada, y el 80% en el caso de que la zona oculta del elemento de arriostramiento esté soldada. Si el solape supera $\lambda_{ov,lim}$ o si los elementos de arriostramiento son secciones rectangulares con $h_i < b_1$ y/o $h_j < b_j$, la conexión entre los elementos de arriostramiento y la cara del cordón tubular debe comprobarse a cortante.

7.5.2 Uniones planas

7.5.2.1 Uniones sin reforzar

(1) En los elementos de arriostramiento sometidos únicamente a axiles, el esfuerzo axil de cálculo $N_{i,Ed}$, no deberá superar la resistencia de cálculo de la unión soldada $N_{i,Ed}$ determinada a partir de 7.5.2.1(2) ó 7.5.2.1(4), según corresponda.

(2) Cuando la geometría de las uniones se encuentra dentro del rango de validez dado en la Tabla A26.7.8 y además cumple las condiciones dadas en la Tabla A26.7.9, en las uniones soldadas entre elementos de arriostramiento de perfiles tubulares cuadrados o circulares y cordones de perfiles tubulares cuadrados, pueden determinarse las resistencias de cálculo axil a partir de las expresiones dadas en la Tabla A26.7.10.

(3) Para uniones dentro del rango de validez de la Tabla A26.7.9, los únicos criterios de cálculo que deben considerarse son la rotura de la cara del cordón y la de los elementos de arriostramiento, considerando el ancho eficaz reducido. La resistencia de cálculo a considerar será el mínimo valor de esos dos criterios.

NOTA: La resistencia de cálculo para uniones entre elementos de arriostramiento de perfiles tubulares y elementos con un perfil tubular cuadrado dados en la Tabla A26.7.10, ha sido simplificada, omitiéndose los criterios de cálculo que nunca serán críticos si se está dentro del rango de validez de la Tabla A26.7.9.

(4) Las resistencia de cálculo de algunas uniones soldadas sin reforzar entre elementos de arriostramiento con PTC o PTR y cordones de PTR, que se encuentran en el rango de validez de la Tabla A26.7.8, puede determinarse empleando las expresiones dadas en la Tabla A26.7.10, A26.7.11, A26.7.12 ó A26.7.13, según corresponda. Para uniones reforzadas véase 7.5.2.2.

Tabla A26.7.9. Condiciones adicionales para el empleo de la Tabla A26.7.10

Tipo de elemento de arriostramiento	Tipo de unión	Parámetros de unión	
Perfil tubular cuadrado	T, Y o X	$b_i/b_0 \leq 0{,}85$	$b_0/t_0 \geq 10$
	En K o en N con holgura	$0{,}6 \leq \frac{b_1 + b_2}{2b_1} \leq 1{,}3$	$b_0/t_0 \geq 15$
Perfil tubular circular	T, Y o X		$b_0/t_0 \geq 10$
	En K o en N con holgura	$0{,}6 \leq \frac{d_1 + d_2}{2d_1} \leq 1{,}3$	$b_0/t_0 \geq 15$

Tabla A26.7.10. Resistencias de cálculo de las uniones soldadas entre perfiles tubulares cuadrados o circulares

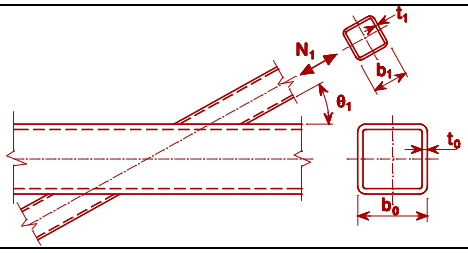
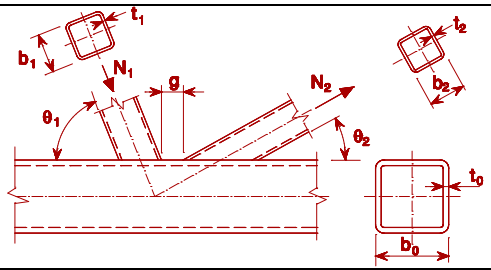
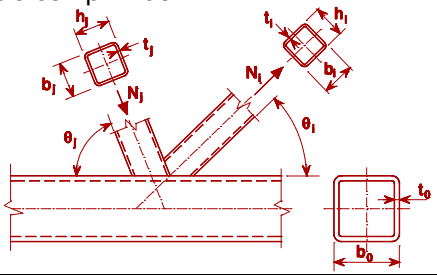
Tipo de unión	Resistencia de cálculo [i = 1 ó 2, j = elemento de arriostramiento solapado]
Uniones en T, Y y X	Rotura de la cara del elemento tubular $\beta \le 0{,}85$
	$N_{1,Rd} = \dfrac{k_n f_{y0} t_0^{\,2}}{(1-\beta)\,sen\theta_1}\left(\dfrac{2\beta}{sen\theta_1} + 4\sqrt{1-\beta}\right)/\gamma_{M5}$
Uniones en K y N con holgura	Rotura de la cara del elemento tubular $\beta \le 1{,}0$
	$N_{i,Rd} = \dfrac{8{,}9\gamma^{0,5} k_n f_{y0} t_0^2}{sen\theta_i}\left(\dfrac{b_1+b_2}{2b_0}\right)/\gamma_{M5}$
Uniones en K y N con solape *)	Rotura del elemento de arriostramiento $25\% \le \lambda_{ov} < 50\%$
El elemento i o j pueden estar traccionado o comprimido, pero uno deberá estar traccionado y el otro comprimido. 	$N_{i,Rd} = f_{yi} t_i \left(b_{eff} + b_{e,ov} + 2h_i \dfrac{\lambda_{ov}}{50} - 4t_i\right)/\gamma_{M5}$
	Rotura del elemento de arriostramiento $50\% \le \lambda_{ov} < 80\%$
	$N_{i,Rd} = f_{yi} t_i \left[b_{eff} + b_{e,ov} + 2h_i - 4t_i\right]/\gamma_{M5}$
	Rotura del elemento de arriostramiento $\lambda_{ov} \ge 80\%$
	$N_{i,Rd} = f_{yi} t_i \left[b_i + b_{e,ov} + 2h_i - 4t_i\right]/\gamma_{M5}$
Parámetros b_{eff} , $b_{e,ov}$ y k_n	
$b_{eff} = \dfrac{10}{b_0/t_0}\dfrac{f_{y0}t_0}{f_{yi}t_i} b_i$ si $b_{eff} \le b_i$	Para $n > 0$ (compresión): $k_n = 1{,}3 - \dfrac{0{,}4n}{\beta}$ si $k_n \le 1{,}0$ Para $n \le 0$ (tracción): $k_n = 1{,}0$
$b_{e,ov} = \dfrac{10}{b_j/t_j}\dfrac{f_{yj}t_j}{f_{yi}t_i} b_i$ si $b_{e,ov} \le b_i$	
Para elementos de arriostramiento de sección circular, se multiplican las resistencias anteriores por $\pi/4$, sustituyendo b_1 y h_1 por d_1 y b_2 y h_2 por d_2	
*) Solo es necesario comprobar el elemento de arriostramiento que solapa i. La eficiencia (es decir, la resistencia de cálculo de la unión dividida entre la resistencia plástica de cálculo del elemento de arriostramiento) del elemento de arriostramiento solapado j deberá considerarse igual al del elemento que recubre. Véase también la Tabla A26.7.8.	

Tabla A26.7.11. Resistencias de cálculo al axil de uniones soldadas en T, X y en Y entre elementos de arriostramiento de PTR o PTC y cordones de PTR

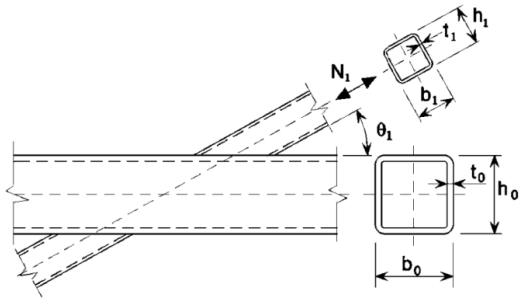
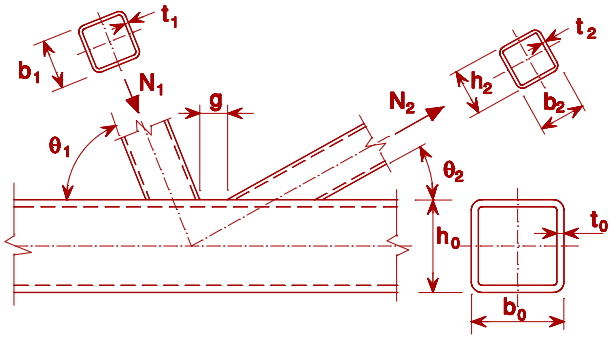
Tipo de unión	Resistencia de cálculo$[i = 1]$
	Rotura de la cara del elemento tubular $\beta \le 0{,}85$
	$N_{1,Rd} = \dfrac{k_n f_{y0} t_0^2}{(1-\beta) sen\theta_1}\left(\dfrac{2\eta}{sen\theta_1} + 4\sqrt{1-\beta}\right)/\gamma_{M5}$
	Rotura de la cara lateral del cordón[1] $\beta = 1{,}0$[2]
	$N_{1,Rd} = \dfrac{k_n f_b t_0}{sen\theta_1}\left(\dfrac{2h_1}{sen\theta_1} + 10t_0\right)/\gamma_{M5}$
	Rotura del elemento de arriostramiento $\beta \ge 0{,}85$
	$N_{1,Rd} = f_{y1} t_1 (2h_1 - 4t_1 + 2b_{eff})/\gamma_{M5}$
	Fallo por punzonamiento $0{,}85 \le \beta \le (1 - 1/\gamma)$
	$N_{1,Rd} = \dfrac{f_{y0} t_0}{\sqrt{3} sen\theta_1}\left(\dfrac{2h_1}{sen\theta_1} + 2b_{e,p}\right)/\gamma_{M5}$
[1] Para uniones en X con $\cos\theta_1 > h_1/h_0$ se toma como resistencia a esfuerzo cortante el menor valor entre ésta y la resistencia de cálculo a esfuerzo cortante de las caras laterales del cordón dada para uniones en K y en N con holgura en la Tabla A26.7.12. [2] Para $0{,}85 \le \beta \le 1{,}0$ se interpolará linealmente entre el valor de la resistencia de cálculo para la rotura de la cara lateral del cordón con $\beta = 0{,}85$ y el valor del criterio dominante para la rotura de la cara lateral del cordón con $\beta = 1{,}0$ (abolladura de la cara lateral o por rotura del cordón por cortante).	
Para elementos de arriostramiento circulares, se multiplican las resistencias anteriores por $\pi/4$, sustituyendo b_1 y h_1 por d_1 y b_2 y h_2 por d_2	
Para tracción: $f_b = f_{y0}$ Para compresión: $f_b = \chi f_{y0}$ (uniones en T e Y) $f_b = 0{,}8\,\chi\, f_{y0}\, sen\,\theta_1$ (uniones en X) donde χ es el coeficiente de reducción empleado en pandeo por flexión obtenido del Anejo 22, empleando su correspondiente curva de pandeo y una esbeltez normalizada $\bar{\lambda}$ determinada a partir de: $\bar{\lambda} = 3{,}46\dfrac{\left(\dfrac{h_0}{t_0} - 2\right)\sqrt{\dfrac{1}{sen\theta_1}}}{\pi\sqrt{\dfrac{E}{f_{y0}}}}$	$b_{eff} = \dfrac{10}{b_0/t_0}\dfrac{f_{y0} t_0}{f_{yi} t_1} b_1$ si $b_{eff} \le b_1$ $b_{e,p} = \dfrac{10}{b_0/t_0} b_1$ si $b_{e,p} \le b_i$ para $n > 0$ (compresión): $k_n = 1{,}3 - \dfrac{0{,}4n}{\beta}$ si $k_n \le 1{,}0$ para $n \le 0$ (tracción): $k_n = 1{,}0$

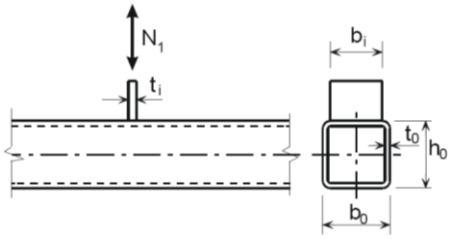
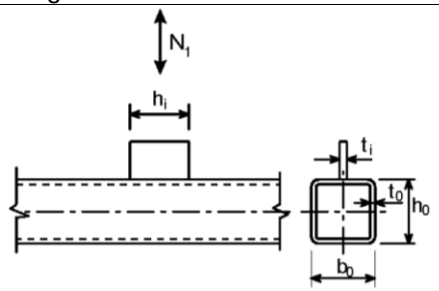
Tabla A26.7.12. Resistencias de cálculo de uniones soldadas en K y N entre elementos de arriostramiento de PTR o PTC y cordones de PTR

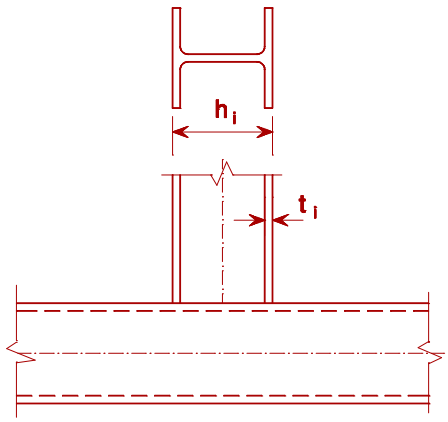
<table>
<tr><th>Tipo de unión</th><th>Resistencia de cálculo [i = 1 ó 2]</th></tr>
<tr><td>Uniones en K y N con holgura</td><td>Rotura de la cara del cordón tubular</td></tr>
<tr><td rowspan="8"> 
</td><td>$N_{i,Rd} = \dfrac{8{,}9k_n f_{y0} t_0^2 \sqrt{\gamma}}{sen\theta_i}\left(\dfrac{b_1 + b_2 + h_1 + h_2}{4b_0}\right)/\gamma_{M5}$</td></tr>
<tr><td>Rotura del cordón por cortante</td></tr>
<tr><td>$N_{i,Rd} = \dfrac{f_{y0} A_v}{\sqrt{3} sen\theta_i}/\gamma_{M5}$
$N_{0,Rd} = \left[(A_0 - A_v) f_{y0} + A_v f_{y0}\sqrt{1-(V_{Ed}/V_{pl,Rd})^2}\right]/\gamma_{M5}$</td></tr>
<tr><td>Rotura del elemento de arriostramiento</td></tr>
<tr><td>$N_{i,Rd} = f_{yi} t_i (2h_i - 4t_i + b_i + b_{eff})/\gamma_{M5}$</td></tr>
<tr><td>Fallo por punzonamiento $\beta \le (1 - 1/\gamma)$</td></tr>
<tr><td>$N_{i,Rd} = \dfrac{f_{y0} t_0}{\sqrt{3} sen\theta_i}\left(\dfrac{2h_i}{sen\theta_i} + b_i + b_{e,p}\right)/\gamma_{M5}$</td></tr>
<tr><td>Uniones en K y N con solape</td><td>Como en la Tabla A26.7.10.</td></tr>
<tr><td colspan="2">Para arriostramientos circulares, se multiplican las resistencias anteriores por $\pi/4$, sustituyendo b_1 y h_1 por d_1, y cambiando b_2 y h_2 por d_2.</td></tr>
<tr><td>$A_v = (2h_0 + \alpha b_0)t_0$
para un elemento de arriostramiento de sección cuadrada o rectangular:
$\alpha = \sqrt{\dfrac{1}{1+\dfrac{4g^2}{3t_0^2}}}$
donde g es la holgura, véase la Figura A26.1.3(a).
Para elementos de arriostramiento circulares: $\alpha = 0$</td><td>$b_{eff} = \dfrac{10}{b_0/t_0}\dfrac{f_{y0}t_0}{f_{yi}t_i} b_i$ pero $b_{eff} \le b_i$

$b_{e,p} = \dfrac{10}{b_0/t_0} b_i$ pero $b_{e,p} \le b_i$

para $n > 0$ (compresión): $k_n = 1{,}3 - \dfrac{0{,}4n}{\beta}$ pero $k_n \le 1{,}0$
para $n \le 0$ (tracción): $k_n = 1{,}0$</td></tr>
</table>

Tabla. 7.13. Resistencias de cálculo de uniones soldadas entre cartelas o perfiles en I o en H y cordones de PTR

<table>
<tr><td>Chapa transversal</td><td>Rotura de la cara del cordón tubular $\beta \le 0{,}85$</td></tr>
<tr><td rowspan="5"> 
</td><td>$N_{1,Rd} = k_n f_{y0} t_0^2 \frac{2+2{,}8\beta}{\sqrt{1-0{,}9\beta}} / \gamma_{M5}$ *)</td></tr>
<tr><td>Rotura de la cara lateral del cordón cuando $b_1 \ge b_0 - 2t_0$</td></tr>
<tr><td>$N_{1,Rd} = k_n f_{y0} t_0 (2t_1 + 10t_0) / \gamma_{M5}$</td></tr>
<tr><td>Fallo por punzonamiento cuando $b_1 \le b_0 - 2t_0$</td></tr>
<tr><td>$N_{1,Rd} = \frac{f_{y0} t_0}{\sqrt{3}} (2t_1 + 2b_{e,p}) / \gamma_{M5}$</td></tr>
<tr><td>Chapa longitudinal</td><td>Rotura de la cara del cordón tubular</td></tr>
<tr><td> 

$t_1/b_0 \le 0{,}2$</td><td>$N_{1,Rd} = k_m f_{y0} t_0^2 \left(2h_1/b_0 + 4\sqrt{1-t_1/b_0}\right) / \gamma_{M5}$</td></tr>
<tr><td colspan="2">Perfil en I o H</td></tr>
<tr><td> 
</td><td>Como aproximación del lado de la seguridad, si $\eta \ge 2\sqrt{1-\beta}$, para un perfil en I o H, $N_{1,Rd}$ puede suponerse igual a la suma de las resistencias de cálculo de dos chapas transversales de dimensiones similares a las alas del perfil en I o H, determinadas como se especifica anteriormente.
Si $\eta < 2\sqrt{1-\beta}$, deberá hacerse una interpolación lineal entre los supuestos: una única chapa y dos chapas.
$M_{ip,1,Rd} = N_{1,Rd}\,(h_1 - t_1)$
$N_{1,Rd}$ es la capacidad de un ala;
β es la relación entre el ancho del ala del elemento de arriostramiento en I o H y la anchura del cordón de PTR.</td></tr>
<tr><td colspan="2">Rango de validez</td></tr>
<tr><td colspan="2">Además de los límites dados en la Tabla A26.7.8: $0{,}5 \le \beta \le 1{,}0$ ó $b_0/t_0 \le 30$</td></tr>
<tr><td colspan="2">Parámetros b_{eff}, $b_{e,p}$ y k_m</td></tr>
<tr><td>$b_{eff} = \frac{10}{b_0/t_0} \frac{f_{y0} t_0}{f_{y1} t_1} b_1$ si $b_{eff} \le b_i$
$b_{e,p} = \frac{10}{b_0/t_0} b_1$ si $b_{e,p} \le b_i$</td><td>para $n > 0$ (compresión): $k_m = 1{,}3(1-n)$ si $k_m \le 1{,}0$
para $n \le 0$ (tensión): $k_m = 1{,}0$</td></tr>
<tr><td colspan="2">*) Las conexiones con soldaduras en ángulo deberán calcularse de acuerdo con 4.10.</td></tr>
</table>

(5) Las conexiones con elementos de arriostramiento sometidas a flexión compuesta deberán cumplir:

$$\frac{N_{i,Ed}}{N_{i,Rd}} + \frac{M_{ip,i,Ed}}{N_{ip,i,Rd}} + \frac{M_{op,i,Ed}}{M_{op,i,Rd}} \leq 1{,}0 \qquad (7.4)$$

donde:

$M_{ip,i,Rd}$ es el momento resistente de cálculo dentro de su plano

$M_{ip,i,Ed}$ es el momento de cálculo dentro de su plano

$M_{op,i,Rd}$ es el momento resistente de cálculo fuera de su plano

$M_{op,i,Ed}$ es el momento de cálculo fuera de su plano

(6) El momento resistente de cálculo $M_{i,Ed}$ puede tomarse como el valor en el punto, donde el eje del elemento de arriostramiento se encuentra con la cara del cordón tubular.

(7) Para uniones sin reforzar, los momentos resistentes de cálculo dentro y fuera del plano $M_{i,Rd}$ deberán obtenerse a partir de las Tablas A26.7.13 ó A26.7.14, según corresponda. Para uniones reforzadas véase 7.5.2.2.

(8) Los tipos especiales de uniones soldadas indicadas en las Tablas A26.7.15 y A26.7.16, deberán satisfacer los criterios de cálculo apropiados para cada tipo de tabla.

7.5.2.2 Uniones reforzadas

(1) Pueden emplearse varios tipos de uniones reforzadas. El tipo más adecuado depende del modo de fallo que, en ausencia del refuerzo, gobierne la resistencia de cálculo de la unión.

(2) Las chapas de refuerzo de un ala pueden emplearse para aumentar la resistencia de la unión cuando la rotura se produce en la cara del cordón tubular, por punzonamiento o rotura del elemento de arriostramiento con el ancho eficaz reducido.

(3) Pueden emplearse un par de chapas laterales para reforzar la unión contra la rotura de la cara lateral del cordón o por fallo a cortante del cordón.

(4) Para evitar el solape parcial de los elementos de arriostramiento en una unión en K o en N, éstos pueden soldarse a un rigidizador vertical.

(5) Podrá emplearse también cualquier combinación de los tipos de refuerzo de uniones mencionados anteriormente.

(6) La calidad del acero empleado para el refuerzo no deberá ser menor que la del cordón.

(7) La resistencia de cálculo de las uniones reforzadas deberá determinarse empleando las Tablas A26.17 y A26.7.18.

Tabla A26.7.14. Momentos resistentes de cálculo de uniones soldadas entre elementos de arriostramiento de PTR y cordones de PTR

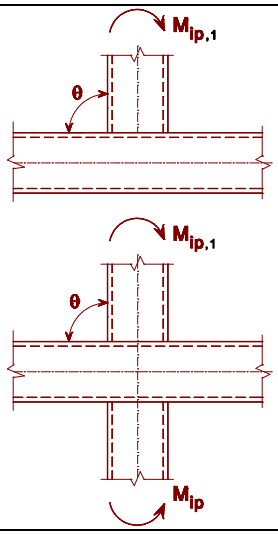
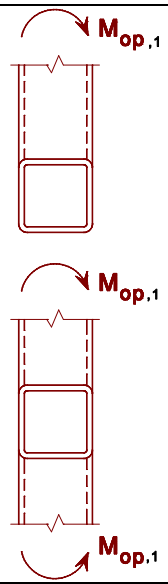
Uniones en T y X	Resistencia de cálculo
Momentos en su plano (θ = 90°)	Rotura de la cara del elemento tubular $\beta \le 0,85$
	$M_{ip,1,Rd} = k_n f_{y0} t_0^2 h_1 \left(\frac{1}{2\eta} + \frac{2}{\sqrt{1-\beta}} + \frac{\eta}{1-\beta} \right) / \gamma_{M5}$
	Rotura de la cara lateral del cordón $0,85 < \beta \le 1,0$
	$M_{ip,1,Rd} = 0,5 f_{yk} t_0 (h_1 + 5t_0)^2 / \gamma_{M5}$ $f_{yk} = f_{y0}$ para uniones en T $f_{yk} = 0,8\ f_{y0}$ para uniones en X
	Rotura del elemento de arriostramiento $0,85 < \beta \le 1,0$
	$M_{ip,1,Rd} = f_{y1} \left(W_{pl,1} - (1 - b_{eff}/b_1)\ b_1 (h_1 - t_1)\ t_1 \right) / \gamma_{M5}$
Momentos fuera de su plano (θ = 90°)	Rotura de la cara del elemento tubular $\beta \le 0,85$
	$M_{op,1,Rd} = k_n f_{y0} t_0^2 \left(\frac{h_1 (1+\beta)}{2(1-\beta)} + \sqrt{\frac{2 b_0 b_1 (1+\beta)}{1-\beta}} \right) / \gamma_{M5}$
	Rotura de la cara lateral del cordón $0,85 < \beta \le 1,0$
	$M_{op,1,Rd} = f_{yk} t_0 (b_0 - t_0)(h_1 + 5t_0) / \gamma_{M5}$ $f_{yk} = f_{y0}$ para uniones en T $f_{yk} = 0,8\ f_{y0}$ para uniones en X
	Rotura del tubo por distorsión (solo uniones en T) *)
	$M_{op,1,Rd} = 2 f_{y0} t_0 \left(h_1 t_0 + \sqrt{b_0 h_0 t_0 (b_0 + h_0)} \right) / \gamma_{M5}$
	Rotura del elemento de arriostramiento $0,85 < \beta \le 1,0$
	$M_{op,1,Rd} = f_{y1} \left(W_{pl,1} - 0,5 (1 - b_{eff}/b_1)^2 b_1^2 t_1 \right) / \gamma_{M5}$
Parámetros b_{eff} y k_n	
$b_{eff} = \frac{10}{b_0/t_0} \frac{f_{y0} t_0}{f_{y1} t_1} b_1$ si $b_{eff} \le b_1$	para $n > 0$ (compresión): $k_n = 1,3 - \frac{0,4n}{\beta}$ si $k_n \le 1,0$ para $n \le 0$ (tracción): $k_n = 1,0$
*) Este criterio no se aplica donde la rotura del tubo por distorsión se evite por otros medios.	

Tabla A26.7.15. Criterios de cálculo para tipos especiales de uniones soldadas entre elementos de arriostramiento de PTR y cordones de PTR

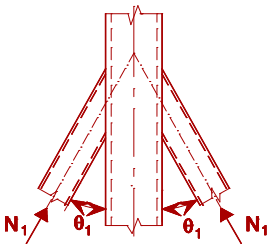
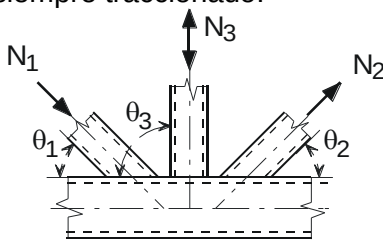
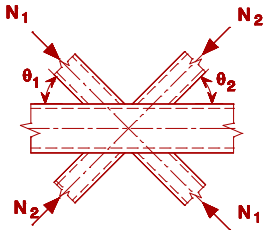
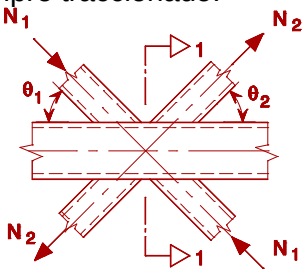
Tipo de unión	Criterios de cálculo
Los esfuerzos pueden ser de tracción o de compresión actuando en la misma dirección en ambos elementos. 	$N_{1,Ed} \leq N_{1,Rd}$ donde $N_{1,Rd}$ es el valor de $N_{1,Rd}$ para una unión en X a partir de la Tabla A26.7.11.
El elemento 1 estará siempre comprimido y el 2 siempre traccionado. 	$N_{1,Ed}\,\text{sen}\theta_1 + N_{3,Ed}\,\text{sen}\theta_3 \leq N_{1,Rd}\,\text{sen}\theta_1$ $N_{2,Ed}\,\text{sen}\theta_2 \leq N_{1,Rd}\,\text{sen}\theta_1$ donde $N_{1,Rd}$ es el valor de $N_{1,Rd}$ para una unión en K a partir de la Tabla A26.7.12, pero con $\frac{b_1 + b_2 + h_1 + h_2}{4b_0}$ sustituido por: $\frac{b_1 + b_2 + b_3 + h_1 + h_2 + h_3}{6b_0}$
Todos los elementos de arriostramiento deberán estar comprimidos o traccionados. 	$N_{1,Ed}\,\text{sen}\theta_1 + N_{2,Ed}\,\text{sen}\theta_2 \leq N_{x,Rd}\,\text{sen}\theta_x$ donde $N_{x,Rd}$ es el valor de $N_{x,Rd}$ para una unión en X a partir de la Tabla A26.7.11, y $N_{x,Rd}\,\text{sen}\theta_x$ es el mayor de: $\lvert N_{1,Rd}\,\text{sen}\theta_1 \rvert$ y $\lvert N_{2,Rd}\,\text{sen}\theta_2 \rvert$
El elemento 1 estará siempre comprimido y el 2 siempre traccionado. 	$N_{i,Ed} \leq N_{i,Rd}$ donde $N_{i,Rd}$ es el valor de $N_{i,Rd}$ para una unión en K a partir de la Tabla A26.7.12. En uniones con holgura, en la sección 1-1 del cordón de la figura deberá cumplir además: $\left[\frac{N_{0,Ed}}{N_{pl,0,Rd}}\right]^2 + \left[\frac{V_{0,Ed}}{V_{pl,0,Rd}}\right]^2 \leq 1{,}0$

Tabla A26.7.16. Criterios de cálculo para uniones soldadas acodadas y uniones con un cordón acodado de PTR

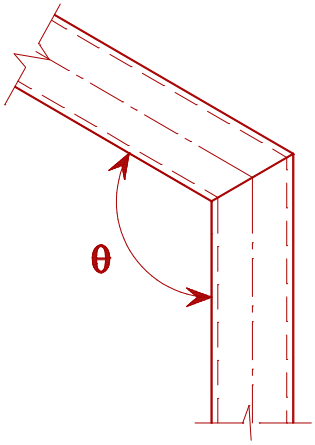
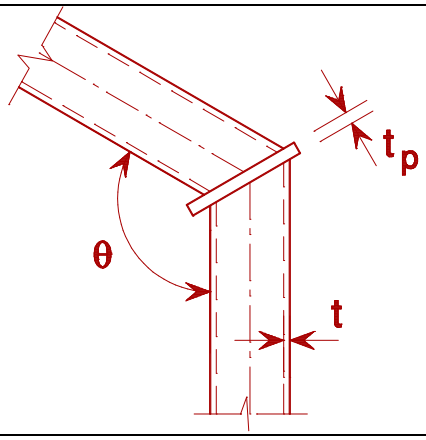
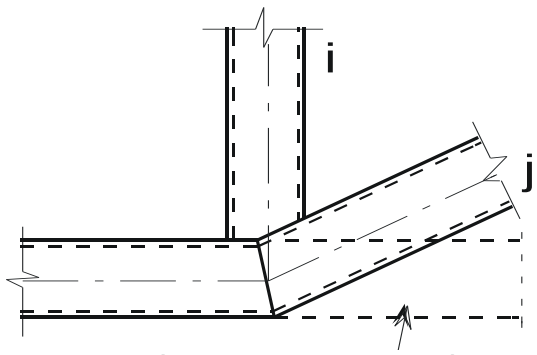
Tipo de unión	Criterios
Uniones soldadas acodadas	
	La sección transversal debería ser de Clase 1 para flexión pura, véase el Anejo 22. $R_{ed} \leq 0{,}2N_{pl,Rd}$ y $\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq \kappa$ Si $\theta \leq 90°$: $\kappa = \frac{3\sqrt{b_0/h_0}}{[b_0/t_0]^{0,8}} + \frac{1}{1+2b_0/h_0}$ Si $90° < \theta \leq 180°$: $\kappa = 1-\left(\sqrt{2}\cos(\theta/2)\right)(1-\kappa_{90})$ donde κ_{90} es el valor de κ para $\theta = 90°$.
	$t_p \geq 1{,}5t$ y ≥ 10 mm $\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1{,}0$
Cordón acodado	
 Extensión imaginaria del cordón	$N_{i,Ed} \leq N_{i,Rd}$ donde $N_{i,Rd}$ es el valor de $N_{i,Rd}$ para una unión en K o N con solape de acuerdo con la Tabla A26.7.12.

Tabla A26.7.17. Resistencias de cálculo de uniones en T, Y y X soldadas entre elementos de arriostramiento de PTR o PTC y cordones de PTR

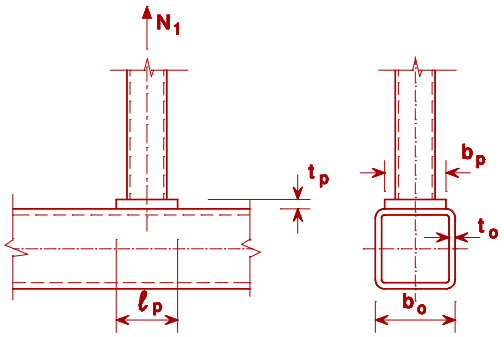
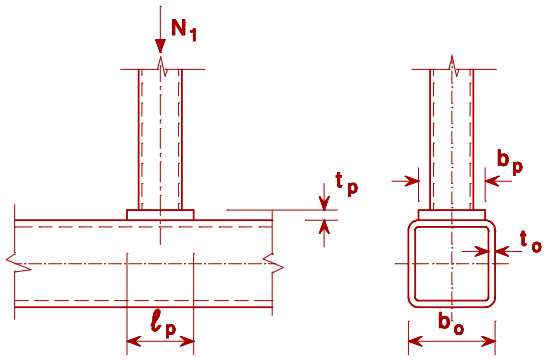
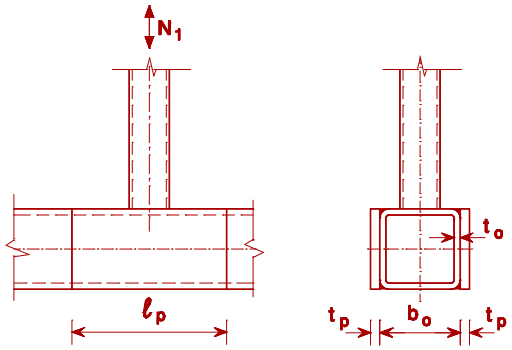
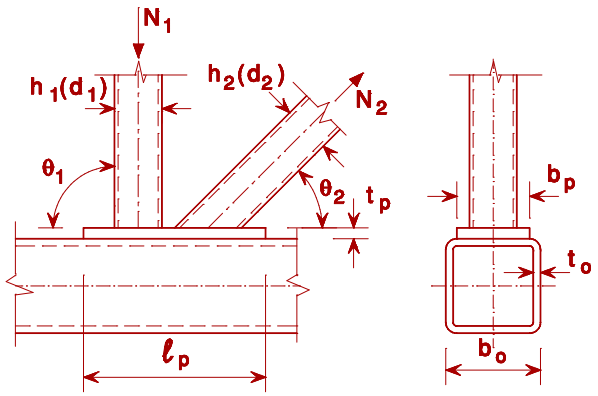
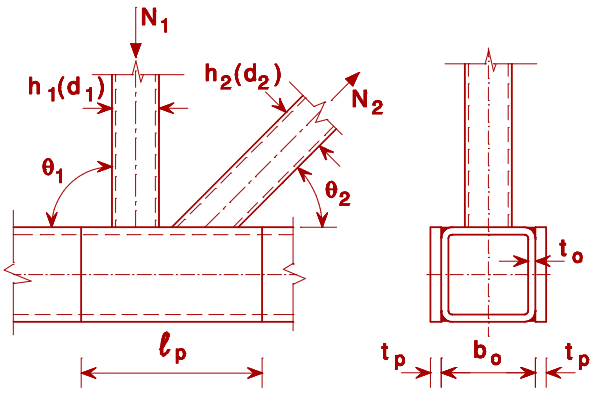
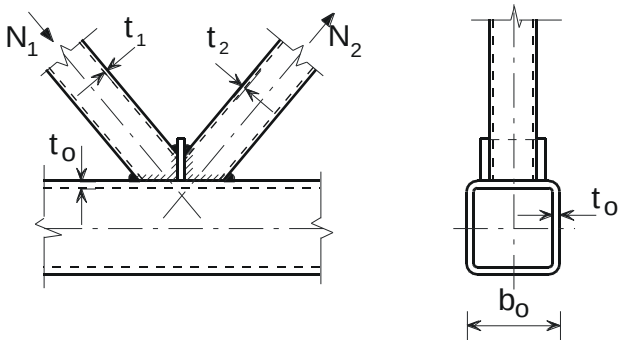
Tipo de unión	Resistencia de cálculo $[i = 1]$
Reforzada con chapasen el ala para evitar la rotura de la cara del cordón tubular, rotura del elemento de arriostramiento o fallo por punzonamiento.	
Tracción	$\beta_p \le 0{,}85$
	$\ell_p \ge \frac{h_1}{sen\theta_1} + \sqrt{b_p\left(b_p - h_1\right)} \ge 1{,}5h_i/sen\theta$ con $b_p \ge b_0 - 2t_0$ y $t_p \ge 2t_1$ $N_{1,Rd} = \frac{f_{yp}t_p^2}{\left(1 - b_1/b_p\right)sen\theta_1} \cdot \ldots$ $\ldots \cdot \left(\frac{2h_1/b_p}{sen\theta_1} + 4\sqrt{1 - b_1/b_p}\right)/\gamma_{M5}$
Compresión	$\beta_p \le 0{,}85$
	$\ell_p \ge \frac{h_1}{sen\theta_1} + \sqrt{b_p\left(b_p - b_1\right)} \ge 1{,}5h_i/sen\theta$ con $b_p \ge b_0 - 2t_0$ y $t_p \ge 2t_1$ Se toma $N_{1,Rd}$ como el valor de $N_{1,Rd}$ para una unión en T, X o Y a partir de la Tabla A26.7.11, pero con $k_n = 1{,}0$ y sustituyendo t_0 por t_p únicamente para la rotura de la cara del elemento tubular, la rotura del elemento de arriostramiento y fallo por punzonamiento.
Reforzada con chapas laterales para evitar el pandeo de la cara lateral del cordón o la rotura de la cara lateral del cordón por esfuerzo cortante.	
	$\ell_p \ge 1{,}5h_1 / sen\theta_1$ *con* $t_p \ge 2t_1$ Se toma $N_{1,Rd}$ como el valor de $N_{1,Rd}$ para una unión en T, X o Y a partir de la Tabla A26.7.11, pero sustituyendo t_0 por $(t_0 + t_p)$ únicamente para la abolladura de la cara lateral del cordón y rotura de la cara lateral del cordón por cortante.

Tabla A26.7.18. Resistencias de cálculo de uniones en K y en N soldadas y reforzadas entre elementos de arriostramiento de PTR o PTC y cordones de PTR

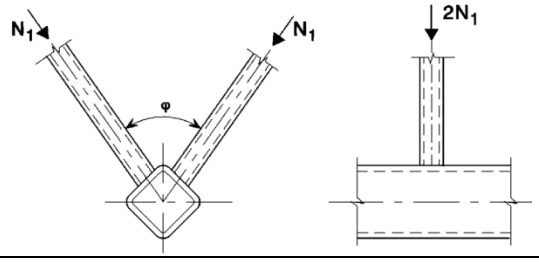
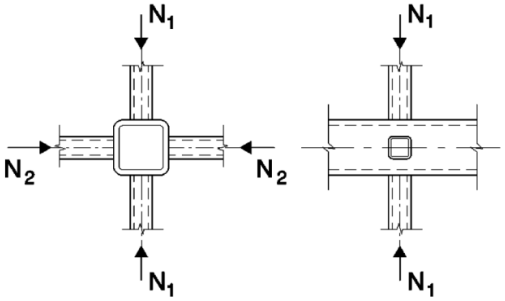
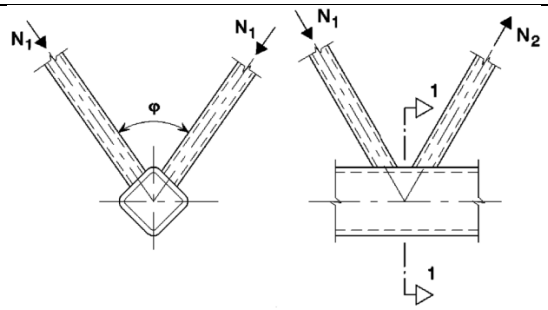
Tipo de unión	Resistencia de cálculo [i = 1 o 2]
Reforzada con chapasen el ala para evitar la rotura de la cara del elemento tubular, la rotura del elemento de arriostramiento o fallo por punzonamiento.	
	$\ell_p \geq 1{,}5\left(\frac{h_1}{sen\,\theta_1} + g + \frac{h_2}{sen\,\theta_2}\right)$ $b_p \geq b_0 - 2t_0$ $t_p \geq 2t_1$ y $2t_2$ Se toma $N_{i,Rd}$ como el valor de $N_{i,Rd}$ para una unión en K o N a partir de la Tabla A26.7.12, pero sustituyendo t_0 por t_p únicamente para la rotura de la cara del cordón tubular, rotura del elemento de arriostramiento y fallo por punzonamiento.
Reforzada con un par de chapas laterales para evitar la rotura del cordón por cortante.	
	$\ell_p \geq 1{,}5\left(\frac{h_1}{sen\,\theta_1} + g + \frac{h_2}{sen\,\theta_2}\right)$ Se toma $N_{i,Rd}$ como el valor de $N_{i,Rd}$ para una unión en K o N a partir de la Tabla A26.7.12, pero sustituyendo t_0 por (t_0 + t_p) únicamente para rotura del cordón por cortante.
Reforzada con una placa vertical de rigidización entre los elementos de arriostramiento a causa del solape insuficiente.	
	$t_p \geq 2t_1$ y $2t_2$ Se toma $N_{i,Rd}$ como el valor de $N_{i,Rd}$ de una unión en K o N con solape a partir de la Tabla A26.7.12 con λ_{ov}< 80%, pero sustituyendo b_j, t_j y f_{yj} por b_p, t_p y f_{yp} en la expresión de $b_{e,ov}$ recogida en la Tabla A26.7.10.

7.5.3 Uniones espaciales

(1) En cada plano de una unión espacial, deberán satisfacerse los criterios de cálculo dados en 7.5.2 mediante el empleo de la resistencia reducida de cálculo obtenida a partir de 7.5.3(2).

(2) La resistencia de cálculo para cada plano de una unión espacial, deberá determinarse aplicando el coeficiente de reducción μ, dado en la Tabla A26.7.19, para la resistencia de la correspondiente unión plana, calculada de acuerdo con 7.5.2 con la carga apropiada del cordón en la situación de unión espacial.

Tabla A26.7.19. Coeficientes de reducción para uniones espaciales

Tipo de unión	Factor de reducción μ
Unión en TT	$60° \le \varphi \le 90°$
El elemento 1 puede estar traccionado o comprimido. 	$\mu = 0{,}9$
Unión en XX	
Los elementos 1 y 2 pueden estar traccionados o comprimidos. $N_{2,Ed}/N_{1,Ed}$ es negativo, si uno de los elementos está traccionado y el otro comprimido. 	$\mu = 0{,}9\left(1 + 0{,}33 N_{2,Ed} / N_{1,Ed}\right)$ teniendo en cuenta el signo de $N_{1,Ed}$ y $N_{2,Ed}$ donde $\lvert N_{2,Ed} \rvert \le \lvert N_{1,Ed} \rvert$
Unión en KK	$60° \le \varphi \le 90°$
	$\mu = 0{,}9$ Siempre que, en uniones espaciadas, en la sección 1-1 del cordón de la figura deberá cumplirse además: $\left[\frac{N_{0,Ed}}{N_{pl,0,Rd}}\right]^2 + \left[\frac{V_{0,Ed}}{V_{pl,0,Rd}}\right]^2 \le 1{,}0$

7.6 Uniones soldadas entre elementos de arriostramiento con PTC o PTR y cordones con perfiles en I o H

(1) Siempre que la geometría de la unión esté dentro del rango de validez dado en la Tabla A26.7.20, las resistencias de cálculo deberán determinarse empleando las expresiones dadas en la Tabla A26.7.21 ó A26.7.22, según corresponda.

Tabla A26.7.20. Rango de validez para uniones soldadas entre elementos de arriostramiento con PTC o PTR y cordones con perfiles en I o H.

Tipo de unión	Parámetros de unión [$i = 1$ ó $2, j = arriostramiento\ solapado$]					
	d_w/t_w	b_i/t_i y h_i/t_i ód_i/t_i		h_i/b_i	b_0/t_f	b_i/b_j
		Compresión	Tracción			
X	Clase 1 y $d_w \leq 400\ mm$	Clase 1 ó 2 y $\frac{h_i}{t_i} \leq 35$ $\frac{b_i}{t_i} \leq 35$ $\frac{d_i}{t_i} \leq 50$	$\frac{h_i}{t_i} \leq 35$ $\frac{b_i}{t_i} \leq 35$ $\frac{d_i}{t_i} \leq 50$	$\geq 0{,}5$ si $\leq 2{,}0$	Clase 1 ó 2	-
T o Y	Clase 1 ó 2 y $d_w \leq 400\ mm$					
K con holgura N con holgura				1,0		-
K con solape N con solape				$\geq 0{,}5$ si $\leq 2{,}0$		$\geq 0{,}75$

[1] $\lambda_{ov,lim} = 60\%$ en el caso de que la zona oculta del elemento de arriostramiento solapado no esté soldada, y el 80% en el caso de que la zona oculta del elemento de arriostramiento esté soldada. Si el solape supera $\lambda_{ov,lim}$ o si los elementos de arriostramiento son secciones rectangulares con $h_i < b_1$ y/o $h_j < b_j$, la conexión entre los elementos de arriostramiento y la cara del cordón tubular debe comprobarse a cortante.

(2) Para uniones dentro del rango de validez dado en la Tabla A26.7.20, solo será necesario considerar los criterios de cálculo cubiertos en la tabla correspondiente. La resistencia de cálculo de una unión deberá tomarse como el mínimo valor de todos los criterios aplicables.

(3) Para uniones que estén fuera del rango de validez dado en la Tabla A26.7.20, deberán considerarse todos los criterios dados en 7.2.2. Adicionalmente, deberán tenerse en cuenta los momentos hiperestáticos causados en las uniones por su rigidez al giro.

(4) En las uniones de elementos de arriostramiento sometidos únicamente a axiles, el axil de cálculo $N_{i,Ed}$, no deberá superar el valor de la resistencia de cálculo de la unión soldada $N_{i,Rd}$ determinada a partir de la Tabla A26.7.21.

(5) Las uniones de los elementos de arriostramiento sometidos a la combinación de axiles y flectores deberán cumplir:

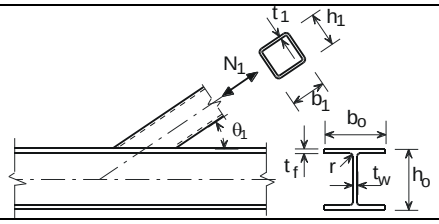
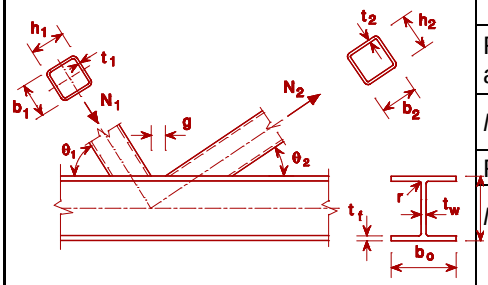
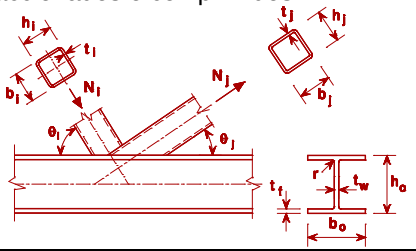
$$\frac{N_{i,Ed}}{N_{i,Rd}} + \frac{M_{ip,i,Ed}}{M_{ip,i,Rd}} \leq 1{,}0 \qquad (7.5)$$

donde:

$M_{ip,i,Rd}$ es el momento resistente de cálculo dentro de su plano

$M_{ip,i,Ed}$ es el momento de cálculo dentro de su plano

Tabla A26.7.21. Resistencias de cálculo de uniones soldadas entre elementos de arriostramientos de PTR o PTC y cordones con perfiles en I o H.

Tipo de unión	Resistencia de cálculo [i = 1 ó 2, j = arriostramiento solapado]	
Uniones en T, Y y X	Plastificación del alma del cordón	
	$N_{1,Rd} = \dfrac{f_{y0} t_w b_w}{sen\,\theta_1} / \gamma_{M5}$	
	Rotura del elemento de arriostramiento	
	$N_{1,Rd} = 2 f_{y1} t_1 p_{eff} / \gamma_{M5}$	
Uniones en K y N con holgura [i = 1 o	Estabilidad del alma del cordón	La rotura del elemento de arriostramiento no necesita comprobarse si: $g/t_f \le 20 - 28\beta$; $\beta \le 1{,}0 - 0{,}03\gamma$ donde $\gamma = b_0/2t_f$ y para PTC: $0{,}75 \le d_1/d_2 \le 1{,}33$ o para PTR: $0{,}75 \le b_1/b_2 \le 1{,}33$
	$N_{1,Rd} = \dfrac{f_{y0} t_w b_w}{sen\,\theta_1} / \gamma_{M5}$	
	Rotura del elemento de arriostramiento	
	$N_{i,Rd} = 2 f_{yi} t_i p_{eff} / \gamma_{M5}$	
	Rotura del cordón por cortante	
	$N_{i,Rd} = \dfrac{f_{y0} A_v}{\sqrt{3} sen\,\theta_i} / \gamma_{M5}$ $N_{0,Rd} = \left[(A_0 - A_v) f_{y0} + A_v f_{y0} \sqrt{1 - (V_{Ed}/V_{p1,Rd})^2} \right] / \gamma_{M5}$	
Uniones en K y N con solape*) [i = 1 o	Rotura del elemento de arriostramiento 25% ≤ λ_{ov}< 50%	
Los elementos i y j pueden estar traccionados o comprimidos.	$N_{i,Rd} = f_{yi} t_i \left(p_{eff} + b_{e,ov} + 2h_i \lambda_{ov}/50 - 4t_i \right) / \gamma_{M5}$	
	Rotura del elemento de arriostramiento 50% ≤ λ_{ov}< 80%	
	$N_{i,Rd} = f_{yi} t_i \left(p_{eff} + b_{e,ov} + 2h_i - 4t_i \right) / \gamma_{M5}$	
	Rotura del elemento de arriostramiento $\lambda_{ov} \ge 80\%$	
	$N_{i,Rd} = f_{yi} t_i \left(b_i + b_{e,ov} + 2h_i - 4t_i \right) / \gamma_{M5}$	
$A_v = A_0 - (2 - \alpha)\, b_0 t_f + (t_w + 2r)\, t_f$ Para elementos de arriostramientos de PTR: $\alpha = \sqrt{\dfrac{1}{\left(1 + 4g^2/\left(3t_f^2\right)\right)}}$ Para elementos de arriostramientos de PTC: $\alpha = 0$	$p_{eff} = t_w + 2r + 7t_f f_{y0}/f_{yi}$ pero para uniones en T, Y, X y uniones en K y N con holgura: $p_{eff} \le b_i + h_i - 2t_i$ y para uniones en K y N con solape: $p_{eff} \le b_i$	$b_w = \dfrac{h_i}{sen\,\theta_i} + 5\left(t_f + r\right)$ y $b_w \le 2t_i + 10\,(t_f + r)$
	$b_{e,ov} = \dfrac{10}{b_j/t_j} \dfrac{f_{yj} t_j}{f_{yi} t_i} b_i$ y $b_{e,ov} \le b_i$	
Para elementos de arriostramientos de PTC, se multiplicarán las resistencias anteriores para rotura del arriostramiento por $\pi/4$ sustituyendo, b_1 y h_1 por d_1, y b_2 y h_2 por d_2.		
*) Solo es necesario comprobar el elemento de arriostramiento que solapa i. La eficiencia (es decir, la resistencia de cálculo de la unión dividida entre la resistencia plástica de cálculo del elemento de arriostramiento) del elemento de arriostramiento solapado j deberá tomarse igual al elemento de arriostramiento que solapa. Véase también la Tabla A26.7.20.		

(6) El momento de cálculo $M_{i,Ed}$, puede tomarse como el valor en el punto donde el eje del elemento de arriostramiento se encuentra con la cara del cordón tubular.

(7) El momento resistente de cálculo en su plano $M_{ip,1,Rd}$, deberá obtenerse a partir de la Tabla A26.7.22.

(8) Si se emplean rigidizadores en los tubos (véase la Figura A26.7.7), la resistencia de cálculo a rotura del elemento de arriostramiento $N_{i,Rd}$ para uniones en T-, X-,Y-o K con holgura y uniones en N con holgura (Tabla A26.7.22) se determinará como sigue:

$$N_{i,Rd} = 2f_{yi}t_i\left(b_{eff} + b_{eff,s}\right)/\gamma_{M5} \qquad (7.6)$$

donde:

$b_{eff} = t_w + 2r + 7t_f f_{y0}/f_{yi}$ si $\leq b_i + h_i - 2t_i$

$b_{eff,s} = t_s + 2a + 7t_f f_{y0}/f_{yi}$ si $\leq b_i + h_i - 2t_i$

$b_{eff} + b_{eff,s} \leq b_i + h_i - 2t_i$

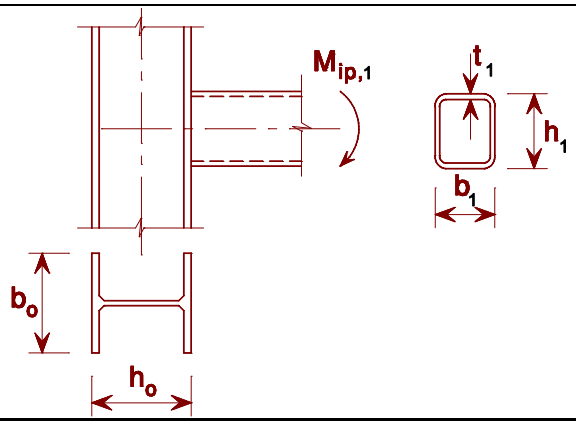
donde:

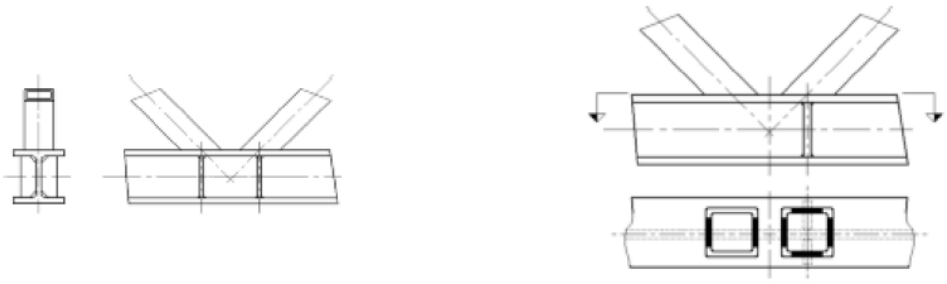
a es el espesor de la garganta de la soldadura del rigidizador, $2a$se sustituirá por a si se emplean soldaduras en ángulo solo a un lado.

s hace referencia al rigidizador.

(9) Los rigidizadores deberán tener al menos el mismo espesor que el alma de la sección en I.

Tabla A26.7.22. Momentos resistentes de cálculo de uniones soldadas entre elementos de arriostramiento con perfiles tubulares rectangulares y cordones con perfiles en I o en H

Tipo de unión	Resistencia de cálculo [i = 1 ó 2, j = arriostramiento solapado]
Uniones en T e Y	Plastificación del alma del cordón
	$M_{ip,1,Rd} = 0{,}5 f_{y0} t_w b_w (h_1 - t_1)/\gamma_{M5}$
	Rotura del elemento de arriostramiento
	$M_{ip,1,Rd} = f_{y1} t_1 p_{eff} h_z / \gamma_{M5}$
Parámetros p_{eff} y b_w	
$p_{eff} = t_w + 2r + 7t_f f_{y0} / f_{y1}$ si $p_{eff} \le b_1 + h_1 - 2t_1$	$b_w = \frac{h_1}{sen\theta_1} + 5(t_f + r)$ si $b_w \le 2t_1 + 10(t_f + r)$



Perímetro eficaz del arriostramiento, sin (izquierda) y con (derecha) rigidizadores

Figura A26.7.7. Rigidizadores para cordones con perfiles en I

7.7. Uniones soldadas entre elementos de arriostramiento de PTC o PTR y cordones de perfiles de sección en U

(1) Siempre que la geometría de las uniones esté dentro del rango de validez dado en la Tabla A26.7.23, las resistencias de cálculo de las uniones soldadas entre elementos de arriostramiento con perfiles tubulares y cordones de secciones en U, pueden determinarse empleando la Tabla A26.7.24.

(2) Deberán tenerse en cuenta los momentos hiperestáticos en las uniones causados por la rigidez a flexión.

(3) En una unión con holgura, la resistencia de cálculo de la sección transversal de un cordón $N_{0,Rd}$, deberá determinarse teniendo en cuenta el cortante transmitido por el cordón entre los elementos de arriostramientos, despreciando los momentos hiperestáticos asociados. Su comprobación deberá ser acorde con el Anejo 22.

Tabla A26.7.23. Rango de validez para uniones soldadas entre elementos de arriostramiento con PTC o PTR y cordones de sección en U

<table>
<tr><td rowspan="2">Tipo de unión</td><td colspan="6">Parámetros de unión [$i = 1$ ó $2, j = arriostramiento\ superpuesto$]</td></tr>
<tr><td rowspan="2">b_i/b_0</td><td colspan="2">b_i/t_i y h_i/t_i ód_i/t_i</td><td rowspan="2">h_i/b_i</td><td rowspan="2">b_0/t_0</td><td rowspan="2">Con holgura o con solape
b_i/b_j</td></tr>
<tr><td>Compresión</td><td>Tracción</td></tr>
<tr><td>K con holgura

N con holgura</td><td>$\geq 0{,}4$
y
b_0
$\leq 400\ mm$</td><td rowspan="2">Clase 1 ó 2

y

$\frac{h_i}{t_i} \leq 35$

$\frac{b_i}{t_i} \leq 35$

$\frac{d_i}{t_i} \leq 50$</td><td rowspan="2">$\frac{h_i}{t_i} \leq 35$

$\frac{b_i}{t_i} \leq 35$

$\frac{d_i}{t_i} \leq 50$</td><td rowspan="2">$\geq 0{,}5$
si
$\leq 2{,}0$</td><td rowspan="2">Clase 1 ó 2</td><td>$0{,}5(1-\beta^*)$
$\leq g/b_0^* \leq 1{,}5(1-\beta^*)$[1)]

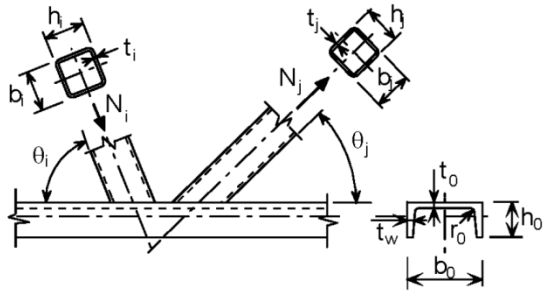
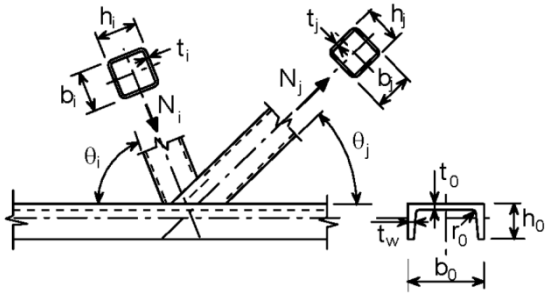
y

$g \geq t_1 + t_2$</td></tr>
<tr><td>K con solape

N con solape</td><td>$\geq 0{,}25$
y
b_0
$\leq 400\ mm$</td><td>$25\% \leq \lambda_{ov} < \lambda_{ov,lim}$[2)]

$b_i/b_j \geq 0{,}75$</td></tr>
<tr><td colspan="7">$\beta^* = b_1/b_0^*$
$b_0^* = b_0 - 2(t_w + r_0)$
1) Esta condición solo se aplicará cuando $\beta \leq 0{,}85$.
2)$\lambda_{ov,lim} = 60\%$ en el caso de que la zona oculta del elemento de arriostramiento solapado no esté soldada, y el 80% en el caso de que la zona oculta del elemento de arriostramiento esté soldada. Si el solape supera $\lambda_{ov,lim}$ o si los elementos de arriostramiento son secciones rectangulares con $h_i < b_i$ y/o $h_j < b_j$, la conexión entre los elementos de arriostramiento y la cara del cordón tubular debe comprobarse a cortante.</td></tr>
</table>

Tabla A26.7.24. Resistencias de cálculo para uniones soldadas entre elementos de arriostramiento con PTR o PTC y cordones con perfiles de sección en U

Tipo de unión	Resistencia de cálculo [i = 1 o 2, j = arriostramiento solapado]
Uniones en K y N con holgura	Rotura del elemento de arriostramiento
	$N_{i,Rd} = f_{yi} t_i \left(b_i + b_{eff} + 2h_i - 4t_i \right) / \gamma_{M5}$
	Rotura del cordón tubular
	$N_{i,Rd} = \dfrac{f_{y0} A_v}{\sqrt{3} sen\,\theta_i} / \gamma_{M5}$ $N_{0,Rd} =$ $\left[\left(A_0 - A_v \right) f_{y0} + A_v f_{y0} \sqrt{1 - \left(V_{Ed} / V_{pl,Rd} \right)^2} \right] / \gamma_{M5}$
Uniones en K y N con solape *)	Rotura del elemento de arriostramiento $25\% \le \lambda_{ov} < 50\%$
	$N_{i,Rd} = f_{yi} t_i \left(b_{eff} + b_{e,ov} + 2h_i \dfrac{\lambda_{ov}}{50} - 4t_i \right) / \gamma_{M5}$
	Rotura del elemento de arriostramiento $50\% \le \lambda_{ov} < 80\%$
	$N_{i,Rd} = f_{yi} t_i \left(b_{eff} + b_{e,ov} + 2h_i - 4t_i \right) / \gamma_{M5}$
	Rotura del elemento de arriostramiento $\lambda_{ov} \ge 80\%$
	$N_{i,Rd} = f_{yi} t_i \left(b_i + b_{e,ov} + 2h_i - 4t_i \right) / \gamma_{M5}$
$A_v = A_0 - (1 - \alpha)\, b_0^* t_0$ $b_0^* = b_0 - 2\,(t_w + r_0)$ Para PTR: $\alpha = \sqrt{\dfrac{1}{\left(1 + 4g^2 / 3t_f^{\,2}\right)}}$ Para PTC: $\alpha = 0$ $V_{pl,Rd} = \dfrac{f_{y0} A_v}{\sqrt{3}} / \gamma_{M5}$ $V_{Ed} = (N_{i,Ed} \text{ sen } \theta_i)_{max}$	$b_{eff} = \dfrac{10}{b_0^* / t_0} \dfrac{f_{y0} t_0}{f_{yi} t_i} b_i$ si $b_{eff} \le b_i$ $b_{e,ov} = \dfrac{10}{b_j / t_j} \dfrac{f_{yj} t_j}{f_{yi} t_i} b_i$ si $b_{e,ov} \le b_i$
Para elementos de arriostramiento con PTC se multiplicarán las resistencias anteriores por $\pi/4$ sustituyendo b_1 y h_1 por d_1, y b_2 y h_2 por d_2, excepto para la rotura del cordón tubular.	
*) Solo será necesario comprobar el elemento de arriostramiento que solapa i. La eficiencia (es decir, la resistencia de cálculo de la unión dividida por la resistencia plástica de cálculo del elemento de arriostramiento) del elemento de arriostramiento solapado j, deberá tomarse igual al elemento de arriostramiento que solapa.	

Anejo 27

Proyecto de estructuras de acero. Fatiga

Contenido

1 GENERALIDADES 3

1.1 ALCANCE 3
1.2 NORMATIVA DE REFERENCIA 3
1.3 TÉRMINOS Y DEFINICIONES 4
1.3.1 Generalidades 4
1.3.1.1 fatiga 4
1.3.1.2 tensión nominal 4
1.3.1.3 tensión nominal modificada 4
1.3.1.4 tensión geométrica 4
1.3.1.5 tensión residual 4
1.3.2 Parámetros de las cargas de fatiga 5
1.3.2.1 proceso de carga 5
1.3.2.2 historia de tensiones 5
1.3.2.3 método de la gota de agua 5
1.3.2.4 método de vaciado del depósito 5
1.3.2.5 rango de tensiones 5
1.3.2.6 espectro de respuesta de un rango de tensiones 5
1.3.2.7 espectro de cálculo 5
1.3.2.8 vida útil 5
1.3.2.9 vida de fatiga 5
1.3.2.10 sumatorio de Miner 6
1.3.2.11 rango de tensiones de amplitud constante equivalente 6
1.3.2.12 carga de fatiga 6
1.3.2.13 carga de fatiga de amplitud constante equivalente 6
1.3.3 Resistencia a la fatiga 6
1.3.3.1 curva de resistencia a fatiga 6
1.3.3.2 categoría de detalle 7
1.3.3.3 fatiga límite sometida a amplitud constante 7
1.3.3.4 umbral de daño 7
1.3.3.5 número de ciclos 7
1.3.3.6 resistencia de referencia a fatiga 7
1.4 NOTACIONES 7

2 REQUISITOS BÁSICOS Y METODOLOGÍA 9

3 MÉTODOS DE ANÁLISIS 10

4 TENSIONES DEBIDAS A ACCIONES DE FATIGA 12

5 CÁLCULO DE TENSIONES 14

6. CÁLCULO DE LOS RANGOS DE TENSIONES 16

6.1 GENERALIDADES 16
6.2 VALOR DE CÁLCULO DEL RANGO DE TENSIONES NOMINALES 16
6.3 VALOR DE CÁLCULO DEL RANGO MODIFICADO DE TENSIONES NOMINALES 16
6.4 VALOR DE CÁLCULO DEL RANGO DE TENSIÓN PARA UNIONES SOLDADAS DE LAS SECCIONES HUECAS 17
6.5 VALOR DE CÁLCULO DE LOS RANGOS DE TENSIONES GEOMÉTRICAS (PUNTO CALIENTE) 17

7 RESISTENCIA A FATIGA 18

7.1 GENERALIDADES 18
7.2 MODIFICACIONES DE LA RESISTENCIA A LA FATIGA 21
7.2.1 Detalles en compresión sin soldaduras o con soldaduras sometidas a tratamiento de relajación de tensiones 21
7.2.2 Efecto del tamaño 22

8 COMPROBACIÓN A FATIGA 23

APÉNDICE A – DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE LAS CARGAS DE FATIGA Y MÉTODOS DE COMPROBACIÓN 41

A.1 DETERMINACIÓN DE LOS PROCESOS DE CARGAS 41
A.2 HISTORIAL DE TENSIONES PARA LOS DETALLES 41
A.3 RECUENTO DE CICLOS 41
A.4 ESPECTRO DEL RANGO DE TENSIONES 41
A.5 CICLOS PARA LA ROTURA 41
A.6 FORMATOS DE COMPROBACIÓN 42
A.7 CÁLCULO DE LAS CARRERAS DE TENSIONES 43

APÉNDICE B – RESISTENCIA A FATIGA EMPLEANDO EL MÉTODO DE LAS TENSIONES GEOMÉTRICAS (PUNTO CALIENTE) 47

1 Generalidades

1.1 Alcance

(1) Este Anejo especifica los métodos para el análisis de la resistencia a fatiga de los elementos estructurales, conexiones y las uniones sometidas a cargas de fatiga.

(2) Estos métodos se basan en ensayos a fatiga con probetas a gran escala que incluyen efectos debidos a imperfecciones geométricas y estructurales debidas a la producción y la ejecución del material (por ejemplo los efectos de las tolerancias y tensiones residuales procedentes de la soldadura).

NOTA 1: Para tolerancias, véase Anejo 16 del Código Estructural.

(3) Las reglas son aplicables a estructuras cuya ejecución sea conforme con el Capítulo 21 del Código Estructural.

NOTA: Cuando corresponda, se indicarán los requisitos complementarios en las tablas de las categorías de detalle.

(4) Los métodos de evaluación establecidos en este anejo son aplicables a todas las calidades de aceros estructurales, aceros inoxidables y aceros pasivados no protegidos excepto cuando se indique lo contrario en las tablas de categorías de detalle. Esta parte se aplica únicamente a materiales que cumplan con los requisitos de tenacidad del Anejo 28 del Código Estructural.

(5) Los métodos de evaluación a la fatiga distintos de los métodos de la curva $\Delta\sigma_R - N$, como los métodos de la deformación del entallado o de la mecánica de fractura no se consideran en este anejo.

(6) En este anejo no se consideran tratamientos posteriores a la fabricación de mejora de la resistencia a fatiga distintos de la relajación de tensiones.

(7) Las resistencias a fatiga especificadas en este anejo se aplican a estructuras que trabajan bajo condiciones atmosféricas normales, con la suficiente protección a la corrosión y un mantenimiento regular. No se cubren los efectos de la corrosión por agua salada. Tampoco se cubren los daños microestructurales producidos por altas temperaturas (>150ºC).

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 Términos y definiciones

(1) Este Anejo aplica las siguientes definiciones y términos.

1.3.1 Generalidades

1.3.1.1 fatiga

Proceso de iniciación y propagación de fisuras a través de un elemento estructural debido a la acción de una variación cíclica de tensiones.

1.3.1.2 tensión nominal

La tensión en el material base o en una soldadura adyacente a una fisura potencial, calculada acorde con la teoría de la elasticidad excluyendo los efectos de concentración de tensiones.

NOTA: La tensión nominal especificada en esta parte puede ser una tensión normal, tangencial, principal o equivalente.

1.3.1.3 tensión nominal modificada

La tensión nominal multiplicada por un coeficiente correspondiente de concentración tensional k_f para considerar el efecto de una discontinuidad geométrica que no se ha tenido en cuenta dentro de la clasificación de un detalle constructivo en particular.

1.3.1.4 tensión geométrica

Tensión de punto caliente

La máxima tensión principal en el material base adyacente al cordón de soldadura, teniendo en cuenta los efectos de concentración de las tensiones debidos a toda la geometría de un detalle constructivo en particular.

NOTA: Los efectos de concentración local de tensiones, por ejemplo las soldaduras en forma de perfil (incluido en las categorías de detalle descritas en el Apéndice B) no necesitan considerarse.

1.3.1.5 tensión residual

Una tensión residual consiste en un estado permanente de tensiones en una estructura la cual se encuentra en equilibrio estático y es independiente de la acción aplicada. Las tensiones residuales pueden surgir de la laminación, procesos de corte, contracciones debidas a la soldadura o a la falta de ajuste entre elementos estructurales o por plastificaciones parciales provocadas por cualquier sobrecarga.

1.3.2 Parámetros de las cargas de fatiga

1.3.2.1 proceso de carga

Secuencia de cargas definidas aplicadas sobre la estructura provocando un historial de cargas, normalmente repetidas un número definido de veces en la vida de la estructura.

1.3.2.2 historia de tensiones

Registro o cálculo de la variación tensional de un punto particular de la estructura durante un proceso de carga.

1.3.2.3 método de la gota de agua

Es un método particular de recuento de ciclos para producir el espectro de un rango de tensiones para un historial de tensiones dado.

1.3.2.4 método de vaciado del depósito

Es un método particular de recuento de ciclos para producir el espectro de un rango de tensiones para un historial de tensiones dado.

NOTA: Para la determinación matemática véase el Apéndice A.

1.3.2.5 rango de tensiones

La diferencia algebraica entre los dos extremos de una carga cíclica particular derivada de una historia de tensiones.

1.3.2.6 espectro de respuesta de un rango de tensiones

Histograma del número de sucesos para todos los rangos de tensiones de diferentes magnitudes recopiladas o calculadas para un evento de carga particular.

1.3.2.7 espectro de cálculo

El total de todos los espectros de un rango de tensiones en la vida útil de la estructura correspondiente a la fatiga evaluada.

1.3.2.8 vida útil

El periodo de tiempo de referencia en el que la seguridad de una estructura es requerida con una probabilidad aceptable de que no ocurra la rotura por fisuración debido a la fatiga.

1.3.2.9 vida de fatiga

El periodo de tiempo estimado que causa la rotura o fallo por fatiga bajo la aplicación del espectro de cálculo.

1.3.2.10 sumatorio de Miner

Se refiere al cálculo lineal del daño acumulado basado en la regla de Palmgren-Miner.

1.3.2.11 rango de tensiones de amplitud constante equivalente

El rango de tensiones de amplitud constante que deberá resultar en la misma vida de fatiga que para la del espectro de cálculo, cuando la comparación se basa en el sumatorio de Miner.

NOTA: Para la determinación matemática véase el Apéndice A.

1.3.2.12 carga de fatiga

Una serie de parámetros de acciones basados en procesos típicos de cargas definidos por la posición de dichas cargas, sus magnitudes, frecuencias, secuencias y desfases.

NOTA 1: Las acciones de fatiga definidas en la reglamentación específica vigente serán valores extremos superiores basados en evaluaciones de medidas de efectos de cargas acordes con el Apéndice A.

NOTA 2: La reglamentación específica proporciona también los parámetros de cálculo:

- Q_{max}, n_{max} espectro normalizado o
- $Q_{E,n_{max}}$ relativo a n_{max} o
- $Q_{E,2}$ correspondientes a $\mathrm{n} = 2\mathrm{x}10^6$ ciclos

Los efectos dinámicos se incluyen en estos parámetros a menos que se indique lo contrario.

1.3.2.13 carga de fatiga de amplitud constante equivalente

Carga a amplitud constante simplificada que produce los mismos efectos de daño causados por una serie de procesos de carga real de amplitud variable.

1.3.3 Resistencia a la fatiga

1.3.3.1 curva de resistencia a fatiga

La relación cuantitativa entre el rango de tensiones y el número de ciclos de tensiones para el fallo por fatiga, empleado para valorar la categoría de detalle de un determinado detalle constructivo.

NOTA: La resistencia a fatiga dada en esta parte son valores extremos inferiores basados en la evaluación de los ensayos por fatiga con probetas a gran escala acordes con el Apéndice D del Anejo 18 del Código Estructural.

1.3.3.2 categoría de detalle

La designación numérica dada por un detalle constructivo para una dirección dada de una fluctuación de tensiones, para indicar cuál es la curva de resistencia a la fatiga aplicable a la fatiga evaluada (el número de categoría de detalle indica la resistencia a fatiga de referencia $\Delta\sigma_c$ en N/mm^2).

1.3.3.3 fatiga límite sometida a amplitud constante

Valor límite por debajo del cual el rango de tensiones normales o tangenciales no producen daños por la fatiga en ensayos de condiciones de amplitud de tensiones constante. Bajo condiciones de amplitud variable, todos los rangos de tensiones tienen que estar por debajo de este límite para que no ocurran daños por fatiga.

1.3.3.4 umbral de daño

Límite por debajo del cual el rango de tensiones del espectro de cálculo no contribuye a incrementar el daño acumulado de cálculo.

1.3.3.5 número de ciclos

Duración de la vida de una estructura, expresada en ciclos, bajo la acción de un historial de cargas de amplitud constante.

1.3.3.6 resistencia de referencia a fatiga

El rango de tensiones $\boldsymbol{\Delta\sigma_c}$ de amplitud constante para una categoría de detalle para un número de ciclos $\boldsymbol{N = 2x10^6}$ ciclos.

1.4 Notaciones

$\Delta\sigma$	rango de tensiones (tensión normal)
$\Delta\tau$	rango de tensiones (tensión tangencial)
$\Delta\sigma_E, \Delta\tau_E$	rango de tensiones de amplitud constante equivalente relativa a n_{max}
$\Delta\sigma_{E,2}, \Delta\tau_{E,2}$	rango de tensiones de amplitud constante equivalente relativa a 2 millones de ciclos
$\Delta\sigma_C, \Delta\tau_C$	valor de la resistencia a fatiga para Nc = 2 millones de ciclos
$\Delta\sigma_D, \Delta\tau_D$	límite de fatiga para el rango de tensiones de amplitud constante para un número de ciclos N_D
$\Delta\sigma_L, \Delta\tau_L$	umbral de daño para rangos de tensiones con un número de ciclos N_L
$\Delta\sigma_{eq}$	rango de tensiones equivalentes para uniones en el alma de tableros ortótropos
$\Delta\sigma_{C,red}$	valor de referencia reducido de la resistencia a la fatiga
γ_{Ff}	coeficiente parcial de seguridad para rangos de tensiones de amplitud constante equivalentes $\Delta\sigma_E, \Delta\tau_E$
γ_{Mf}	coeficiente parcial de seguridad de la resistencia a la fatiga $\Delta\sigma_C, \Delta\tau_C$

m	pendiente de la curva de resistencia a la fatiga
λ_i	coeficientes equivalentes de daño
Ψ_1	coeficiente para un valor frecuente de una acción variable
Q_k	valor característico de una acción variable
k_s	coeficiente de reducción para la tensión de fatiga para tener en cuenta los efectos del tamaño
k_1	coeficiente de mayoración para rangos de tensiones para tener en cuenta el efecto de los momentos flectores secundarios en las celosías
k_f	coeficiente de concentración de tensiones
N_R	número de ciclos de vida útil relativos a la acción repetida de un rango de tensiones constante dado

2 Requisitos básicos y metodología

(1) Los elementos estructurales deberán dimensionarse a fatiga asegurando un nivel aceptable de probabilidad de funcionamiento durante su vida útil.

NOTA: Se consideran como satisfactorios en estos requisitos las estructuras calculadas empleando acciones de fatiga definidas en la reglamentación específica vigente y con una resistencia a la fatiga acorde con este anejo.

(2) El Apéndice A puede emplearse para determinar un modelo cargado específico, si:

- La reglamentación específica no dispone de un modelo de carga a fatiga,
- se requiere un modelo de carga a fatiga más real.

(3) Los ensayos a fatiga pueden realizarse

- para determinar la resistencia a la fatiga de detalles no incluidos en este anejo,
- para determinar la vida útil a fatiga de los prototipos, bajo cargas reales o bajo cargas de fatiga equivalentes de amplitud constante.

(4) Para la ejecución y análisis de los ensayos de fatiga deberán tenerse en cuenta las directrices del Anejo 18 del Código Estructural (véase también 7.1).

(5) Los métodos para analizar la fatiga dados en esta parte siguen los principios de la comprobación de cálculo comparando las solicitaciones con la resistencia a fatiga; tal comparación es posible únicamente cuando las acciones de fatiga se determinan con parámetros de resistencia a fatiga definidos en este anejo.

(6) Las acciones de fatiga se determinan de acuerdo con los requisitos para la evaluación de la fatiga. Éstos son distintos para las comprobaciones de acciones en estado límite último y estado límite de servicio.

NOTA: El desarrollo de fisuras durante la vida de servicio no significa necesariamente el final de la vida útil. Las roturas deberán repararse con una atención especial en la ejecución para evitar introducción de condiciones más severas en las fisuras.

3 Métodos de análisis

(1) La comprobación a fatiga deberá llevarse a cabo empleando:

- el método de vida útil o vida segura.

(2)

Los planes de inspección y vigilancia deberán especificar:

a) los elementos y detalles estructurales a inspeccionar;

b) las medidas adoptadas para garantizar la viabilidad de las inspecciones;

c) los métodos de inspección y su capacidad de detección de daño;

d) los intervalos entre inspecciones, y

e) las medidas a adoptar en función de los resultados de las inspecciones.

En la medida que sea compatible con su finalidad, los planes de inspección y vigilancia para la comprobación del daño estructural podrán simultanearse con los destinados al mantenimiento y a las comprobaciones de conformidad de la estructura y el montaje con el proyecto.

(3) El método de vida útil o vida segura deberá garantizar un nivel aceptable de fiabilidad de funcionamiento de la estructura durante su vida útil de proyecto sin necesidad de un plan regular de vigilancia del daño debido a la fatiga. Este método deberá aplicarse en los casos en que la formación local de fisuras en un componente pueda llevar rápidamente al fallo del elemento estructural o estructura.

(4) En este anejo, puede alcanzarse un nivel aceptable de fiabilidad frente a la fatiga ajustando el coeficiente parcial de seguridad para la resistencia a fatiga γ_{Mf} en función de las consecuencias de la rotura y del método de cálculo empleado.

(5) Los valores de la resistencia a fatiga se determinan considerando los detalles estructurales junto con los efectos de entallas geométricos y metalúrgicos. El lugar más probable de iniciación de la fisura se indica también en el apartado donde se presentan los detalles de la fatiga.

(6) Los métodos de evaluación presentados en este anejo emplean la resistencia a fatiga en términos de curvas de resistencia a fatiga para

- detalles normalizados aplicables a tensiones nominales
- configuraciones de soldadura de referencia aplicables a tensiones geométricas.

(7) La fiabilidad requerida puede evaluarse mediante la utilización del método de integridad asegurada, con los valores de γ_{Mf} establecidos de la Tabla A27.3.1.

Se considerará que las consecuencias son graves cuando el fallo a fatiga del elemento considerado suponga el colapso de la estructura o de una parte de la misma. Se podrá considerar que las consecuencias son menores cuando un fallo a fatiga del elemento

considerado no suponga un fallo estructural, existiendo capacidad de redistribución de las cargas, aun cuando se produzcan deformaciones importantes.

Tabla A27.3.1 Coeficiente parcial de seguridad para resistencia a fatiga

Método de evaluación	Consecuencia del fallo	
	Consecuencia leve	Consecuencia grave
Integridad asegurada	1,15	1,35

4 Tensiones debidas a acciones de fatiga

(1) El modelado de las tensiones nominales deberá considerar todos los efectos de las acciones incluyendo los de la distorsión y deberá basarse en un análisis elástico lineal para los elementos estructurales y para las uniones.

(2) El modelado de grandes vigas en celosía de secciones huecas puede basarse en un modelo de celosía simplificado con nudos articulados. Siempre que se tengan en cuenta las tensiones debidas a las cargas externas aplicadas entre las uniones de los elementos, podrán considerarse los efectos sobre los momentos secundarios debidos a la rigidez de las uniones mediante los coeficientes k_1 (véase la Tabla A27.4.1 para secciones circulares huecas y la Tabla A27.4.2 para secciones rectangulares huecas; estas secciones están sometidas a las restricciones geométricas de acuerdo con la Tabla A27.8.7).

Tabla A27.4.1: Coeficientes k_1 para secciones huecas circulares sometidas a cargas en el plano

Tipo de nudo		Cordones	Montantes	Diagonales
Nudo	tipo K	1,5	-	1,3
	tipo N / KT	1,5	1,8	1,4
Nudo con solape	tipo K	1,5	-	1,2
	tipo N / KT	1,5	1,65	1,25

Tabla A27.4.2: Coeficientes k_1 para secciones huecas rectangulares sometidas a cargas en el plano

Tipo de unión		Cordones	Montantes	Diagonales
Nudo	K tipo	1,5	-	1,5
	N tipo / KT tipo	1,5	2,2	1,6
Nudo con solape	K tipo	1,5	-	1,3
	N tipo / KT tipo	1,5	2,0	1,4

NOTA 1: Para la definición de los tipos de uniones véase el Anejo 26 del Código Estructural.

NOTA 2: Rangos de validez geométrica:

Para secciones circulares huecas (uniones tipo K, N, KT)

$0{,}30 \leq \beta \leq 0{,}60$

$1{,}20 \leq \gamma \leq 30{,}0$

$0,25 \leq \tau \leq 1,0$

$30^{o} \leq \theta \leq 60^{o}$

Para secciones rectangulares huecas (uniones tipo K, N, KT)

$0,40 \leq \beta \leq 0,60$

$6,25 \leq \gamma \leq 12,5$

$0,25 \leq \tau \leq 1,00$

$30^{o} \leq \theta \leq 60^{o}$

5 Cálculo de tensiones

(1) Las tensiones deberán calcularse en estado límite de servicio.

(2) Las secciones de Clase 4 se evalúan para cargas de fatiga de acuerdo con el Anejo 25 del Código Estructural.

NOTA 1: Para las indicaciones véase Anejo 29 del Código Estructural.

Comentarios:
Las láminas quedan fuera del ámbito del Código Estructural y será necesario referirse a normativa específica. En el ámbito de los Eurocódigos la norma UNE-EN 1993-1-6 proporciona reglas adicionales para obtener la resistencia y estabilidad de láminas.

(3) Las tensiones nominales deben calcularse en el lugar más susceptible a la iniciación de la fatiga. Los efectos que producen concentración de tensiones en otros detalles distintos a los incluidos en las Tabla A27.8.1 a A27.8.10 deberán considerarse mediante un coeficiente de concentración de tensiones (SCF) acorde con 6.3 para dar una tensión nominal modificada.

(4) Cuando se emplea el método de tensión geométrica (punto caliente) para los detalles cubiertos por la Tabla A27.B.1, las tensiones deberán calcularse como se muestra en 6.5.

(5) Las tensiones relevantes en los detalles en un material base son:

- tensiones normales nominales σ
- tensiones tangenciales nominales τ

NOTA: Para efectos de tensiones nominales combinadas, véase 8(3).

(6) Las tensiones relevantes en los cordones de soldadura son (véase la Figura A27.5.1)

- tensiones nominales σ_{wf} transversales al eje del cordón: $\sigma_{wf} = \sqrt{\sigma_{\perp f}^2 + \tau_{\perp f}^2}$
- tensiones tangenciales τ_{wf} longitudinales al eje del cordón: $\tau_{wf} = \tau_{||f}$

Cada una deberá comprobarse por separado.

NOTA: El procedimiento descrito anteriormente es distinto del procedimiento dado para la comprobación de los cordones de soldaduras en estado límite último, definido por el Anejo 26 del Código Estructural.

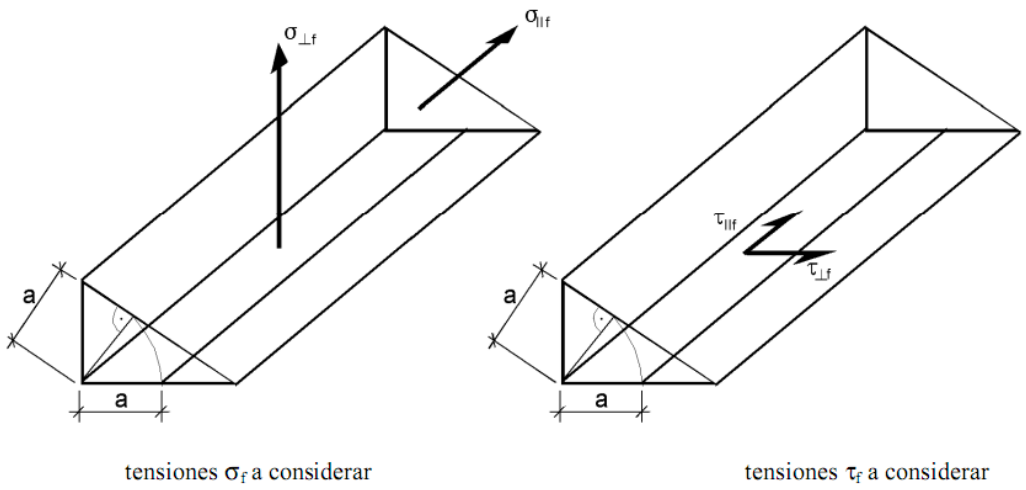


Figura A27.5.1: Tensiones correspondientes a los cordones de soldaduras

6. Cálculo de los rangos de tensiones

6.1 Generalidades

(1) El análisis estructural a fatiga deberá emplear

- rangos de tensiones nominales para detalles mostrados en la Tabla A27.8.1 a la Tabla A27.8.10,
- rangos de tensiones nominales modificados cuando, por ejemplo, hay cambios bruscos de sección cerca de un emplazamiento de iniciación de fisura que no se encuentre definido en las Tablas A27.8.1 – A27.8.10 o
- rangos de tensiones geométricas donde hayan grandes gradientes de tensiones cercanos al pie de una soldadura en uniones de la Tabla A27.B.1.

NOTA: Para más categorías de rangos de tensiones geométricas en detalle, véase el Apéndice B.

(2) El valor de cálculo del rango de tensiones a emplear en la evaluación de la fatiga deberá ser el rango de tensiones $\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2}$ correspondiente a $N_C = 2x10^6$ ciclos.

6.2 Valor de cálculo del rango de tensiones nominales

(1) Los valores de cálculo de los rangos de tensiones nominales $\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2}$ y $\gamma_{Ff}\Delta\tau_{E,2}$ deberán determinarse como sigue:

$$\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2} = \lambda_1 x\ \lambda_2 x\ \lambda_i x\ \dots x\ \lambda_n x\ \Delta\sigma(\gamma_{Ff}Q_k)$$

$$\gamma_{Ff}\Delta\tau_{E,2} = \lambda_1 x\ \lambda_2 x\ \lambda_i x\ \dots x\ \lambda_n x\ \Delta\tau(\gamma_{Ff}Q_k) \quad (6.1)$$

donde $\Delta\sigma(\gamma_{\mathrm{Ff}}\mathrm{Q_k})$, $\Delta\tau(\gamma_{\mathrm{Ff}}\mathrm{Q_k})$ es el rango de tensiones producido por las cargas de fatiga especificadas en la normativa específica vigente. .

λ_i son los coeficientes de daño equivalente que dependen del espectro como especifican las partes correspondientes de los Anejos 22 a 29 del Código Estructural.

(2) En los casos en los que no se disponen de datos apropiados de λ_i el valor de cálculo del rango de tensiones nominales puede determinarse mediante los principios del Apéndice A.

6.3 Valor de cálculo del rango modificado de tensiones nominales

(1) El valor de cálculo de los rangos de tensión nominal modificados $\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2}$ y $\gamma_{Ff}\Delta\tau_{E,2}$ deberán determinarse como sigue:

$$\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2} = k_f\ x\ \lambda_1 x\ \lambda_2 x\ \lambda_i x\ \dots x\ \lambda_n x\ \Delta\sigma(\gamma_{Ff}Q_k)$$

(6.2)

$$\gamma_{Ff}\Delta\tau_{E,2} = k_f \; x \; \lambda_1 x \; \lambda_2 x \; \lambda_i x \; \ldots x \; \lambda_n x \; \Delta\tau\left(\gamma_{Ff} Q_k\right)$$

donde

k_f es el factor de concentración de tensiones para tener en cuenta la mayoración de las tensiones locales en referencia al detalle geométrico no incluido en la curva de referencia $\Delta\sigma_R - N$.

NOTA: Los valores de k_f pueden tomarse de la bibliografía o con cálculos apropiados por elementos finitos

6.4 Valor de cálculo del rango de tensión para uniones soldadas de las secciones huecas

(1) A menos que se realice un cálculo más preciso de los valores de cálculo de los rangos modificados de tensiones nominales $\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2}$ deberán determinarse como sigue, mediante el modelo simplificado de 4(2):

$$\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2} = k_1\left(\gamma_{Ff}\Delta\sigma^*_{E,2}\right) \quad (6.3)$$

donde

$\gamma_{Ff}\Delta\sigma^*_{E,2}$ es el valor de cálculo del rango de tensiones calculado con un modelo en celosía simplificado con nudos articulados

k_1 es el coeficiente de mayoración acorde con las Tablas A27.4.1 y A27.4.2

6.5 Valor de cálculo de los rangos de tensiones geométricas (punto caliente)

(1) Los valores de cálculo del rango de tensiones geométricas (punto caliente) $\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2}$ deberá determinarse como sigue:

$$\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2} = k_f\left(\gamma_{Ff}\Delta\sigma^*_{E,2}\right) \quad (6.4)$$

donde

k_f es el factor de concentración de tensiones

7 Resistencia a fatiga

7.1 Generalidades

(1) La resistencia a fatiga en el caso de rangos de tensiones se representa por una serie de curvas $(\log \Delta\sigma) - (\log N)$ y $(\log \Delta\tau) - (\log N)$, (curvas S-N), que corresponden con las categorías de detalles constructivos típicos. Cada categoría de detalle se designa por el número que representa, en N/mm^2, el valor de referencia $\Delta\sigma_C$ y $\Delta\tau_C$ para una resistencia a fatiga de 2 millones de ciclos.

(2) Para las carreras de tensiones nominales de amplitud constante, la resistencia a la fatiga podrá obtenerse como sigue:

$\Delta\sigma_R^m N_R = \Delta\sigma_C^m 2x10^6$ con $m = 3$ para $N \leq 5x10^6$, véase la Figura A27.7.1

$\Delta\tau_R^m N_R = \Delta\tau_C^m 2x10^6$ con $m = 5$ para $N \leq 10^8$, véase la Figura A27.7.2

$\Delta\sigma_D = \left(\frac{2}{5}\right)^{1/3} \Delta\sigma_C = 0{,}737\Delta\sigma_C$ es el límite de fatiga con amplitud constante, véase la Figura A27.7.1 y

$\Delta\tau_L = \left(\frac{2}{100}\right)^{1/5} \Delta\tau_C = 0{,}457\Delta\tau_C$ es el umbral de daño, véase la Figura A27.7.2.

(3) Para espectros de tensiones nominales con rangos de tensiones por encima y por debajo del límite de fatiga de amplitud constante $\Delta\sigma_D$, la resistencia a fatiga deberá basarse en las curvas extendidas de la resistencia a fatiga que se muestran a continuación:

$\Delta\sigma_R^m N_R = \Delta\sigma_C^m 2x10^6$ con $m = 3$ para $N \leq 5x10^6$

$\Delta\sigma_R^m N_R = \Delta\sigma_D^m 5x10^6$ con $m = 5$ para $5x10^6 \leq N \leq 10^8$

$\Delta\sigma_L = \left(\frac{5}{100}\right)^{1/5} \Delta\sigma_D = 0{,}549\Delta\sigma_D$ es el umbral de daño, véase la Figura A27.7.1

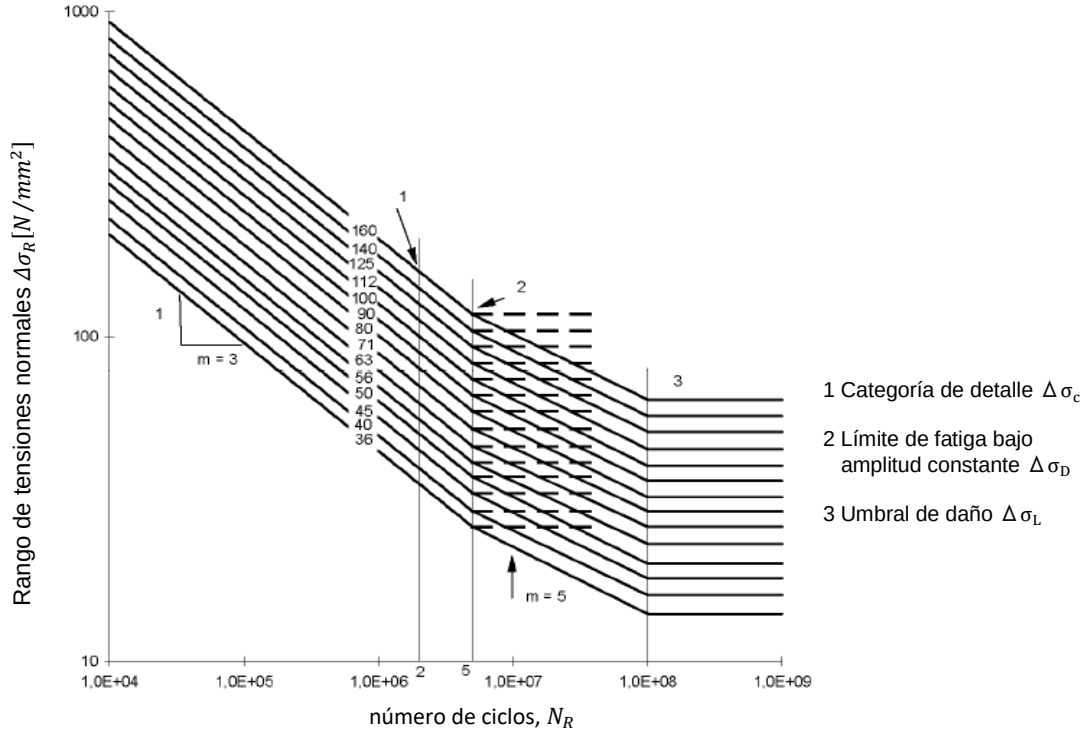
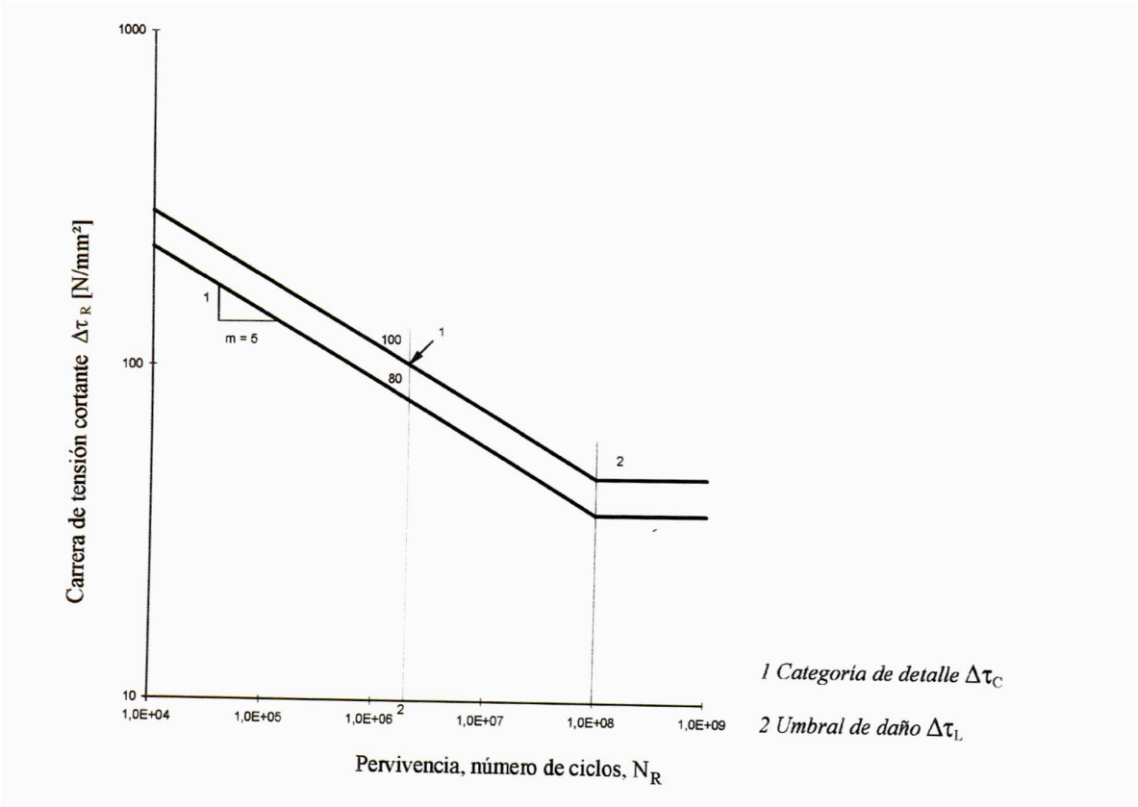


Figura A27.7.1: Curvas de resistencia a la fatiga para rangos de tensiones normales

Figura A27.7.2: Curvas de resistencia a la fatiga para carreras de tensión cortante



NOTA 1: Durante el aprovechamiento de los resultados de ensayos para determinar la categoría del detalle constructivo apropiada para un detalle constructivo en particular, el valor del rango de tensión $\Delta\sigma_C$ correspondiente al valor de $N_C = 2$ millones de ciclos se evaluó con un grado de confianza del 75% y un 95% de probabilidad de fallo para una distribución $log\ N$, considerando su desviación típica, el tamaño de las probetas y los efectos de la tensión residual. El número de datos (no menor de 10) se consideró también en el análisis estadístico, véase el Apéndice D del Anejo 18 del Código Estructural.

Es admisible la verificación de una determinada categoría de resistencia a la fatiga para un detalle particular en la medida en que la misma se lleve a cabo de acuerdo con lo especificado en la NOTA 1.

NOTA 3: Los datos de ensayos de algunos detalles constructivos no se ajustan exactamente a las curvas de resistencia a la fatiga de la Figura A27.7.1. Para asegurar que se evitan las condiciones no conservadoras, tales detalles, marcados con un asterisco, se clasifican en una categoría de detalle menor que la resistencia a la fatiga que requiere 2 x 10^6 ciclos. Una evaluación alternativa puede mejorar la clasificación de dichos detalles en una categoría de detalle siempre que el límite de la fatiga a amplitud constante $\Delta\sigma_D$ se defina como la resistencia a la fatiga para 10^7 ciclos con m=3 (véase la Figura A27.7.3)

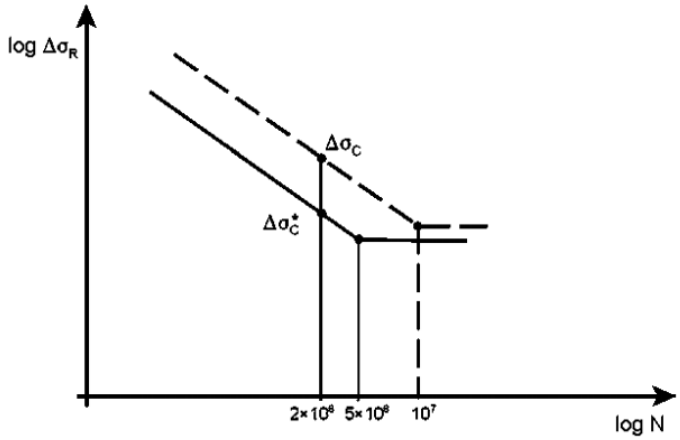


Figura A27.7.3: Resistencia alternativa $\Delta\sigma_C$ para detalles clasificados como $\Delta\sigma_C^*$

(4) Las categorías de detalle $\Delta\sigma_C$ y $\Delta\tau_C$ para tensiones nominales se muestran en:

Tabla A27.8.1 para elementos estructurales planos y uniones mecánicas

Tabla A27.8.2 para secciones armadas soldadas

Tabla A27.8.3 para soldaduras a tope transversales

Tabla A27.8.4 cartelas y rigidizadores soldados

Tabla A27.8.5 para uniones trasmisoras de cargas

Tabla A27.8.6 para perfiles huecos

Tabla A27.8.7 para uniones de vigas en celosía

Tabla A27.8.8 para tableros ortótropos con rigidizadores cerrados

Tabla A27.8.9 para tableros ortótropos con rigidizadores abiertos

Tabla A27.8.10 para la unión ala superior-alma de una viga carril

(5) Las categorías de resistencia a la fatiga $\Delta\sigma_C$ para los rangos de tensiones geométricas se dan en el Apéndice B.

7.2 Modificaciones de la resistencia a la fatiga

7.2.1 Detalles en compresión sin soldaduras o con soldaduras sometidas a tratamiento de relajación de tensiones

(1) En detalles sin soldaduras o con soldaduras sometidas a tratamiento de relajación de tensiones, la influencia de la tensión media en la resistencia a fatiga puede tenerse en cuenta determinando un rango reducido de tensiones efectivas $\Delta\sigma_{E,2}$ en la evaluación a fatiga cuando parte o todos los ciclos de tensiones sean de compresión.

(2) El rango de tensiones efectivas puede calcularse sumando las tracciones del rango de tensiones y el 60% de las compresiones del rango de tensiones, véase la Figura A27.7.4.

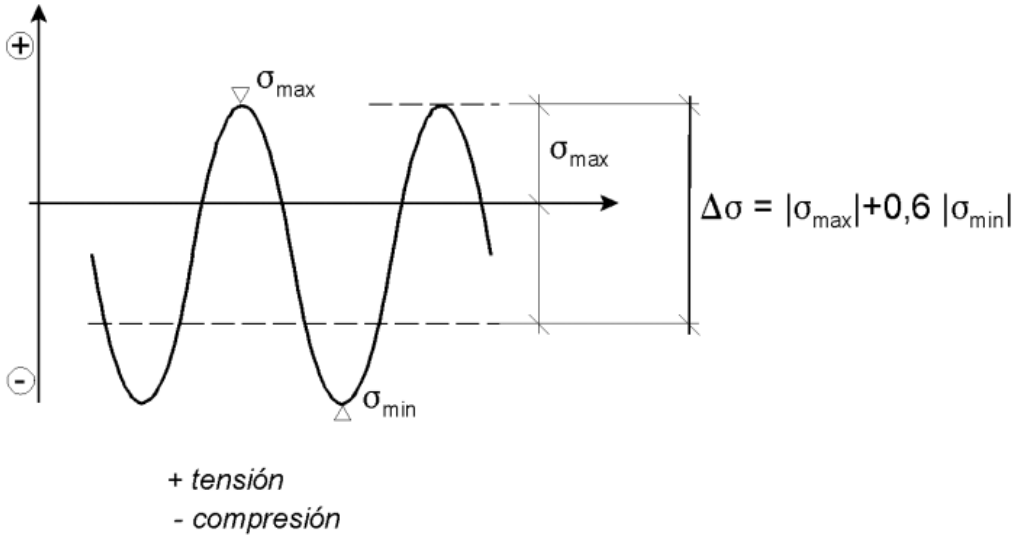


Figura A27.7.4: Rango modificado de tensiones para detalles no soldados o con tensiones relajadas

7.2.2 Efecto del tamaño

(1) El efecto provocado por el tamaño, debido al espesor u otras dimensiones, deberá tenerse en cuenta con los valores dados en las Tablas A27.8.1 a A27.8.10. La resistencia a fatiga, por tanto, viene dada por:

$$\Delta\sigma_{C,red} = k_s \Delta\sigma_C \qquad (7.1)$$

8 Comprobación a fatiga

(1) Los rangos de tensiones nominales, rangos modificados de tensiones nominales o rangos de tensiones geométricas debidos a las cargas frecuentes $\Psi_1 Q_k$ (véase Anejo 18 del Código Estructural) no deberán superar:

$$\Delta\sigma \leq 1{,}5 f_y \qquad \text{para rangos de tensiones normales} \qquad (8.1)$$

$$\Delta\tau \leq 1{,}5 f_y/\sqrt{3} \qquad \text{para rangos de tensiones tangenciales}$$

(2) Para cargas de fatiga deberá comprobarse la condición:

$$\frac{\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C/\gamma_{Mf}} \leq 1{,}0$$

y (8.2)

$$\frac{\gamma_{Ff}\Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_C/\gamma_{Mf}} \leq 1{,}0$$

NOTA: Las Tablas A27.8.1 a A27.8.9 requieren que los rangos de tensiones se basen en las tensiones principales para algunos detalles constructivos.

(3) Salvo que se indique lo contrario en las categorías de resistencia a fatiga de las Tablas A27.8.8 y A27.8.9, en el caso de combinar los rangos de tensiones $\Delta\sigma_{E,2}$ y $\Delta\tau_{E,2}$, deberá comprobarse que:

$$\left(\frac{\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C/\gamma_{Mf}}\right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff}\Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_C/\gamma_{Mf}}\right)^5 \leq 1{,}0 \qquad (8.3)$$

(4) Cuando no se disponga de datos de $\Delta\sigma_{E,2}$ o de $\Delta\tau_{E,2}$ puede emplearse el método de comprobación del Apéndice A.

NOTA 1: El Apéndice A se desarrolla para rangos de tensiones normales. Puede adaptarse también para carreras de tensiones cortantes.

Tabla A27.8.1: Elementos estructurales planos y uniones mecánicas

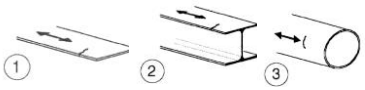
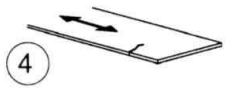
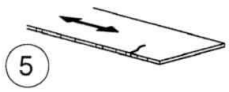
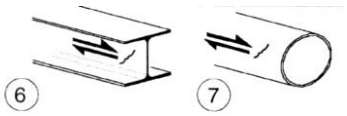
Categoría de detalle	Detalle constructivo	Descripción	Requisitos
160	**Nota**: La resistencia a fatiga asociada a la categoría 160 es la más alta. Ningún detalle puede tener mayor resistencia a fatiga para ningún número de ciclos.  	**<u>Productos laminados o extruidos:</u>** 1) Chapas y productos planos brutos de laminación. 2) Perfiles laminados brutos de laminación. 3) Perfiles huecos sin costura, circulares o rectangulares.	**<u>Detalles 1) a 3):</u>** Las aristas vivas, los defectos superficiales y de laminación se deberán desbastar hasta su eliminación, dejando transiciones suaves.
140	 	**<u>Chapas cizalladas u oxi-cortadas:</u>** 4) Material oxicortado o cizallado con posterior saneamiento de bordes. 5) Material oxicortado a máquina con estrías de corte regulares y poco profundas, o a mano con posterior saneamiento de bordes para eliminación de aristas. Máquinas de oxicorte que cumplan las especificaciones de calidad del Anejo 18.	4) Deberá eliminarse toda traza visible de aristas. Las superficies de corte deberán ser mecanizadas o desbastadas y toda rebaba eliminada. Cualquier marca dejada por la maquinaria empleada, por ejemplo en el desbastado, deberá ser paralela a la dirección de las tensiones. **<u>Detalles 4) y 5):</u>** - Las esquinas entrantes deberán mejorarse mediante desbaste (pendiente ≤ 1/4) o evaluarse mediante el factor de concentración de tensiones correspondiente. - No se admiten reparaciones mediante relleno con soldadura.
12	 		
100 m = 5	 	6) y 7) Productos fabricados por laminación o extrusión, como los de los detalles 1), 2), 3).	**<u>Detalles 6) y 7):</u>** $\Delta\tau$ calculado mediante: $\tau = \frac{VS(t)}{It}$
Para detalles 1–5 ejecutados en acero con resistencia mejorada a la corrosión debe adoptarse la categoría de detalle inmediatamente inferior.			

Tabla A27.8.1 (cont.):Elementos estructurales planos y uniones mecánicas

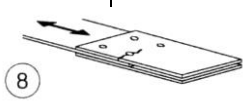
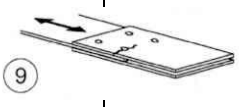
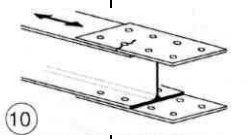
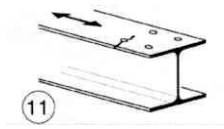
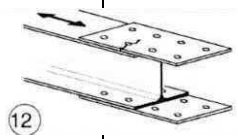
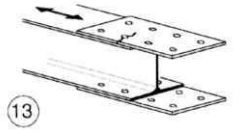
Categoría de detalle	Detalle constructivo	Descripción	Requisitos	
		8) Unión simétrica con cubrejuntas a ambos lados y tornillos pretensados de alta resistencia.	8) Para el cálculo de $\Delta\sigma$ se utilizará la sección bruta.	**<u>En general, para uniones atornilladas (detalles 8 a 13):</u>** Distancia a los extremos: $e_1 \geq 1{,}5\ d$ Distancia a los bordes: $e_2 \geq 1{,}5\ d$ Espaciamiento: $p_1 \geq 2{,}5\ d$ $p_2 \geq 2{,}5\ d$ Para los detalles de proyecto véase el Anejo 26, Figura A26.3.1.
		8) Unión simétrica con cubrejuntas doble, tornillos pretensados y taladros inyectados.		
		9) Unión simétrica con cubrejuntas a ambos lados y tornillos calibrados.	9) Para el cálculo de $\Delta\sigma$ se utilizará la sección neta.	
		9) Unión simétrica con cubrejuntas doble, taladros sin pretensar e inyectados.		
		10) Unión con cubrejuntas simple y tornillos pretensados de alta resistencia.	10) Para el cálculo de $\Delta\sigma$ se utilizará la sección bruta.	
		10) Unión con cubrejuntas simple, taladros pretensados e inyectados.		
		11) Elemento estructural con taladros sometido a flexión compuesta.	11) Para el cálculo de $\Delta\sigma$ se utilizará la sección neta.	
		12) Unión con cubrejuntas simple y tornillos calibrados	12) Para el cálculo de $\Delta\sigma$ se utilizará la sección neta.	
		12) Unión con cubrejuntas simple, taladros sin pretensar inyectados.		
		13) Unión simétrica con cubrejuntas simple o doble, tornillos sin pretensar en agujeros de apertura normal. Sin inversión de carga.	13) Para el cálculo de $\Delta\sigma$ se utilizará la sección neta.	

Tabla A27.8.1 (cont.):Elementos estructurales planos y uniones mecánicas

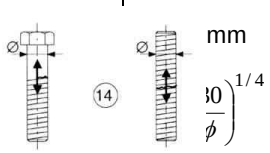
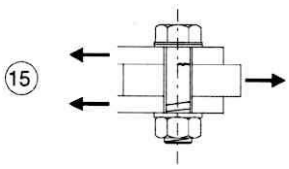
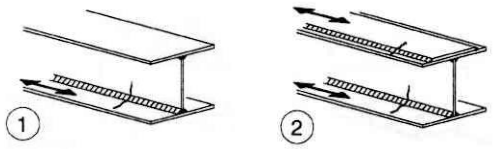
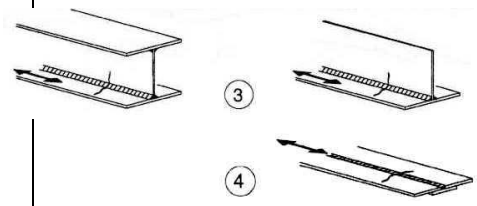
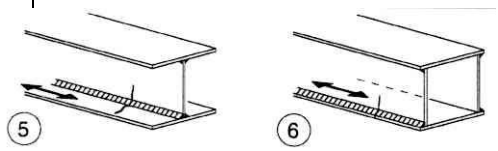
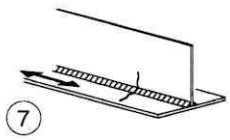
Categoría de detalle	Detalle constructivo		Descripción	Requisitos
	Efecto del tamaño  mm		14) Tornillos y espárragos traccionados con rosca laminada o mecanizada. Para diámetros grandes (tornillos de anclaje) se tendrá en cuenta el efecto del tamaño mediante el factor k_S.	14) El valor de $\Delta\sigma$ se calculará en las secciones traccionadas del tornillo, teniendo en cuenta los esfuerzos de flexión y tracción por efecto palanca, así como las tensiones de flexión debidas a otras causas. En tornillos pretensados, puede aplicarse la reducción del rango de tensiones.
100 m=5			15) Tornillos sometidos a corte simple o doble sin rosca en las secciones bajo esfuerzo cortante. – Tornillos calibrados. – Tornillos ordinarios sin inversión de carga (tornillos de los grados 5.6, 8.8 o 10.9).	15) Para el cálculo de $\Delta\sigma$ se utilizará la sección del vástago.

Tabla A27.8.2: Secciones armadas soldadas

Categoría de detalle	Detalle constructivo	Descripción	Requisitos
125		Cordones longitudinales continuos: 1) Soldaduras a tope con ejecución automática efectuada desde ambos lados. 2) Soldaduras en ángulo con ejecución automática o completamente mecanizada. Los extremos de las platabandas se comprobarán como detalles 6) o 7) de la Tabla A27.8.5	**Detalles 1) y 2):** La soldadura deberá ejecutarse ininterrumpidamente, a menos que se trate de una reparación realizada por especialistas y una inspección compruebe la ejecución adecuada de la reparación.
112		3) Soldaduras a tope o en ángulo con ejecución automática o completamente mecanizada efectuada desde ambos lados, pero interrumpida. 4) Soldaduras a tope con ejecución automática o completamente mecanizada efectuada con chapa dorsal continúa desde un solo lado.	4) La categoría de este detalle es $100\ N/mm^2$ cuando se ejecuta interrumpidamente.
100		5) Soldaduras a tope o en ángulo ejecutadas manualmente. 6) Soldaduras a tope, con ejecución automática o completamente mecanizada o manual desde un solo lado, en particular las de grandes vigas cajón.	5), 6) Es fundamental conseguir un buen ajuste entre las chapas de alma y de ala. Los bordes del alma deben acondicionarse para que la penetración de la soldadura en la raíz de la unión sea regular y continua.
100		7) Reparaciones automáticas o manuales de soldaduras a tope o en ángulo para categorías de detalles 1) a 6).	7) Es posible recuperar la categoría del detalle original con una mejora mediante desbaste por especialistas para eliminar los signos visibles y mediante la posterior comprobación.

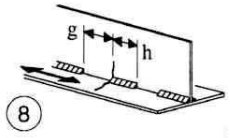
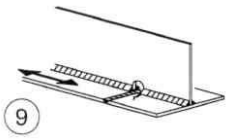
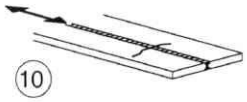
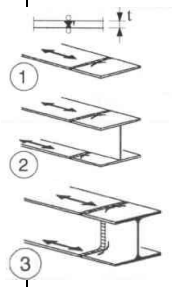
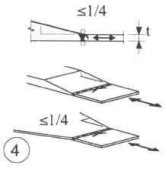
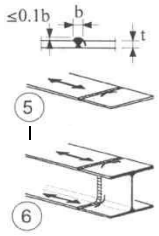
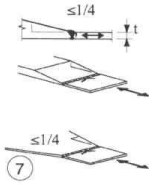
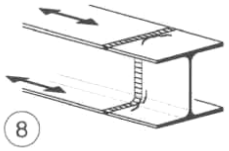
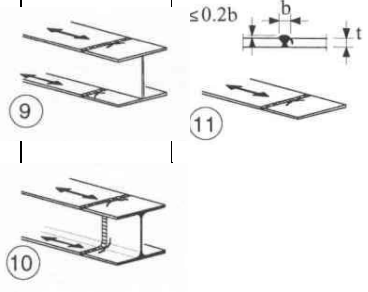
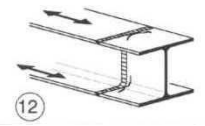
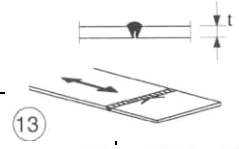
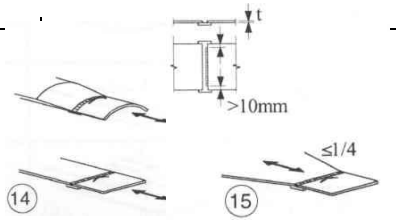
80	 $g/h \leq 2{,}5$	8) Soldaduras longitudinales discontinuas en ángulo.	8) Los valores de $\Delta\sigma$ se basarán en las tensiones normales del ala.
71		9) Soldaduras longitudinales, a tope o en ángulo, o soldaduras interrumpidas por groeras de altura no superior a $60\ mm$. Para groeras de altura superior a $60\ mm$, ver el detalle 1) de la Tabla A27.8.4.	9) Los valores de $\Delta\sigma$ se basarán en las tensiones normales del ala.
125		10) Soldaduras longitudinales a tope, enrase de ambas caras con muela en la dirección de carga, 100% END.	
112		10) Ejecución ininterrumpida; sin desbaste.	
90		10) Con interrupciones.	
140		11) Soldaduras longitudinales de cierre de perfiles huecos con ejecución automática o completamente mecanizada ininterrumpida.	Espesor de pared $t \leq 12{,}5\ mm$
125		11) Soldaduras longitudinales de cierre de perfiles huecos con ejecución automática o completamente mecanizada ininterrumpida.	11) Espesor de pared $t > 12{,}5\ mm$
90		11) Ejecución con interrupciones.	
Son de aplicación las categorías de soldaduras automáticas para los detalles 1 a 11 ejecutados con soldadura automática.			

Tabla A27.8.3: Soldaduras a tope transversales

Categoría de detalle	Detalle constructivo		Descripción	Requisitos
112	 Efecto del tamaño para $t > 25\,mm$ $k_s = \left(\frac{25}{t}\right)^{0,2}$		**<u>Sin chapa dorsal:</u>** 1) Empalmes en prolongación de chapas y productos planos. 2) Empalmes en prolongación de alas y almas antes del armado de la viga. 3) Soldadura a tope de perfiles laminados en la sección completas sin groeras. 4) Empalmes en prolongación de chapas y productos planos de anchura o espesor rebajado con pendiente $\leq 1/4$.	- Todas las soldaduras enrasadas mediante muela con la superficie de las chapas paralela a la dirección de la flecha del dibujo. - Utilización y posterior retirada de chapas de derrame, bordes de chapa enrasados con muela según dirección de la tensión. - Soldeo desde ambos lados y comprobados por ensayos no destructivos (END). **<u>Detalle 3</u>:** Sólo de aplicación en uniones de perfiles laminados, cortadas y soldadas.
90			5) Empalmes en prolongación de chapas y productos planos. 6) Empalmes en prolongación de perfiles laminados mediante soldadura a tope de secciones completas sin groeras. 7) Empalmes en prolongación de chapas y productos planos de anchura o espesor rebajado con pendiente $\leq 1/4$. Las soldaduras deberán ser mecanizadas para evitar entallas.	- Sobreespesor de cordones inferior al 10% de la anchura con transición gradual al plano de las superficies empalmadas. - Utilización y posterior retirada de chapas de derrame, bordes de chapa enrasados con muela según dirección de la tensión. - Soldeo desde ambos lados y comprobación por ensayos no destructivos (END). **<u>Detalles 5 y 7</u>**: Soldaduras ejecutadas en posición horizontal.

90		8) El detalle 3) con groeras.	- Todas las soldaduras enrasadas mediante muela con la superficie de las chapas paralela a la dirección de la flecha dibujada. - Utilización y posterior retirada de chapas de derrame, bordes de chapa enrasados con muela según dirección de la tensión. - Soldeo desde ambos lados y comprobación por ensayos no destructivos (END). - Perfiles laminados de mismas dimensiones y tolerancias.
80		9) Empalmes en prolongación de vigas armadas sin groeras. 10) Soldadura a tope de secciones laminadas completas con groeras. 11) Empalmes en prolongación de chapas, productos planos, perfiles laminados y chapas de vigas armadas.	- Sobreespesor de cordones inferiores al 20% de la anchura con transición gradual al plano de las superficies empalmadas. - Soldadura sin enrase con muela. - Utilización y posterior retirada de chapas de derrame, bordes de chapa enrasados con muela según dirección de la tensión. - Soldeo desde ambos lados y verificación por ensayos no destructivos (END). **Detalle 10** Sobre-espesor de cordones inferiores al 10% de la anchura con transición gradual al plano de las superficies empalmadas.
63		12) Soldadura a tope de secciones completas laminadas sin groeras.	- Utilización y posterior retirada de chapas de derrame, bordes de chapa enrasados con muela según dirección de la tensión. -Soldadura por ambos lados
36		13) Soldaduras a tope ejecutadas desde un solo lado.	13) Sin chapa dorsal.
71			

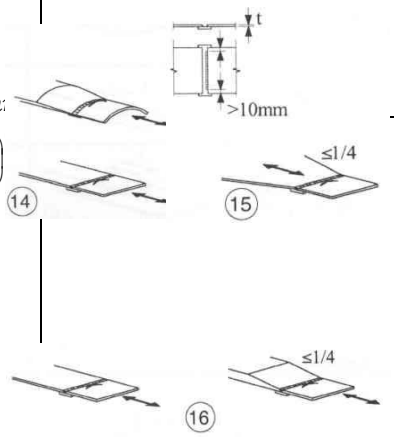
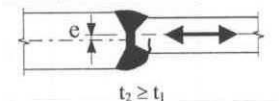
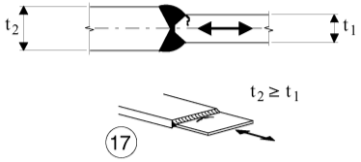
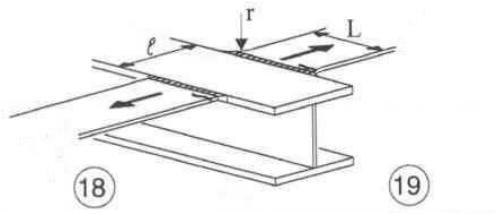
	Efecto del tamaño para $t > 25\ mm$ $k_s = \left(\frac{25}{t}\right)$		13) Soldaduras a tope ejecutadas desde un solo lado con penetración total y verificación mediante técnicas END apropiadas.	
71			**<u>Con chapa dorsal:</u>** 14) Empalmes en prolongación. 15) Empalmes en prolongación de anchura o espesor rebajado con pendiente $\leq 1/4$. También es válido para chapas curvas.	**<u>Detalles 14) y 15):</u>** Soldaduras en ángulo de unión de la chapa dorsal con extremos distantes más de $10\ mm$ de los bordes de la chapa cargada. Puntos de soldadura aplicados en la zona a ocupar por las soldaduras a tope.
50			16) Empalmes en prolongación con chapa dorsal permanente y anchura o espesor rebajado con pendiente $\leq 1/4$. También es válido para chapas curvas.	16) Si los extremos de las soldaduras en ángulo de la chapa dorsal distan menos de $10\ mm$ de los bordes de la chapa, o si no es posible garantizar un buen ajuste.
71	Efecto del tamaño $para\ t > 25\ mm$ y/o de la excentricidad: $k_s = \left(\frac{25}{t_1}\right)^{0,2} \Big/ \left(1+\frac{6\cdot e}{t_1}\cdot\frac{t_1^{1,5}}{t_1^{1,5}+t_2^{1,5}}\right)$ 	pendiente $\leq 1/2$ 	17) Empalmes en prolongación con ejes alineados y espesor discontinuo.	
40			18) Empalmes en prolongación de soldadura a tope a través del ala interpuesta.	**<u>Detalles 18) y 19):</u>** La comprobación a fatiga del elemento interpuesto debe efectuarse como detalle 4 o 5 de la Tabla A27.8.4.
Como el detalle 4 de la Tabla A27.8.4			19) Para transiciones con acuerdo conforme al detalle 4 de la Tabla A27.8.4.	

Tabla A27.8.4: Cartelas y rigidizadores soldados

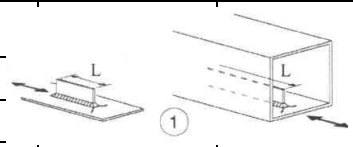
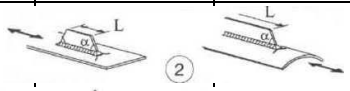
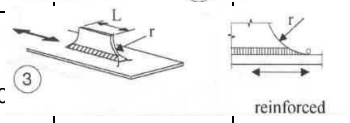
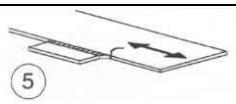
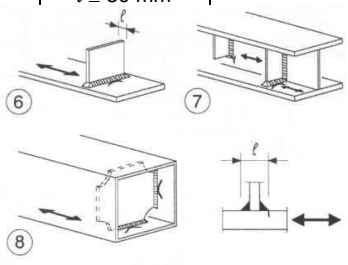
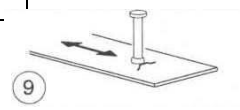
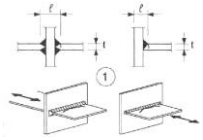
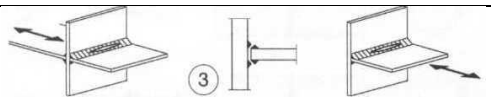
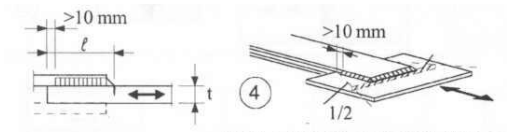
Categoría de detalle	Detalle constructivo	Descripción	Requisitos
80 71 63 56	 $L > 100\ mm$	**Cartelas longitudinales:** 1) La categoría del detalle es función de la longitud L de la cartela.	El espesor de la cartela debe ser inferior a su altura. En caso contrario, véase la Tabla A27.8.5, detalles 5 o 6.
71		2) Cartelas longitudinales soldadas a chapas o tubos.	
80		3) Cartela con acuerdo de transición soldada en ángulo a una chapa o tubo; extremo del cordón de soldadura reforzado (penetración total); longitud del cordón reforzado > r.	**Detalles 3) y 4):** Acuerdo de transición ejecutado mediante mecanizado u oxicorte de la cartela antes de ser soldada, posterior desbaste del área de soldadura paralela a la flecha dibujada hasta eliminar por completo el pie del cordón transversal.
90 71 50	$\frac{r}{l} \geq \frac{1}{3}$ o r > 150 mm $\frac{1}{6} \leq \frac{r}{l} \leq \frac{1}{3}$ $\frac{r}{l} < \frac{1}{6}$	 4) Cartela soldada al borde de una chapa o al del ala de una viga.	
40		5) Unión soldada sin acuerdo de transición.	
80 71	$\ell \leq 50$ mm 	**Cartelas o rigidizadores transversales** 6) Cartelas soldadas a chapas. 7) Rigidizadores verticales soldados a vigas armadas o perfiles laminados. 8) Diafragmas de vigas cajón soldados a las alas o a las almas. Para secciones pequeñas pueden no ser viables. Las categorías de detalle son válidas también para rigidizadores anulares.	**Detalles 6) y 7):** Los extremos de los cordones deben ser cuidadosamente des-bastados para eliminar mordeduras. 7) Si el rigidizador termina en el alma (parte izquierda de la figura), $\Delta\sigma$ debe calcularse empleando las tensiones principales.
80		9) Efecto sobre material base debido a los conectadores soldados	

Tabla A27.8.5: Uniones transmisoras de carga

<table>
<tr><th>Categoría de detalle</th><th colspan="2">Detalle constructivo</th><th>Descripción</th><th>Requisitos</th></tr>
<tr><td>80</td><td>≤ 50 mm, cualquier t</td><td rowspan="8">  </td><td rowspan="8"><u>Uniones en cruz y en T:</u>

1) Fisuración del pie del cordón en soldaduras a tope con penetración total y en todas las soldaduras con penetración parcial.</td><td rowspan="10">1) Comprobada mediante inspección la ausencia de discontinuidades y des-alineaciones fuera de las tolerancias del Capítulo 21 del Código Estructural.
2) Para calcular $\Delta\sigma$ deberán emplearse las tensiones nominales modificadas.
3) En uniones con penetración parcial son necesarias dos comprobaciones a fatiga: en primer lugar la fisuración de la raíz de la unión con las tensiones definidas en el Capítulo 5 del Código y con las categorías de detalle 36 para $\Delta\sigma_w$ y 80 para $\Delta\tau_w$. En segundo lugarla fisuración de la raíz del cordón se evalúa con el valor de $\Delta\sigma$ correspondiente a la chapa solicitada.
<u>Detalles 1) a 3):</u>
La des-alineación de las chapas cargadas no debe superar el 15% del espesor de la interpuesta.</td></tr>
<tr><td>71</td><td>50 mm < ℓ ≤ 80 mm, cualquier t</td></tr>
<tr><td>63</td><td>80 mm < ℓ ≤ 100 mm, cualquier t</td></tr>
<tr><td>56</td><td>100 mm < ℓ ≤ 120 mm, cualquier t</td></tr>
<tr><td>56</td><td>ℓ > 120 mm, t ≤ 20 mm</td></tr>
<tr><td rowspan="2">50</td><td>120 mm < ℓ ≤ 200 mm
t > 20 mm</td></tr>
<tr><td>ℓ >200 mm
20 mm < t ≤ 30 mm</td></tr>
<tr><td rowspan="2">45</td><td>200 mm < ℓ ≤ 300 mm
t > 30 mm</td></tr>
<tr><td>ℓ >300 mm
30 mm < t ≤ 50 mm</td></tr>
<tr><td>40</td><td>ℓ > 300 mm, t > 50 mm</td><td colspan="2"></td></tr>
<tr><td>Como el detalle 1 de la Tabla A27.8.5</td><td colspan="2">Chapa flexible
  </td><td>2) Fisuración de pie de cordón desde los extremos de la soldadura, con concentración de tensiones debida a la flexibilidad de la chapa.</td></tr>
<tr><td>36*</td><td colspan="2">  </td><td>3) Fisuración de la raíz de la unión en uniones en ángulo y en uniones a tope en T con penetración parcial, de acuerdo con la figura A26.4.6 del Anejo 26</td></tr>
<tr><td>Como el detalle 1 de la Tabla A27.8.5</td><td colspan="2"> 
área de la chapa principal sometida a tensiones: pendiente = 1/2</td><td><u>Uniones por solape soldadas:</u>
4) Uniones por solape con soldaduras en ángulo.</td><td>4) En la chapa principal, $\Delta\sigma$ se calculará empleando el área indicada en la figura.
5) $\Delta\sigma$ debe calcularse en las chapas exteriores.
<u>Detalles 4) y 5):</u></td></tr>
</table>

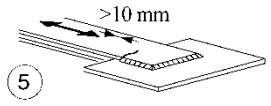
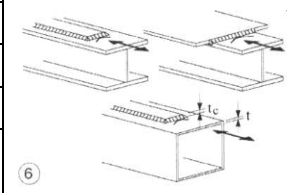
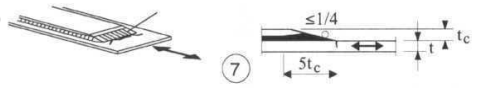
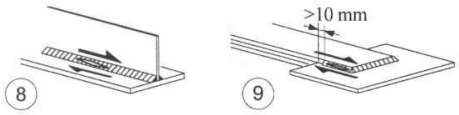
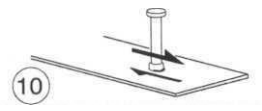
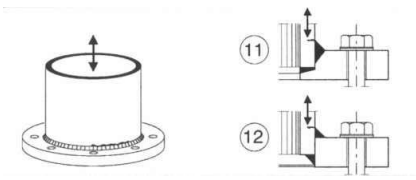
<table>
<tr><td>45*</td><td colspan="3"> 
</td><td><u>Uniones por solape soldadas:</u>
5) Uniones por solape con soldaduras en ángulo.</td><td>- Extremos de la soldadura a más de $10\ mm$ del borde de la chapa principal.
- La fisuración por cortante de los cordones debe comprobarse mediante el detalle 8.</td></tr>
<tr><td></td><td>$t_c < t$</td><td>$t_c \geq t$</td><td rowspan="6"> 
</td><td rowspan="6"><u>Platabandas en vigas laminadas y armadas:</u>
6) Extremos de platabandas simples o múltiples, soldadas con o sin cordón en el borde frontal.</td><td rowspan="6">6) Si la platabanda es más ancha que el ala, es necesario un cordón de soldadura en el borde frontal cuidadosamente desbastado para eliminar mordeduras.
La longitud mínima de platabanda es de $300\ mm$. Para longitudes menores, el efecto del tamaño es el del detalle 1.</td></tr>
<tr><td>56*</td><td>t≤20</td><td>-</td></tr>
<tr><td>50</td><td>$20 < t \leq 30$</td><td>$t \leq 20$</td></tr>
<tr><td>45</td><td>$30 < t \leq 50$</td><td>$20 < t \leq 30$</td></tr>
<tr><td>40</td><td>$t > 50$</td><td>$30 < t \leq 50$</td></tr>
<tr><td>36</td><td>-</td><td>t>50</td></tr>
<tr><td>56</td><td colspan="3"> 
</td><td>7) Platabandas en vigas laminadas y armadas.
La longitud del refuerzo ha de ser superior a $5t_c$.</td><td>7) El cordón del borde frontal enrasado con muela. También el extremo de la platabanda, con una pendiente < 1/4, si t_c > 20 mm.</td></tr>
<tr><td>80
m = 5</td><td colspan="3"> 
</td><td>8) Soldadura continua en ángulo con transmisión de esfuerzos rasantes, como en el caso de las uniones ala-alma en vigas armadas.
9) Uniones por solape con soldaduras en ángulo</td><td>8) $\Delta\tau$ ha de calcularse para la sección de garganta del cordón.
9) $\Delta\tau$ debe calcularse para la sección de garganta considerando toda la longitud del cordón, cuyo extremo debe distar más de $10\ mm$ del borde de la chapa. Ver también los detalles 4) y 5).</td></tr>
<tr><td>Véase EN 1994-2 (90 m=8)</td><td colspan="3"> 
</td><td><u>Conectadores soldados para transmisión de rasante:</u>
10) Para estructuras mixtas.</td><td>10) $\Delta\tau$ se calcula para la sección nominal del perno del conectador.</td></tr>
<tr><td>71</td><td colspan="3" rowspan="2"> 
</td><td>11) Unión tubo-brida con el 80% de soldaduras a tope y penetración total.</td><td>11) El pie de la soldadura debe desbastarse. $\Delta\sigma$ debe calcularse para el tubo.</td></tr>
<tr><td>40</td><td>12) Unión tubo-brida con soldaduras en ángulo.</td><td>12) $\Delta\sigma$ calculado para el tubo.</td></tr>
</table>

Tabla A27.8.6: Perfiles huecos (t ≤ 12,5 mm)

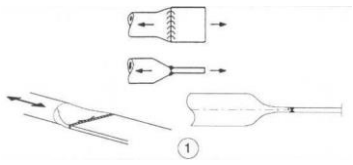
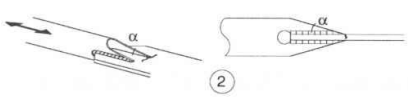
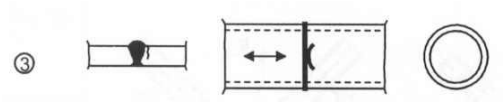
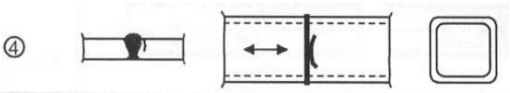
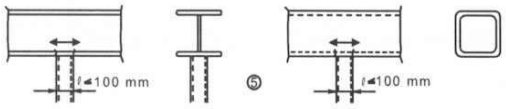
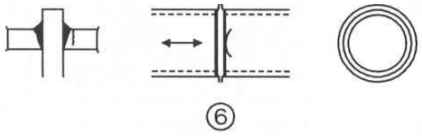
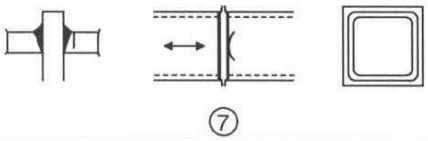
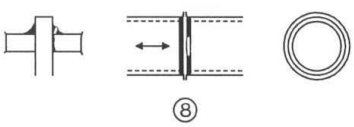
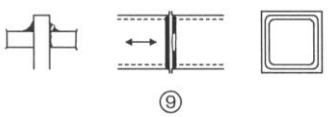
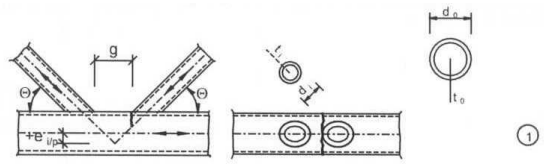
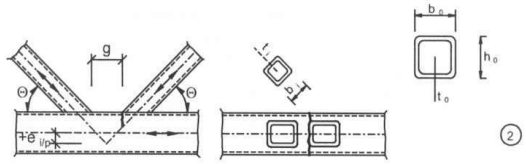
Categoría de detalle	Detalle constructivo	Descripción	Requisitos
71		1) Uniones tubo-chapa con aplastamiento del extremo del tubo, soldadura a tope, biselado de bordes en X.	1) $\Delta\sigma$ debe calcularse para el tubo. Diámetro del tubo inferior a $200\ mm$.
71 63	$\alpha \leq 45º$ $\alpha > 45º$ 	2) Uniones tubo-chapa soldadas a lo largo de ranuras de inserción de la chapa en el tubo rematadas con taladros.	2) $\Delta\sigma$ debe calcularse para el tubo. La fisuración por cortante de la soldadura debe comprobarse utilizando el detalle 8 de la Tabla A27.8.5.
71		**<u>Soldaduras a tope con cordones frontales</u>** 3) Empalmes en prolongación extremo-extremo entre perfiles circulares huecos con soldaduras a tope.	**<u>Detalles 3) y 4)</u>** - Cordones con sobreespesor inferior al 10% de la anchura y transición gradual. - Ejecución de la soldadura en posición horizontal, inspeccionado y comprobado libre de defectos fuera de las tolerancias según el Capítulo 21 del Cödigo Estructural. - Para $t > 8\ mm$, la categoría de detalle aumentará en dos categorías.
56		4) Empalmes en prolongación extremo-extremo entre perfiles rectangulares huecos con soldaduras a tope.	
71		**<u>Acoplamientos mediante soldadura</u>**: 5) Perfiles huecos circulares o rectangulares unidos a otros perfiles mediante soldaduras en ángulo.	5) - Soldaduras que no transmitan carga. - Ancho paralelo a la dirección de las tensiones $\ell \leq 100\ mm$. - Para otros casos véase la Tabla A27.8.4.
50		**<u>Empalmes en prolongación soldados</u>**: 6) Empalmes en prolongación extremo-extremo entre perfiles circulares huecos mediante soldadura a tope con chapa interpuesta.	**<u>Detalles 6) y 7)</u>** - Soldaduras que transmitan carga. - Comprobación de soldaduras mediante inspección, y ausencia de defectos fuera de las tolerancias según el Capítulo 21 del Código Estructural. - Para t > 8 mm, la categoría de detalle aumenta en un escalón.
45		7) Empalmes en prolongación extremo-extremo entre perfiles rectangulares huecos mediante soldadura a tope con chapa interpuesta.	
40		8) Empalmes en prolongación extremo-extremo entre perfiles circulares huecos mediante soldadura en ángulo con chapa interpuesta.	**<u>Detalles 8) y 9)</u>** - Soldaduras que transmitan carga. - Espesores de pared $t \leq 8\ mm$.
36		9) Empalmes en prolongación extremo-extremo entre perfiles rectangulares huecos mediante soldadura en ángulo con chapa interpuesta.	

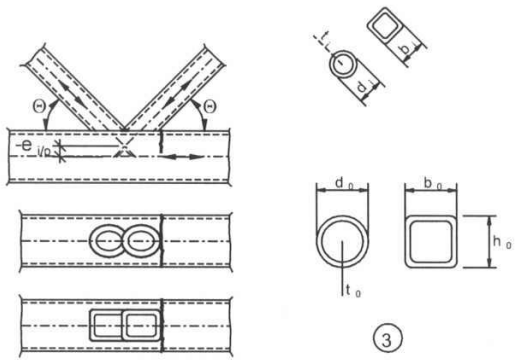
Tabla A27.8.7: Uniones de vigas en celosía

<table>
<tr><th>Categoría de detalle</th><th colspan="2">Detalle constructivo</th><th>Requisitos</th></tr>
<tr><td>90
m = 5</td><td>$\frac{t_0}{t_i} \geq 2{,}0$</td><td rowspan="2">Uniones con separación: Detalle 1): Nudos en K y en N, perfiles circulares huecos:
  </td><td rowspan="3"><u>Detalles 1) y 2)</u>

- Comprobaciones por separado de cordones y riostras.
- Para valores del cociente t_0/t_i intermedios, la categoría de detalle puede obtenerse por interpolación lineal de las categorías de detalle.
- Se admite soldadura en ángulo para riostras con espesor de pared $t \leq 8\,mm$.
t_0 y $t_i \leq$ 8 mm
$35^{\circ} \leq \theta \leq 50º$
$(b_0/t_0)x(t_0/t_i) \leq 25$
$(d_0/t_0)x(t_0/t_i) \leq 25$
$0{,}4 \leq b_i/b_0 \leq 1{,}0$
$0{,}25 \leq d_i/d_0 \leq 1{,}0$
$b_0 \leq 200$ mm
$d_0 \leq 300$ mm
- $0{,}5\ h_0 \leq e_{i/p} \leq 0{,}25\ h_0$
- $0{,}5\ d_0 \leq e_{i/p} \leq 0{,}25\ d_0$
$e_{o/p} \leq 0{,}02\ b_0$ ó $\leq 0{,}02\ d_0$
($e_{o/p}$ es la excentricidad fuera del plano)

<u>Detalle 2)</u>
$0{,}5\ (b_0 - b_i) \leq g \leq 1{,}1\ (b_0 - b_i)$
y $g \geq 2\ t_0$</td></tr>
<tr><td>45
m = 5</td><td>$\frac{t_0}{t_i} = 1{,}0$</td></tr>
<tr><td>71
m = 5</td><td>$\frac{t_0}{t_i} \geq 2{,}0$</td><td>Uniones con separación: Detalle 2): Nudos en K y en N, perfiles rectangulares huecos:</td></tr>
<tr><td>36
m = 5</td><td>$\frac{t_0}{t_i} = 1{,}0$</td><td>  </td></tr>
<tr><td>71
m = 5</td><td>$\frac{t_0}{t_i} \geq 1'4$</td><td>Uniones con solape: Detalle 3): Nudos en K, perfiles circulares y rectangulares huecos:</td><td><u>Detalles 3) y 4)</u>

- 30% ≤ solape ≤ 100%</td></tr>
</table>

<table>
<tr>
<td>56
m = 5</td>
<td>$\frac{t_0}{t_i} = 1$</td>
<td rowspan="3"> 

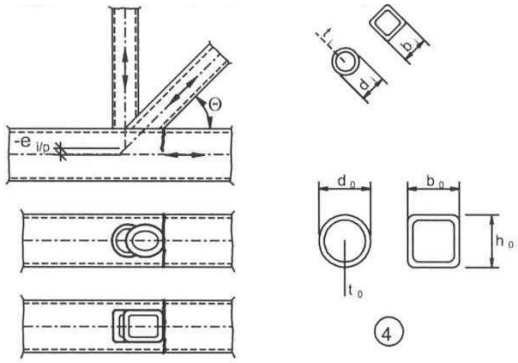
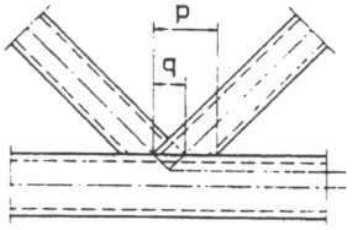
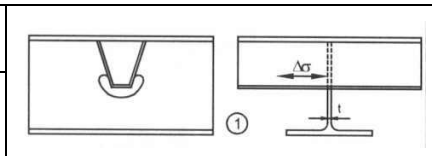
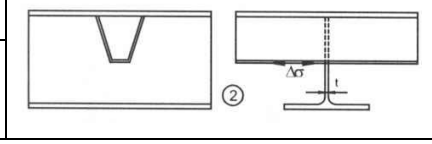
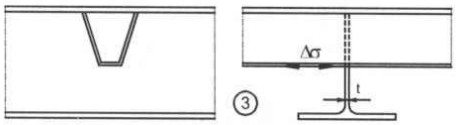
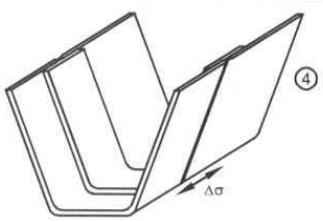
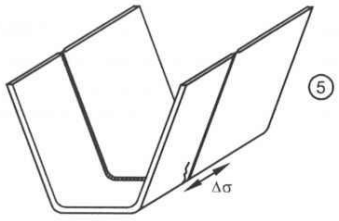
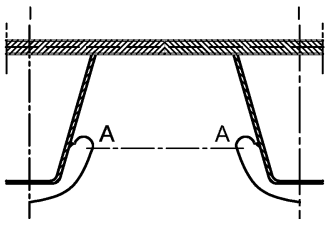
Uniones con solape: Detalle 4): Nudos en N, perfiles rectangulares y circulares huecos:

</td>
<td rowspan="3">- solape = (q/p)×100%
- Es necesario realizar las comprobaciones por separado de cordones y riostras.
- Para valores del cociente t_0/t_i comprendidos entre 1 y 1,4, la categoría de detalle puede obtenerse por interpolación lineal.
- Se admite la soldadura en ángulo para riostras con espesor de pared $t \leq 8\,mm$.
t_0 y $t_i \leq$ 8 mm
$35º \leq \theta \leq 50º$
$(b_0/t_0)x(t_0/t_i) \leq 25$
$(d_0/t_0)x(t_0/t_i) \leq 25$
$0,4 \leq b_i/b_0 \leq 1,0$
$0,25 \leq d_i/d_0 \leq 1,0$
$b_0 \leq 200\,mm$
$d_0 \leq$ 300 mm
- $0,5\,h_0 \leq l_{i/p} \leq 0,25\,h_0$
- $0,5\,d_0 \leq l_{i/p} \leq 0,25\,d_0$
$e_{o/p} \leq 0,02\,b_0$ o $\leq 0,02\,d_0$
($e_{o/p}$ es la excentricidad de alabeo)
Definiciones de p y q:
 
</td>
</tr>
<tr>
<td>71
m = 5</td>
<td>$\frac{t_0}{t_i} \geq 1'4$</td>
</tr>
<tr>
<td>50
m = 5</td>
<td>$\frac{t_0}{t_i} = 1,0$</td>
</tr>
</table>

Tabla A27.8.8: Tableros ortótropos con rigidizadores cerrados

Categoría de detalle	Detalle constructivo		Descripción	Requisitos
80	$t \leq 12\ mm$		1) Rigidizador continuo longitudinal con groeras en las viguetas.	1), 2), 3) y 4) Comprobación basada en el rango $\Delta\sigma$ de tensiones normales del rigidizador longitudinal.
71	$t > 12\ mm$			
80	$t \leq 12\ mm$		2) Rigidizador continuo longitudinal sin groeras en las viguetas.	
71	$t > 12\ mm$			
36			3) Rigidizador longitudinal discontinuo, interrumpido por las viguetas.	
71			4) Empalme de rigidizadores mediante soldadura a tope con penetración total y chapa dorsal.	
112	Como los detalles 1, 2, 4 de la Tabla A27.8.3		5) Empalme de rigidizadores mediante soldadura a tope sin chapa dorsal, con soldeo por ambos lados y penetración total.	5) Comprobación basada en la carrera $\Delta\sigma$ de tensiones normales del rigidizador. Puntos de soldadura en la zona a ocupar por la soldadura a tope.
90	Como los detalles 5 y 7 de la Tabla A27.8.3.			
80	Como los detalles 9 y 11 de la Tabla A27.8.3			
71			6) Sección crítica en el alma de las vigas transversales debido a las groeras.	6) Comprobación basada en el rango de tensiones de la sección crítica teniendo en cuenta el efecto Vierendeel. NOTA Se puede utilizar la categoría de detalle 112 si el rango de tensiones se calcula con apartado 9.4.2.2(3) del Anejo 29,

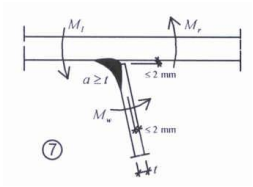
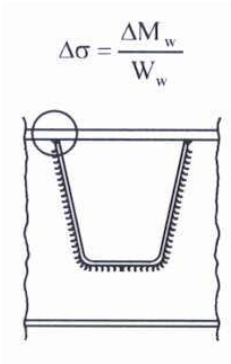
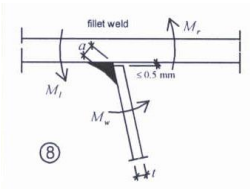
71			**<u>Unión soldada entre chapas de tablero y rigidizadores de sección trapezoidal o en V:</u>** 7) Soldaduras con penetración parcial con $a \geq t$.	7) Comprobación basada en el rango de tensiones normales debidas a la flexión de la chapa.
50			8) Soldaduras en ángulo o soldaduras con penetración parcial fuera de los límites del detalle 7).	8) Comprobación basada en el rango de tensiones normales debidas a la flexión de la chapa.

Tabla A27.8.9: Tableros ortótropos con rigidizadores abiertos

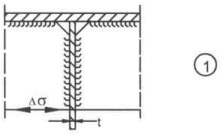
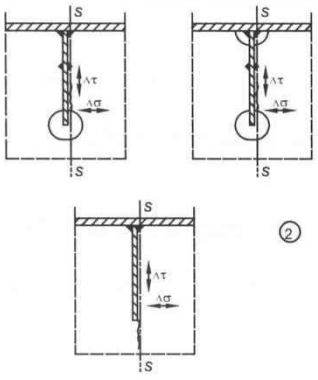
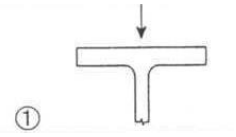
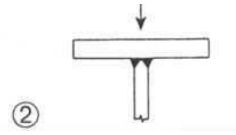
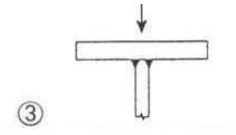
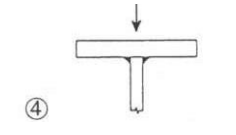
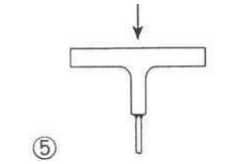
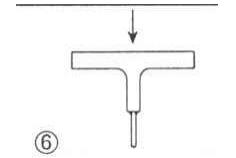
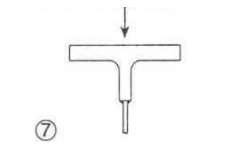
Categoría de detalle	Detalle constructivo		Descripción	Requisitos
80	$t \leq 12\ mm$		1) Uniones de rigidizadores longitudinales a viguetas.	1) Comprobación basada en la carrera $\Delta\sigma$ de tensiones normales del rigidizador.
71	$t > 12\ mm$			
56			2) Uniones de rigidizadores longitudinales continuos a viguetas. $\Delta\sigma = \frac{\Delta M_s}{W_{net,s}}$ $\Delta\tau = \frac{\Delta V_s}{A_{w,net,s}}$ Comprobar también la carrera de tensiones entre rigidizadores según la definición del Anejo 29.	2) Comprobación basada en la combinación de la carrera de tensiones tangenciales $\Delta\tau$ y normales $\Delta\sigma$ en el alma de la vigueta, como carrera equivalente de tensiones: $\Delta\sigma_{eq} = \frac{1}{2}\left(\Delta\sigma + \sqrt{\Delta\sigma^2 + 4\Delta\tau^2}\right)$

Tabla A27.8.10: Uniones ala-alma de una viga carril

Categoría de detalle	Detalle constructivo	Descripción	Requisitos
160		1) Perfiles laminados con secciones en I o H.	1) y 2) Rango de tensiones verticales de compresión $\Delta\sigma_{vert}$ en el ala por carga de ruedas.
71		2) Unión con soldaduras a tope en T y penetración total.	
36*		3) Unión con soldaduras a tope en T y penetración parcial o penetración total efectiva según el Anejo 26.	3) y 4) Rango $\Delta\sigma_{vert}$ de tensiones en la garganta de los cordones por compresión vertical debida a carga de ruedas.
36*		4) Soldaduras en ángulo.	
71		5) Unión a ala de sección en T mediante soldaduras a tope en T con penetración total.	5) Carrera de tensiones $\Delta\sigma_{vert}$ verticales de compresión en el ala por carga de ruedas.
36*		6) Unión a ala de sección en T mediante soldaduras a tope en T con penetración parcial o con penetración total efectiva según el Anejo 26.	6) y 7) Carrera $\Delta\sigma_{vert}$, de tensiones en la garganta de los cordones por compresión vertical debida a carga de ruedas.
36*		7) Unión a ala de sección en T mediante soldaduras en ángulo.	

Apéndice A – Determinación de los parámetros de las cargas de fatiga y métodos de comprobación

A.1 Determinación de los procesos de cargas

(1) Es conveniente determinar, en base a casos típicos similares, las secuencias de cargas que puedan ser consideradas como envolventes de todas las secuencias de cargas de servicio durante la vida de diseño a la fatiga, véase la Figura A27.A.1a).

A.2 Historial de tensiones para los detalles

(1) Deberá determinarse un historial de tensiones, a partir de los procesos de carga eventuales del detalle constructivo considerando el tipo y la forma de las líneas de influencia y los efectos de amplificación dinámica de la respuesta de la estructura, véase la Figura A27.A.1b).

(2) El historial de tensiones puede determinarse también a partir de valores experimentales de estructuras similares o de cálculos dinámicos de la respuesta de la estructura.

A.3 Recuento de ciclos

(1) El historial de tensiones puede evaluarse por los siguientes métodos de recuento de ciclos:

- método de la gota de agua
- método del vaciado de depósito, ver Figura A27.A.1.c).

para determinar

- rangos de tensiones y sus números de ciclos
- las tensiones medias, cuando sea necesario tener en cuenta la influencia de la tensión media.

A.4 Espectro del rango de tensiones

(1) El espectro del rango de tensiones deberá determinarse a partir de plantear los rangos de tensiones y el número de ciclos asociados en orden descendente, véase la Figura A27.A.1d)

(2) El espectro del rango de tensiones puede modificarse sin tener en cuenta los valores pico del rango de tensiones que representan menos del 1% del daño total y los rangos de tensiones pequeños situados por debajo del umbral de daño.

(3) El espectro de un rango de tensiones puede normalizarse de acuerdo con su forma, por ejemplo con las coordenadas $\overline{\Delta\sigma} = 1{,}0$ y $\overline{\sum n} = 1{,}0$.

A.5 Ciclos para la rotura

(1) Cuando se emplea el espectro de cálculo los rangos de tensiones aplicados $\Delta\sigma_i$ deberán multiplicarse por γ_{Ff} y el valor de la resistencia a fatiga $\Delta\sigma_c$ dividirlo por γ_{Mf}, con el objeto de obtener el valor de resistencia N_{Ri} para cada banda del espectro. El daño D_d producido durante la vida útil deberá calcularse a partir de:

$$D_d = \sum_i^n \frac{n_{Ei}}{N_{Ri}} \quad \text{(A.1)}$$

donde

n_{Ei} es el número de ciclos asociados con el rango de tensiones $\gamma_{Ff}\ \Delta\sigma_i$ para la banda i en el espectro ponderado.

N_{Ri} es la resistencia (en ciclos) obtenida de la curva ponderada $\frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} - N_R$para un rango de tensiones $\gamma_{Ff}\ \Delta\sigma_i$.

(2) En base a la equivalencia de D_d, el espectro de cálculo del rango de tensiones puede transformarse en un espectro de rango de tensiones de cálculo equivalente, por ejemplo un espectro de cálculo con un rango de tensiones de amplitud constante, produciendo la carga de fatiga equivalente Q_e asociada a un número de ciclos $n_{max} = \sum n_i$ ó $Q_{E,2}$ asociado a un número de ciclos $N = 2\ x\ 10^6$.

A.6 Formatos de comprobación

(1) La evaluación de la fatiga basada en la acumulación de daño deberá aplicar el siguiente criterio:

- basado en la acumulación de daño:

$$D_d \leq 1{,}0 \quad \text{(A.2)}$$

- basado en el rango de tensiones:

$$\gamma_{Ff}\ \Delta\sigma_{E,2} \leq \sqrt[m]{D_d}\ \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \qquad \text{donde } m = 3 \quad \text{(A.3)}$$

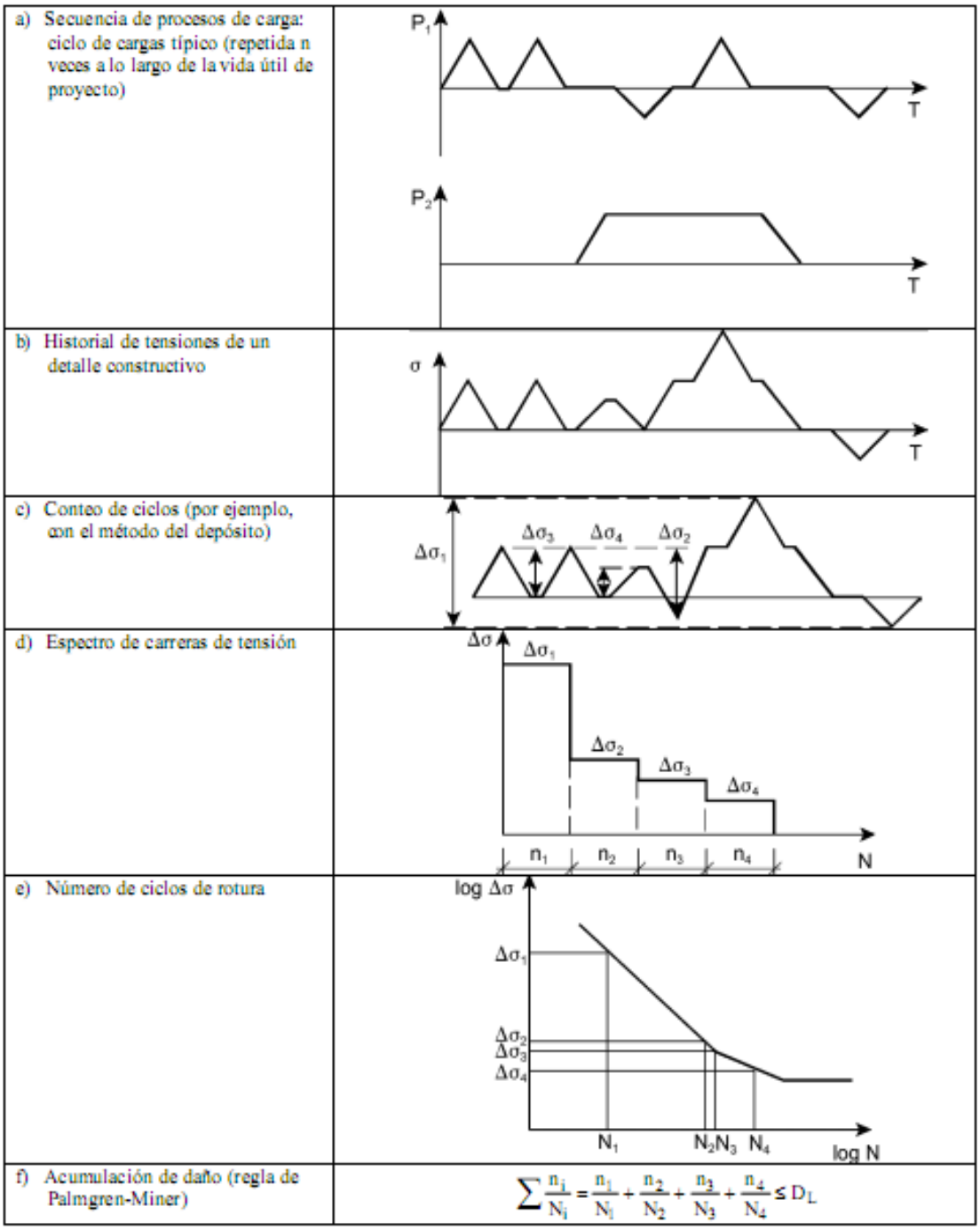


Figura A27.A.1: Método acumulativo de daño

A.7 Cálculo de las carreras de tensiones

Las carreras de tensiones se determinarán mediante las siguientes reglas:

1. Identificación de los ciclos de carga básicos (por ejemplo, cada paso del carro en un puente grúa) a partir de las especificaciones particulares del

proyecto, y determinación del número de veces que se repiten a lo largo de la vida útil de la estructura.

2. Selección de los detalles constructivos a comprobar (por ejemplo, los cordones de ala de un empalme soldado en una viga carrilera) y cálculo de las tensiones producidas por los ciclos de carga básicos (por ejemplo, las tensiones normales en las alas en la sección del citado empalme).
3. Para los detalles tipo incluidos en las tablas A27.8.1.a a A27.8.10 de este anejo, basta calcular las tensiones nominales, que incluyen los efectos debidos al carácter dinámico de las acciones, pero no los de concentración de tensiones. Esta exclusión se debe a que la concentración de tensiones causada por la configuración geométrica del detalle está tenida en cuenta a través de las categorías de detalle que figuran en las tablas A27.8.1 a A27.8.10.
4. Cuando los detalles de las tablas A27.8.1.a a A27.8.10 estén bajo el efecto de concentradores de tensión (cambios de sección, taladros, aberturas, etc.) no incluidos en la geometría tipificada del detalle, es necesario multiplicar las tensiones nominales por el correspondiente factor de concentración de tensiones. Las tensiones resultantes se denominan tensiones nominales modificadas.
5. En las estructuras en celosía formadas por perfiles tubulares circulares o rectangulares y cargadas en su plano, las concentraciones de tensión debidas a los momentos secundarios en los nudos pueden tenerse en cuenta multiplicando las tensiones obtenidas a partir de un modelo convencional (de nudos articulados) por los factores k_1 indicados en las tablas A27.A.1.a y A27.A.1.b.

Tabla A27.A.1.a. Factores k_1 para vigas en celosía de perfiles circulares huecos

Tipo de nudo		Cordones	Montantes	Diagonales
Nudos con huelgo	Tipo K	1,5	1,0	1,3
	Tipo N/Tipo KT	1,5	1,8	1,4
Nudos con solape	Tipo K	1,5	1,0	1,2
	Tipo N/Tipo KT	1,5	1,65	1,25

Tabla A27.A.1.b. Factores k_1 para vigas en celosía de perfiles rectangulares huecos

Tipo de nudo		Cordones	Montantes	Diagonales
Nudos con huelgo	Tipo K	1,5	1,0	1,5
	Tipo N / Tipo KT	1,5	2,2	1,6
Nudos con solape	Tipo K	1,5	1,0	1,3
	Tipo N / Tipo KT	1,5	2,0	1,4

6. En las uniones soldadas con fuertes gradientes de tensión en el pié de los cordones de soldadura, las tensiones nominales se sustituyen por las tensiones geométricas. Las tensiones geométricas son tensiones principales en el material base de la raíz del cordón que incluyen los efectos de las concentraciones de tensión debidas a la configuración geométrica global del detalle y a la configuración geométrica local del cordón de soldadura. Para las uniones soldadas de la Tabla A27.B1 de este anejo, basta emplear métodos de análisis capaces de considerar el efecto concentrador de tensiones debido a la geometría global del nudo, ya que el efecto del cordón se recoge en las categorías de detalle de la tabla.

7. Las carreras de tensión en los ciclos de carga básicos pueden determinarse a partir de las tensiones empleando el método del “vaciado del depósito" o el método de la "gota de agua". Junto con el valor de cada carrera de tensión habrá de determinarse también el número de veces que la carrera se repite en la vida útil de la estructura.

   En el método del “vaciado del depósito" los valores de las tensiones y el orden en que se suceden a lo largo del tiempo se representan como puntos de un diagrama cartesiano, con las tensiones como ordenadas y cualquier variable que sea una función creciente del tiempo como abscisa. Cada punto así representado se une con el siguiente mediante una recta y la poligonal resultante se identifica con el perfil de un depósito de agua cuya superficie libre es la paralela al eje de abscisas del gráfico que pasa por el punto de máxima tensión. Cada mínimo relativo de la poligonal es un desagüe del depósito. El depósito se vacía abriendo los desagües uno tras otro, cuando el precedente deja de evacuar agua. En cada apertura se abre el desagüe que origina el máximo descenso local del nivel del agua. Las carreras de tensiones son las profundidades locales de cada desagüe inmediatamente antes de ser abierto. Las carreras de tensiones obtenidas por este método a partir del gráfico de la Figura A27.A.2 serían S_1, S_2, S_3 y S_4.

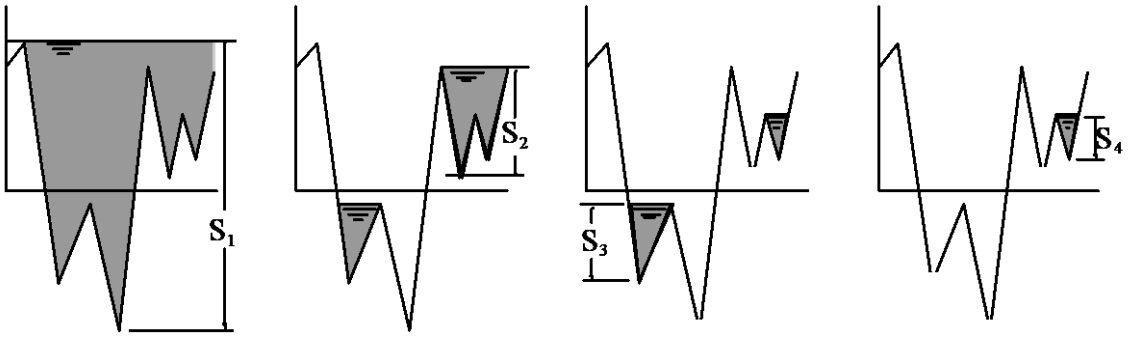


Figura A27.A.2. Determinación de las carreras de tensiones por el método del "vaciado del depósito"

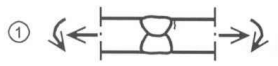
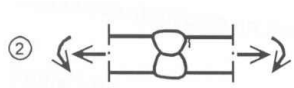
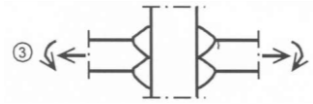
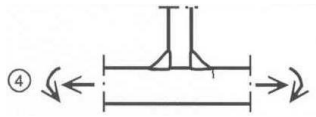
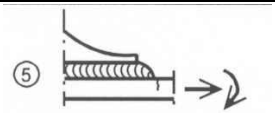
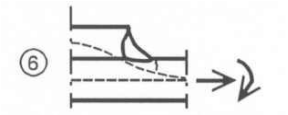
8. Para determinar las carreras de tensiones normales en detalles sin soldaduras o con soldaduras sometidas a un tratamiento de relajación de tensiones, las tensiones de compresión pueden reducirse al 60%.

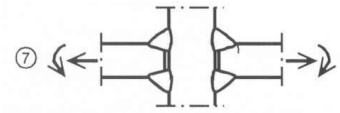
Apéndice B – Resistencia a fatiga empleando el método de las tensiones geométricas (punto caliente)

(1) Para la aplicación del método de las tensiones geométricas se dan las categorías de detalle en la Tabla A27.B.1 para fisuras con origen en el pie de cordones de:

- soldaduras a tope
- soldadura en ángulo de cartelas y rigidizadores
- soldadura en ángulo con uniones en cruz

Tabla A27.B.1: Categorías de detalle para el método de las tensiones geométricas (punto caliente)

Categoría de detalle	Detalle constructivo	Descripción	Requisitos
112		1) Soldaduras a tope con penetración total.	1) - Todas las soldaduras deberán estar enrasadas con las superficies unidas por amolado paralelamente a la dirección de la flecha del dibujo. - Utilización y posterior retirada de chapas de respaldo y amolado bordes de chapa en la dirección de la tensión. - Soldeo por ambos lados y comprobación mediante END. - Para desalineaciones véase la NOTA 1.
100		1) Soldaduras a tope con penetración total.	2) - Cordones de soldadura no amolados. - Utilización y posterior retirada de chapas de respaldo y amolado de los bordes de chapa con muela en la dirección de la tensión. - Soldeo por ambos lados. - Para desalineaciones véase la NOTA 1.
100		3) Unión en cruz con soldaduras a tope en K y penetración total.	3) - Ángulo de pie de cordón ≤ 60º. - Para desalineaciones véase la NOTA 1.
100		4) Soldaduras en ángulo no transmisoras de carga.	4) - Ángulo de pie de cordón ≤ 60º. - Véase también la NOTA 2.
100		5) Extremos de fijaciones y extremos de rigidizadores longitudinales.	5) - Ángulo de cordón ≤ 60º. - Véase también la NOTA 2.
100		6) Extremos de chapas de cubrición y uniones similares.	6) - Ángulo de pie de cordón ≤ 60º. - Véase también la NOTA 2.

90	⑦ 	7) Uniones en cruz con soldaduras en ángulo transmisoras de carga.	7) - Ángulo de pie de cordón ≤ 60º. - Para desalineaciones véase la NOTA 1. Véase también la NOTA 2.

NOTA 1: La Tabla A27.B.1 no cubre los efectos de la desalineación. Tienen que considerarse explícitos en la determinación de las tensiones.

NOTA 2: La Tabla A27.B.1 no cubre la iniciación de la fatiga desde la raíz de una soldadura seguida de la propagación a través de la garganta.

NOTA 3: Para la definición del ángulo del pie del cordón de soldadura véase la norma UNE-EN 1090.

Anejo 28
Proyecto de estructuras de acero. Tenacidad de fractura

Contenido

1. GENERALIDADES 1

1.1 ALCANCE 1
1.2 NORMATIVA DE REFERENCIA 1
1.3 TÉRMINOS Y DEFINICIONES 1
1.3.1 Resiliencia K_V 1
1.3.2 Zona de transición 1
1.3.3 Zona dúctil 1
1.3.4 T_{27J} 2
1.3.5 Estricción Z 2
1.3.6 Tenacidad de fractura K_{Ic} 2
1.3.7 Grado de conformado en frío 2
1.4 NOTACIÓN 2

2. SELECCIÓN DE LOS MATERIALES POR TENACIDAD DE FRACTURA 4

2.1 GENERALIDADES 4
2.2 PROCEDIMIENTO 4
2.3 ESPESORES MÁXIMOS ADMISIBLES 6
2.3.1 Generalidades 6
2.3.2 Determinación del máximo espesor admisible de los elementos 7
2.4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL MEDIANTE LA MECÁNICA DE LA FRACTURA 9

3. SELECCIÓN DE LOS MATERIALES POR LAS PROPIEDADES DEL ESPESOR 10

3.1 GENERALIDADES 10
3.2 PROCEDIMIENTO 11

1.

1. Generalidades

1.1 Alcance

(1) Este anejo contiene una guía de cálculo para la selección de aceros basada en la tenacidad de la fractura y para determinar las propiedades del espesor de los elementos soldados cuando haya un riesgo significativo de desgarro laminar durante la fabricación.

(2) Este Anejo es de aplicación en aceros recogidos en el Artículo 83 del Código Estructural.

(3) Las reglas y guías dadas en los Apartados 2 y 3 suponen que la construcción se ejecutará de acuerdo con lo establecido en el Capítulo 21 del Código Estructural.

1.2 Normativa de referencia

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

1.3 Términos y definiciones

1.3.1 Resiliencia K_V

La resiliencia K_V (Resiliencia Charpy) es la energía de choque $A_V(T)$ medida en Julios $[J]$ necesario para romper una probeta Charpy (probeta con una entalla determinada a una temperatura T dada). Las normas de producto generalmente especifican que las muestras del ensayo no deberán fallar a una energía de impacto por debajo de $27\,J$ a la temperatura de ensayo especificada T.

1.3.2 Zona de transición

La región del diagrama tenacidad-temperatura mostrada en la relación $A_V(T)$ en la que la tenacidad del material disminuye con la temperatura y el modo de fallo cambia de dúctil a frágil. Los valores de temperatura T_{27J} requeridos en las normas de producto se localizan en la zona baja de esta región.

1.3.3 Zona dúctil

La región del diagrama tenacidad-temperatura en la que los elementos de acero muestran un comportamiento elasto-plástico con modos dúctiles de fractura independientemente de la presencia de pequeños defectos y discontinuidades en el proceso de fabricación.

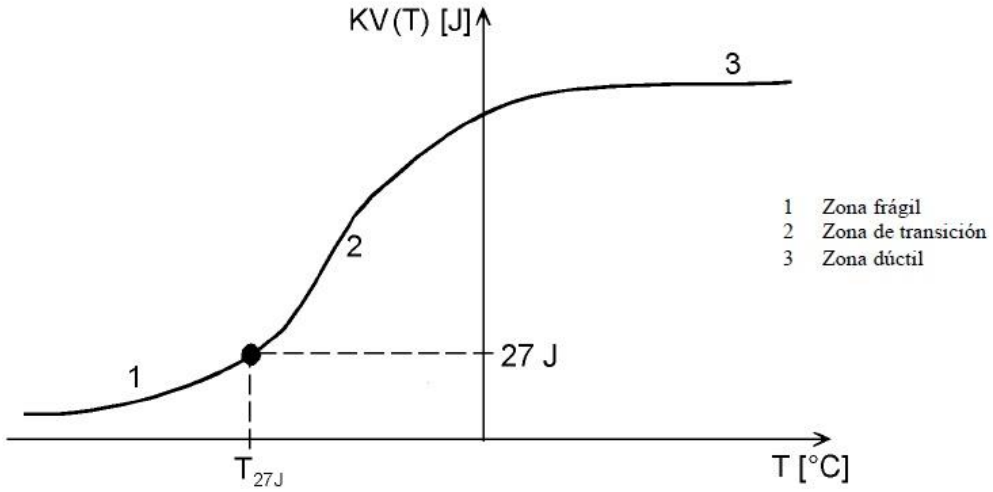


Figura A28.1.1: Relación entre la energía de impacto y al temperatura

1.3.4 T_{27J}

Temperatura a la que la energía mínima del ensayo de impacto de Charpy A_V no será inferior a $27\ J$.

1.3.5 Estricción Z

Reducción porcentual que experimenta la sección transversal de una probeta perpendicular al plano de la chapa en un ensayo de tracción , de acuerdo con lo establecido en el apartado 82.5.2 del Código Estructural.

1.3.6 Tenacidad de fractura K_{Ic}

Tenacidad de fractura en el plano de deformación para el comportamiento elástico lineal medido en $N/mm^{3/2}$.

NOTA Las dos unidades alternativas internacionales reconocidas para el coeficiente de intensidad de tensión K son $N/mm^{3/2}$ y $MPa\sqrt{m}$ (es decir $MN/m^{3/2}$) donde

$$1\frac{N}{mm^{\frac{3}{2}}} = 0{,}032MPa\sqrt{m}.$$

1.3.7 Grado de conformado en frío

Deformación permanente debida al conformado en frío medida en porcentaje.

1.4 Notación

$A_V(T)$ energía de impacto en Julios $[J]$ en un ensayo a temperatura T con una muestra entallada en V de Charpy

Z calidad Z [%]

T temperatura [$^{\circ}C$]

T_{Ed} temperatura de referencia

δ Apertura del frente de fisura, en mm, medida en una muestra pequeña para determinar la tenacidad de fractura elasto-plástica

J Valor de la tenacidad de fractura elasto-plástica (valor de la integral J) en N/mm determinado como una integral lineal o superficial que engloba el frente de fisura de la superficie de una fisura a la otra

K_{Ic} Valor de la tenacidad de fractura elástica (coeficiente de intensidad de tensiones) medido en $N/mm^{3/2}$

ε_{cf} grado de conformado en frío (DCF) en porcentaje

σ_{Ed} Tensión asociada a la temperatura de referencia T_{Ed}

2. Selección de los materiales por tenacidad de fractura

1.5 Generalidades

(1) La guía dada en esteapartado deberá utilizarse para la selección del material de nueva construcción. No se pretende cubrir las evaluaciones de materiales en servicio. Las reglas deberán utilizarse para seleccionar una calidad adecuada de acero conforme al Capítulo 18 del Código Estructural.

(2) Las reglas son de aplicación a los elementos traccionados, soldados y sometidos a tensiones de fatiga en las que alguna parte del ciclo de tensiones sea de tracción.

NOTA: Para elementos no sujetos a tracción, soldadura o fatiga las reglas podrían ser conservadoras. En tales casos podrá ser apropiada el análisis mediante la mecánica de rotura, véase el 2.4. La tenacidad a la fractura no necesita especificarse para elementos solicitados únicamente a compresión.

(3) Las reglas deberán aplicarse a las propiedades de los materiales especificadas para cada tipo de acero según lo recogido en el Capítulo 18 del Código Estructural en función de su tenacidad. No podrá utilizarse material de calidad inferior aunque los resultados de los ensayos muestren el cumplimiento de la calidad específica.

1.6 Procedimiento

(1) La calidad del acero deberá seleccionarse teniendo en cuenta lo siguiente:

(i) propiedades del material de acero:

- límite elástico dependiente del espesor del material $f_y(t)$
- tenacidad expresada en términos de T_{27J} o T_{40J}

(ii) características del elemento:

- forma y detalles del elemento
- concentración de tensiones de acuerdo con los expuesto en el Anejo 27 del Código Estructural
- espesor del elemento (t)
- hipótesis apropiadas de producción con imperfecciones (tales como fisuras en el espesor o fisuras superficiales semi-elípticas)

(iii) situaciones de proyecto:

- valor de cálculo de la temperatura más baja del elemento
- tensiones máximas debidas a acciones permanentes e impuestas calculadas considerando las condiciones de cálculo descritas en (4)
- tensiones residuales

- hipótesis de crecimiento de fisuras debido a cargas de fatiga durante un intervalo de inspecciones (si procede)
- velocidad de deformación $\dot{\varepsilon}$ debida a acciones accidentales (si procede)
- grado de conformado en frío (ε_{cf}) (si procede)

(2) El espesor permitido de los elementos de acero frente a la fractura deberá obtenerse de 2.3 y de la Tabla A28.2.1.

(3) Podrán aplicarse los siguientes métodos alternativos para determinar los requisitos de tenacidad:

- Método mecánico de fractura:

  En este método el valor de cálculo de la tenacidad requerida no deberá superar el valor de cálculo de las propiedades de tenacidad.

- Evaluación numérica:

  Esta podrá llevarse a cabo utilizando una o más muestras de ensayo a gran escala. Para conseguir resultados realistas, los modelos deberán construirse y ponerse en carga de forma similar a la estructura real.

(4) Deberán utilizarse las siguientes condiciones de cálculo:

(i) Las acciones deberán ser las correspondientes a la siguiente combinación:

$$E = E\{A[T_{Ed}]" + "\sum G_K" + "\psi_1 Q_{K1}" + "\sum \psi_{2,i} Q_{Ki}\} \qquad (2.1)$$

donde la acción dominante A es la temperatura de referencia T_{Ed} que influye en la tenacidad del material del elemento considerado y podrá generar tensiones por restricción del movimiento. $\sum G_K$ son las acciones permanentes, $\psi_1 Q_{K1}$ es el valor frecuente de la carga variable y $\sum \psi_{2,i} Q_{Ki}$ son los valores cuasi-permanentes del resto de cargas variables acompañantes, que gobiernan el nivel de tensiones en el material.

(ii) Los coeficientes de combinación ψ_1 y ψ_2 deberán ser acordes con lo establecido en el Anejo 18 del Código Estructural y la reglamentación específica vigente

(iii) La tensión máxima aplicada σ_{Ed} deberá ser la tensión nominal en el punto de inicio de la fractura potencial. σ_{Ed} deberá calcularse en estado límite de servicio teniendo en cuenta todas las combinaciones de acciones permanentes y variables como se define en la reglamentación específica vigente.

NOTA 1 La combinación anterior se considerará equivalente a una combinación accidental, porque se supone que se producen simultáneamente la temperatura más baja, la dimensión de la imperfección, la localización de la imperfección y las propiedades del material.

NOTA 2 σ_{Ed} podrá incluir tensiones debidas a coacciones de movimientos producidos por cambios de temperatura.

NOTA 3 Como la acción dominante es la temperatura de referencia T_{Ed}, generalmente la tensión máxima aplicada σ_{Ed} no superará el 75% del límite elástico.

(5) La temperatura de referencia T_{Ed} en el punto de fractura potencial deberá determinarse utilizando la siguiente expresión:

$$T_{Ed} = T_{md} + \Delta T_r + \Delta T_\sigma + \Delta T_R + \Delta T_{\dot{\varepsilon}} + \Delta T_{\varepsilon_{cf}} \quad (2.2)$$

donde

T_{md} es la temperatura más baja del aire para un periodo de retorno específico, (véase normativa específica).

ΔT_r es un término que considera el efecto de la pérdida por radiación térmica, (véase normativa específica)

ΔT_σ es el ajuste para la tensión y el límite elástico del material, imperfección de fisura y forma y dimensiones del elemento, véase 2.4(3)

ΔT_R es el margen de seguridad, si se requiere, para reflejar los diferentes niveles de fiabilidad para las diferentes aplicaciones. Se utilizará el valor de ΔT_R =0°C en la ecuación (2.2) si se utiliza la Tabla A28.2.1 de espesores máximos.

$\Delta T_{\dot{\varepsilon}}$ es el ajuste por una velocidad de deformación distinta de la de referencia $\dot{\varepsilon}_0$ (véase la ecuación 2.3)

$\Delta T_{\varepsilon_{cf}}$ es el ajuste para considerar el grado de conformación en frío ε_{cf} (véase la ecuación 2.4)

NOTA 2 Se ha utilizado una curva normalizada del incremento de temperatura ΔT_σen la obtención de los valores tabulados en 2.3, que envuelve los valores de cálculo de la función de intensidad de tensiones $[K]$ para unas tensiones aplicadas σ_{Ed} y tensiones residuales e incluyendo la correlación de Wallin-Sanz entre la función de intensidad de tensiones $[K]$ y la temperatura T. Podrá tomarse un valor de $\Delta T_\sigma = 0\ ^{o}C$ cuando se utilicen los valores tabulados de acuerdo con 2.3.

(6) Las tensiones de referencia σ_{Ed} deberán determinarse utilizando un análisis elástico teniendo en cuenta los efectos secundarios debidos a las deformaciones.

(7) No se limita el uso de la Tabla A28.2.1 a aceros de calidad inferior o igual a S460

1.7 Espesores máximos admisibles

1.7.1 Generalidades

(1) La Tabla A28.2.1 indica los espesores máximos permisibles de los elementos en función de la calidad del acero, su tenacidad en términos de la resiliencia K_V, de la tensión de referencia [σ_{Ed}] y de la temperatura de referencia [T_{Ed}].

(2) Los valores tabulados se basan en las siguientes hipótesis:

- los valores cumplen los requisitos de fiabilidad de del Artículo 5 de este Código Estructural para la calidad general del material
- se utiliza una velocidad de deformación de referencia $\dot{\varepsilon}_0 = 4x10^{-4}/seg$. Esto cubre los efectos de acciones dinámicas para la mayoría de las situaciones transitorias y persistentes de cálculo. Para otras velocidades de

deformación $\dot{\varepsilon}$ (como cargas de impacto) podrán utilizarse los valores tabulados descontando al T_{Ed} el valor de $\Delta T_{\dot{\varepsilon}}$

$$\Delta T_{\dot{\varepsilon}} = -\frac{1440-f_y(t)}{550} x \left(ln \frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_0}\right)^{1,5} [^\circ C] \quad (2.3)$$

- se suponen materiales no conformados en frío con $\varepsilon_{cf} = 0\%$. En el caso de aceros no envejecidos conformados en frío, podrán utilizarse los valores tabulados reduciendo T_{Ed} con $\Delta T_{\varepsilon_{cf}}$, donde:

$$\Delta T_{\varepsilon_{cf}} = -3\varepsilon_{cf} [^\circ C] \quad (2.4)$$

- los valores del espesor nominal de la entalladura en términos de T_{27J} se basará en las siguientes normas de productos: UNE-EN 10025, EN 10155, UNE-EN 10210-1, UNE-EN 10219-1

  Para otros valores se utilizará la siguiente correlación:

$$T_{40J} = T_{27J} + 10\ [^{\circ}C]$$

$$T_{30J} = T_{27J} + 0\ [^{\circ}C] \quad (2.5)$$

- para elementos sujetos a fatiga, están cubiertos todas las categorías detalladas para las tensiones nominales en el Anejo 27 del Código Estructural

NOTA La fatiga se ha tenido en cuenta mediante la aplicación de una carga de fatiga a un elemento con una supuesta imperfección inicial. El daño asumido es un cuarto del daño a fatiga total obtenido del Anejo 27. Esta aproximación permite la evaluación de un número mínimo de "periodos seguros" entre las inspecciones en servicio cuando en las inspecciones deba especificarse la tolerancia del daño de acuerdo con el Anejo 27. El número requerido de inspecciones en servicio se relaciona con los coeficientes parciales de seguridad γ_{Ff} y γ_{Mf} aplicados en el cálculo a fatiga de acuerdo con el Anejo 27 por la expresión:

$$n = \frac{4}{(\gamma_{Ff}\gamma_{Mf})^m} - 1,$$

Donde $m = 5$ para estructuras de vida útil larga tales como puentes.

El "periodo de seguridad" entre las inspecciones de servicio podrá cubrir también la vida útil completa de la estructura.

1.7.2 Determinación del máximo espesor admisible de los elementos

(1) La Tabla A28.2.1 da el máximo espesor admisible de los elementos en función de tres niveles tensionales expresados como proporciones del límite elástico nominal:

a) $\sigma_{Ed} = 0{,}75 f_y(t) \left[N/_{mm^2}\right]$

b) $\sigma_{Ed} = 0{,}50 f_y(t) \left[N/_{mm^2}\right]$ (2.6)

c) $\sigma_{Ed} = 0{,}25 f_y(t) \left[N/_{mm^2}\right]$

Donde $f_y(t)$ podrá determinarse, o bien de:

$$f_y(t) = f_{y,nom} - 0{,}25\frac{t}{t_0}\left[\frac{N}{mm^2}\right]$$

donde t es el espesor de la chapa en mm y $t_0 = 1\ mm$

o bien de tomar R_{eH} de las normas de aceros correspondientes.

Los valores tabulados corresponden a siete temperaturas de referencia: $+10, 0, -10, -20, -30, -40$ y $-50\ ºC$.

Tabla A28.2.1: Máximos valores admisibles del espesor del elemento t en mm

Tipo de acero	Subtipo	KV		Temperatura de referencia T_{Ed} [°C]																					
				10	0	-10	-20	-30	-40	-50	10	0	-10	-20	-30	-40	-50	10	0	-10	-20	-30	-40	-50
		a T [°C]	J_{min}	$\sigma_{Ed} = 0{,}75\ f_y(t)$							$\sigma_{Ed} = 0{,}50\ f_y(t)$							$\sigma_{Ed} = 0{,}25\ f_y(t)$						
S235	JR	20	27	60	50	40	35	30	25	20	90	75	65	55	45	40	35	135	115	100	85	75	65	60
	J0	0	27	90	75	60	50	40	35	30	125	105	90	75	65	55	45	175	155	135	115	100	85	75
	J2	-20	27	125	105	90	75	60	50	40	170	145	125	105	90	75	65	200	200	175	155	135	115	100
S275	JR	20	27	55	45	35	30	25	20	15	80	70	55	50	40	35	30	125	110	95	80	70	60	55
	J0	0	27	75	65	55	45	35	30	25	115	95	80	70	55	50	40	165	145	125	110	95	80	70
	J2	-20	27	110	95	75	65	55	45	35	155	130	115	95	80	70	55	200	190	165	145	125	110	95
	M,N	-20	40	135	110	95	75	65	55	45	180	155	130	115	95	80	70	200	200	190	165	145	125	110
	ML,NL	-50	27	185	160	135	110	95	75	65	200	200	180	155	130	115	95	230	200	200	200	190	165	145
S355	JR	20	27	40	35	25	20	15	15	10	65	55	45	40	30	25	25	110	95	80	70	60	55	45
	J0	0	27	60	50	40	35	25	20	15	95	80	65	55	45	40	30	150	130	110	95	80	70	60
	J2	-20	27	90	75	60	50	40	35	25	135	110	95	80	65	55	45	200	175	150	130	110	95	80
	K2,M,N	-20	40	110	90	75	60	50	40	35	155	135	110	95	80	65	55	200	200	175	150	130	110	95
	ML,NL	-50	27	155	130	110	90	75	60	50	200	180	155	135	110	95	80	210	200	200	200	175	150	130
S420	M,N	-20	40	95	80	65	55	45	35	30	140	120	100	85	70	60	50	200	185	160	140	120	100	85
	ML,NL	-50	27	135	115	95	80	65	55	45	190	165	140	120	100	85	70	200	200	200	185	160	140	120
S460	Q	-20	30	70	60	50	40	30	25	20	110	95	75	65	55	45	35	175	155	130	115	95	80	70
	M,N	-20	40	90	70	60	50	40	30	25	130	110	95	75	65	55	45	200	175	155	130	115	95	80
	QL	-40	30	105	90	70	60	50	40	30	155	130	110	95	75	65	55	200	200	175	155	130	115	95
	ML,NL	-50	27	125	105	90	70	60	50	40	180	155	130	110	95	75	65	200	200	200	175	155	130	115
	QL1	-60	30	150	125	105	90	70	60	50	200	180	155	130	110	95	75	215	200	200	200	175	155	130
S690	Q	0	40	40	30	25	20	15	10	10	65	55	45	35	30	20	20	120	100	85	75	60	50	45
	Q	-20	30	50	40	30	25	20	15	10	80	65	55	45	35	30	20	140	120	100	85	75	60	50
	QL	-20	40	60	50	40	30	25	20	15	95	80	65	55	45	35	30	165	140	120	100	85	75	60
	QL	-40	30	75	60	50	40	30	25	20	115	95	80	65	55	45	35	190	165	140	120	100	85	75
	QL1	-40	40	90	75	60	50	40	30	25	135	115	95	80	65	55	45	200	190	165	140	120	100	85
	QL1	-60	30	110	90	75	60	50	40	30	160	135	115	95	80	65	55	200	200	190	165	140	120	100

NOTA 1 Podrá aplicarse una interpolación lineal de la Tabla A28.2.1. La mayoría de las aplicaciones requieren valores de σ_{Ed} entre $\sigma_{Ed} = 0{,}75\ f_y(t)$ y $\sigma_{Ed} = 0{,}50 f_y(t)$. $\sigma_{Ed} = 0{,}25 f_y(t)$ se da para poder interpolar. No pueden extrapolarse los valores fuera del intervalo $\left[0{,}75 f_y(t), 0{,}25 f_y(t)\right]$.

NOTA 2 Deberá proporcionarse la temperatura de ensayo T_{AV} cuando se encarguen productos en acero S690.

NOTA 3 Los valores de la Tabla A28.2.1 se han calculado para los valores garantizados de la energía del ensayo de Charpy CVN orientados a productos laminados.

1.8 Análisis estructural mediante la mecánica de la fractura

(1) Para el análisis estructural numérico mediante la mecánica de la fractura, los requisitos de tenacidad y la tenacidad de cálculo de los materiales podrán expresarse en términos de los valores de CTOD (Apertura del frente de fisura), valores de la integral J, valores de K_{IC} o valores de K_V y deberá realizarse una comparación adecuada utilizando los métodos mecánicos de fractura apropiados.

(2) Deberá cumplirse la siguiente condición para la temperatura de referencia:

$$T_{Ed} \leq T_{Rd} \tag{2.7}$$

donde T_{Rd} es la temperatura a la que puede suponerse un nivel seguro de tenacidad de fractura bajo las condiciones evaluadas.

(3) El mecanismo de fallo potencial podrá modelarse utilizando una imperfección apropiada que reduzca la sección neta del material de modo que se haga más susceptible al fallo por fractura de la sección reducida. La imperfección deberá cumplir los siguientes requisitos:

- localización y forma deberán adecuarse a la entalladura considerada. Podrán utilizarse las tablas de clasificación de fatiga del Anejo 27 del Código Estructural como guías para la posición adecuada de las fisuras.
- para los elementos no susceptibles de fatiga, el tamaño de la imperfección deberá ser la mínima detectable en inspecciones llevadas a cabo según el Capítulo 24 de este Código Estructural. La imperfección asumida deberá disponerse en la posición de la concentración más desfavorable de tensiones.
- para los elementos susceptibles de fatiga, la dimensión de la imperfección deberá consistir en una imperfección inicial creciente con la fatiga. La dimensión de la fisura inicial deberá elegirse tal que represente un valor mínimo detectable por los métodos de inspección utilizados de acuerdo con el Capítulo 24 de este Código Estructural. El crecimiento de la fisura debido a la fatiga deberá calcularse con el modelo de mecánica de fractura apropiado utilizando cargas experimentadas durante la vida útil o en un intervalo de inspecciones (según corresponda).

(4) Si un detalle estructural no puede localizarse en una categoría de detalle específica en el Anejo 27 del Código Estructural o si se utilizan métodos más rigurosos para obtener resultados más precisos que los dados en la Tabla A28.2.1, entonces podrán llevarse a cabo comprobaciones más específicas utilizando ensayos de fractura reales en muestras de ensayos a gran escala.

NOTA El análisis numérico de los resultados de los ensayos podrá realizarse utilizando la metodología dada en el Apéndice D del Anejo 18 del Código Estructural.

3. Selección de los materiales por las propiedades del espesor

1.9 Generalidades

- La clase de calidad será la Clase 1 para todos los productos de acero y espesores en el Artículo 83 del Código Estructural, olas inspecciones tras la ejecución deberán realizarse para identificar si se produce desgarro laminar.

(1) Deberán considerarse los siguientes aspectos en la selección de ensamblajes o conexiones de acero para prevenir ante desgarro laminar:

- la posición crítica en términos de tensiones de tracción aplicadas y el grado de redundancia.
- la deformación en la dirección del espesor del elemento en el que se realiza la conexión. Esta deformación surge de la retracción del metal soldado al enfriar. Aumenta en gran medida cuando el movimiento libre se coacciona por otras partes de la estructura.
- la naturaleza del detalle de la unión, particularmente en uniones soldadas en cruz, en T y en L. Por ejemplo, en el caso mostrado en la Figura A28.3.1, la chapa horizontal podrá tener poca ductilidad en la dirección del espesor. Lo más probable es que el desgarro laminar aparezca si la deformación en la unión es en la dirección del espesor del material, que ocurre si la cara de unión es aproximadamente paralela a la superficie del material y la deformación inducida por la retracción es perpendicular a la dirección del laminado del material. Serán más susceptibles los soldeos más pesados.
- las propiedades químicas del material sometido a tensiones transversales. En particular, altos niveles de sulfuros, incluso significativamente bajo los límites normalizados del producto de acero normalizado, puede aumentar el desgarro laminar.

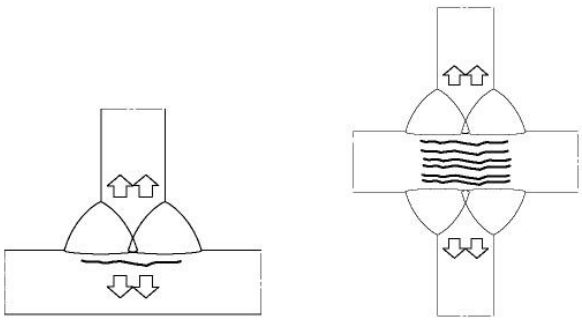


Figura A28.3.1: Desgarro laminar

(2) La susceptibilidad del material deberá determinarse midiendo la ductilidad del espesor de acuerdo con UNE-EN 10164, que se expresa en términos de clase de calidad identificada por los valores Z.

NOTA 1 El desgarro laminar es un fallo por la soldadura inducido en el material que generalmente se hace evidente durante una inspección por ultrasonidos. El riesgo principal del desgarro está en uniones en cruz, en T y en L y en soldaduras de penetración completa.

NOTA 2 En la norma UNE-EN 1011-2 se proporciona una guía para evitar el desgarro laminar durante el soldeo.

1.10 Procedimiento

(1) El desgarro laminar se puede despreciar si se cumple la siguiente condición:

$$Z_{Ed} \leq Z_{Rd} \qquad (3.1)$$

donde

Z_{Ed} es el valor Z de cálculo requerido en función de la magnitud de las deformaciones por retracción coaccionada del metal bajo los cordones de soldadura.

Z_{Rd} es el valor Z de cálculo disponible para el material de acuerdo con UNE-EN 10164, como Z_{15}, Z_{25} o Z_{35}.

(2) El valor Z de cálculo requerido podrá determinarse aplicando:

$$Z_{Ed} = Z_a + Z_b + Z_c + Z_d + Z_e \qquad (3.2)$$

en la que Z_a, Z_b, Z_c, Z_d y Z_e se dan en la Tabla A28.3.2.

Tabla A28.3.2: Criterios para el valor objetivo Z_{Ed}

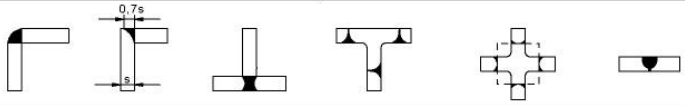
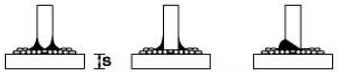
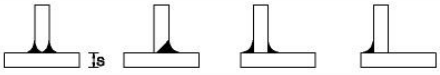
a)	Profundidad de garganta efectiva para la deformación por retracción térmica	Profundidad de garganta efectiva a_{eff} (véase la figura 3.2)	Espesor de garganta a para soldaduras en ángulo	Z_i
		$a_{eff} \leq 7$ mm	a = 5 mm	$Z_a = 0$
		$7 < a_{eff} \leq 10$ mm	a = 7 mm	$Z_a = 3$
		$10 < a_{eff} \leq 20$ mm	a = 14 mm	$Z_a = 6$
		$20 < a_{eff} \leq 30$ mm	a = 21 mm	$Z_a = 9$
		$30 < a_{eff} \leq 40$ mm	a = 28 mm	$Z_a = 12$
		$40 < a_{eff} \leq 50$ mm	a = 35 mm	$Z_a = 15$
		$50 < a_{eff}$	a > 35 mm	$Z_a = 15$
b)	Forma y posición de las soldaduras en uniones en T, en cruz y en ángulo			$Z_b = -25$
		Uniones en ángulo 		$Z_b = -10$
		soldaduras monocapa en ángulo $Z_a = 0$ o soldaduras en ángulo con tope de metal de aportación de baja resistencia $Z_a > 1$ 		$Z_b = -5$
		soldaduras multicapa en ángulo 		$Z_b = 0$
		soldaduras con penetración completa y con penetración parcial con secuencia apropiada de soldadura para reducir los efectos de retracción 		$Z_b = 3$
		soldaduras con penetración completa y con penetración parcial 		$Z_b = 5$
		soldaduras en ángulo 		$Z_b = 8$
c)	Restricciones a la retracción por efecto del espesor s del material	$s \leq 10$mm		$Z_c = 2^*$
		$10 < s \leq 20$mm		$Z_c = 4^*$
		$20 < s \leq 30$mm		$Z_c = 6^*$
		$30 < s \leq 40$mm		$Z_c = 8^*$
		$40 < s \leq 50$mm		$Z_c = 10^*$
		$50 < s \leq 60$mm		$Z_c = 12^*$
		$60 < s \leq 70$mm		$Z_c = 15^*$
		$70 < s$		$Z_c = 15^*$
d)	Restricciones a la retracción por efecto remoto de otras partes de la estructura posterior a la soldadura	Coacción baja	Retracción libre (por ejemplo, uniones en T)	$Z_d = 0$
		Coacción media	Retracción limitada (por ejemplo, diafragmas en vigas cajón)	$Z_d = 3$
		Coacción alta	Retracción impedida (por ejemplo, largueros en chapas de tableros ortótropos)	$Z_d = 5$
e)	Influencia del precalentamiento	Sin precalentamiento		$Z_e = 0$
		Precalentamiento ≥ 100°C		$Z_e = -8$
* Puede reducirse un 50% para materiales comprimidos en la dirección del espesor bajo las cargas estáticas predominantes.				



Figura A28.3.2: Espesor de garganta eficaz a_{eff} por retracción térmica

(3) La clase apropiada Z_{Rd} de acuerdo con la norma UNE-EN 10164 podrá obtenerse aplicando la clasificación correspondiente.

NOTA Para la clasificación véanse los Anejos 22 y 29 del Código Estructural.

Anejo 29

Proyecto de estructuras de acero. Puentes de acero

Contenido

1 GENERALIDADES 1

1.1 ALCANCE 1
1.1.1 Objeto del Anejo 29 1
1.1.2 Alcance del Anejo 29 1
1.2 NORMATIVA DE REFERENCIA 1
1.3 HIPÓTESIS 1
1.4 TÉRMINOS Y DEFINICIONES 2
1.4.1 Puentes 2
1.4.2 Estribo 2
1.4.3 Estribo integral 2
1.4.4 Pila 2
1.4.5 Apoyo 2
1.4.6 Tirante 2
1.4.7 Pretensado 2
1.4.8 Gálibo 2
1.4.9 Respiración (de chapas) 2
1.4.10 Elementos estructurales secundarios 3
1.5 NOTACIÓN 3
1.6 CONVENIOS PARA LOS EJES 3

2 BASES DE CÁLCULO 4

2.1 REQUISITOS 4
2.1.1 Requisitos básicos 4
2.1.2 Gestión de la fiabilidad 4
2.1.3 Vida útil de proyecto, durabilidad y resistencia 4
2.2 PRINCIPIOS DE CÁLCULO EN ESTADO LÍMITE 5
2.3 VARIABLES BÁSICAS 6
2.3.1 Acciones y condiciones ambientales 6
2.3.2 Propiedades de los materiales y de los productos 6
2.4 COMPROBACIÓN POR EL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES PARCIALES 6
2.5 CÁLCULO ASISTIDO POR ENSAYOS 6

3 MATERIALES 7

3.1 GENERALIDADES 7
3.2 ACERO ESTRUCTURAL 7
3.2.1 Propiedades del material 7
3.2.2 Requisitos de ductilidad 7
3.2.3 Tenacidad de fractura 7
3.2.4 Resistencia mejorada a la deformación en la dirección perpendicular a la superficie del producto 8
3.2.5 Tolerancias 8
3.2.6 Valores de cálculo de los coeficientes de los materiales 8
3.3 DISPOSITIVOS DE UNIÓN 9

3.3.1 Fijaciones *9*
3.3.2 Material de aporte en soldaduras *9*
3.4 CABLES Y OTROS ELEMENTOS TRACCIONADOS 9
3.5 APOYOS 10
3.6 OTROS ELEMENTOS DEL PUENTE 10

4 DURABILIDAD 11

5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL 15

5.1 MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA PARA EL ANÁLISIS 15
5.1.1 Modelización estructural e hipótesis básicas *15*
5.1.2 Modelización de uniones *15*
5.1.3 Interacción suelo-estructura *15*
5.2 ANÁLISIS GLOBAL 15
5.2.1 Efectos de la geometría deformada de la estructura *15*
5.2.2 Estabilidad estructural de los pórticos *16*
5.3 IMPERFECCIONES 16
5.3.1 Bases *16*
5.3.2 Imperfecciones para el análisis global de pórticos *16*
5.3.3 Imperfecciones para el análisis de los sistemas de arriostramiento *16*
5.3.4 Imperfecciones de los elementos *16*
5.4 MÉTODOS DE ANÁLISIS CONSIDERANDO LA NO LINEALIDAD DE LOS MATERIALES 17
5.4.1 Generalidades *17*
5.4.2 Análisis global elástico *17*
5.5 CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES 17
5.5.1 Bases *17*
5.5.2 Clasificación *17*

6 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS 18

6.1 GENERALIDADES 18
6.2 RESISTENCIA DE LAS SECCIONES 19
6.2.1 Generalidades *19*
6.2.2 Propiedades de la sección *19*
6.2.3 Tracción *20*
6.2.4 Compresión *20*
6.2.5 Flexión *20*
6.2.6 Cortante *21*
6.2.7 Torsión *21*
6.2.8 Flexión, axil, cortante y cargas transversales *21*
6.2.9 Flexión y cortante *22*
6.2.10 Flexión y axil *22*
6.2.11 Flexión, cortante y axil *22*
6.3 RESISTENCIA A PANDEO DE LOS ELEMENTOS 22
6.3.1 Elementos de sección constante a compresión *22*
6.3.2 Elementos de sección constante a flexión *23*

6.3.3 Elementos de sección constante sometidos a flexión y compresión 23
6.3.4 Método general para el pandeo lateral y flexión de elementos estructurales 24
6.4 ELEMENTOS COMPUESTOS COMPRIMIDOS 27
6.5 ABOLLADURA DE CHAPAS 27

7 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO 28

7.1 GENERALIDADES 28
7.2 MODELOS DE CÁLCULO 29
7.3 LIMITACIONES DE TENSIONES 29
7.4 LIMITACIÓN DE LA RESPIRACIÓN DE LAS ALMAS 30
7.5 LÍMITES RELATIVOS A LOS GÁLIBOS DE CIRCULACIÓN 31
7.6 LÍMITES RELATIVOS AL ASPECTO VISUAL 31
7.7 CRITERIOS DE FUNCIONAMIENTO PARA PUENTES DE FERROCARRIL 31
7.8 CRITERIOS DE FUNCIONAMIENTO PARA PUENTES DE CARRETERA 31
7.8.1 Generalidades 31
7.8.2 Límite de flechas para evitar un excesivo impacto del tráfico 32
7.8.3 Efectos de resonancia 32
7.9 CRITERIOS DE FUNCIONAMIENTO PARA PASARELAS PEATONALES 33
7.10 CRITERIOS DE FUNCIONAMIENTO PARA LOS EFECTOS DEL VIENTO 33
7.11 ACCESIBILIDAD DE LOS DETALLES CONSTRUCTIVOS DE LAS UNIONES Y LAS SUPERFICIES 33
7.12 DRENAJE 33

8 ELEMENTOS DE SUJECIÓN, SOLDADURAS, CONEXIONES Y UNIONES 35

8.1 UNIONES MEDIANTE TORNILLOS Y BULONES 35
8.1.1 Categorías de uniones con tornillos 35
8.1.2 Disposición de los taladros para los tornillos 35
8.1.3 Resistencia de cálculo de los elementos individuales de unión 35
8.1.4 Grupos de elementos de unión 35
8.1.5 Uniones largas. 35
8.1.6 Uniones resistentes al deslizamiento con las uniones 8.8 y 10.9 35
8.1.7 Deducciones por los taladros de los elementos de unión 36
8.1.8 Fuerzas de palanca 36
8.1.9 Distribución de esfuerzos entre elementos de unión en estado límite último 36
8.1.10 Uniones con bulones 36
8.2 UNIONES SOLDADAS 36
8.2.1 Geometría y dimensiones 36
8.2.2 Soldaduras con rellenos 37
8.2.3 Resistencia de cálculo de una soldadura en ángulo 37
8.2.4 Resistencia de cálculo de soldaduras en ojal (o en ranura) 37
8.2.5 Resistencia de cálculo de las soldaduras a tope 37
8.2.6 Resistencia de cálculo de las soldaduras de tapón (o botón) 38
8.2.7 Distribución de esfuerzos 38
8.2.8 Uniones con alas no rigidizadas 38
8.2.9 Uniones largas 38
8.2.10 Soldaduras a tope con penetración parcial a un único lado cargadas excéntricamente . 38

8.2.11 Angulares conectados por un lado 38
8.2.12 Soldadura en zonas conformadas en frío 38
8.2.13 Análisis de uniones estructurales formadas por secciones en doble T 38
8.2.14 Uniones de perfiles tubulares 38

9 COMPROBACIÓN A FATIGA 40

9.1 GENERALIDADES 40
9.1.1 Requisitos para la comprobación a fatiga 40
9.1.2 Cálculo en fatiga de puentes de carretera 40
9.1.3 Cálculo en fatiga de puentes de ferrocarril 40
9.2 CARGA DE FATIGA 41
9.2.1 Generalidades 41
9.2.2 Modelo simplificado de carga de fatiga para puentes de carretera 41
9.2.3 Modelo simplificado de carga de fatiga para puentes de ferrocarril 42
9.3 COEFICIENTES PARCIALES PARA COMPROBACIONES A FATIGA 42
9.4 RANGO DE TENSIONES DE FATIGA 42
9.4.1 Generalidades 42
9.4.2 Análisis en fatiga 43
9.5 PROCEDIMIENTOS DE COMPROBACIÓN A FATIGA 45
9.5.1 Comprobación a fatiga 45
9.5.2 Coeficientes de daño equivalente λ para puentes de carretera 45
9.5.3 Coeficientes de daño equivalente λ para puentes de ferrocarril 48
9.6 RESISTENCIA A FATIGA 53
9.7 TRATAMIENTO POSTERIOR A LA SOLDADURA 53

10 CÁLCULO ASISTIDO POR ENSAYOS 54

10.1 GENERALIDADES 54
10.2 TIPOS DE ENSAYOS 54
10.3 COMPROBACIÓN DE LOS EFECTOS AERODINÁMICOS EN PUENTES MEDIANTE ENSAYOS 54

APÉNDICE A 56

APÉNDICE B 57

APÉNDICE C 58

C.1 PUENTES DE AUTOPISTA 58
C.1.1 Generalidades 58
C.1.2 Chapa de tablero 59
C.1.3 Rigidizadores 64
C.1.4 Vigas transversales 69
C.2 PUENTES DE FERROCARRIL 70
C.2.1 Generalidades 70
C.2.2 Espesor y dimensiones de la chapa 70
C.2.3 Unión del rigidizador a la viga transversal 72
C.2.4 Inspección y tolerancias en la preparación de la soldadura 73
C.3 TOLERANCIAS PARA LOS PRODUCTOS SEMI-ACABADOS Y LA FABRICACIÓN 74

C.3.1 Tolerancias para los productos semi-acabados *74*
C.3.2 Tolerancias para la fabricación *74*
C.3.3 Requisitos particulares para las uniones soldadas *74*

APÉNDICE D **82**

D.1 GENERALIDADES 82
D.2 CELOSÍAS 82
D.2.1 Elementos verticales y diagonales con extremos fijos *82*
D.2.2 Elementos verticales que forman parte de un pórtico *82*
D.2.3 Pandeo de las diagonales fuera de su plano *84*
D.2.4 Cordones comprimidos de puentes con sección abierta *85*
D.3 PUENTES ARCO 87
D.3.1 Generalidades *87*
D.3.2 Coeficientes de pandeo de arcos en su plano *87*
D.3.3 Coeficientes de pandeo de arcos autoportantes fuera de su plano *90*
D.3.4 Pandeo fuera de su plano de arcos con contravientos y pórticos extremos *91*
D.3.5 Imperfecciones *91*

APÉNDICE E **93**

E.1 REGLA DE COMBINACIÓN PARA LOS EFECTOS DE CARGA GLOBAL Y LOCAL 93
E.2 COEFICIENTE DE COMBINACIÓN 94

1 Generalidades

1.1 Alcance

1.1.1 Objeto del Anejo 29

(1) Véase el apartado 1.1.1 del Anejo 22 del Código Estructural.

1.1.2 Alcance del Anejo 29

(1) Este anejo proporciona una base general para el proyecto estructural de puentes de acero y elementos de acero de puentes mixtos. Establece disposiciones que complementan, modifican o sustituyen las disposiciones equivalentes de los Anejos 22 a 29 del Código Estructural.

(2) Los criterios de proyecto para puentes mixtos se establecen en el Anejo 32 del Código Estructural.

Comentarios:

El cálculo de los cables de alta resistencia y de los elementos asociados queda 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 componentes de cables y tirantes.

(4) Este anejo trata únicamente la resistencia, el comportamiento en servicio y la durabilidad de las estructuras de los puentes. No se consideran otros aspectos del proyecto.

(5) Deben tenerse en cuenta los Capítulos 4 y 21 del Código Estructural para la ejecución de las estructuras de los puentes de acero.

NOTA: En el Apéndice C se recogen indicaciones adicionales.

(6) La ejecución sólo se trata en la medida que es necesaria para definir la calidad de los materiales de construcción y los productos que se deben emplear, así como la calidad de ejecución requerida para cumplir con las hipótesis de cálculo.

(7) No se tratan las exigencias especiales del cálculo sísmico. Dichas exigencias se establecen en la Norma de Construcción Sismorresistente para puentes vigente.

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) Véase el apartado 1.3 (1) del Anejo 22 del Código Estructural.

1.4 Términos y definiciones

(1) Son de aplicación los términos y definiciones que se indican en las normas en este Código Estructural , así como los que se establecen a continuación:

1.4.1 Puentes

Construcciones de ingeniería civil cuyo objetivo principal es soportar cargas de tráfico o peatonales, salvando un obstáculo natural o una vía de comunicación.

NOTA: Se contemplan también los puentes de ferrocarril, así como los puentes que soportan canales, tuberías de servicio u otros vehículos, tales como aeronaves.

1.4.2 Estribo

Soporte extremo de un puente.

NOTA: Se distingue entre estribos rígidos y estribos flexibles, cuando corresponda.

1.4.3 Estribo integral

Estribo que se une al tablero sin ninguna junta que permita el movimiento relativo.

1.4.4 Pila

Soporte intermedio de un puente, situado bajo el tablero.

1.4.5 Apoyo

Dispositivo estructural situado entre la superestructura y un estribo o pila del puente que transmite las cargas desde el tablero hacia el estribo o pila.

1.4.6 Tirante

Elemento traccionado que une el tablero de un puente al pilono o pilonos, por encima del tablero.

1.4.7 Pretensado

Efecto permanente debido a esfuerzos controlados y/o deformaciones impuestas controladas dentro de una estructura.

NOTA: Se distinguen varios tipos de pretensado, según el caso (tales como pretensado mediante armaduras activas o pretensado mediante deformaciones impuestas en los apoyos).

1.4.8 Gálibo

Altura libre disponible para el tráfico.

1.4.9 Respiración (de chapas)

Deformación de una chapa fuera de su plano producida por la repetida aplicación de cargas en el plano.

1.4.10 Elementos estructurales secundarios

Elementos estructurales que no forman parte de la estructura principal del puente.

NOTA: Los elementos estructurales secundarios, tales como pretiles, impostas, escaleras y trampillas de acceso, están presentes por otras razones funcionales.

1.5 Notación

(1) Será de aplicación la notación que se establece en este Código Estructural .

Se enumera a continuación la notación adicional:

$\sigma_{Ed,ser}$, $\tau_{Ed,ser}$	Tensiones nominales obtenidas a partir de la combinación característica de cargas
λ, λ_1, λ_2, λ_3, λ_4, λ_{max}, λ_{loc}, λ_{glo}	Coeficientes de daño equivalente
ϕ_2, ϕ_{loc}, ϕ_{glo}	Coeficientes de impacto de daño equivalente
$\Delta\sigma_p$, $\Delta\sigma_{loc}$, $\Delta\sigma_{glo}$	Rangos de tensiones producidos por una carga p
μ_k	Valor característico del coeficiente de rozamiento
γ_μ	Coeficiente parcial para el rozamiento
α	Coeficiente que depende del tipo de apoyo y número de apoyos con esfuerzos favorables o desfavorables
T_{0max},T_{0min}, T_0	Temperaturas
ΔT_0, ΔT_K, ΔT_γ	Diferencias de temperatura
γ_T	Coeficiente parcial para la temperatura
K, $K_{cimentación}$, K_{pila}, K_{apoyo}	Rigidez elástica (rigidez del muelle)
S_d, S_T	Distancia de deslizamiento

(2) La notación adicional se define en el texto cuando aparezca por primera vez.

1.6 Convenios para los ejes

(1) Véase el apartado 1.7 (1), (2), (3) y (4) del Anejo 22 del Código Estructural.

2 Bases de cálculo

2.1 Requisitos

2.1.1 Requisitos básicos

(1) Véase el apartado 2.1.1 (1), (2) y (3) del Anejo 22 del Código Estructural.

2.1.2 Gestión de la fiabilidad

(1) Véase el apartado 2.1.2 (1) del Anejo 22 del Código Estructural.

2.1.3 Vida útil de proyecto, durabilidad y resistencia

2.1.3.1 Generalidades

(1) Véase el apartado 2.1.3.1 (1) del Anejo 22 del Código Estructural.

(2) Debe justificarse la resistencia a fatiga de los puentes para su vida útil de proyecto.

2.1.3.2 Vida útil de proyecto

(1) Se debe tomar la vida útil de proyecto de 100 años como el periodo durante el cual el puente debe servir al uso al cual está destinado, requiriendo un mantenimiento normal, pero sin reparaciones importantes.

NOTA: Se puede establecer la vida útil de proyecto en las especificaciones del proyecto en el caso de puentes provisionales.

(2) Véase el apartado 2.1.3.3 para los elementos estructurales que no puedan proyectarse para la vida útil total del puente.

2.1.3.3 Durabilidad

(1) Para asegurar su durabilidad, los puentes y sus elementos deben proyectarse de forma que se minimicen los daños debidos a deformaciones excesivas, así como por deterioro, fatiga y acciones accidentales previsibles durante su vida útil de proyecto.

(2) Deben proyectarse las partes estructurales de un puente que se encuentren conectadas a las impostas o a los pretiles, de forma que se asegure que puedan desarrollarse las deformaciones plásticas de dichas barreras de seguridad o pretiles sin dañar la estructura.

(3) Cuando se incluyan en un puente elementos que van a necesitar ser sustituidos, véase 4(6), debe comprobarse, como situación transitoria de proyecto, que dicha sustitución se puede realizar con total seguridad.

(4) Se deben utilizar tornillos pretensados para realizar las uniones permanentes de las partes estructurales del puente, consiguiendo uniones de categoría B o C. Como alternativa, se pueden utilizar tornillos calibradoso soldadura, para evitar el deslizamiento.

(5) Se pueden utilizar uniones en las cuales la transmisión de esfuerzos se realice exclusivamente por contacto directo, cuando lo justifiquen los cálculos en fatiga. Cada proyecto podrá definir los detalles específicos orientados a mejorar la durabilidad de la estructura.

El apartado 87.4 del Código Estructural recoge criterios generales sobre detalles adecuados.

2.1.3.4 Robustez e integridad estructural

(1) El proyecto de un puente debe asegurar que, cuando se produzca el daño de un elemento debido a acciones accidentales, el resto de la estructura puede resistir en condiciones razonables, al menos, la combinación accidental de cargas.

En estructuras soportadas por cables (puentes, atirantados, puentes arco de tablero superior o puentes colgantes), se considerará la posible rotura de un tirante o péndola. La estructura deberá poder resistir la combinación de acciones accidental sin el elemento roto, teniendo en cuenta los efectos dinámicos generados por la rotura, Se comprobará particularmente la no ocurrencia de un fallo progresivo.

Igualmente, en estructuras construidas con un carro de avance se verificará que la estructura resiste la posible caída repentina de un carro, teniendo en cuenta los efectos dinámicos y considerando la combinación de cargas accidental compatible con el proceso constructivo.

(2) Será necesario considerar los efectos de la corrosión o de la fatiga de los elementos y del material mediante la definición adecuada de los detalles de proyecto, véanse también los Anejos 27 y 28 del Código Estructural.

NOTA: El Apartado 3 del Anejo 27 proporciona métodos de cálculo que utilizan los principios de vida segura.

Para comprobar la seguridad frente a la fatiga, se emplearán los métodos de tolerancia al daño y de integridad asegurada, de acuerdo con el Anejo 27, aunque generalmente se empleará este último, no estableciéndose condiciones adicionales para seleccionar el método de prevención del fallo por fatiga.

NOTA: Véase el apartado 4 para indicaciones sobre acceso, mantenimiento e inspección. En caso general, se recomienda el método de integridad asegurada

2.2 Principios de cálculo en estado límite

(1) Véase el apartado 2.2 (1) y (2) del Anejo 22 del Código Estructural.

(3) Para limitar el daño en los estados límite últimos, se deben emplear modelos de análisis global elásticos, para las situaciones de proyecto permanentes y transitorias, véase el apartado 5.4.

(4) Se debe comprobar que se alcanza la vida útil requerida sin daños por fatiga mediante cálculos justificativos o mediante la adopción de detalles de proyecto adecuados (véase el Apéndice C), así como a través de comprobaciones del estado límite de servicio.

2.3 Variables básicas

2.3.1 Acciones y condiciones ambientales

(1) Las acciones, combinación de acciones y coeficientes parciales para el proyecto de puentes deben tomarse de la reglamentación específica vigente

NOTA: Para las acciones sobre los tableros de puentes de acero en puentes de carretera, véase el Apéndice E.

(2) Véase el apartado 2.3 (2), (3) (4) y (5) del Anejo 22 del Código Estructural.

NOTA: Para las acciones sobre los apoyos, véase el Apéndice A.

2.3.2 Propiedades de los materiales y de los productos

(1) Véase el apartado 2.3.2 (1) del Anejo 22 del Código Estructural.

2.4 Comprobación por el método de los coeficientes parciales

(1) Véanse los apartados 2.4.1 (1), 2.4.2 (1) y (2), 2.4.3 (1) y 2.4.4 (1) del Anejo 22 del Código Estructural.

2.5 Cálculo asistido por ensayos

(1) Véase el apartado 2.5 (1), (2) y (3) del Anejo 22 del Código Estructural.

3 Materiales

Las propiedades de los materiales se recogen en el Capítulo 20 del Código Estructural.

3.1 Generalidades

(1) Véase el apartado 3.1 (1) (2) y (3) del Anejo 22 del Código Estructural.

3.2 Acero estructural

3.2.1 Propiedades del material

(1) Véase el apartado 3.2.1 (1) del Anejo 22 del Código Estructural.

3.2.2 Requisitos de ductilidad

(1) Véase el apartado 3.2.2 (1) y (2) del Anejo 22 del Código Estructural.

3.2.3 Tenacidad de fractura

(1) El material debe poseer la tenacidad de fractura requerida para evitar una rotura frágil durante la vida útil de proyecto considerada para la estructura.

(2) Si se cumplen las condiciones que se establecen en el Anejo 28 del Código Estructural para la temperatura mínima de servicio, no son necesarias comprobaciones adicionales frente a la rotura frágil.

Se cumplirán los requisitos adicionales para la resiliencia del material base que se recogen en Tabla A29.3.1:

Tabla A29.3.1 Requerimientos adicionales para la resiliencia del material base

Espesor nominal	Requerimientos adicionales
t ≤ 30 mm	$T_{27J} = -20°C$ de acuerdo con la norma UNE-EN 10025
30 < t ≤ 80 mm	Acero de grano fino de acuerdo con la norma UNE-EN 10025, por ejemplo S355N/M
t >80 mm	Acero de grano fino de acuerdo con la norma UNE-EN 10025, por ejemplo S355NL7ML

(3) Para elementos del puente comprimidos, se debe seleccionar un valor mínimo adecuado de tenacidad de fractura.

No se precisa comprobación de tenacidad de fractura en los elementos en que exista la certeza de que están sometidos únicamente a tensiones de compresión en todas sus direcciones (bien sea por compresión pura, compresión compuesta o ciclo de fatiga con tensiones únicamente de compresión).

En el resto de los casos, se utilizarán los valores de la Tabla A28.2.1 del Anejo 28 del Código Estructural para $\sigma_{Ed} = 0{,}25 f_y(t)$.

3.2.4 Resistencia mejorada a la deformación en la dirección perpendicular a la superficie del producto.

(1) Se debe utilizar, cuando sea necesario, un acero con propiedades mejoradas en la dirección perpendicular a la superficie, conformes con la norma UNE-EN 10164, véase el Anejo 28 del Código Estructural.

Se utilizarán los valores definidos en la Tabla A29.3.2.

Tabla A29.3.2 Elección de la clase Z según la Norma UNE-EN 10164

Valor requerido Z_{Ed} según el Anejo 28	Clase Z_{Rd}, de acuerdo a la Norma UNE-EN 10164
$Z_{Ed} \leq 10$	-
$10 < Z_{Ed} \leq 20$	$Z15$
$20 < Z_{Ed} \leq 30$	$Z25$
$Z_{Ed} > 30$	$Z35$

3.2.5 Tolerancias

(1) Las tolerancias de dimensión y de masa de las secciones de acero laminado, perfiles tubulares y chapas deben ser conformes con este Código Estructural y con el Documento de Evaluación Europeo (DEE) correspondiente, a menos que se especifiquen tolerancias más estrictas.

(2) Para elementos soldados deben aplicarse las tolerancias indicadas en este Código.

(3) Véase el apartado 3.2.5 (3) del Anejo 22 del Código Estructural.

3.2.6 Valores de cálculo de los coeficientes de los materiales

(1) Véase el apartado 3.2.6 (1) del Anejo 22 del Código Estructural.

3.3 Dispositivos de unión

3.3.1 Fijaciones

3.3.1.1 Tornillos, tuercas y arandelas

(1) Los tornillos, tuercas y arandelas deben ser conformes con lo indicado en el Anejo 26 del Código Estructural.

(2) Las reglas de este apartado son de aplicación a los tornillos de las clases descritos en el artículo 85 del Código Estructural.

(3) Los valores nominales del límite elástico f_{yb} y de la resistencia última a tracción f_{ub} se establecen en la Tabla 85.2.a del Código Estructural y se deben adoptar como valores característicos en los cálculos.

3.3.1.2 Tornillos pretensados

(1) Los tornillos estructurales de alta resistencia de las clases 8.8 y 10.9, conformes con el Anejo 26 del Código Estructural, se pueden emplear como tornillos pretensados cuando el apriete sea controlado y se lleve a cabo según ese mismo Anejo.

3.3.1.3 Roblones y remaches

(1) El Código Estructural no contempla los roblones por desuso.

3.3.1.4 Pernos de anclaje

(1) Se pueden utilizar las siguientes clases de acero para los pernos de anclaje:

- clases de acero de acuerdo con el Capítulo 18 del Código Estructural;
- barras de armadura conformes con el Capítulo 8 del Código Estructural.

El límite elástico nominal para los pernos de anclaje no debe superar $640\ N/mm^2$.

3.3.2 Material de aporte en soldaduras

(1) Todos los materiales de aporte en soldaduras deben ser conformes con el Anejo 26, y deberán cumplir lo establecido en el apartado 85.5 del Código Estructural

(2) Las prestaciones del material de aporte no pueden ser inferiores a los valores específicos para el tipo de acero que se va a soldar. Esto debe tenerse en cuenta para:

- límite elástico especificado;
- resistencia última a tracción;
- deformación en rotura;
- valor de la energía mínima del ensayo Charpy del material de aporte.

3.4 Cables y otros elementos traccionados

(1) Los cables y otros elementos sometidos a tracción *quedan fuera del ámbito del Código Estructural y será necesario referirse a reglamentación específica.*

Comentario:

En el ámbito de los Eurocódigos, la norma UNE-EN 1993-1-11 proporciona reglas de proyecto para estructuras con componentes de cables y tirantes.

Cada proyecto, en función de sus características, podrá definir los requisitos adicionales a cumplir por los cables y tirantes, en su caso, que deberán cumplir además la reglamentación específica que les sea de aplicación.

3.5 Apoyos

(1) Los apoyos estructurales deben ser conformes con las normas UNE-EN 1337.

Cada proyecto, en función de sus características, definirá los apoyos a disponer en cada caso, que deberán cumplir además la reglamentación específica que les sea de aplicación.

3.6 Otros elementos del puente

(1) Cada proyecto, en función de sus características, definirá las juntas de calzada, las barreras de seguridad, las barandillas, los pretiles y otros elementos auxiliares a disponer en cada caso, que deberán cumplir además la reglamentación específica que les sea de aplicación.

(2) Cada proyecto, en función de sus características, definirá el sistema específico de tratamiento de la superficie del tablero a disponer en cada caso (el sistema de acabado, los productos utilizados y el método de aplicación), que deberán cumplir además la reglamentación específica que les sea de aplicación.

4 Durabilidad

(1) Véase el apartado 4 (1), (2) y (3) del Anejo 22 del Código Estructural.

Cada proyecto definirá los detalles específicos orientados a facilitar las operaciones de inspección y mantenimiento, teniendo en cuenta lo establecido en el apartado 93.5 del Código Estructural.

En el caso de que el proyecto suponga que un elemento no es accesible para inspección, deberá asegurarse que tampoco sea posible la entrada de agua en su interior durante su vida de servicio.

Comentarios:

A continuación se presentan algunos detalles orientados a facilitar las operaciones de inspección y mantenimiento.

Criterios para facilitar el mantenimiento de los puentes desde la fase de proyecto

En la medida de lo posible, se deberá prever el acceso a todos los elementos de la estructura, así como a los apoyos, juntas y elementos de drenaje, estudiando la conveniencia de disponer sistemas específicos que faciliten la inspección y el mantenimiento durante la fase de servicio. Por ello, y dado que la inclusión en servicio de sistemas de acceso para el mantenimiento no previstos inicialmente es una tarea difícil, el proyecto deberá establecer los sistemas de acceso necesarios, que pueden incluir pasarelas fijas, plataformas motorizadas u otros medios auxiliares.

El criterio fundamental de accesibilidad es que todas las superficies de la estructura que han de ser inspeccionadas y mantenidas deben ser visibles y deben encontrarse al alcance del operario de mantenimiento mediante un método seguro. El operario debe poder desplazarse por todas las partes de la estructura a mantener y debe tener el espacio adecuado para trabajar en ellas.

Recomendaciones de proyecto

Detalles

Los procesos de corrosión del acero se ven potenciados si se producen en zonas de difícil acceso o de acumulación de agua o de otras materias. Para paliar, o evitar en la medida en que ello sea posible, un agravamiento de las consecuencias estructurales o funcionales es conveniente que, en la fase de diseño, se respeten las reglas de buena práctica referidas a una adecuada estrategia a seguir para la durabilidad y se considere lo recogido en A.4.1.

Se evitará, en la medida de lo posible, disponer bajantes o cañerías adosadas o adyacentes a pilas de acero. Esta prescripción podrá ser soslayada si la estructura de acero queda vista y es accesible para su inspección o mantenimiento.

En todo caso, en las zonas de codos, “tes” o cambios de orientación de conducciones de agua que se sitúen en proximidades de alguna pila o viga de acero, se dispondrá un elemento aislante entre el elemento de acero y la tubería. Se dispondrán, asimismo, las caídas y pendientes de tal forma que en caso de una eventual fuga o rotura de la conducción, el agua sea conducida alejándose de la estructura de acero.

Accesibilidad

Se deberá intentar que no existan zonas inaccesibles o de difícil acceso con vistas a ser repintadas adecuadamente. Así, es conveniente dejar en la estructura ganchos, pasadores u otros elementos de fijación que permitan la instalación de andamios u otros medios de acceso para poder acometer operaciones de mantenimiento durante el servicio de la obra.

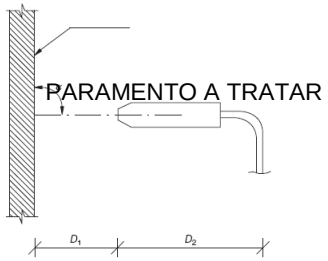
Es conveniente que todas las superficies de la estructura que dispongan de algún tratamiento de protección anticorrosión sean visibles y que sean accesibles con unos medios que tengan suficiente seguridad. Además, deberá existir el espacio adecuado para que el operario pueda trabajar en condiciones de seguridad

suficientes. En la siguiente tabla se indican las distancias típicas mínimas requeridas para que puedan ser empleadas adecuadamente las herramientas habitualmente utilizadas en trabajos de protección anticorrosiva.

Tabla A29.4.1 Requisitos dimensionales para operaciones de mantenimiento

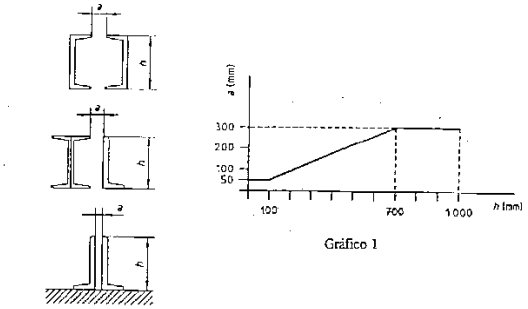
OPERACIÓN	Longitud de la herramienta D_2 (mm)	Distancia de la herramienta al paramento D_1 (mm)	Ángulo de operación α (º)
Preparación de superficies mediante chorreado	800	200-400	60-90
Limpieza con herramientas mecánicas (lijado)	100-350	--	--
Limpieza con herramientas manuales (cepillado)	100 300	-- --	-- 90
Pulverización mecánica			
Aplicación de pinturas	200-300	200-300	90
- Pulverizada	200	--	45-90
- Con brocha	200	--	10-90
- Con rodillo			

Figura A29.4.1 Disposición de las herramientas de mantenimiento



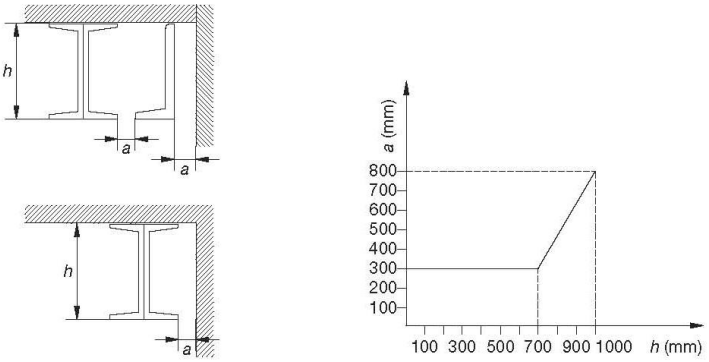
Para posibilitar la realización de los trabajos de preparación de superficies y de pintado se deberá evitar, siempre que sea posible, dejar espacios de dimensiones reducidas entre piezas cercanas. Se deberá intentar que el operario de mantenimiento sea capaz de ver y de alcanzar con la herramienta la superficie a tratar. En las figuras A29.4.1 y A29.4.2 se dan los criterios mínimos de accesibilidad visual de la superficie y de accesibilidad física para alcanzar la superficie que deben ser respetadas. En caso de que no se alcancen las dimensiones mínimas propuestas, se deberá considerar la superficie como inaccesible, a efectos de aplicación de los sobreespesores indicados en el punto 4 (4) de este anejo.

Figura A29.4.2 Distancias mínimas entre piezas cercanas (1)



a: Distancia mínima permitida entre secciones o entre una sección y una superficie adyacente (mm)
h: Distancia máxima accesible para un operario en un espacio estrecho (mm)
La distancia mínima permitida *a* entre las dos secciones se representa en el gráfico 1 como *h*, hasta 1000 mm.

Figura A29.4.3 *Distancias mínimas entre piezas cercanas (2)*



La distancia mínima permitida *a* entre la sección y la superficie adyacente se representa en el gráfico 2.

Nota 1. Si el operario debe alcanzar distancias mayores de 1000 mm, *a* en el gráfico debería estar, preferiblemente, a 800 mm. como mínimo.

Nota 2. Cuando el Proyectista no pueda cumplir con las recomendaciones arriba señaladas será necesario tomar medidas especiales.

(4) Es necesario realizar comprobaciones a fatiga en el caso de elementos que no se puedan inspeccionar (véase el Anejo 27 del Código Estructural); además se debe proporcionar un espesor adicional adecuado, debido a la posible pérdida por corrosión.

En ausencia de estudios más detallados, el sobreespesor (incremento del espesor nominal) tendrá el siguiente valor mínimo, expresado en mm por cara inaccesible y por cada 30 años de vida útil prevista de la estructura:

- Clases de exposición C4 (corrosividad alta), C5-I y C5-M (corrosividad muy alta): $1{,}5\ mm$.
- Clase de exposición C3 (corrosividad media): $1mm$.
- Clase de exposición C2 (corrosividad baja): $0{,}5\ mm$.
- No se precisa sobreespesor en el caso de la clase de exposición C1 (corrosividad muy baja).

El espesor resultante (espesor nominal más el sobreespesor) en los cajones inaccesibles de puentes no podrá ser inferior a $8\ mm$.

Los aceros con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica podrán utilizarse sin pintura de protección en las superficies exteriores, incrementando el espesor nominal, obtenido en el cálculo, en $1\ mm$ para la superficie expuesta al ambiente exterior. En la superficie interior de secciones cerradas e inaccesibles con aceros de resistencia mejorada a la corrosión atmosférica, se aplicarán las disposiciones establecidas en los

párrafos anteriores relativas al sobreespesor de acero y aplicando el sistema de protección adecuado a la vida útil prevista.

(5) Se debe dotar a la estructura y a sus componentes de una resistencia a fatiga adecuada mediante:

- el cálculo en fatiga de los detalles constructivos, de acuerdo con los puntos (1) y (4) de este apartado, con el Anejo 27 del Código Estructural y con las comprobaciones en servicio según el apartado 7;
- la definición de los detalles estructurales de proyecto adecuados para los tableros de acero de losa ortótropa;
- la elección del material, según el apartado 3;
- la fabricación conforme con el Capítulo 21 del Código Estructural.

(6) Los componentes que no puedan proyectarse con suficiente fiabilidad para alcanzar la vida útil total de proyecto del puente deben estar diseñados para permitir su sustitución. Se pueden incluir en este tipo de componentes:

- tirantes, cables, péndolas;
- apoyos;
- juntas de dilatación;
- dispositivos de drenaje;
- barreras de seguridad, pretiles;
- capa de asfalto y otras protecciones de la superficie;
- barreras de viento;
- pantallas anti-ruido.

5 Análisis estructural

5.1 Modelización de la estructura para el análisis

5.1.1 Modelización estructural e hipótesis básicas

(1) Véase el apartado 5.1.1 (1), (2) y (3) del Anejo 22 del Código Estructural

(4) Para la modelización estructural y las hipótesis básicas de los elementos de los puentes, véase el Anejo 22 del Código Estructural.

NOTA: Véase además el Anejo 25 del Código Estructural para el cálculo de elementos formados por chapas.

Comentarios:

Los cables y tirantes quedan fuera del ámbito del Código Estructural. En el ámbito de los Eurocódigos la norma UNE-EN 1993-1-11 proporciona reglas adicionales para estos elementos.

5.1.2 Modelización de uniones

(1) Véanse el apartado 5.1.2 (1), (2)y (3) del Anejo 22 y5.1.2 (1), (2), (3) y (4) del Anejo 26.

(5) Se debe elegir el tipo de unión y su modelización en los puentes, de forma que se asegure que se puede alcanzar la resistencia a fatiga requerida durante la vida útil.

NOTA: Las uniones rígidas correspondientes a las categorías de fatiga que se establecen en el Anejo 27 son adecuadas para unir elementos de puentes, con la excepción de los apoyos, articulaciones o cables.

5.1.3 Interacción suelo-estructura

(1) Véase el apartado 5.1.3 (1) del Anejo 22 del Código Estructural.

NOTA 2: La rigidez de los apoyos se puede determinar a partir de las características de deformación de los apoyos, las pilas y las cimentaciones.

5.2 Análisis global

5.2.1 Efectos de la geometría deformada de la estructura

(1) Véase el apartado 5.2.1 (1), (2) y (3) del Anejo 22 del Código Estructural.

(4) Los puentes y sus componentes se pueden calcular mediante un análisis de primer orden si se satisface el siguiente criterio:

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

donde

α_{cr} se define en el apartado 5.2.1 (3) del Anejo 22 del Código Estructural.

(5) Véase el apartado 5.2.1 (5) y (6) del Anejo 22 del Código Estructural.

5.2.2 Estabilidad estructural de los pórticos

(1) Véase el apartado 5.2.2 (1), (2), (3) y (4) del Anejo 22 del Código Estructural.

(5) Cuando el comportamiento de un puente o sus componentes esté gobernado por el primer modo de pandeo (un único grado de libertad), los efectos de segundo orden M_{II} pueden calcularse aplicando el siguiente coeficiente a los momentos flectores M_I:

$$M_{II} = M_I \frac{1}{1-\frac{1}{\alpha_{cr}}} \qquad (5.2)$$

donde

$\alpha_{cr} > 3.$

(6) Véase el apartado 5.2.2 (7) y (8) del Anejo 22.

5.3 Imperfecciones

5.3.1 Bases

(1) Véase el apartado 5.3.1 (1), (2) y (3) del Anejo 22.

5.3.2 Imperfecciones para el análisis global de pórticos

(1) Véase el apartado 5.3.2 (1), (2) y (3) del Anejo 22.

NOTA 1: Si se acumulan los efectos por la contribución de varias pilas, se aplicará el parámetro α_m (por ejemplo para las pilas que formen un pórtico con la superestructura).

NOTA 2: Véase además el Apéndice D para la utilización de las imperfecciones de los elementos.

(4) Véase el apartado 5.3.2 (6), (7), (8), (10) y (11) del Anejo 22.

5.3.3 Imperfecciones para el análisis de los sistemas de arriostramiento

(1) Véase el apartado 5.3.3 (1), (2), (3), (4) y (5) del Anejo 22.

5.3.4 Imperfecciones de los elementos

(1) Véase el apartado 5.3.4 (1), (2) y (3) del Anejo 22.

5.4 Métodos de análisis considerando la no linealidad de los materiales

5.4.1 Generalidades

(1) Para determinar los esfuerzos solicitantes se debe emplear un análisis elástico en todas las situaciones permanentes y transitorias de proyecto.

Para situaciones de proyecto accidentales podrá aplicarse el método general de análisis no lineal en teoría de segundo orden, que considera simultáneamente los efectos de la no linealidad del comportamiento de los materiales y del equilibrio de la estructura en su configuración geométrica deformada.

Este método general de análisis no lineal en teoría de segundo orden resulta siempre de aplicación a cualquier estructura, o elemento aislado de la misma, si se consideran de forma adecuada y conservadora las condiciones de rigidez de los apoyos de la misma, o de las vinculaciones en los extremos de los elementos, respectivamente. La interacción entre los efectos de la no linealidad geométrica y la del material se irá evaluando mediante un proceso iterativo, o paso a paso, bajo incrementos monótonos crecientes de la configuración de cargas para la que se esté controlando la estructura.

5.4.2 Análisis global elástico

(1) Véase el apartado 5.4.2 (1), (2) y (3) del Anejo 22.

(4) Si todas las secciones son de Clase 1, se pueden despreciar en el estado límite último los efectos de las diferencias de temperatura, de la retracción y de los asientos del terreno.

5.5 Clasificación de las secciones

5.5.1 Bases

(1) Véase el apartado 5.5.1 (1) del Anejo 22.

5.5.2 Clasificación

(1) Véase el apartado 5.5.2 (1), (2), (3), (4), (5), (6), (7), (8), (9) y (10) del Anejo 22.

6 Estados límite últimos

6.1 Generalidades

(1) Los coeficientes parciales γ_M, tal y como se definen en el apartado 2.4.3 del Anejo 22 se deberán aplicar a los diferentes valores característicos de resistencia de este apartado, véase la Tabla A29.6.1:

Tabla A29.6.1: Coeficientes parciales

a) resistencia de elementos y de secciones	
- resistencia de secciones frente a una plastificación excesiva, incluyendo abolladura	γ_{M0}
- resistencia de elementos frente a la inestabilidad evaluada mediante comprobaciones de dichos elementos	γ_{M1}
- resistencia a la rotura de secciones sometidas a tracción	γ_{M2}
b) resistencia de uniones	
- resistencia de tornillos - resistencia de bulones - resistencia de soldaduras - resistencia de chapas en apoyos al aplastamiento	γ_{M2}
- resistencia al deslizamiento - en estado límite último (categoría C) - en estado límite de servicio	γ_{M3} $\gamma_{M3,serv}$
- capacidad resistente de un perno por inyección	γ_{M4}
- resistencia de los nudos de vigas en celosía con perfiles huecos	γ_{M5}
- resistencia de los bulones en estado límite de servicio	$\gamma_{M6,serv}$
- pretensado de los tornillos de alta resistencia	γ_{M7}

NOTA: Para el coeficiente parcial de la resistencia del hormigón γ_c véase Anejo 21.

Se emplearán los siguientes valores numéricos de γ_{Mi}:

$$\gamma_{M0} = 1{,}05$$
$$\gamma_{M1} = 1{,}10$$
$$\gamma_{M2} = 1{,}25$$
$$\gamma_{M3} = 1{,}25$$
$$\gamma_{M3,serv} = 1{,}10$$
$$\gamma_{M4} = 1{,}10$$
$$\gamma_{M5} = 1{,}10$$
$$\gamma_{M6,serv} = 1{,}00$$
$$\gamma_{M7} = 1{,}10$$

Se podrá utilizar el coeficiente parcial $\gamma_{M0} = 1{,}0$, siempre y cuando se cumpla las siguientes condiciones:

- Tolerancias más “estrictas” según el Anejo 16 del Código Estructural.
- Garantías adicionales para el acero según el Artículo 18 del Código Estructural. Se deberá garantizar que el límite elástico del acero empleado en la obra presente una dispersión acorde con el coeficiente parcial reducido, según un análisis basado en la teoría de fiabilidad estructural.
- Control de ejecución intenso según el Capítulo 24 del Código Estructural.

6.2 Resistencia de las secciones

6.2.1 Generalidades

(1) Véase el apartado 6.2.1 (1), (2), (3), (4), (5), (6), (7), (8), (9) y (10) del Anejo 22 del Código Estructural.

6.2.2 Propiedades de la sección

6.2.2.1 Sección bruta

(1) Véase el apartado 6.2.2.1 (1) del Anejo 22.

6.2.2.2 Sección neta

(1) Véase el apartado 6.2.2.2 (1), (2), (3), (4) y (5) del Anejo 22.

6.2.2.3 Efectos de arrastre por cortante

(1) Véanse los apartados 6.2.2.3 (1) y (2) del Anejo 22 y 3.2 y 3.3 del Anejo 25.

Los efectos del arrastre por cortante en los cálculos en estado límite último (ELU) se determinarán considerando el efecto combinado del propio arrastre por cortante y el de la abolladura de las chapas comprimidas, conforme a lo expuesto en la NOTA 2 del apartado b) del apartado 3.3 del Anejo 25.

6.2.2.4 Propiedades eficaces de secciones con almas Clase 3 y alas Clase 1 o 2

(1) Véase el apartado 6.2.2.4 (1) del Anejo 22 del Código Estructural.

6.2.2.5 Efectos de la abolladura en secciones de Clase 4

(1) Se deben considerar los efectos de la abolladura por tensiones normales mediante la aplicación del método de la sección reducida en las secciones clase 4, conforme a lo indicado en el Anejo 25.

6.2.2.6 Propiedades eficaces de secciones de Clase 4

(1) Véase el apartado 6.2.2.5 (1), (2), (3), (4) y (5) del Anejo 22.

Comentarios:

Los perfiles tubulares quedan fuera del ámbito del Código Estructural y será necesario referirse a reglamentación específica. En el ámbito de los Eurocódigos la norma UNE-EN 1993-1-6 proporciona reglas adicionales para perfiles tubulares.

6.2.3 Tracción

(1) Véase el apartado 6.2.3 (1), (2), (3), (4) y (5) del Anejo 22.

6.2.4 Compresión

(1) Véase el apartado 6.2.4 (1) del Anejo 22.

(2) La resistencia de cálculo de las secciones sometidas a compresión simple $N_{c,Rd}$ debe determinarse como se indica a continuación:

a) Sin abolladura:

$N_{c,Rd} = \frac{A\, f_y}{\gamma_{M0}}$ para secciones de Clases 1,2 y 3 (6.1)

b) Con abolladura:

$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}}$ para secciones de Clase 4 o (6.2)

$N_{c,Rd} = \frac{A\sigma_{limit}}{\gamma_{M0}}$ para la limitación de tensiones (6.3)

Donde

$\sigma_{limit} = \rho_x f_y$ es la tensión límite de la zona más débil de la sección sometida a compresión (véase el apartado 10 (5) del Anejo 25).

(3) Véase el apartado 6.2.4 (3) y (4) del Anejo 22.

6.2.5 Flexión

(1) Véase el apartado 6.2.5 (1) del Anejo 22.

(2) La resistencia de cálculo a flexión alrededor del eje principal debe determinarse como se indica a continuación:

a) Sin abolladura:

$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$ para secciones de Clases 1 y 2 (6.4)

$M_{c,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}}$ para secciones de Clase 3 (6.5)

b) Con abolladura:

$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}}$ para secciones de Clase 4 o (6.6)

$M_{c,Rd} = \frac{W_{el,min} \sigma_{limit}}{\gamma_{M0}}$ para la limitación de tensiones (6.7)

donde

$W_{el,min}$ y $W_{eff,min}$ son los módulos de elasticidad correspondientes a la fibra sometida a la máxima tensión elástica.

σ_{limit} es la tensión límite de la zona más débil de la sección sometida a compresión (véase el apartado 2.4 del Anejo 25).

(3) Véase el apartado 6.2.5 (3), (4), (5) y (6) del Anejo 22.

6.2.6 Cortante

(1) Véase el apartado 6.2.6 (1), (2). (3), (4), (5), (6), (7) y (8) del Anejo 22 y el apartado 5 del Anejo 25.

6.2.7 Torsión

6.2.7.1 Generalidades

(1) Se deben tener en cuenta los efectos de torsión y de distorsión en los elementos sometidos a torsión.

(2) Se pueden tener en cuenta los efectos de la rigidez transversal de la sección, así como el efecto de los diafragmas empleados para reducir las deformaciones debidas a la distorsión, considerando un modelo elástico adecuado, sometido al efecto combinado de flexión, torsión y distorsión.

(3) Se pueden despreciar los efectos de la distorsión cuando, bien la propia rigidez o bien las dimensiones de la sección transversal y/o la eventual disposición de diafragmas, limiten los efectos de la distorsión al 10% de los efectos de flexión.

(4) Los diafragmas se deben calcular teniendo en cuenta su función de distribución de cargas.

6.2.7.2 Torsión en la que se pueden despreciar los efectos de distorsión

(1) Véase el apartado 6.2.7 (1), (2), (3), (4), (5), (6), (7), (8) y (9) del Anejo 22.

6.2.8 Flexión, axil, cortante y cargas transversales

(1) Se puede determinar la interacción entre la flexión, el axil, el cortante y las cargas transversales empleando uno de los dos siguientes métodos:

1. Métodos de interacción que se establecen en los apartados 6.2.8 a 6.2.10.

NOTA: Para los efectos de abolladura, véanse los apartados 4 a 7 del Anejo 25.

2. Interacción de tensiones utilizando el criterio de plastificación dado en el apartado 6.2.1.

NOTA: Para los efectos de abolladura, véase el apartado 10 del Anejo 25.

6.2.9 Flexión y cortante

(1) Véase el apartado 6.2.8 (1), (2), (3), (4), (5) y (6) del Anejo 22.

6.2.10 Flexión y axil

6.2.10.1 Secciones Clase 1 y 2

(1) Véase el apartado 6.2.9.1 (1), (2), (3), (4), (5) y (6) del Anejo 22.

6.2.10.2 Secciones Clase 3

(1) Véase el apartado 6.2.9.2 (1) del Anejo 22.

(2) Cuando se utilice el método de la limitación de tensiones debe cumplirse la siguiente expresión para tener en cuenta la abolladura:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{\sigma_{limit}}{\gamma_{M0}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \qquad (6.8)$$

donde

σ_{limit} debe obtenerse según el apartado 10 del Anejo 25.

6.2.10.3 Secciones Clase 4

(1) Véase el apartado 6.2.9.3 (1) y (2) del Anejo 22.

6.2.11 Flexión, cortante y axil

(1) Véase el apartado 6.2.10 (1), (2) y (3) del Anejo 22.

6.3 Resistencia a pandeo de los elementos

6.3.1 Elementos de sección constante a compresión

6.3.1.1 Resistencia a pandeo

(1) Véase el apartado 6.3.1.1 (1), (2), (3) y (4) del Anejo 22.

6.3.1.2 Curvas de pandeo

(1) Véase el apartado 6.3.1.2 (1), (2), (3) y (4) del Anejo 22.

6.3.1.3 Esbeltez para el pandeo por flexión

(1) Véase el apartado 6.3.1.3 (1) y (2) del Anejo 22.

6.3.1.4 Esbeltez para el pandeo por torsión y el pandeo por torsión y flexión

(1) Véase el apartado 6.3.1.4 (1), (2) y (3) del Anejo 22.

6.3.1.5 Utilización de propiedades de sección de Clase 3 con límites de tensión

(1) Como alternativa al empleo de las propiedades de sección de Clase 4 que se establecen en las ecuaciones (6.48), (6.49), (6.51) y (6.53) del Anejo 22, se pueden utilizar las propiedades de sección de Clase 3 que se establecen en las ecuaciones (6.47), (6.49), (6.50) y (6.52) del Anejo 22, con limitación de tensiones, de acuerdo con el apartado 10 del Anejo 25, véase el apartado 6.2.2.5.

6.3.2 Elementos de sección constante a flexión

6.3.2.1 Resistencia a pandeo

(1) Véase el apartado 6.3.2.1 (1), (2), (3) y (4) del Anejo 22.

6.3.2.2 Curvas de pandeo lateral por torsión. Caso general

(1) Véase el apartado 6.3.2.2 (1), (2) y (3) del Anejo 22.

(4) Se pueden despreciar los efectos del pandeo lateral por torsión si la esbeltez adimensional satisface $\overline{\lambda}_{LT} \leq 0{,}2$, o si se cumple que $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0{,}04$.

6.3.2.3 Curvas de pandeo lateral para secciones laminadas o secciones soldadas equivalentes

(1) Véase el apartado 6.3.2.3 (1) y (2) del Anejo 22.

6.3.3 Elementos de sección constante sometidos a flexión y compresión

(1) A menos que se realice un análisis de segundo orden, empleando las imperfecciones que se indican en el apartado 5.3.2, se debe comprobar la estabilidad en el plano de pandeo de los elementos de sección constante sometidos a flexión y compresión, de acuerdo con los apartados 6.3.3 o 6.3.4 del Anejo 22.

NOTA: Como simplificación a la ecuación (6.61) en el apartado 6.3.3 del Anejo 22, se puede emplear la siguiente condición:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + \frac{C_{mi,o}\left(M_{y,Ed}+\Delta M_{y,Ed}\right)}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 0{,}9 \qquad (6.9)$$

donde N_{Ed} es el valor de cálculo del axil de compresión;

$M_{y,Ed}$ es el valor de cálculo del momento flector máximo según el eje $y-y$ del elemento, que se obtiene mediante un análisis de primer orden, sin considerar las imperfecciones.

$\Delta M_{y,Ed}$ es el momento adicional debido al desplazamiento del eje del centro de gravedad, de acuerdo con el apartado 6.2.10.3;

$C_{mi,o}$ es el coeficiente de momento equivalente, véase la TablaA22.A.2 del Anejo 22;

χ_y es el coeficiente de reducción debido al pandeo por flexión, según el apartado 6.3.1.

6.3.4 Método general para el pandeo lateral y flexión de elementos estructurales

6.3.4.1 Método general

(1) Véase el apartado 6.3.4 (1), (2), (3) y (4) del Anejo 22.

6.3.4.2 Método simplificado

(1) Véase el apartado 6.3.2.4 (1) del Anejo 22.

Se utilizará el valor $\overline{\lambda}_{c,0} = 0{,}2$. Para la comprobación frente a pandeo lateral de elementos con arriostramiento lateral puntual del ala comprimida, se adopta un valor del coeficiente $k_{fl} = 1{,}0$ (véase el apartado 6.3.2.4 (2) del Anejo 22).

(2) Se pueden comprobar los cordones de celosías y las alas comprimidas que se encuentran sometidas a pandeo lateral por medio de la modelización de los elementos como un soporte sometido a un esfuerzo de compresión N_{Ed} con apoyos elásticos continuos o discretos modelizados como muelles.

NOTA 1: En el Apéndice D.2.4 se proporcionan indicaciones para determinar la rigidez de la coacción en el caso de celosías en U.

NOTA 2: Cuando los cordones de celosías y/o las alas se encuentren coaccionados por pórticos en U, los elementos del pórtico en U estarán sometidos a esfuerzos producidos por la coacción y la interacción del pórtico en U con las alas y/o cordones.

(3) Se puede determinar el modo de pandeo y la carga elástica crítica de pandeo N_{cr} a partir de un análisis elástico de autovalores. Si se utilizan muelles continuos para representar las coacciones, que son básicamente discretas, la carga crítica de pandeo no se debe tomar mayor que la correspondiente al pandeo con nodos en los puntos en los que se localicen dichas coacciones.

(4) Puede realizarse la comprobación de seguridad según el apartado 6.3.2, utilizando

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}} \qquad (6.10)$$

donde A_{eff} es el área eficaz del cordón;

N_{cr} es la carga elástica crítica de pandeo, obtenida con A_{gross}.

(5) Se puede tener en cuenta el efecto de las imperfecciones iniciales y los efectos de segundo orden sobre un apoyo elástico, en los cordones comprimidos o las alas inferiores de vigas continuas entre apoyos rígidos, por medio de la aplicación adicional de un esfuerzo lateral F_{Ed} en la unión del cordón con el apoyo elástico, tal que:

$$F_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{100} \quad \text{si } l_k \leq 1{,}2l$$
$$F_{Ed} = \frac{l}{l_k}\frac{N_{Ed}}{80}\frac{1}{1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} \quad \text{si } l_k > 1{,}2l \qquad (6.11)$$

donde

$$l_k = \pi\sqrt{\frac{EI}{N_{cr}}}$$

l es la distancia entre los apoyos elásticos.

(6) Si el valor de cálculo del esfuerzo de compresión N_{Ed} es constante a lo largo de la longitud del cordón, el axil crítico N_{cr} se puede calcular como:

$$N_{cr} = mN_E \qquad (6.12)$$

donde

$$N_E = \pi^2\frac{EI}{L^2}$$

$m = \frac{2}{\pi^2}\sqrt{\gamma}$ pero no menor que 1,0

$$\gamma = \frac{cL^4}{EI}$$

$$c = \frac{C_d}{l}$$

donde

L es la longitud del vano entre los apoyos rígidos;

l es la distancia entre los apoyos elásticos;

C_d es la rigidez del apoyo elástico, véase el punto (2), NOTA 1.

Se puede suponer rígido el apoyo lateral de un ala comprimida si su rigidez C_d satisface la siguiente expresión:

$$C_d > \frac{4N_E}{L} \qquad (6.13)$$

donde

N_E es la carga crítica elástica que se obtiene bajo la hipótesis de extremos articulados.

(7) El procedimiento dado en los puntos (2) a (6) también puede aplicarse a las alas comprimidas de las vigas cuando A_{eff} en (4) se sustituye por

$$A_{eff} + \frac{A_{wc}}{3}$$

donde

A_{wc} es el área de la zona comprimida del alma. En el caso de secciones de Clase 4 se deben tomar las áreas eficaces.

Cuando el esfuerzo axil no sea constante a lo largo de toda su longitud, se empleará el método que se describe a continuación para la comprobación del pandeo lateral del cordón comprimido.

Para el ala inferior de una viga continua con rigidizadores laterales dispuestos a una distancia L (ver Figura A29.6.1), el valor de m de la ecuación 6.12 será el mínimo valor obtenido de los dos siguientes:

$$m = 1 + 0{,}44(1+\mu)\Phi^{1,5} + (3 + 2\Phi)\,\gamma/(350 - 50\mu) \qquad (6.14)$$

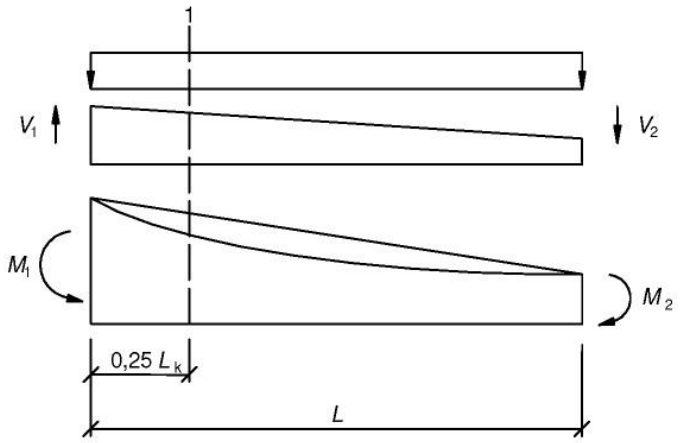
$$m = 1 + 0{,}44(1+\mu)\Phi^{1,5} + (0{,}195 + (0{,}05 + \mu/100)\Phi)\gamma^{0,5}$$

donde:

$\mu = V_2/V_1$, véase la Figura A29.6.1

$\Phi = 2(1 - M_2/M_1)(1+\mu)$ para $M_2 > 0$

Cuando el momento flector cambie de signo, se puede utilizar la ecuación (6.14) como una estimación conservadora, introduciendo el valor $M_2 = 0$.



1) Sección de cálculo

Figura A29.6.1: Segmento de viga entre apoyos laterales rígidos con variación parabólica de los momentos flectores

La comprobación de la resistencia al pandeo lateral por torsión, según el apartado 6.3.2.2, se puede llevar a cabo tomando el esfuerzo correspondiente a la sección situada a una distancia $0{,}25L_k$ del apoyo con el mayor momento, como se muestra en la Figura A29.6.1, siempre que la resistencia de la sección se compruebe también en la sección con el mayor momento, donde $L_k = L/\sqrt{m}$.

6.4 Elementos compuestos comprimidos

(1) Véase el apartado 6.4 del Anejo 22.

6.5 Abolladura de chapas

(1) Para la abolladura de chapas en una viga armada se deben aplicar las reglas dadas en el Anejo 25.

(2) Se debe llevar a cabo la comprobación de la abolladura de chapas de los elementos en estado límite último utilizando uno de los dos procedimientos siguientes:

a) Comprobando las tensiones normales, tensiones tangenciales y esfuerzos transversales de acuerdo con los apartados 4, 5 o 6 del Anejo 25. Además, se deben cumplir los criterios de interacción del apartado 7 del Anejo 25.

b) Empleando el método de la tensión reducida, sobre la base de los límites de tensión gobernados por la abolladura, según el aparatado 10 del Anejo 25.

NOTA: Véase además el apartado 6.2.2.5.

(3) Se puede comprobar la estabilidad de los rigidizadores de las almas o de las chapas de tablero rigidizadas, sometidas a compresión y flexión adicional producida por cargas perpendiculares al plano de la chapa rigidizada, según el apartado 6.3.2.3.

7 Estados límite de servicio

7.1 Generalidades

(1) Véase el apartado 7.1 (1), (2) y (3) del Anejo 22.

(4) Se deben cumplir los siguientes criterios relativos a los estados límite de servicio:

a) Garantizar un comportamiento elástico con el objeto de limitar:

- una plastificación excesiva, véase el apartado 7.3 (1);
- desviaciones de la geometría prevista por flechas residuales, véase el apartado 7.3 (1);
- deformaciones excesivas, véase el apartado 7.3 (4).

b) Limitar las flechas y las curvaturas con el fin de evitar:

- impactos dinámicos no previstos debidos al tráfico (combinación de limitaciones de flechas y frecuencias naturales), véanse los apartados 7.7 y 7.8;
- el incumplimiento de los gálibos requeridos, véase el apartado 7.5 o 7.6;
- la fisuración de las capas de pavimento, véase el apartado 7.8;
- daños de los dispositivos de drenaje, véase el apartado 7.12.

c) Limitar las frecuencias naturales, véanse los apartados 7.8 y 7.9, con el fin de:

- evitar las vibraciones, debidas al tráfico o al viento, que sean inaceptables para los peatones o los pasajeros de vehículos que utilicen el puente;
- limitar los daños de fatiga causados por la resonancia;
- limitar la excesiva emisión de ruido.

d) Restringir la esbeltez de la chapa, véase el apartado 7.4, con el fin de limitar la:

- ondulación excesiva de las chapas;
- respiración de las chapas (deformaciones transversales);
- reducción de la rigidez debida a la abolladura de las chapas, que se traduce en un incremento de la flecha, véase el Anejo 25.

e) Mejorar la durabilidad mediante la definición adecuada de los detalles de proyecto que reduzcan la corrosión y el desgaste excesivo, véase el apartado 7.11.

f) Facilitar el mantenimiento y la reparación, véase el apartado 7.11, para asegurar:

- el acceso a las partes estructurales para el mantenimiento, inspección y renovación de la protección contra la corrosión y los pavimentos bituminosos;
- la sustitución de apoyos, anclajes, cables y juntas de dilatación con la interrupción mínima en la utilización de la estructura.

(5) En la mayoría de situaciones los aspectos relativos a los estados límite de servicio se deben contemplar en el proyecto global del puente, o bien mediante la

definición adecuada de los detalles de proyecto. Sin embargo, en los casos oportunos, se pueden comprobar los estados límite de servicio mediante evaluaciones numéricas, por ejemplo calculando las flechas o las frecuencias propias de la estructura.

Cada proyecto, en función de sus características, podrá definir requisitos adicionales a cumplir para los estados límite de servicio que, en cualquier caso deberán ser conformes con lo indicado en la reglamentación vigente que le sea aplicable.

7.2 Modelos de cálculo

(1) Las tensiones en los estados límite de servicio deben obtenerse por medio de un análisis elástico lineal, utilizando las propiedades adecuadas de la sección, véase el Anejo 25.

(2) En la modelización de la estructura, debe tenerse en cuenta la distribución no uniforme de cargas y rigideces, debidas a los cambios en el espesor de la chapa, en la rigidización, etc.

(3) Las flechas deben obtenerse mediante un análisis elástico lineal, utilizando las propiedades adecuadas de la sección, véase el Anejo 25.

NOTA: Se pueden utilizar modelos simplificados para el cálculo de las tensiones siempre que el efecto de las simplificaciones sea conservador.

7.3 Limitaciones de tensiones

(1) Se deben limitar las tensiones nominales $\sigma_{Ed,ser}$ y $\tau_{Ed,ser}$ que se obtienen a partir de las combinaciones características de cargas, cuyo cálculo debe considerar los efectos del arrastre por cortante en las alas anchas y los efectos hiperestáticos producidos por las flechas (por ejemplo los momentos hiperestáticos en celosías), como sigue:

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \tag{7.1}$$

$$\tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3}\cdot\gamma_{M,ser}} \tag{7.2}$$

$$\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \tag{7.3}$$

donde $\gamma_{M,ser} = 1{,}0$.

NOTA 1: Las comprobaciones anteriores deben incluir, cuando corresponda, las tensiones σ_z producidas por las cargas transversales, véase el Anejo 25.

NOTA 2: Se pueden despreciar los efectos de abolladura de chapas, según se especifica en el apartado 2.2 (5) del Anejo 25.

(2) Se debe limitar el rango de variación de la tensión nominal $\Delta\sigma_{fre}$, producido por la combinación frecuente de cargas, al valor $1{,}5\, f_y/\gamma_{M,ser}$, véase el Anejo 27.

(3) En el caso de uniones mediante tornillos no pretensados sometidos a cortante, se deben limitar los esfuerzos en el tornillo producidos por la combinación característica de cargas, según la expresión:

$$F_{b,Rd,ser} \leq 0{,}7F_{b,Rd} \qquad (7.4)$$

donde

$F_{b,Rd}$ es la capacidad resistente utilizada en las comprobaciones en estado límite último.

(4) En el caso de uniones mediante tornillos pretensados de categoría B resistentes al deslizamiento (resistencia al deslizamiento en el estado límite de servicio, véase el Anejo 26), la evaluación en servicio se debe realizar utilizando la combinación característica de cargas.

7.4 Limitación de la respiración de las almas

(1) Se limitará la esbeltez de las chapas de las almas para evitar una respiración excesiva que pueda producir fatiga en las zonas próximas a las uniones alma-ala.

Al objeto de evitar problemas de fatiga por respiración del alma, se estudiará dicho fenómeno en todos los paneles de almas de vigas de puentes que no verifiquen las condiciones definidas en el apartado 7.4 (2).

(2) En el caso de paneles de alma sin rigidizadores longitudinales o subpaneles de almas rigidizadas, se puede despreciar la respiración de las almas, siempre que se cumplan los siguientes criterios:

$$b/t \leq 30 + 4{,}0L \leq 300 \qquad \text{para puentes de carretera} \qquad (7.5)$$

$$b/t \leq 55 + 3{,}3L \leq 250 \qquad \text{para puentes de ferrocarril} \qquad (7.6)$$

donde

L es la longitud de vano en m, no siendo inferior a 20 m.

(3) Si no se cumple la disposición anterior (2), debe comprobarse la respiración de las almas como se indica a continuación:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_\sigma \cdot \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1{,}1\tau_{x,Ed,ser}}{k_\tau \cdot \sigma_E}\right)^2} \leq 1{,}1 \qquad (7.7)$$

donde

$\sigma_{x,Ed,ser}$, $\tau_{x,Ed,ser}$ son las tensiones obtenidas con la combinación frecuente de cargas. Si las tensiones no son uniformes a lo largo de la longitud del panel, véase apartado 4.6 (3) del Anejo 25;

k_σ, k_τ son los coeficientes de abolladura, bajo la hipótesis de bordes articulados del panel, véase el Anejo 25;

$\sigma_E = 190000\left(\frac{t}{b_p}\right)^2$ $[N/mm^2]$

b_p es el menor valor entre a y b.

NOTA: Para tensiones que varíen a lo largo del panel, véase el apartado 4.6 (3), del Anejo 25.

7.5 Límites relativos a los gálibos de circulación

(1) Se deben mantener los gálibos específicos de circulación sin que se produzca la invasión de alguna parte de la estructura bajo los efectos de la combinación característica de cargas.

7.6 Límites relativos al aspecto visual

(1) Se debe considerar el empleo de contraflechas de fabricación para alcanzar una apariencia satisfactoria del puente.

(2) En el cálculo de la contra flecha, se considerarán los efectos de la deformación por cortante y del desplazamiento de las uniones atornilladas o remachadas.

(3) Para uniones mediante remaches o tornillos de fijación, se puede suponer un deslizamiento del elemento de sujeción de $0{,}2\ mm$. No será necesario considerar el deslizamiento en el caso de tornillos pretensados.

7.7 Criterios de funcionamiento para puentes de ferrocarril

(1) Se pueden encontrar criterios específicos relacionados con las flechas y vibraciones en puentes de ferrocarril en la reglamentación específica vigente.

(2) Se puede indicar cualquier requisito para limitar la emisión de ruido dentro de las especificaciones del proyecto.

7.8 Criterios de funcionamiento para puentes de carretera

7.8.1 Generalidades

(1) Se deben evitar las deformaciones excesivas cuando puedan:

- poner en peligro el tráfico por una pendiente transversal excesiva cuando la superficie esté helada;
- afectar a las cargas dinámicas del puente por el impacto de las ruedas;
- afectar al comportamiento dinámico produciendo incomodidad a los usuarios;
- producir la fisuración de las superficies bituminosas;

- perjudicar al sistema de drenaje de agua del tablero del puente.

NOTA: Véase el Apéndice C para los requisitos de durabilidad.

(2) Las deformaciones se deben calcular con la combinación frecuente de cargas.

(3) Las flechas y la frecuencia natural de vibración del puente se deben limitar para evitar incomodidad a los usuarios.

7.8.2 Límite de flechas para evitar un excesivo impacto del tráfico

(1) La estructura del tablero se tiene que proyectar de forma que se asegure un perfil longitudinal regular en toda su longitud y que no existe un cambio brusco en la sección que pueda producir un fenómeno de impacto. Se deben evitar los cambios bruscos en la pendiente del tablero, así como los cambios de nivel en las juntas de dilatación. Las vigas transversales en los extremos del puente deben dimensionarse para asegurar que la flecha no supere:

- el límite establecido para el correcto funcionamiento de la junta de dilatación;
- $5\ mm$ bajo cargas frecuentes, a menos que se especifiquen otros límites según el tipo particular de junta de dilatación.

NOTA: En el Apéndice B se proporcionan indicaciones sobre el límite de flechas en las juntas de dilatación.

(2) Cuando la estructura del tablero se encuentre apoyada de forma irregular (por ejemplo mediante puntales adicionales en pilas intermedias del puente), la superficie del tablero adyacente a estos apoyos adicionales debe calcularse mediante los coeficientes de impacto modificados que se establecen según la reglamentación específica vigente para el área más próxima a las juntas de dilatación.

7.8.3 Efectos de resonancia

(1) Se debe tener en cuenta la resonancia mecánica cuando proceda. En el caso de elementos ligeros de arriostramiento, tirantes o elementos similares que tengan frecuencias naturales cercanas a la frecuencia de cualquier excitación mecánica producida por el paso regular de vehículos sobre las uniones del tablero, se debe contemplar la posibilidad de incrementar su rigidez o la disposición de amortiguadores, por ejemplo amortiguadores oscilantes.

NOTA: El Apéndice B proporciona indicaciones sobre los elementos sobre los que se apoyan las juntas de dilatación.

7.9 Criterios de funcionamiento para pasarelas peatonales

(1) En el caso de pasarelas de tráfico peatonal y ciclista con vibraciones excesivas que puedan causar molestias a los usuarios, se deben adoptar medidas para minimizar dichas vibraciones mediante el proyecto del puente con la frecuencia natural adecuada o colocando dispositivos de amortiguamiento adecuados.

7.10 Criterios de funcionamiento para los efectos del viento

(1) Se tienen que minimizar las vibraciones de los elementos esbeltos originadas por el desprendimiento de vórtices, para evitar oscilaciones de tensión de amplitud suficiente para producir daños por fatiga.

NOTA: La reglamentación específica vigente proporciona indicaciones para obtener las cargas de fatiga producidas por el desprendimiento de vórtices.

7.11 Accesibilidad de los detalles constructivos de las uniones y las superficies

(1) Se deben proyectar y detallar todos los elementos de acero de forma que se minimice el riesgo de corrosión y se permita la inspección y el mantenimiento, véase la norma UNE-EN ISO 12944-3.

(2) Se tienen que proyectar todos los elementos de forma que sean accesibles para su inspección, limpieza y pintura. Cuando dicho acceso no sea posible, todos los elementos inaccesibles deben sellarse de forma eficaz frente a la corrosión (por ejemplo el interior de cajones y zonas huecas), o bien construirse en acero con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica. Si el ambiente o las dificultades de acceso son tales que pueda producirse corrosión a lo largo la vida útil del puente, deben adoptarse márgenes suficientes al dimensionar los elementos, véase el apartado 4 (4).

7.12 Drenaje

(1) Todos los tableros tienen que ser impermeables y las superficies de calzada y pasarelas deben sellarse para evitar la infiltración del agua.

(2) La disposición del drenaje debe tener en cuenta la pendiente del tablero del puente, así como la localización, diámetro y pendiente de las tuberías.

(3) Los desagües deben conducir el agua hasta un punto por debajo de la estructura que impida que el agua entre dentro de la misma.

(4) Las tuberías de drenaje deben proyectarse de forma que puedan limpiarse fácilmente. En los planos se tiene que indicar la distancia entre los centros de las aperturas para permitir la limpieza.

(5) Cuando se utilicen tuberías de drenaje dentro de puentes con sección cajón, se deben adoptar disposiciones adecuadas para evitar la acumulación de agua en el caso de fugas o rotura de tuberías.

(6) En puentes de carretera, conviene disponer drenajes a la altura de la junta de dilatación, en ambos lados si fuese necesario.

(7) En puentes de ferrocarril con tramos de vía sobre balasto de más de $40\,m$, se puede suponer que el tablero drena hacia los sistemas de drenaje del estribo y no es necesario ningún dispositivo adicional de drenaje a lo largo de la longitud del tablero.

(8) Deben disponerse sistemas de drenaje para todas las secciones cerradas, a menos que estén completamente selladas mediante soldadura.

8 Elementos de sujeción, soldaduras, conexiones y uniones

8.1 Uniones mediante tornillos y bulones

8.1.1 Categorías de uniones con tornillos

8.1.1.1 Uniones a cortante

(1) Véase el apartado 3.4.1 (1) del Anejo 26.

8.1.1.2 Uniones en tracción

(1) Véase el apartado 3.4.2 (1) del Anejo 26.

8.1.2 Disposición de los taladros para los tornillos

(1) Véase el apartado 3.5 (1) y (2) del Anejo 26.

8.1.3 Resistencia de cálculo de los elementos individuales de unión

8.1.3.1 Tornillos

(1) Véase el apartado 3.6.1 (1), (2), (3), (4), (5), (6), (7), (8), (9), (10), (11), (12), (13), y (15) del Anejo 26.

8.1.3.2 Pernos por inyección

8.1.3.2.1 Generalidades

(1) Véase el apartado 3.6.2.1 (1) y (2) del Anejo 26.

8.1.3.2.2 Resistencia de cálculo

(1) Véase el apartado 3.6.2.2 (1), (2), (3), (4), (5) y (6) del Anejo 26.

8.1.4 Grupos de elementos de unión

(1) Véase el apartado 3.7 (1) del Anejo 26.

8.1.5 Uniones largas.

(1) Véase el apartado 3.8 (1) y (2) del Anejo 26.

8.1.6 Uniones resistentes al deslizamiento con las uniones 8.8 y 10.9

8.1.6.1 Resistencia de cálculo al deslizamiento

(1) Véase el apartado 3.9.1 (1) y (2) del Anejo 26.

8.1.6.2 Tracción y cortante combinados

(1) Véase el apartado 3.9.2 (1) y (2) del Anejo 26.

8.1.6.3 Uniones híbridas

(1) Véase el apartado 3.9.3 (1) del Anejo 26.

8.1.7 Deducciones por los taladros de los elementos de unión

8.1.7.1 Generalidades

(1) Véase el apartado 3.10.1 (1) del Anejo 26.

8.1.7.2 Cálculo de la resistencia al desgarro

(1) Véase el apartado 3.10.2 (1), (2) y (3) del Anejo 26.

8.1.7.3 Angulares conectados por un ala y otros elementos en tracción unidos de forma asimétrica

(1) Véase el apartado 3.10.3 (1) y (2) del Anejo 26.

8.1.7.4 Angulares de soporte

(1) Véase el apartado 3.10.4 (1), (2), (3), (4), (5) y (6) del Anejo 26.

8.1.8 Fuerzas de palanca

(1) Véase el apartado 3.11 (1) del Anejo 26.

8.1.9 Distribución de esfuerzos entre elementos de unión en estado límite último

(1) Si se aplica un momento en una unión, la distribución de los esfuerzos será linealmente proporcional a la distancia desde el centro de giro.

(2) Véase el apartado 3.12 (3) del Anejo 26.

8.1.10 Uniones con bulones

8.1.10.1 Generalidades

(1) Véase el apartado 3.13.1 (1), (2), (3) y (4) del Anejo 26.

8.1.10.2 Cálculo de los bulones

(1) Véase el apartado 3.13.2 (1), (2) y (3) del Anejo 26.

8.2 Uniones soldadas

8.2.1 Geometría y dimensiones

8.2.1.1 Tipo de soldadura

(1) Véase el apartado 4.3.1 (1) y (2) del Anejo 26.

8.2.1.2 Soldaduras en ángulo

8.2.1.2.1 Generalidades

(1) Véase el apartado 4.3.2.1 (1), (2), (3), (4), (5) y (6) del Anejo 26.

8.2.1.2.2 Soldaduras en ángulo discontinuas

(1) No se deben utilizar soldaduras en ángulo discontinuas en las zonas en las que se puedan formar picaduras por corrosión.

NOTA: Se permite la utilización de soldaduras en ángulo discontinua cuando la unión esté protegida de la atmósfera, por ejemplo en el interior de secciones cajón.

8.2.1.3 Soldaduras de ojal (o en ranura)

(1) Véase el apartado 4.3.3 (1), (2), (3) y (4) del Anejo 26.

8.2.1.4 Soldaduras a tope

(1) Véase el apartado 4.3.4 (1), (2) y (3) del Anejo 26.

No se utilizarán cordones discontinuos a tope con penetración total o parcial.

8.2.1.5 Soldaduras de tapón (o botón)

(1) Véase el apartado 4.3.5 (1) del Anejo 26.

(2) Véase el apartado 4.3.5 (2), (3), (4) y (5) del Anejo 26.

8.2.1.6 Soldaduras en chaflán

(1) Véase el apartado 4.3.6 (1) del Anejo 26.

8.2.2 Soldaduras con rellenos

(1) Véase 4.4 (1), (2) y (3) del Anejo 26.

8.2.3 Resistencia de cálculo de una soldadura en ángulo

(1) Para obtener la resistencia de cálculo de una soldadura en ángulo, véase el apartado 4.5 del Anejo 26.

8.2.4 Resistencia de cálculo de soldaduras en ojal (o en ranura)

(1) Véase el apartado 4.6 (1) del Anejo 26.

8.2.5 Resistencia de cálculo de las soldaduras a tope

8.2.5.1 Soldaduras a tope con penetración completa

(1) Véase el apartado 4.7.1 (1) del Anejo 26.

8.3.5.2 Soldaduras a tope con penetración parcial

(1) Véase el apartado 4.7.2 (1) y (2) del Anejo 26.

8.2.5.3 Soldaduras a tope en T

(1) Véase el apartado 4.7.3 (1) del Anejo 26.

8.2.6 Resistencia de cálculo de las soldaduras de tapón (o botón)

(1) Véase el apartado 4.8 del Anejo 26.

8.2.7 Distribución de esfuerzos

(1) Véase el apartado 4.9 (1), (2), (3), (4), (5) y (6) del Anejo 26.

8.2.8 Uniones con alas no rigidizadas

(1) Véase el apartado 4.10 (1), (2), (3), (4) y (5) del Anejo 26.

8.2.9 Uniones largas

(1) Véase el apartado 4.11 (1), (2), (3) y (4) del Anejo 26.

8.2.10 Soldaduras a tope con penetración parcial a un único lado cargadas excéntricamente

(1) Véase el apartado 4.12 (1) y (2) del Anejo 26.

8.2.11 Angulares conectados por un lado

(1) Véase el apartado 4.13 (1), (2) y (3) del Anejo 26.

8.2.12 Soldadura en zonas conformadas en frío

(1) Véase el apartado 4.14 (1) del Anejo 26.

8.2.13 Análisis de uniones estructurales formadas por secciones en doble T

(1) Para el análisis en estado límite último de uniones estructurales formadas por secciones en doble T, véanse los apartados 5 y 6 del Anejo 26.

8.2.14 Uniones de perfiles tubulares

(1) Para el análisis en estado límite último de uniones estructurales formadas por perfiles huecos, véase el apartado 7 del Anejo 26.

En las uniones soldadas de secciones tubulares en puentes, sólo se permitirán uniones a tope con penetración completa.

En caso excepcional de que se necesitara utilizar uniones soldadas en ángulo y se permita por la Dirección Facultativa, dichas uniones deberán tener un espesor eficaz de garganta igual a "t", siendo "t" el espesor del tubo. El espesor eficaz de garganta es el que queda después de restar la holgura existente (ver Figura A29.8.1) que, en cualquier caso no podrá ser mayor de $3\ mm$.

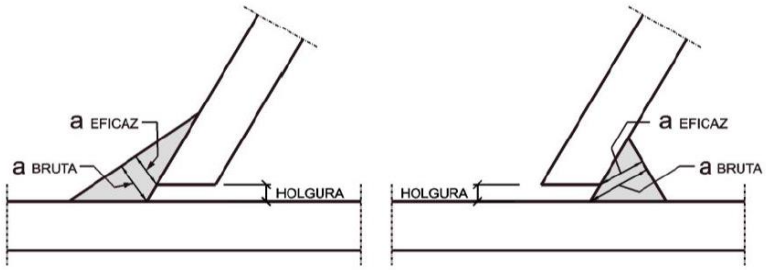


Figura A29.8.1. Espesor eficaz de garganta

La geometría y el proceso de ejecución debe ser tal que, a posteriori, se puedan hacer los ensayos que sea necesario para poder verificar el espesor de garganta eficaz real dispuesto en toda la longitud de la soldadura.

Además en lo relativo a las uniones que haya que reforzar por ser de resistencia insuficiente, para evitar el solape de las diagonales o montantes en una unión en K o N, las diagonales o montantes se podrán soldar a un rigidizador vertical, que supone una disposición constructiva tendente a evitar las dificultades que entraña la correcta ejecución de una unión soldada en silla (ver Figura A29.8.2).

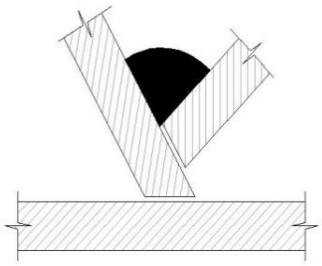


Figura A29.8.2 Unión soldada en silla

En este caso la geometría y disposición de dicha unión deberá ser la que se indica en la Figura A29.8.3.

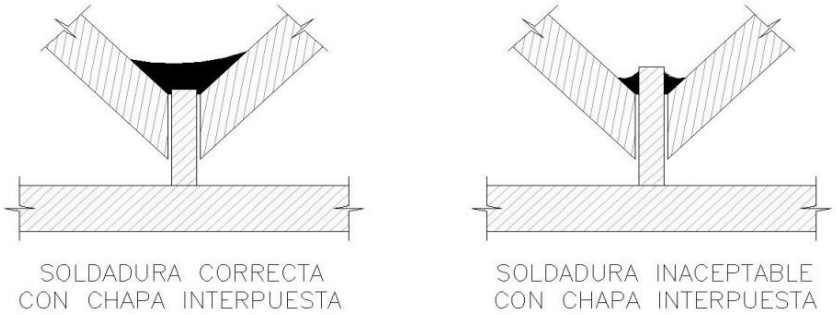


Figura A29.8.3 Ejemplos de soldadura aceptable e inaceptable en el caso de chapa interpuesta

9 Comprobación a fatiga

9.1 Generalidades

9.1.1 Requisitos para la comprobación a fatiga

(1) Las comprobaciones a fatiga deben realizarse en todas las zonas críticas, de acuerdo con el Anejo 27.

(2) No serán de aplicación las comprobaciones a fatiga en:

- pasarelas peatonales, puentes que soporten canales u otros puentes sometidos principalmente a carga estática, a no ser que dichos puentes o alguna de sus partes sean susceptibles de excitación por cargas de viento o peatonales;
- las partes de los puentes de ferrocarril o carretera que no sean solicitados por cargas de tráfico ni sean susceptibles de excitación por cargas de viento.

9.1.2 Cálculo en fatiga de puentes de carretera

(1) Todos los elementos estructurales de puentes de carretera sometidos a cargas repetidas deberán ser comprobados frente al estado límite de fatiga, siempre que se identifiquen como críticos en este aspecto.

(2) La comprobación a fatiga se debe llevar a cabo utilizando el procedimiento que se establece en este apartado y en el Anejo 27.

9.1.3 Cálculo en fatiga de puentes de ferrocarril

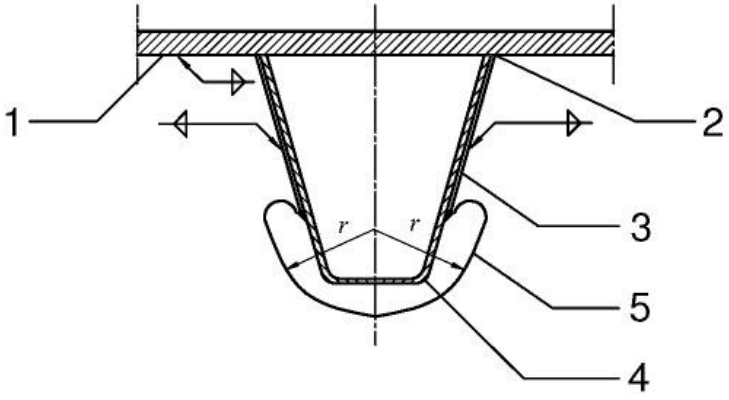
(1) Las comprobaciones a fatiga se deben realizar en todos los elementos estructurales, incluyendo los elementos que se enumeran en (2).

Todos los elementos estructurales de puentes de ferrocarril sometidos a cargas repetidas deberán ser comprobados frente al estado límite de fatiga, siempre que se identifiquen como críticos en este aspecto.

(2) Se deben comprobar los siguientes elementos del tablero del puente:

1. En tableros de puentes con rigidizadores longitudinales y vigas transversales
   - chapa de tablero
   - rigidizadores
   - vigas transversales
   - uniones entre los rigidizadores y las vigas transversales
2. En tableros de puentes con rigidizadores transversales únicamente
   - chapa de tablero
   - rigidizadores

(3) Para la comprobación a fatiga de las zonas críticas, véase las Figuras A29.9.1 y A29.9.2 así como la Tabla A29.9.8.



1 Zona 1
2 Zona 2
3 Zona 3
4 Zona 4 (empalme)
5 Zona 5

Figura A29.9.1: Zonas críticas en fatiga, véase además la Tabla A29.9.8



1 Soldadura a tope
2 Soldadura por puntos continua a lo largo de toda la longitud de la banda dorsal

Figura A29.9.2: Rigidizadores con chapas de unión y placas de respaldo metálicas

9.2 Carga de fatiga

9.2.1 Generalidades

(1) La carga de fatiga debida al tráfico se debe obtener a partir de la reglamentación específica vigente.

(2) Las cargas de fatiga en elementos esbeltos debidas a excitaciones de viento se deben obtener a partir de la reglamentación específica vigente.

9.2.2 Modelo simplificado de carga de fatiga para puentes de carretera

(1) Debe utilizarse el modelo 3 de carga de fatiga (modelo para vehículo único) para la comprobación a fatiga de puentes de carretera, de forma conjunta con los datos de tráfico específicos para la localización del puente, de acuerdo con la reglamentación específica vigente.

NOTA: Véase además el apartado 9.4.1 (6).

9.2.3 Modelo simplificado de carga de fatiga para puentes de ferrocarril

(1) Deben utilizarse los valores característicos del modelo 71 de carga para la comprobación a fatiga de puentes de ferrocarril, incluyendo el coeficiente dinámico Φ_2 que se indica la reglamentación específica vigente.

9.3 Coeficientes parciales para comprobaciones a fatiga

(1) Se debe tomar $\gamma_{Ff} = 1{,}0$ como coeficiente parcial para las cargas de fatiga.

(2) Se debe tomar γ_{Mf} como coeficiente parcial para la resistencia a fatiga. El valor de γ_{Mf} a utilizar deberá extraerse de la Tabla A27.3.1 del Anejo 27.

9.4 Rango de tensiones de fatiga

9.4.1 Generalidades

(1) Se puede utilizar el siguiente procedimiento para determinar el rango de tensiones de fatiga para la carga simplificada de fatiga que se especifica en los apartados 9.2.2 o 9.2.3.

(2) La tensión máxima $\sigma_{P,max}$ y la tensión mínima $\sigma_{P,min}$ se deben determinar considerando las áreas de influencia.

(3) El rango de tensiones de referencia $\Delta\sigma_p$ para determinar el daño producido por el espectro del rango de tensiones debe obtenerse según:

$$\Delta\sigma_p = \left|\sigma_{p,max} - \sigma_{p,min}\right| \qquad (9.1)$$

(4) El daño producido por el espectro del rango de tensiones se puede representar por medio del rango de tensiones de daño equivalente correspondiente a $2x10^6$ ciclos:

$$\Delta\sigma_{E2} = \lambda\Phi_2\Delta\sigma_p \qquad (9.2)$$

donde

λ es el coeficiente de daño equivalente definido en 9.5;

Φ_2 es el coeficiente de impacto de daño equivalente.

(5) En puentes de ferrocarril se debe obtener el valor de Φ_2 a partir de la reglamentación específica vigente. En puentes de carretera, Φ_2 puede tomarse igual a 1,0, tal y como se indica en el modelo de carga de fatiga.

(6) Como alternativa al procedimiento anterior, el espectro de tensiones de fatiga se puede obtener mediante la evaluación del historial de tensiones producida por los vehículos de carga de fatiga que se especifican en la reglamentación específica vigente de acciones, véase Anejo 27.

9.4.2 Análisis en fatiga

9.4.2.1 Rigidizadores longitudinales

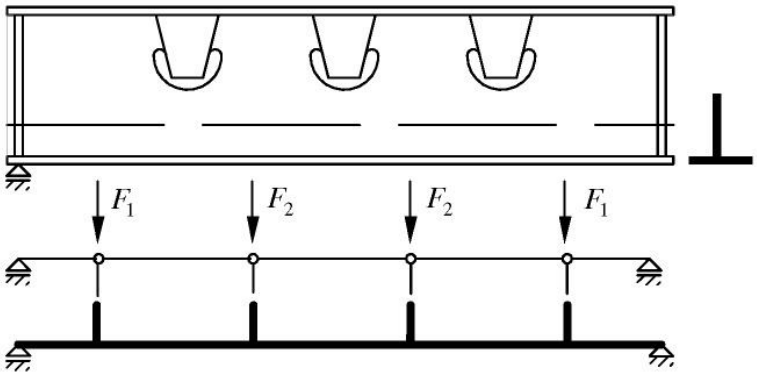
(1) Los rigidizadores longitudinales deben analizarse empleando un modelo de la estructura completa o, de forma simplificada, utilizando un modelo de viga continua sobre apoyos elásticos.

NOTA: Los rigidizadores longitudinales de los puentes de ferrocarril se pueden analizar como vigas continuas sobre apoyos elásticos.

9.4.2.2 Vigas transversales

(1) En el análisis de las vigas transversales, se debe tener en cuenta la influencia de los cortes en la chapa.

NOTA: Cuando se realicen cortes en la chapa de las vigas transversales, como se muestra en la Figura A29.9.3, los efectos de las acciones se pueden determinar a través de la aplicación de un modelo de viga Vierendeel (en el que la chapa de tablero y la parte de la viga transversal bajo los cortes en la chapa son las alas y las zonas entredichos cortes son los montantes).



F_i Acción sobre el alma entre los cortes en la chapa

Figura A29.9.3: Modelo de viga Vierendeel para una viga transversal

(2) En el análisis del modelo para la viga transversal, se debe tener en cuenta:

1. Las uniones de la viga transversal con los rigidizadores transversales de las almas de las vigas principales deben formar un pórtico transversal continuo;
2. La contribución a la deformación global de las deformaciones de los elementos de las vigas Vierendeel debidas a momentos flectores, axiles y cortantes;
3. Los efectos del cortante entre la chapa de tablero y el alma de la viga transversal sobre las tensiones normales y tensiones tangenciales en la sección crítica de la Figura A29.9.4;
4. Los efectos de la introducción local de cargas de los rigidizadores al alma;
5. Las tensiones tangenciales producidas por el cortante horizontal y vertical en la sección crítica de la Figura A29.9.4.

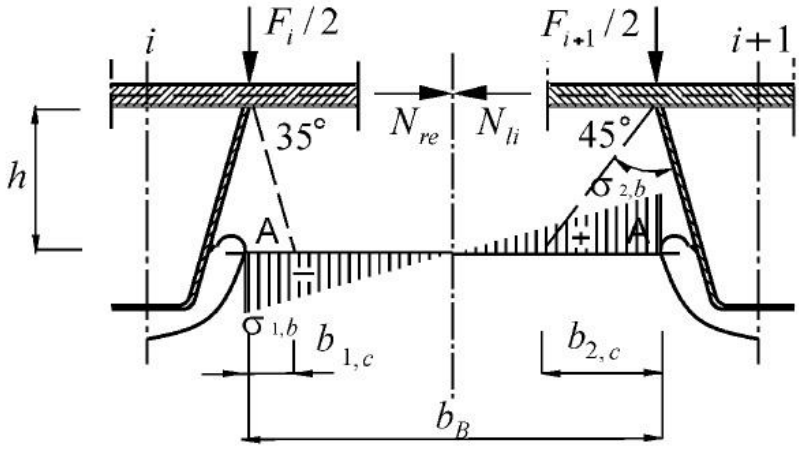


Figura A29.9.4: Distribución de tensiones en una groera

(3) Las tensiones normales en la sección crítica (Figura A29.9.4) se pueden determinar como se indica a continuación:

$$\sigma_1 = \sigma_{1b} + \sigma_{1c} \quad (9.3)$$

$$\sigma_2 = \sigma_{2b} + \sigma_{2c} \quad (9.4)$$

donde

$-\sigma_{1b} = +\sigma_{2b} = \frac{M_{Ed}}{W}$ son las tensiones debidas a la flexión (9.5)

$\sigma_{1c} = -\frac{F_i}{2 \cdot A_{1c}}$ y $\sigma_{2c} = -\frac{F_{i+1}}{2 \cdot A_{2c}}$ son las tensiones de compresión debidas a las cargas locales de los rigidizadores (9.6)

$W = \frac{1}{6} t b_B^2$

$A_{1c} = b_{1c} t$

$A_{2c} = b_{2c} t$

V_{Ed} es el esfuerzo cortante horizontal

$M_{Ed} = V_{Ed} h$ es el momento flector en la sección crítica

F_i, F_{i+1} son las cargas introducidas por los rigidizadores

t es el espesor de la chapa del alma

(4) En ausencia de groeras, las tensiones en la sección crítica se pueden obtener considerando que las alas están formadas por las almas de los rigidizadores con un ancho eficaz $b_{eff} = 5t_{w,st}$, donde $t_{w,st}$ es el espesor de chapa de los rigidizadores.

9.5 Procedimientos de comprobación a fatiga

9.5.1 Comprobación a fatiga

(1) La comprobación a fatiga se debe realizar como se indica a continuación:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E2} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \quad (9.7)$$

y

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E2} \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf}} \quad (9.8)$$

9.5.2 Coeficientes de daño equivalente λ para puentes de carretera

(1) El coeficiente de daño equivalente λ para puentes de carretera con un vano de hasta $80\ m$ de luz se debe obtener a partir de:

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \quad \text{con } \lambda \leq \lambda_{max} \quad (9.9)$$

donde

λ_1 es el coeficiente que tiene en cuenta el efecto de daño del tráfico y depende de la longitud de la línea o área crítica de influencia;

λ_2 es el coeficiente que tiene en cuenta la intensidad de tráfico;

λ_3 es el coeficiente que tiene en cuenta la vida útil de proyecto del puente;

λ_4 es el coeficiente que tiene en cuenta el tráfico en otros carriles;

λ_{max} es el valor máximo de λ teniendo en cuenta el límite de fatiga, véase (7).

(2) Al determinar λ_1, cuyos valores se obtendrán de la Figura A29.9.5, la longitud de la línea o área crítica de influencia puede obtenerse como se indica a continuación:

a) para los momentos flectores:

- para un vano simplemente apoyado, la longitud del vano L_i;
- en las secciones de centro de vano de vanos continuos, la longitud del vano considerado L_i, véase la Figura A29.9.7;
- en las secciones de apoyo de vanos continuos, la media de las dos luces L_i y L_j adyacentes a dicho apoyo, véase la Figura A29.9.7;
- para vigas apoyadas sobre vigas transversales, la suma de las dos luces adyacentes de las vigas apoyadas sobre la viga transversal.

b) para el esfuerzo cortante en un vano simplemente apoyado y en vanos continuos:

- para las secciones de apoyo, la luz del vano considerado L_i, véase la Figura A29.9.7;
- para las secciones de centro de vano, $0{,}4$ veces la longitud del vano considerado L_i, véase la Figura A29.9.7.

c) para las reacciones:

- para los apoyos extremos, la luz del vano considerado L_i;
- para los apoyos intermedios, la suma de las luces de los dos vanos adyacentes $L_i + L_j$.

d) para los puentes arco:

- para las péndolas, el doble de la distancia entre las péndolas;
- para el arco, la mitad de la luz del arco.

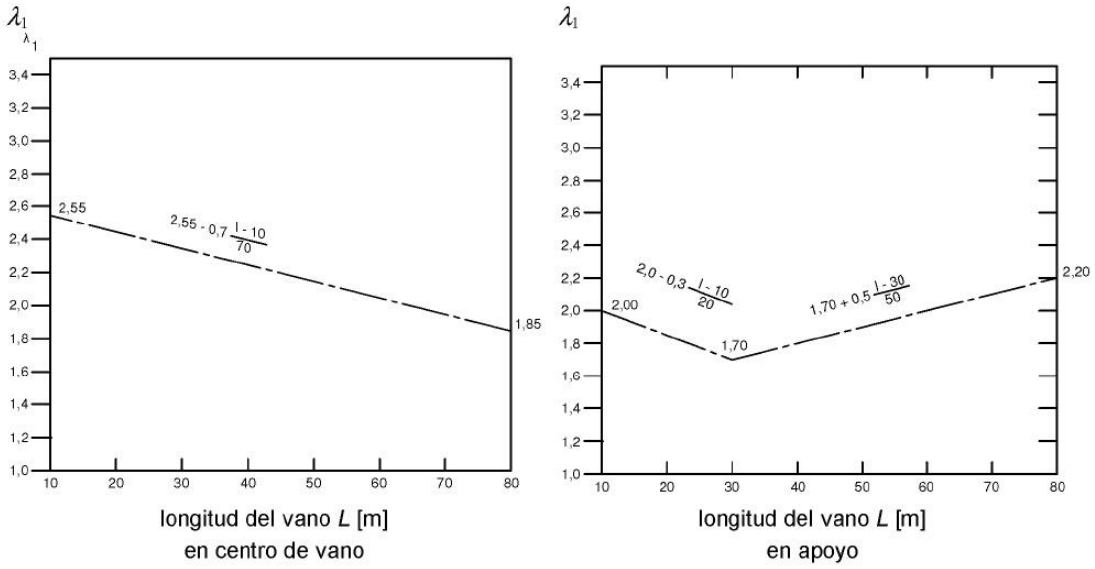


Figura A29.9.5: λ_1 para los momentos flectores en puentes de carretera

(3) El coeficiente λ_2 se debe calcular como sigue:

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0}\left(\frac{N_{Obs}}{N_0}\right)^{1/5} \qquad (9.10)$$

donde

Q_{m1} es el peso medio (kN) de los vehículos pesados circulando por el carril para vehículos lentos, que se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$Q_{m1} = \left(\frac{\sum n_i Q_i^5}{\sum n_i}\right)^{1/5}$$

$Q_0 = 480$ kN

$N_0 = 0{,}5 \cdot 10^6$

N_{Obs} es el número total de vehículos pesados por año circulando en el carril para vehículos lentos, véase el apartado 9.2.2 (2);

Q_i es el peso en kN del del vehículo pesado i circulando por el carril para vehículos pesados;

n_i es el número de vehículos pesados de peso Q_i circulando por el carril para vehículos pesados.

(4) Para valores dados de Q_{m1} y N_{Obs}, el coeficiente λ_2 se puede obtener a partir de la Tabla A29.9.1.

Tabla A29.9.1: λ_2

Q_{m1}	N_{Obs}							
	$0{,}25 \cdot 10^6$	$0{,}50 \cdot 10^6$	$0{,}75 \cdot 10^6$	$1{,}00 \cdot 10^6$	$1{,}25 \cdot 10^6$	$1{,}50 \cdot 10^6$	$1{,}75 \cdot 10^6$	$2{,}00 \cdot 10^6$
200	0,362	0,417	0,452	0,479	0,500	0,519	0,535	0,550
300	0,544	0,625	0,678	0,712	0,751	0,779	0,803	0,825
400	0,725	0,833	0,904	0,957	1,001	1,038	1,071	1,100
500	0.907	1.042	1,130	1,197	1,251	1,298	1,338	1,374
600	1,088	1,250	1,356	1,436	1,501	1,557	1,606	1,649

(5) El coeficiente λ_3 se debe calcular como sigue:

$$\lambda_3 = \left(\frac{t_{Ld}}{100}\right)^{1/5} \qquad (9.11)$$

donde

t_{Ld} es la vida útil de proyecto del puente en años. El valor a utilizar será 100 años.

Tabla A29.9.2: λ_3

Vida útil de proyecto en años	50	60	70	80	90	100	120
Coeficienteλ_3	0,871	0,903	0,931	0,956	0,979	1,000	1,037

(6) El coeficiente λ_4 se debe calcular como sigue:

$$\lambda_4 = \left[1 + \frac{N_2}{N_1}\left(\frac{\eta_2 \cdot Q_{m2}}{\eta_1 \cdot Q_{m1}}\right)^5 + \frac{N_3}{N_1}\left(\frac{\eta_3 \cdot Q_{m3}}{\eta_1 \cdot Q_{m1}}\right)^5 + \cdots + \frac{N_k}{N_1}\left(\frac{\eta_k \cdot Q_{mk}}{\eta_1 \cdot Q_{m1}}\right)^5\right]^{1/5} \qquad (9.12)$$

donde

k es el número de carriles con tráfico pesado;

N_j es el número de vehículos pesados por año en el carril j;

Q_{mj} es el peso medio de los vehículos pesados en el carril j;

η_j es el valor de la línea de influencia del esfuerzo que produce el rango de tensiones en el centro del carril j, a introducir en la ecuación (9.12), con signo positivo.

(7) El coeficiente λ_{max} se debe obtener a partir de los espectros de los rangos de tensiones correspondientes. Para su utilización directa, se obtendrá de la Figura A29.9.6.

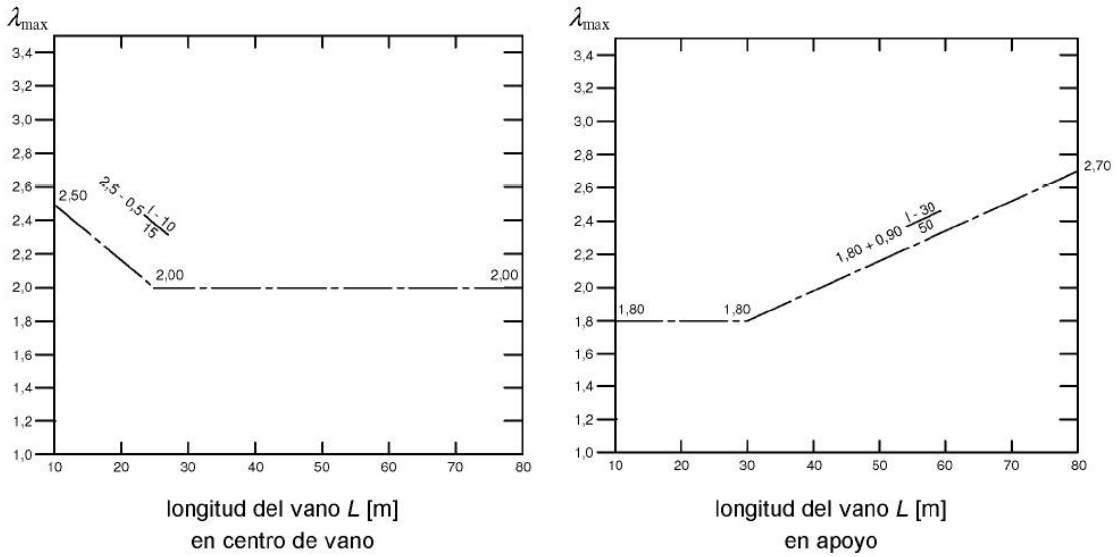


Figura A29.9.6: λ_{max} para los momentos flectores en puentes de carretera

9.5.3 Coeficientes de daño equivalente λ para puentes de ferrocarril

(1) El coeficiente de daño equivalente λ para puentes de ferrocarril con vanos de hasta $100\ m$ de luz se debe obtener a partir de:

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \qquad \text{con } \lambda \leq \lambda_{max} \qquad (9.13)$$

donde λ_1 es el coeficiente que tiene en cuenta el efecto de daño del tráfico y depende de la longitud de la línea de influencia;

λ_2 es el coeficiente que tiene en cuenta la intensidad de tráfico;

λ_3 es el coeficiente que tiene en cuenta la vida útil de proyecto del puente;

λ_4 es el coeficiente que tiene en cuenta que el elemento estructural puede estar cargado por más de una vía;

λ_{max} es el valor máximo de λ teniendo en cuenta el límite de fatiga, véase (9).

(2) El valor del parámetro λ_1 se puede obtener a partir de la Tabla A29.9.3 para tráfico convencional de ferrocarril y en la Tabla A29.9.4 para unidades expreso múltiples, subterráneas y ferroviarias con ejes de 25 t.

Para líneas de alta velocidad la Propiedad definirá, en su caso a través de la reglamentación vigente, los valores de λ_1 que sean de aplicación.

Tabla A29.9.3: Valores de $\lambda_1$para tráfico ferroviario convencional

L	λ_1
0,5	1,60
1,0	1,60
1,5	1,60
2,0	1,46
2,5	1,38
3,0	1,35
3,5	1,17
4,0	1,07
4,5	1,02
5,0	1,03
6,0	1,03
7,0	0,97
8,0	0,92
9,0	0,88
10,0	0,85
12,5	0,82
15,0	0,76
17,5	0,70
20,0	0,67
25,0	0,66
30,0	0,65
35,0	0,64
40,0	0,64
45,0	0,64
50,0	0,63
60,0	0,63
70,0	0,62
80,0	0,61
90,0	0,61
100,0	0,60

Tabla A29.9.4: Valores λ_1 para unidades expreso múltiples, subterráneas y ferroviarias con ejes de 25 t

L	λ_1 para unidades expreso múltiples y subterráneas		λ_1 para tráfico ferroviario con ejes de 25t
	Tipo 9	Tipo 10	
0,5	0,97	1,00	1,65
1,0	0,97	1,00	1,65
1,5	0,97	1,00	1,65
2,0	0,97	0,99	1,64
2,5	0,95	0,97	1,55
3,0	0,85	0,94	1,51
3,5	0,76	0,85	1,31
4,0	0,65	0,71	1,16
4,5	0,59	0,65	1,08
5,0	0,55	0,62	1,07
6,0	0,58	0,63	1,04
7,0	0,58	0,60	1,02
8,0	0,56	0,60	0,99
9,0	0,56	0,55	0,96
10,0	0,56	0,51	0,93
12,5	0,55	0,47	0,90
15,0	0,50	0,44	0,92
17,5	0,46	0,44	0,73
20,0	0,44	0,43	0,68
25,0	0,40	0,41	0,65
30,0	0,37	0,42	0,64
35,0	0,36	0,44	0,65
40,0	0,35	0,46	0,65
45,0	0,35	0,47	0,65
50,0	0,36	0,48	0,66
60,0	0,39	0,48	0,66
70,0	0,40	0,49	0,66
80,0	0,39	0,49	0,66
90,0	0,39	0,48	0,66
100,0	0,40	0,48	0,66

(4) Al determinar λ_1, la longitud crítica de la línea de influencia deberá obtenerse como se indica a continuación:

a) para los momentos flectores:

- para un vano simplemente apoyado, la longitud del vano L_i;
- en las secciones de centro de vano de vanos continuos, la longitud del vano considerado L_i, véase la Figura A29.9.7;
- en las secciones de apoyo de vanos continuos, la media de las dos luces L_i y L_j adyacentes al apoyo, véase la Figura A29.9.7;
- para vigas transversales sujetando los elementos de fijación de los carriles (o traviesas), la suma de las dos luces de las traviesas (o vigas) inmediatamente adyacentes a la viga transversal;
- para una chapa de tablero apoyada únicamente en vigas transversales o costillas transversales (sin elementos longitudinales) y para aquellos elementos transversales de apoyo, la longitud de la línea de influencia de la deformada (despreciando cualquier parte que indique una deformada hacia arriba), teniendo en cuenta debidamente la rigidez de los carriles en la distribución de la carga. Para elementos transversales con un espaciamiento inferior a 750 mm, esto se puede tomar como 2 veces el espaciamiento de los elementos transversales + 3 m.

b) para el esfuerzo cortante en un vano simplemente apoyado y un vano continuo:

- para las secciones de apoyo, la luz del vano considerado L_i, véase la Figura A29.9.7;
- para las secciones de centro de vano, $0{,}4$ veces la longitud del vano considerado L_i, véase la Figura A29.9.7.

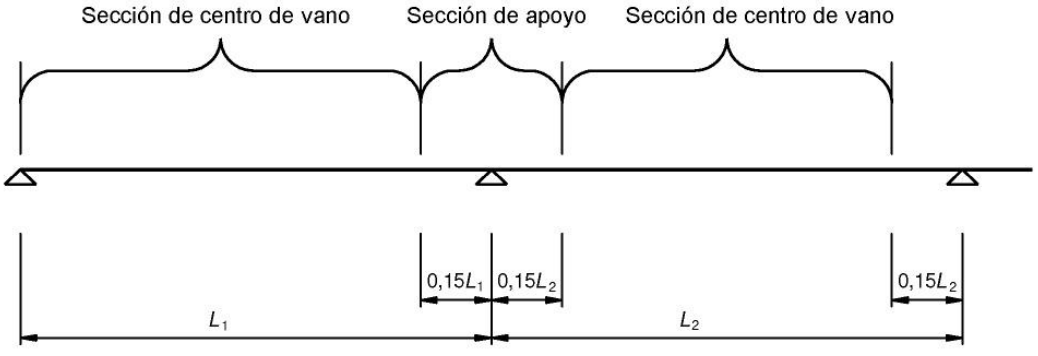


Figura A29.9.7: Localización de las secciones de centro de vano y apoyo

(5) El coeficiente λ_2 se debe obtener a partir de la Tabla A29.9.5.

Tabla A29.9.5: λ_2

Tráfico por año [10^6t/vía]	5	10	15	20	25	30	35	40	50
λ_2	0,72	0,83	0,90	0,96	1,00	1,04	1,07	1,10	1,15

(6) El coeficiente λ_3 se debe obtener a partir de la Tabla A29.9.6.

Tabla A29.9.6: λ_3

Vida útil de proyecto [años]	50	60	70	80	90	100	120
λ_3	0,87	0,90	0,93	0,96	0,98	1,00	1,04

(7) El coeficiente λ_4 se debe obtener a partir de la Tabla A29.9.7.

Tabla A29.9.7: λ_4

$\Delta\sigma_1/\Delta\sigma_{1+2}$	1,00	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50
λ_4	1,00	0,91	0,84	0,77	0,72	0,71
$\Delta\sigma_1$ es el rango de tensiones en la sección a comprobar debido al tren de cargas, definido en la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril (IAPF) vigente, actuando en una vía						
$\Delta\sigma_{1+2}$ es la carrera de tensiones en la sección a controlar, debida al tren de cargas definido en la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril (IAPF) vigente, actuando en dos vías cualesquiera						

NOTA: La Tabla A29.9.7 es válida únicamente si $\Delta\sigma_1$ y $\Delta\sigma_{1+2}$ tienen el mismo signo.

(8) Los valores del parámetro λ_4 en la Tabla A29.9.7 suponen que el 12% del tráfico total cruza el puente mientras hay tráfico en la otra vía. Si el porcentaje de tráfico que cruza el puente es diferente, λ_4 se debe tomar como sigue:

$$\lambda_4 = \sqrt[5]{n + [1-n][a^5 + (1-a)^5]} \qquad (9.14)$$

donde

$a = \Delta\sigma_1/\Delta\sigma_{1+2}$

n es el porcentaje de tráfico que cruza el puente.

(9) El valor de λ nodebe superar el valor de λ_{max} dado por:

$$\lambda_{max} = 1{,}4 \qquad (9.15)$$

9.5.4 Combinación del daño debido a rangos de tensiones locales y globales

(1) Cuando se combinen los efectos de la flexión del puente (efectos globales) y los efectos de la flexión de sus elementos (efectos locales) en la comprobación de tensiones en un componente, los efectos combinados $\Delta\sigma_{E2}$ se calcularán como sigue:

$$\Delta\sigma_{E2} = \lambda_{loc} \cdot \Phi_{loc} \cdot \Delta\sigma_{loc} + \lambda_{glo} \cdot \Phi_{glo} \cdot \Delta\sigma_{glo} \quad (9.16)$$

donde el sufijo "loc" se refiere a los efectos locales y "glo" a los efectos globales.

9.6 Resistencia a fatiga

(1) Se debe emplear el Anejo 27 para la evaluación de la resistencia a fatiga de los puentes.

(2) Pueden emplearse las categorías de fatiga que se establecen en la Tabla A29.9.8 para las zonas críticas de los tableros de acero.

Tabla A29.9.8: Categorías de detalles constructivos para las evaluaciones de fatiga

Zona crítica	Detalle	Detalle según Anejo 27	Categoría de detalle
1	Chapa de tablero con tensiones longitudinales en las soldaduras en ángulo transversales, véase la Figura A29.9.1	Tabla A27.8.4 detalle 8	71
2	Chapa de tablero con tensiones longitudinales en la unión soldada viga-chapa de tablero, véase la Figura A29.9.1	Tabla A27.8.2 detalle 6	100
		Tabla A27.8.3 detalle 9	80
3	Rigidizador de sección hueca en la unión rigidizador-viga transversal, véase la Figura A29.9.1	Tabla A27.8.8 detalle 1	80
4	Empalme de rigidizadores con chapas de unión y placas de respaldo metálicas, véase la Figura A29.9.2	Tabla A27.8.8 detalle 4	71
5	Bordes libres de groeras de almas de las vigas transversales, véase la Figura A29.9.4	Tabla A27.8.8 detalle 6	112

9.7 Tratamiento posterior a la soldadura

(1) Cuando sea adecuado, se pueden utilizar técnicas para mejorar la soldadura, tales como el endurecimiento superficial por granallado o martillo de bola, el pulido del pie de soldadura o la refundición del pie de soldadura con soldadura TIG (electrodo permanente de tungsteno), con el objetivo de mejorar la vida en fatiga de las uniones.

10 Cálculo asistido por ensayos

10.1 Generalidades

(1) El cálculo asistido por ensayos debe ser conforme con el Anejo 18 del Código Estructural, complementando a las disposiciones adicionales que se establecen en los apartados 10.2 y 10.3.

10.2 Tipos de ensayos

(1) Los ensayos se pueden llevar a cabo para los siguientes fines:

a) determinar la resistencia última o las propiedades en servicio de las partes de la estructura, por ejemplo ensayos para desarrollar sistemas normalizados de puentes provisionales;

b) obtener propiedades específicas del material, por ejemplo ensayos geotécnicos in situ o en laboratorio, ensayo de nuevos materiales para recubrimiento;

c) reducir incertidumbres en los parámetros de los modelos de carga o de resistencia, por ejemplo ensayos en túnel de viento, ensayos de prototipos a escala real, ensayos de modelos a escala reducida;

d) comprobar la calidad de los productos suministrados o la consistencia de las características de producción, por ejemplo ensayos de cables o conectores;

e) tener en cuenta las condiciones reales experimentadas, como por ejemplo mediciones de frecuencias o amortiguamiento;

f) comprobar el comportamiento de la estructura real o elementos estructurales tras su finalización, por ejemplo el ensayo de prueba de carga en estado límite último o estado límite de servicio.

(2) Para los ensayos de tipo a), b) y c), los valores de cálculo se deben obtener a partir de los resultados del ensayo, si están disponibles cuando se realice el cálculo.

(3) Para los ensayos de tipo d), e) y f), o para situaciones en las cuales no se dispone de los resultados de los ensayos cuando se realiza el dimensionamiento, los valores de cálculo se deben tomar como aquellos para los cuales se supone que se va a cumplir el criterio de aceptación en una fase posterior.

10.3 Comprobación de los efectos aerodinámicos en puentes mediante ensayos

(1) Los ensayos deben emplearse para comprobar el proyecto de un puente bajo los efectos del viento cuando el cálculo o la utilización de resultados establecidos no proporcionen una garantía suficiente de seguridad estructural durante la fase de ejecución o la vida en servicio.

(2) Los ensayos deben utilizarse para determinar:

a) la acción global del viento en la localización del puente y en la estación local de registro de vientos;

b) los esfuerzos cuasi-estáticos de arrastre y elevación y los momentos torsores provocados sobre el puente o sus componentes como consecuencia del flujo de viento que los atraviesa;

c) la amplitud de oscilación del puente o de sus componentes debida al desprendimiento de vórtices desde ambos lados del puente o de sus componentes en el flujo de viento (respuesta de amplitud limitada);

d) la velocidad del viento que puede producir respuestas de amplitud divergente en el puente o sus componentes, debidas a fenómenos de galope, flameo torsional, flameo clásico, vibración inducida por lluvia y viento, divergencia no oscilatoria, etc.;

e) la respuesta del puente o sus elementos originada por la turbulencia del viento;

f) el amortiguamiento intrínseco de la estructura.

(3) Los apartados anteriores 10.3 (2) a) hasta e) deben realizarse en un túnel de viento. Cuando un puente se somete a ensayos de túnel de viento, los modelos deben simular de forma precisa los detalles constructivos externos de la sección, incluyendo elementos no estructurales, tales como los pretiles. Además, se tiene que simular un intervalo representativo de frecuencias naturales y amortiguamiento, adecuado con los modos previstos de vibración del puente. También debe considerarse la influencia de la turbulencia y del efecto del viento inclinado respecto de la horizontal.

(4) Debe tenerse en cuenta cualquier cambio potencial en la sección (incluyendo formaciones de hielo o flujos de agua en un cable) durante los ensayos.

NOTA: El amortiguamiento estructural se puede determinar mediante excitación mecánica del puente (empleando maquinaria con movimiento alternativo, maquinaria rotativa desequilibrada, balancines o dispositivos similares). El valor del amortiguamiento requerido se puede determinar a partir de la energía necesaria para generar una amplitud de oscilación particular o de la caída de la oscilación cuando cesa la excitación.

Apéndice A

Recomendaciones técnicas para los apoyos

Los apoyos quedan fuera del ámbito del Código Estructural, debiendo cumplir la reglamentación específica vigente. En el caso de que no exista esta reglamentación, deberá realizarse un estudio particular para su uso.

Apéndice B

Recomendaciones técnicas para las juntas de dilatación en puentes de carretera

Las juntas de dilatación quedan fuera del ámbito del Código Estructural, debiendo cumplir la reglamentación específica vigente. En el caso de que no exista esta reglamentación, deberá realizarse un estudio particular para su uso.

Apéndice C

Recomendaciones para los detalles constructivos de tableros de puentes de acero

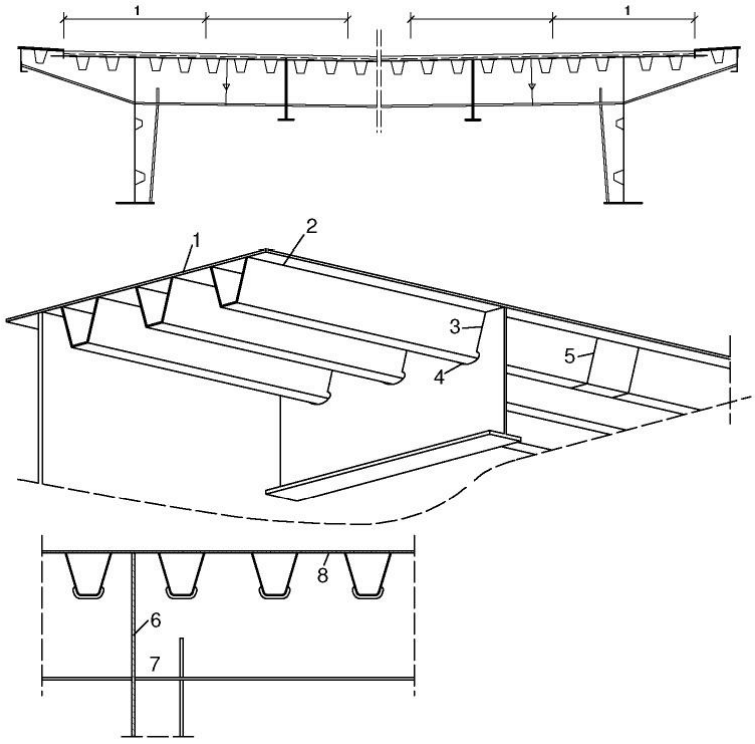
C.1 Puentes de autopista

C.1.1 Generalidades

(1) Este Apéndice proporciona recomendaciones sobre los detalles estructurales y de ejecución de puentes de carretera para alcanzar un estándar de calidad mínimo, según las hipótesis del Anejo 27 del Código Estructural.

NOTA 2: Este Apéndice sólo se es de aplicación a los tipos de detalles constructivos descritos en las figuras siguientes.

(2) Las recomendaciones se basan en un proyecto normal, como muestra la Figura A29.C.1 y tienen como objetivo tanto la durabilidad de la estructura de acero como la del acabado superficial. Se supone que la superficie de acabado cumple con los requisitos de adherencia, tratamiento superficial, preparación de las chapas e impermeabilización.



1 Carril para tráfico pesado

1 Chapa de tablero

2 Soldadura de unión del rigidizador a la chapa de tablero

3 Soldadura de unión del rigidizador al alma de la viga transversal

4 Corte en la chapa en el alma de la viga transversal

5 Empalme del rigidizador

6 Empalme de la viga transversal

7 Soldadura de unión de la viga transversal a la viga principal o al pórtico transversal

8 Soldadura de unión del alma de la viga transversal a la chapa de tablero

Figura A29.C.1: Ejemplos de detalles estructurales de tableros de acero de puentes de autopista

NOTA: El Apéndice C no es de aplicación a los tableros provistos de rigidizadores transversales.

(3) Las recomendaciones se basan en los carriles de la calzada por los que circula tráfico pesado y abarcan:

1. la chapa de tablero,
2. las uniones soldadas de los rigidizadores a la chapa de tablero,
3. las uniones soldadas de los rigidizadores al alma de la viga transversal,
4. el detalle del corte en la chapa en el alma de la viga transversal,
5. la continuidad de los rigidizadores,
6. la continuidad de las vigas transversales,
7. la unión entre las vigas transversales y las vigas principales.

(4) Las Tablas C.3, C.4 y C.5 detallan los aspectos relativos a las tolerancias, métodos del ensayo de inspección y requisitos mínimos de los mismos (incluyendo sus valores de referencia).

C.1.2 Chapa de tablero

C.1.2.1 Generalidades

(1) Las acciones de fatiga se originan por la flexión de la chapa de tablero debida a las cargas de las ruedas y a la presión de los neumáticos, véase la Figura A29.C.2.

(2) La Figura A29.C.2 a) representa el perfil de flexión, suponiendo que los rigidizadores no descienden verticalmente. La Figura A29.C.2 b) muestra el caso de descensos diferenciales de los rigidizadores.

(3) La combinación de la chapa de tablero con el acabado superficial conduce a un incremento de la rigidez de la chapa debido a un cierto comportamiento mixto.

(4) Las fisuras de fatiga pueden aparecer en las soldaduras entre los rigidizadores y la chapa, véase la Figura A29.C.3, así como en el acabado superficial.

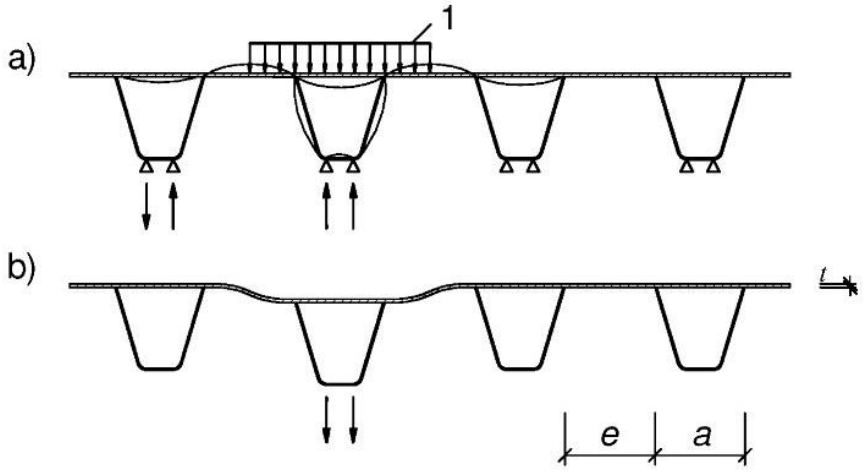
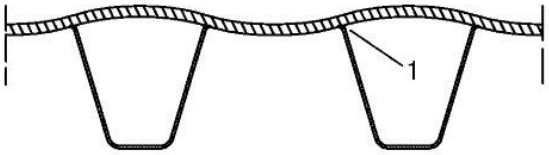
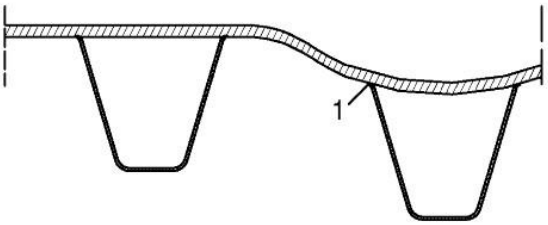


Figura A29.C.2: Efecto de a) cargas locales de las ruedas y b) flechas diferenciales de los rigidizadores



a) Inicio de la fisura comenzando en la raíz de la soldadura en el interior de los rigidizadores



b) Inicio de la fisura comenzando en el pie de la soldadura en el exterior de los rigidizadores

1 Inicio de la fisura

Figura A29.C.3: Fisuras de fatiga en la chapa de tablero

(5) Las recomendaciones se refieren a lo siguiente:

1. el espesor mínimo de la chapa de tablero y la rigidez mínima de los rigidizadores
2. los empalmes de la chapa de tablero
3. las uniones entre la chapa de tablero y las almas de las vigas principales, almas de los rigidizadores de sección abierta y almas de las vigas transversales.

(6) Las disposiciones relativas a la unión entre la chapa de tablero y las almas de los rigidizadores se establecen en el apartado C.1.3.

(7) Se deben cumplir las tolerancias que se establecen en la Tabla A29.C.3 (1) con el fin de alcanzar las tolerancias de montaje de la chapa de tablero, como se especifica en la Tabla A29.C.4.

C.1.2.2 Espesor de las chapas de tablero y rigidez mínima de los rigidizadores

(1) Se debe seleccionar el espesor de la chapa de tablero de acuerdo con la categoría de tráfico, los efectos del comportamiento mixto de la chapa de tablero con el acabado superficial y la separación de los apoyos de la chapa de tablero.

Se utilizarán las siguientes dimensiones:

1) Espesor de la losa ortótropa del tablero en el carril de vehículos pesados de la calzada:

   $t \geq 14\,mm$ para una capa de asfalto $\geq 70\,mm$,

   $t \geq 16\,mm$ para una capa de asfalto $\geq 40\,mm$.

2) Separación de las almas de los rigidizadores de la losa ortótropa del tablero, en la zona con sobrecargas de tráfico:

   $e/t \leq 25$ donde $e \leq 300\,mm$.

3) Espesor de la losa ortótropa del tablero para pasarelas (con cargas para vehículos de mantenimiento):

$t \geq 10\ mm$ y $e/t \leq 40$

$e \leq 600\ mm.$

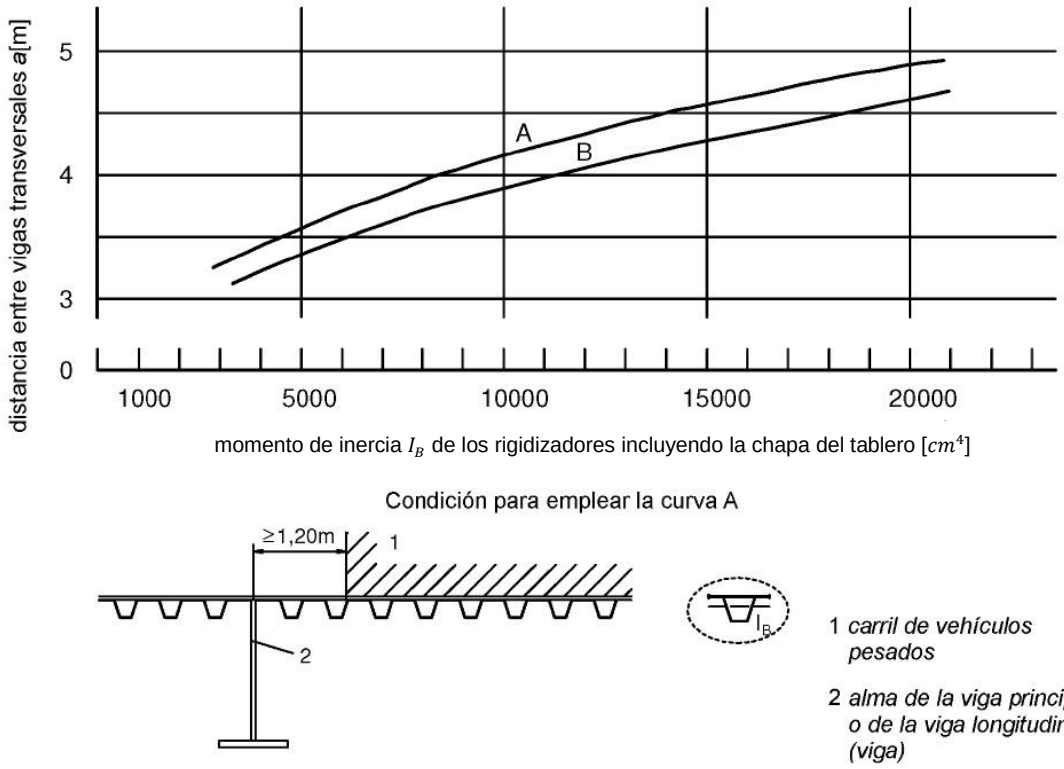
4) Espesor del rigidizador:

$t_{stiff} \geq 6\ mm.$

Si se cumplen estos valores, no será necesario comprobar los momentos flectores en la chapa de tablero.

(2) La rigidez mínima de los rigidizadores debe seleccionarse de acuerdo con la categoría de tráfico, así como en función de la posición del apoyo rígido proporcionado por las almas de las vigas principales o longitudinales, en relación con el carril que soporta el tráfico pesado. De esta forma, se evita la fisuración del acabado superficial por flechas diferenciales.

Los valores de rigidez mínima a utilizar se pueden obtener de la Figura A29.C.4.



NOTA a) La Curva A es de aplicación a todos los rigidizadores que no se recogen en b)

b) La Curva B es de aplicación a los rigidizadores situados bajo el carril más cargado, dentro de una distancia de 1,20 m desde el alma de la viga principal

c) La Figura es de aplicación a todo tipo de rigidizadores

Figura A29.C.4: Rigidez mínima de los rigidizadores longitudinales

C.1.2.3 Soldaduras de la chapa de tablero

(1) Las soldaduras transversales (es decir, las soldaduras que cruzan los carriles de circulación) deben ser soldaduras dobles en V o soldaduras simples en V con pasada de raíz o pasada exterior, o bien soldaduras sencillas en V con placas de respaldo cerámicas. Las soldaduras con placas de respaldo metálicas, véase la Figura A29.C.6, no se recomiendan, por la discontinuidad en el cruce con los rigidizadores.

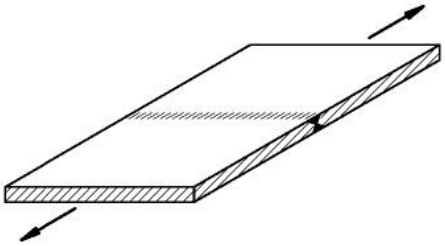


Figura A29.C.5: Soldaduras de la chapa de tablero transversales al carril de circulación sin placa de respaldo metálica

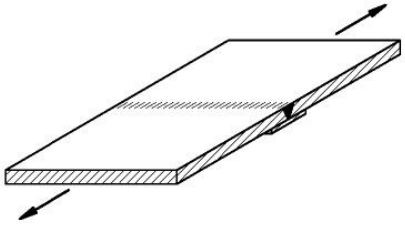
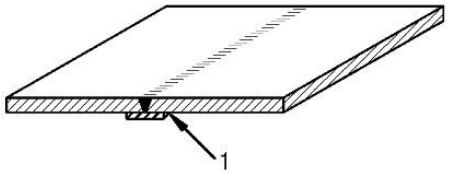


Figura A29.C.6: Soldaduras de la chapa de tablero transversales al carril de circulación con placa de respaldo cerámica

(2) Para tolerancias e inspecciones de soldaduras de la chapa de tablero sin placas de respaldo, véase la Tabla A29.C.4 (1).

(3) Las soldaduras longitudinales (soldaduras a lo largo del carril de circulación) se deben dimensionar como soldaduras transversales.



1 Sin soldadura de sellado

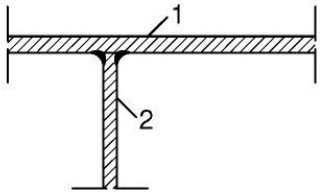
Figura A29.C.7: Soldaduras de la chapa de tablero en la dirección del carril de circulación con placa de respaldo metálica

(4) Las soldaduras en V con placas de respaldo metálicas se pueden utilizar en soldaduras longitudinales con los siguientes requisitos:

1. ejecución de acuerdo con la Figura A29.C.7
2. tolerancias e inspecciones establecidas en la Tabla A29.C.4 (2).

C.1.2.4 Unión entre la chapa de tablero y las almas de las vigas principales, almas de los rigidizadores de sección abierta y almas de las vigas transversales

(1) Las soldaduras que unen la chapa de tablero con las almas se deben dimensionar como soldaduras en ángulo, de acuerdo con la Figura A29.C.8.



1 chapa del tablero
2 alma de la viga principal

Figura A29.C.8: Unión entre la chapa de tablero y el alma de la viga principal

(2) Para la unión de rigidizadores de sección hueca con la chapa de tablero, véase el apartado C.1.3.

C.1.3 Rigidizadores

C.1.3.1 Acciones de fatiga

(1) Las acciones de fatiga se producen por:

1. flexión en las almas por efecto de las deformaciones de la chapa de tablero, debido a uniones soldadas rígidas entre el rigidizador y la chapa de tablero;
2. tensiones tangenciales en las soldaduras entre los rigidizadores y la chapa de tablero, producido por esfuerzos cortantes en los rigidizadores.
3. tensiones normales longitudinales en los rigidizadores, debidas a momentos flectores y esfuerzos axiles en los rigidizadores.
4. flexión local en la unión entre rigidizadores y vigas transversales, en el alma de los rigidizadores y en las almas de las vigas transversales.

C.1.3.2 Tipo de rigidizadores

(1) Los rigidizadores pueden ser de sección cerrada, tales como trapezoidales, en forma de V, redondeados, o de sección abierta.

(2) Para rigidizadores de sección cerrada, véase la Tabla A29.C.3 (2).

(3) Para rigidizadores de sección abierta bajo carriles de circulación de tráfico, véase la Tabla A29.C.3 (3).

(4) En el caso de un cambio en el espesor de la chapa de los rigidizadores, la falta de alineación entre las superficies de las chapas no debe superar el valor de $2\ mm$.

C.1.3.3 Unión del rigidizador a la chapa de tablero

(1) Para los rigidizadores de sección cerrada bajo la calzada, la soldadura entre el rigidizador y la chapa de tablero debe ser una soldadura a tope.

(2) El espesor de garganta de la soldadura "a" no debe ser inferior al espesor del rigidizador "t", véase la Tabla A29.C.4 (3) y (4).

(3) Para uniones del rigidizador a la chapa de tablero fuera de la calzada, véase la Tabla A29.C.4 (5).

(4) Para las tolerancias y los controles, véase la Tabla A29.C.4 (3), (4) y (5).

C.1.3.4 Unión de un rigidizador a otro rigidizador

(1) En la unión de un rigidizador con otro rigidizador, se deben disponer chapas de empalme, de acuerdo con la Tabla A29.C.4 (6).

(2) El empalme debe localizarse cercano al punto de inflexión del rigidizador (a una distancia de $0{,}2l$ de la viga transversal, siendo l la luz del rigidizador).

(3) La secuencia de soldadura debe ser tal que las tensiones residuales sean pequeñas y que el ala inferior del rigidizador reciba compresiones residuales. La secuencia de soldadura que se especifica en la Tabla A29.C.4 (6) es la siguiente:

1. Primera soldadura entre el rigidizador y la chapa de empalme.
2. Segunda soldadura entre el rigidizador y la chapa de empalme; según [1] y [2] dados en la Tabla A29.C.4 (6), se deberá soldar primero el ala inferior y después el alma.
3. Por último la soldadura de la chapa de tablero.

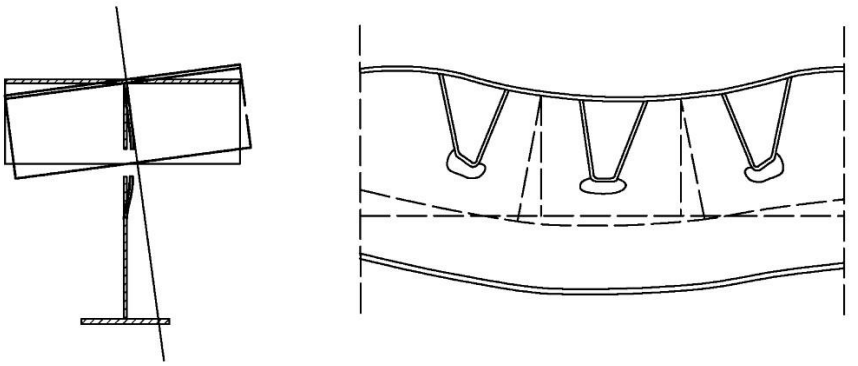
(4) Para las soldaduras a tope entre el rigidizador y la chapa de empalme, son de aplicación las tolerancias e inspecciones que se establecen en la Tabla A29.C.4 (7).

C.1.3.5 Unión de los rigidizadores al alma de la viga transversal

C.1.3.5.1 Generalidades

(1) Las acciones de fatiga en la unión de los rigidizadores al alma de la viga transversal proceden de las siguientes causas, véase la Figura A29.C.9:

1. Los esfuerzos cortantes, momentos torsores y tensiones debidas a las deformaciones de distorsión de los rigidizadores, producen tensiones en las soldaduras en ángulo entre los rigidizadores y el alma de la viga transversal.
2. Los giros de los rigidizadores debidos a su flexión producen tensiones de flexión en el alma. El efecto Poisson provoca deformaciones transversales de los rigidizadores, restringidas por el alma de la viga transversal.
3. Las tensiones y deformaciones en el plano del alma de la viga transversal pueden producir concentración de tensiones en los bordes de las groeras y deformaciones en los rigidizadores.



giro del rigidizador en su conexión al alma de la viga transversal, véase el caso 2 del punto (1) del apartado C.1.3.5.1

deformaciones impuestas al rigidizador por la distribución de deformación en el alma de la viga transversal, véase el caso 3 del punto (1) del apartado C.1.3.5.1

Figura A29.C.9: Unión de los rigidizadores al alma de la viga transversal

(2) La magnitud de estos efectos dependen de si:

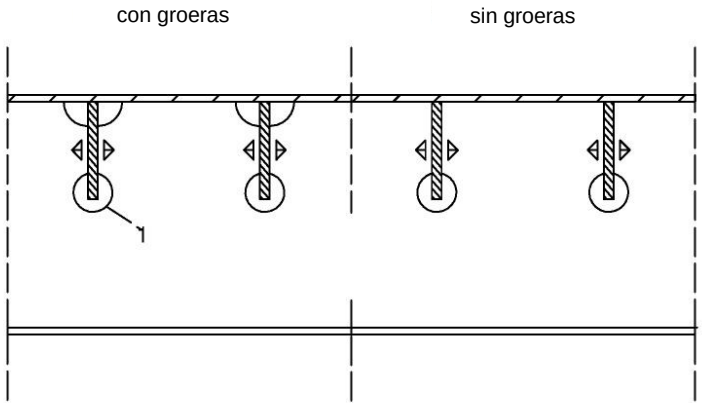
- los rigidizadores pasan a través del alma y las formas del corte en la chapa y de la groera;
- los rigidizadores no pasan a través de las almas de las vigas transversales, de la forma de los rigidizadores y su ajuste.

(3) Los rigidizadores se deben disponer preferiblemente pasantes a través de las almas de la viga transversal.

(4) Cuando no sea posible pasar los rigidizadores a través de las almas, por ejemplo en el caso de puentes con cantos de las vigas transversales extremadamente pequeños o pequeñas distancias entre las vigas transversales, los rigidizadores deben ajustarse entre las almas, de acuerdo con el apartado C.1.3.5.3.

(5) Para rigidizadores planos, véase la Figura A29.C.10, las acciones de fatiga (véase el apartado C.1.3.5.1 (1)) son similares a las de los rigidizadores de sección cerrada; sin embargo, los efectos del apartado C.1.3.5.1 (1) 3 son de menor importancia.

Rigidizadores de sección abierta con soldaduras longitudinales atravesando el alma de la viga transversal



1 Groera en la parte inferior del rigidizador plano para evitar la fusión de las aristas vivas

Figura A29.C.10: Uniones de los rigidizadores planos con las almas de vigas transversales

C.1.3.5.2 Cortes en la chapa en las almas de las vigas transversales

(1) Para rigidizadores de sección cerrada, los cortes en la chapa deben realizarse con o sin groeras, como se indica a continuación, véase la Figura A29.C.11:

1 con groeras alrededor de la parte inferior del rigidizador con soldadura parcial del rigidizador con el alma, véase la Figura A29.C.11 a);

2 sin groeras con soldadura alrededor de todo el perímetro de soldadura, véase la Figura A29.C.11 b).

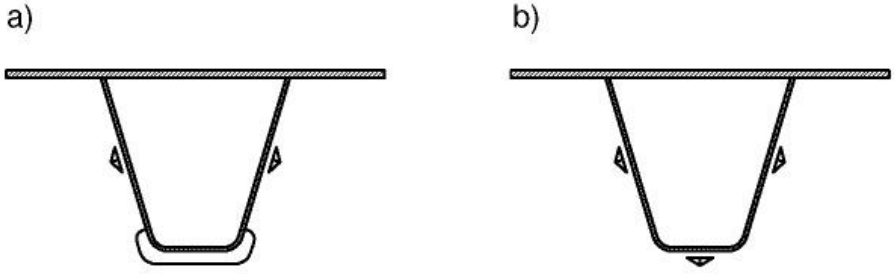
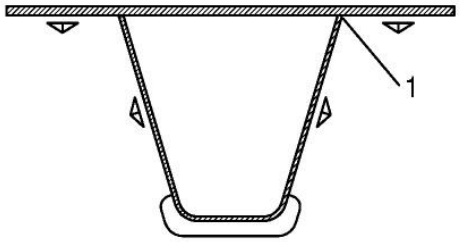


Figura A29.C.11: Cortes en la chapa en las almas de vigas transversales con o sin groeras

(2) Se deben evitar las groeras en el alma de la viga transversal en las uniones entre el rigidizador y la chapa de tablero, véase la Figura A29.C.12.



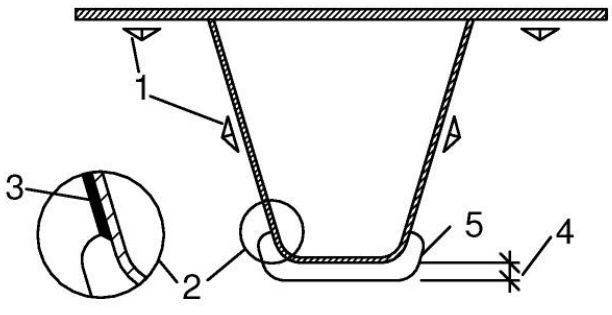
1 Sin groera

Dimensiones de acuerdo con la Tabla C.4 (3), (4) y (5)

Figura A29.C.12: Uniones soldadas de los rigidizadores de sección cerrada con el alma de la viga transversal con groeras

(3) La forma de los cortes en la chapa en el alma de la viga transversal, véase la Figura A29.C.13, debe ser tal que:

1. Las soldaduras entre los rigidizadores y el alma tengan una resistencia adecuada y los retornos no presenten muescas ni poros, véase la Figura A29.C.13 a).
2. Las dimensiones del corte en la chapa permitan:
   - adaptarse a las tolerancias del perfil del rigidizador y
   - la preparación de la superficie, la aplicación y la inspección de la protección contra la corrosión, véase la Figura A29.C.13 b).
3. El rango de tensiones $\Delta\sigma$ en el borde de los cortes en la chapa debido a la flexión del alma en su plano y fuera del plano se encuentra dentro de unos límites admisibles, véase la Figura A29.C.13 c).



1 Soldaduras en ángulo

2 Detalle a)

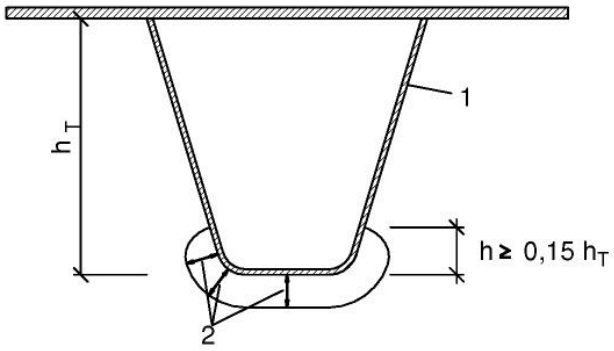
3 Soldadura alrededor del borde sin muescas ni poros, con amolado cuando sea necesario

4 Detalle b)

5 Detalle c)

Figura A29.C.13: Detalles críticos para la forma de las groeras

(4) El tamaño mínimo del corte en la chapa deberá ser conforme con la norma UNE-EN ISO 12944-3 y con la Figura A29.C.14.



1 *espesor de la chapa del alma de la viga transversal* $t_{w,crossb}$

2 *valor constante de la holgura* $b \geq 2t_{w,crossb} \geq 25\ mm$

Figura A29.C.14: Dimensiones mínimas de las groeras

(5) Los requisitos para las tolerancias y la inspección se indican en la Tabla A29.C.4 (9).

(6) Para la unión de los rigidizadores a la viga transversal final, véase el apartado C.1.3.5.3.

(7) Los requisitos para las uniones de los rigidizadores sin groeras se establecen en la Tabla A29.C.4 (8).

C.1.3.5.3 Rigidizadores ajustados entre vigas transversales

(1) Los rigidizadores únicamente se pueden ajustar entre las vigas transversales cuando se cumplan las siguientes condiciones:

1. el puente se proyecte únicamente para tráfico ligero, o los rigidizadores no se localicen directamente bajo el tráfico;
2. la separación entre las vigas transversales sea $\leq 2{,}75\ m$;
3. el tipo de acero de las almas de la viga transversal es conforme con los requisitos de calidad Z que se establece en el Anejo 28 del Código Estructural;
4. las secuencias de montaje y soldadura son tales que se puedan despreciar los efectos de la retracción.

(2) La unión de los bordes de los rigidizadores al alma debe realizarse con soldaduras a tope, con una preparación de las soldaduras conformes con los requisitos que se establecen en la Tabla A29.C.4 (10).

C.1.3.5.4 Rigidizadores compuestos por chapas planas

(1) Las chapas planas que atraviesan las almas de las vigas transversales deberán tener soldaduras en ángulo continuas en la chapa de tablero y deberán soldarse al alma de las vigas transversales a ambos lados, véase la Figura A29.C.10.

(2) Se deberá dejar un hueco de un ancho máximo de $1\ mm$ para reducir la retracción.

(3) Los requisitos sobre los detalles constructivos y la inspección deben tomarse de la Tabla A29.C.4 (11).

C.1.4 Vigas transversales

C.1.4.1 Generalidades

(1) En las vigas transversales se debe contemplar lo siguiente:

1. unión del alma a los rigidizadores;
2. unión del alma a la chapa de tablero;
3. unión del alma de la viga transversal al alma de la viga principal;
4. unión del alma al ala inferior de la viga transversal;
5. unión del ala inferior de la viga transversal al alma de la viga principal, o al ala inferior, cuando ambas alas están al mismo nivel;
6. unión de las vigas transversales a los rigidizadores transversales, pórticos o diafragmas situados en el mismo plano que las vigas transversales.

(2) Se debe acotar el radio de cualquier esquina de los bordes libres de los cortes en la chapa o de las groeras.

(3) Se tienen que cumplir los requisitos de detalle que se establecen en los apartados C.1.4.2, C.1.4.3 y C.1.4.4.

C.1.4.2 Uniones del alma de la viga transversal

(1) Los detalles constructivos y la inspección de las uniones soldadas de las almas de las vigas transversales a la chapa de tablero o al alma de la viga principal deben realizarse de acuerdo con la Tabla A29.C.4 (12) y la Tabla A29.C.4 (13), respectivamente.

(2) Los empalmes de las almas en las vigas transversales deben soldarse, de acuerdo con la Tabla A29.C.4 (14).

C.1.4.3 Uniones del ala de las vigas transversales

(1) La unión del ala inferior de la viga transversal al alma de la viga principal se debe realizar mediante soldadura a tope, de acuerdo con la Tabla A29.C.4 (15).

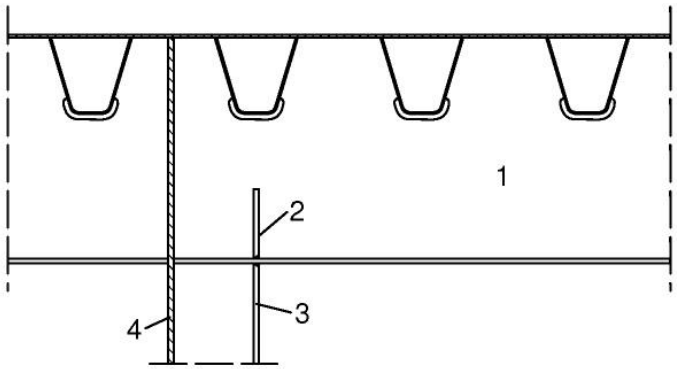
(2) Cuando las alas inferiores de las vigas transversales y de las vigas principales se encuentren en el mismo plano, las uniones serán conformes con la Tabla A29.C.4 (16).

(3) Las uniones soldadas entre alas de vigas transversales deben ser conformes con la Tabla A29.C.4 (14).

C.1.4.4 Rigidizadores transversales, pórticos o diafragmas

(1) Con el fin de reducir la concentración de tensiones en las uniones entre vigas transversales, rigidizadores transversales y diafragmas, debe disponerse una rigidización local en todas las uniones y juntas.

(2) Se deben detallar las uniones de los elementos de los pórticos y las vigas transversales, de acuerdo con la Figura A29.C.15. Los detalles se deben comprobar a fatiga.



1 *viga transversal*
2 *rigidizador*
3 *rigidizador transversal del alma de la viga principal*
4 *alma de la viga principal*

Figura A29.C.15: Unión tipo de vigas transversales a rigidizadores transversales del alma de las vigas principales

C.2 Puentes de ferrocarril

C.2.1 Generalidades

(1) El ApartadoC.2 proporciona recomendaciones para el proyecto y los detalles estructurales de tableros ortótropos de puentes de ferrocarril. Contempla las disposiciones de ejecución en conformidad con las normas de calidad expuestas en el Anejo 27 del Código Estructural.

(2) Los tableros de puentes de ferrocarril pueden estar compuestos por:

1. rigidizadores longitudinales y vigas transversales;
2. rigidizadores transversales únicamente.

(3) Para tableros con rigidizadores longitudinales, deben emplearse rigidizadores planos de sección abierta o rigidizadores trapezoidales de sección cerrada.

(4) En los tableros de puente con rigidizadores longitudinales de sección cerrada las vigas transversales deben proyectarse con alas inferiores. En los tableros con rigidizadores longitudinales planos, las vigas transversales se pueden proyectar sin alas inferiores. Para tableros con rigidizadores transversales únicamente, se pueden emplear los rigidizadores planos sin alas inferiores.

C.2.2 Espesor y dimensiones de la chapa

(1) En tableros con rigidizadores longitudinales y vigas transversales, son de aplicación las dimensiones de la Tabla A29.C.1, véase la Figura A29.C.16.

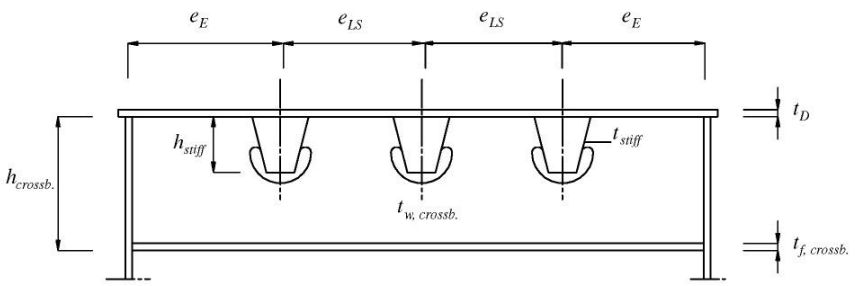


Figura A29.C.16: Detalles tipo de una viga transversal

Tabla A29.C.1: Dimensiones de un tablero con rigidizadores longitudinales

Dimensiones	Rigidizadores de sección abierta	Rigidizadores de sección hueca
espesor de la chapa de tablero t_D	$t_D \geq 14\ mm$	$t_D \geq 14\ mm$
separación entre rigidizadores e_{LS}	$e_{LS} \sim 400\ mm$	$600\ mm \leq e_{LS} \leq 900\ mm$
distancia al borde del primer rigidizador e_E	$e_E \geq e_{LS}$	$e_E \geq e_{LS}$
separación de las vigas transversales e_{crossb}	$e_{crossb} \leq 2700\ mm$	$2500mm \leq e_{crossb} \leq 3500mm$
relación entre el canto del rigidizador y el canto de la viga transversal h_{stiff}/h_{crossb}	$h_{stiff}/h_{crossb} \leq 0{,}5$	$h_{stiff}/h_{crossb} \leq 0{,}4$
espesor de la chapa del rigidizador t_{stiff}	$t_{stiff} \geq 10\ mm$	$6mm \leq t_{stiff} \leq 10\ mm$
espesor de la chapa del alma de la viga transversal $t_{w,crossb}$	$t_{w,crossb} \geq 10\ mm$	$10mm \leq t_{w,crossb} \leq 20\ mm$
Espesor de la chapa del ala de la viga transversal $t_{f,crossb}$	$t_{f,crossb} \geq 10\ mm$	$t_{f,crossb} \geq 10\ mm$

(2) En tableros de puentes con rigidizadores transversales únicamente, son de aplicación las dimensiones de la Tabla A29.C.2.

Tabla A29.C.2: Dimensiones de un tablero con rigidizadores transversales únicamente

espesor de la chapa de tablero t_D	$t_D \geq 14\ mm$

espaciamiento de las vigas transversales e_{crossb}	$e_{crossb} \sim 700\ mm$
distancia al borde de las vigas transversales e_E	$e_E \geq 400\ mm$
espesor de la chapa del alma de la viga transversal $t_{w,crossb}$	$t_{w,crossb} \geq 10\ mm$
espesor de la chapa del ala de la viga transversal $t_{f,crossb}$	(donde se dispongan alas) $t_{f,crossb} \geq 10\ mm$

C.2.3 Unión del rigidizador a la viga transversal

(1) Los rigidizadores longitudinales normalmente deben ser pasantes a través de las almas de las vigas transversales.

(2) Las uniones de los rigidizadores de sección abierta a las almas de las vigas transversales deben detallarse como se muestra en la Figura A29.C.17.

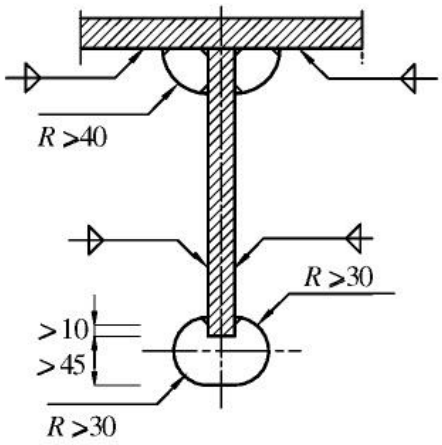
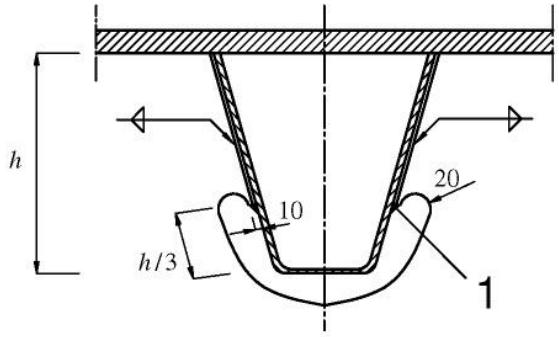


Figura A29.C.17: Unión entre el rigidizador plano y el alma de la viga transversal

(3) La unión de los rigidizadores de sección hueca a las almas de las vigas transversales debe detallarse como se muestra en la Figura A29.C.18.



1 Soldadura alrededor del borde sin muescas ni poros, con amolado cuando sea necesario

Figura A29.C.18: Unión entre el rigidizador de perfil cerrado y el alma de la viga transversal

C.2.4 Inspección y tolerancias en la preparación de la soldadura

C.2.4.1 Generalidades

(1) A menos que se especifique otra cosa, deben emplearse las Tablas C.3 y C.4 para los detalles estructurales, la preparación de la soldadura, las tolerancias y las inspecciones del puente.

C.2.4.2 Uniones del rigidizador a la chapa de tablero

C.2.4.2.1 Preparación de la soldadura de los rigidizadores

(1) En las uniones del rigidizador a la chapa de tablero, los bordes de las chapas conformadas (véase la Tabla A29.C.4 (3) y (4)) serán achaflanados, véase la Figura A29.C.19.

(2) Para una chapa con un espesor $t < 8\,mm$, se puede prescindir del chaflán si se puede comprobar (por medio de ensayos de la soldadura) que se cumplen los requisitos para las soldaduras a tope que se establecen en el apartado C.2.4.2.2.

C.2.4.2.2 Requisitos para soldaduras a tope

(1) Los requisitos para las soldaduras a tope son los que se indican a continuación:

- espesor de garganta $a \geq 0{,}9t_{stiff}$, véase la Tabla A29.C.4 (7);
- espacio no soldado en la raíz $\leq 0{,}25t$ o $\leq 2\,mm$, el que sea menor;

donde

a es el tamaño de la soldadura;

t es el espesor de la chapa;

t_{stiff} es el espesor del rigidizador.

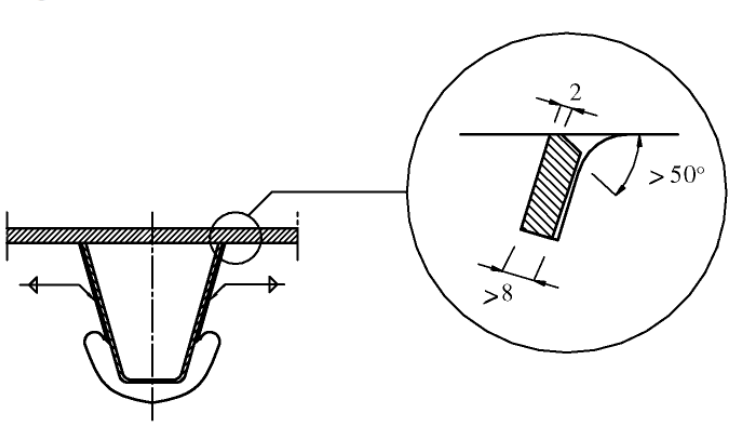


Figura A29.C.19: Preparación de la soldadura de la unión rigidizador-chapa de tablero

C.3 Tolerancias para los productos semi-acabados y la fabricación

C.3.1 Tolerancias para los productos semi-acabados

(1) Independientemente de los métodos de fabricación empleados en la chapa de tablero o en el conformado de los rigidizadores, deben cumplirse las tolerancias de fabricación que se especifican en la Tabla A29.C.4.

(2) La Tabla A29.C.3 proporciona indicaciones sobre la recepción. No son, sin embargo, imprescindibles si puede justificarse el cumplimiento de los requisitos de la Tabla A29.C.4 por otros medios.

C.3.2 Tolerancias para la fabricación

(1) Las tolerancias de la Tabla A29.C.4 son de aplicación para el proyecto, fabricación y ejecución de los tableros de puentes.

(2) En la Tabla A29.C.4, se utilizan las siguientes abreviaturas:

- Requisito 1: Resultados de ensayos externos de acuerdo con la UNE-EN ISO 5817;
- Requisito 2: Resultados de ensayos internos de acuerdo con la UNE-EN ISO 5817;
- Requisito 3: Véase el apartado C.3.3;
- Requisito 4: Aceros conformes con la Norma UNE-EN 10164, como se especifica en el Anejo 28 del Código Estructural.

C.3.3 Requisitos particulares para las uniones soldadas

(1) Cuando se requiera en la Tabla A29.C.4, se deben aplicar las condiciones especificadas en la Tabla A29.C.5, además de las de UNE-EN ISO 5817.

Tabla A29.C.3: Tolerancias para los productos semi-acabados

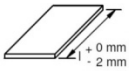
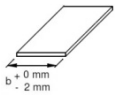
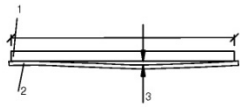
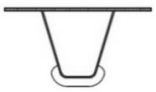
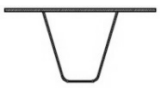
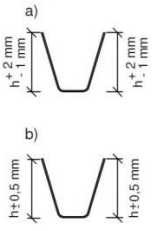
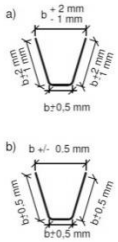
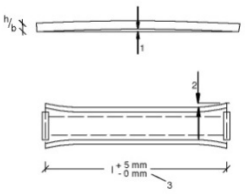
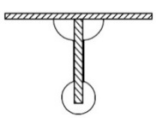
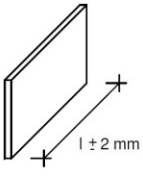
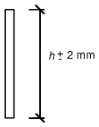
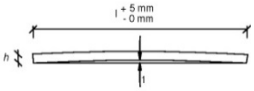
Producto	**Espesor**	**Longitud/ canto**	**Ancho**	**Rectitud**	**Observaciones**
1) Chapa de tablero después de ser cortada y rectificada por laminación	UNE-EN 10029, Clase C			 1. longitud medida $2000\ mm$ 2. chapa 3. hueco máximo de ajuste$2{,}0\ mm$	Longitudes y anchos incluyendo medidas previstas para la retracción y después de la realización de la preparación para la soldadura final.
2) Perfil conformado a) pasante a través de las vigas transversales con groeras  b) pasante a través de las vigas transversales sin groeras 	UNE-EN 10029, Clase C			a) y b)  1. holgura máxima$L$ / 1000 2. sobreancho máx. $+1\ mm$ 3. unión de rigidizadores con chapas de empalme radio $r = r \pm 2\ mm$ giro 1° sobre una longitud de $4\ m$ paralelismo $2\ mm$	Espesor de la chapa $t \geq 6\ mm$ Para el conformado en frío, emplear únicamente materiales adecuados para esta técnica. $R/t \geq 4$ para asegurar la calidad de las soldaduras en la zona conformada en frío. Inspeccionar visualmente los extremos de los perfiles para buscar fisuras y mediante líquidos penetrantes en caso de duda. ad b) Si se superan las tolerancias, adaptar los cortes en la chapa de las vigas transversales para cumplir con el ancho máximo de hueco.
3) Perfil plano soldado por ambos lados 	UNE-EN 10029, Clase C			 1. holgura máxima $L/$ 1000	Espesor de la chapa $t \geq 10\ mm$ Elegir la calidad Z conforme con la norma UNE-EN 10164 según el Anejo 28.

Tabla A29.C.4: Fabricación

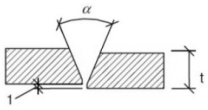
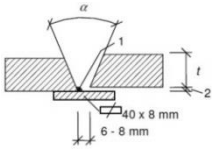
Detalle estructural	Nivel de tensión σ_{Ed}	Método de ensayo y cantidad de ensayos	Resultados de ensayos requeridos	Observaciones
1) Empalmes de la chapa de tablero sin placa de respaldo  1 Falta de alineación $\leq 2\ mm$	tensiones de tracción $\sigma_{Ed} \leq 0{,}90 f_{yk}$ y $\sigma_{Ed} > 0{,}75 f_{yk}$	1a. Inspección de la preparación de bordes de la soldadura previa a la soldadura 1b. Inspección visual en el 100% después de la soldadura 2. Ensayos en el 100% por ultrasonidos o radiografía	ad 1a. Cumplir con las tolerancias para la preparación de la soldadura, falta de alineación máxima $\leq 2\ mm$ ad 1b. Requisitos 1 y 3 ad 2. Requisitos 2 y 3	Requisitos de los ensayos, véase C.3.3
	tensiones de tracción $\sigma_{Ed} \leq 0{,}75 f_{yk}$ y $\sigma_{Ed} > 0{,}60 f_{yk}$	1a. Inspección de la preparación de bordes de la soldadura previa a la soldadura 1b. Inspección visual en el 100% después de la soldadura 2. Ensayos en el 100% por ultrasonidos o radiografía	ad 1a. Cumplir con las tolerancias para la preparación de la soldadura, falta de alineación máxima $\leq 2\ mm$ ad 1b. Requisitos 1 y 3 ad 2. Requisitos 2 y 3	Requisitos de los ensayos, véase C.3.3
	tensiones de tracción $\sigma_{Ed} \leq 0{,}60 f_{yk}$ o tensiones de compresión	1a. Inspección de la preparación de bordes de la soldadura previa a la soldadura 1b. Inspección visual en el 100% después de la soldadura	ad 1a. Cumplir con las tolerancias para la preparación de la soldadura, falta de alineación máxima $\leq 2\ mm$ ad 1b. Requisitos 1 y 3	Requisitos de los ensayos, véase C.3.3
2) Empalmes de la chapa de tablero con placa de respaldo  1 Soldadura por puntos 2 Falta de alineación $\leq 2\ mm$ Preparación de la soldadura y ángulo de preparación de la soldadura α dependiente del procedimiento de soldadura. Empalme de placas de respaldo metálicas realizadas por soldaduras a tope con chaflán y pasada de raíz. Finalización de todos los trabajos de empalmes antes de la soldadura por puntos de la chapa de tablero. Sin soldaduras de sellado.	tensiones de tracción $\sigma_{Ed} \leq 0{,}90 f_{yk}$ y $\sigma_{Ed} > 0{,}75 f_{yk}$	1a. Inspección de la preparación de la soldadura previa a la soldadura; la fusión de soldaduras por puntos por medio de los posteriores cordones de soldadura se debe comprobar mediante ensayos 1b. Inspección visual en el 100% después de la soldadura 2. Ensayos en el 100% por radiografía	ad 1a. Cumplir con las tolerancias para la preparación de la soldadura, soldaduras por puntos de placas de respaldo: Requisito 1: falta de alineación ≤2mm ad 1b. Requisito 1: Huecos de ajuste entre la chapa y la placa de respaldo ≤1mm ad 2. Requisitos 2 y 3	ad 1a. Soldadura por puntos en la soldadura a tope final, las soldaduras por puntos que presenten fisuras deben eliminarse
	tensiones de tracción $\sigma_{Ed} \leq 0{,}75 f_{yk}$ y $\sigma_{Ed} > 0{,}60 f_{yk}$	1a. Inspección de la preparación de la soldadura previa a la soldadura 1b. Inspección visual ≥ 50% después de la soldadura 2. Ensayos en el 10% por radiografía	ad 1a. Cumplir con las tolerancias para la preparación de la soldadura, soldaduras por puntos de placas de respaldo: Requisito 1; falta de alineación $\leq 2\ mm$ ad 1b. Requisitos 1 y 3 ad 2 Requisitos 2 y 3	ad 1a. Soldadura por puntos en la soldadura a tope final, las soldaduras por puntos que presenten fisuras deben eliminarse
	tensiones de tracción $\sigma_{Ed} \leq 0{,}60 f_{yk}$ o tensiones de compresión	1a. Inspección de la preparación de la soldadura previa a la soldadura 1b. Inspección visual en el 100% después de la soldadura	ad 1a. Cumplir con las tolerancias para la preparación de la soldadura, falta de alineación máxima $\leq 2\ mm$ ad 1b. Requisitos 1 y 3	

Tabla A29.C.4 (Cont.): Fabricación

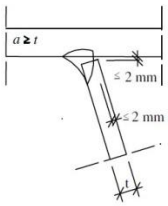
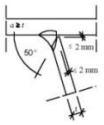
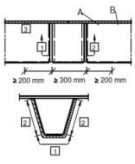
Detalle estructural	Nivel de tensión σ_{Ed}	Método de ensayo y cantidad de ensayos	Resultados de ensayos requeridos	Observaciones
3) Unión rigidizador-chapa de tablero (proceso de soldadura totalmente mecanizado)  	Independiente del nivel de tensiones en la chapa de tablero	1a. Inspección de la preparación de la soldadura previa a la soldadura 1b. Inspección visual del 100% después de la soldadura 2. Antes de la fabricación: Ensayos previos según UNE-EN ISO 15614-1 para cuantificación del procedimiento de soldadura, o cuando esté disponible, conformes con la norma UNE-EN ISO 15613, por cada cabezal de soldadura. 3. Durante la fabricación 1 ensayo de producción por cada 120 m de puente, con un mínimo de 1 ensayo de producción, por cabeza de soldadura y con ensayos a escala macroscópica	ad 1.Cumplir con las tolerancias para la preparación de la soldadura ad 1b Requisito 1 ad 2.Cumplir con el ratio de fusión Requisito 2 mediante la preparación de ensayos a escala macroscópica (1 vez al arranque o parada y otra en la mitad de la soldadura) ad 3. Véase ad 2: Pero con los ensayos a escala macros-cópica únicamente a partir de la mitad de la soldadura del ensayo de soldadura	Deben eliminarse los comienzos y las paradas ad 2 Procedimientos de ensayos de soldadura bajo la supervisión por un organismo reconocido, comprobando los parámetros de soldadura durante la fabricación ad 3. Ejecución, evaluación y documentación por el control de producción del fabricante, supervisión por el control de producción del fabricante.
4) Unión rigidizador-chapa de tablero (procedimiento de soldadura manual y parcialmente mecanizado), ángulo de la preparación de la soldadura $\boldsymbol{\alpha}$ dependiente del proceso de soldadura y la accesibilidad 	Independiente del nivel de tensiones en la chapa de tablero	1a. Inspección de la preparación de la soldadura previa a la soldadura 1b. Inspección visual del 100% después de la soldadura	ad 1. Cumplir con las tolerancias para la preparación de la soldadura ad 1b. Requisito 1	Deben eliminarse los arranques y las paradas Este requisito también es de aplicación a soldaduras locales, por ejemplo en uniones rigidizador-rigidizador con chapas de empalme, véase 16).
5) Unión rigidizador-chapa de tablero fuera de la calzada (bordillos)  Espesor de garganta de las soldaduras en ángulo requerido por el cálculo	Carga peatonal sin carga de vehículos, con la excepción de vehículos ocasionales	1a. Inspección de la preparación de la soldadura previa a la soldadura 1b. Inspección visual en ≥25% después de la soldadura 2. Medida del espesor de garganta	ad 1a.Cumplir la tolerancia de la holgura para la soldadura ad 1b. Requisito 1 ad 2.Cumplir con el requisito para el espesor de garganta y requisito 1	Deben eliminarse los arranques y las paradas
6) Unión rigidizador-rigidizador con chapas de empalme  A Soldadura en obra B Soldadura en taller	Independiente del nivel de tensiones	1a. Inspección de la preparación de la soldadura previa a la soldadura 1b. Inspección visual del 100% después de la soldadura	ad 1.Cumplir con la tolerancia de la holgura para la soldadura, falta de alineación entre el rigidizador y la chapa de unión $\leq 2\ mm$ ad 1b. Requisitos 1 y 3	La longitud no soldada en obra de la junta entre los rigidizadores y la chapa de tablero puede realizarse en un lado de la chapa únicamente. ad 1a Para las holguras de la raíz véase el detalle 7), para las soldaduras en obra véanse los detalles 3), 4) y 5)

Tabla A29.C.4 (Cont.): Fabricación

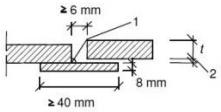
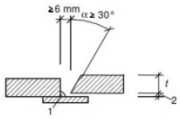
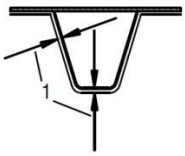
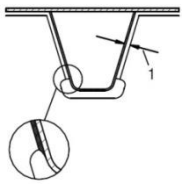
Detalle estructural	Nivel de tensión σ_{Ed}	Método de ensayo y cantidad de ensayos	Resultados de ensayo requeridos	Observaciones
7) Unión rigidizador-rigidizador con chapas de empalme a) para espesores de chapa $\boldsymbol{t = 6 - 8\ mm}$  1 soldadura por puntos continua 2 falta de alineación $\leq \boldsymbol{2\ mm}$ b) para espesores de chapa $\boldsymbol{t \geq 8\ mm}$  1 soldadura por puntos continua 2 falta de alineación $\leq \boldsymbol{2\ mm}$ El ángulo de preparación de la soldadura $\boldsymbol{\alpha}$ depende del procedimiento de soldadura y el ancho de la holgura depende del espesor de la chapa	Independiente del nivel de tensiones	1a. Inspección de la preparación de la soldadura previa a la soldadura 1b. Inspección visual del 100% después de la soldadura 2. Ensayo de soldadura mediante 1 ensayo de producción	ad 1. Cumplir con las tolerancias para la preparación de la soldadura, falta de alineación $\leq 2\ mm$ ad 1b. Requisito 1 ad 2. Requisitos 1 y 2	
8) Unión rigidizador-viga transversal con rigidizadores que atraviesan la viga transversal sin groeras  1 holgura$\leq \boldsymbol{3\ mm}$	Espesor de garganta $a = a_{nom}$ de acuerdo con el cálculo para una holgura de $s \leq 2\ mm$, para holgura entre bordes s mayor: $a = a_{nom} + (s - 2)$ Espesor mínimo de garganta $a = 4\ mm$	1a. Inspección de la preparación de la soldadura previa a la soldadura 1b. Inspección visual del 100% después de la soldadura	ad 1a. Cumplir con las tolerancias para la preparación de la soldadura, cumplir con el espesor de garganta requerido a ad 1b. Requisitos 1 y 3	1. Se supone que en primer lugar se sueldan los rigidizadores a la chapa de tablero (con holguras), para luego montar y soldar las vigas transversales. 2. Las tolerancias para los cortes en la chapa de las vigas transversales siguen a las de los perfiles conformados para los rigidizado-res, véase Tabla A29.C.3, detalle 2) b). 3. Los bordes cortados de las almas de las vigas transversales no tendrán muescas, en caso de tener habrá que amolarlas. Si se usa oxicorte se aplicará la norma UNE-EN ISO 9013 – Calidad 1.
9) Unión rigidizador-viga transversal con rigidizadores que atraviesan la viga transversal con groeras  1 holgura$\leq \boldsymbol{3\ mm}$ soldaduras alrededor de los bordes de las groeras sin muescas ni poros	Espesor de garganta $a = a_{nom}$ de acuerdo con el cálculo para una holgura de $s \leq 2\ mm$, para holgura entre bordes $s$mayor: $a = a_{nom} + (s - 2)$ Espesor mínimo de garganta $a = 4\ mm$	1a. Inspección de la preparación de la soldadura previa a la soldadura 1b. Inspección visual del 100% después de la soldadura	ad 1a. Cumplir con las tolerancias para la preparación de la soldadura, cumplir con el espesor de garganta requerido a ad 1b. Requisitos 1 y 3	1. Se supone que en primer lugar se sueldan los rigidizadores a la chapa de tablero (con holguras), para luego montar y soldar las vigas transversales. 2. Las tolerancias para los cortes en la chapa de las vigas transversales siguen a las de los perfiles conformados para los rigidizadores, véase la Tabla A29.C.3, detalle 2) a). 3. Los bordes cortados de las almas de las vigas transversales, incluyendo las groeras, no tendrán muescas, en caso de tener habrá que amolarlas. Si se usa oxicorte se aplicará la norma UNE-EN ISO 9013 – Calidad 1.

Tabla A29.C.4 (Cont.): Fabricación

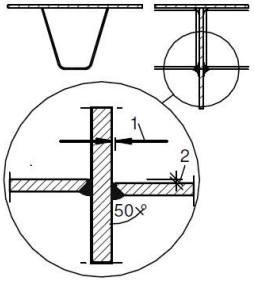
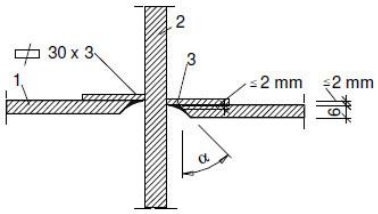
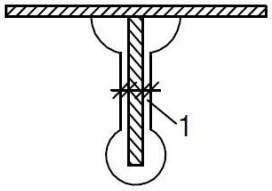
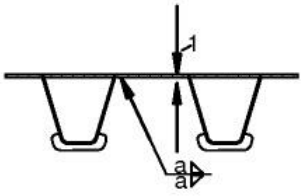
Detalle estructural	Nivel de tensión σ_{Ed}, τ_{Ed}	Método de ensayo y cantidad de ensayos	Resultados de ensayo requeridos	Observaciones
10) Unión rigidizador-viga transversal con rigidizadores ajustados entre las vigas transversales (no pasantes)  1 holgura≤ $\mathbf{2}\ \boldsymbol{mm}$ 2 falta de alineación ≤ $\mathbf{2}\ \boldsymbol{mm}$ soldadura de penetración completa por una única cara (soldadura simple en V) sin placa de respaldo  1 rigidizador 2 alma de la viga transversal 3 soldadura por puntos soldadura de penetración completa en una única cara con placa de respaldo	Espesor de garganta $a > t_{stiffener}$	1a. Inspección de la preparación de la soldadura previa a la soldadura 1b. Inspección visual en ≥ 50% después de la soldadura	ad 1a. Cumplir con las tolerancias para la preparación de la soldadura, falta de alineación ≤ $2\ mm$ ad 1b. Requisitos 1 y 3	1. Esta solución únicamente se permite para puentes con tráfico ligero y para vigas transversales con una separación $\leq 2{,}75\ m$. 2. Para las almas de las vigas transversales, véase el requisito 4. 3. La secuencia de montaje y soldadura de los rigidizadores y las vigas transversales deberá plantearse para evitar los efectos perjudiciales de la retracción. 4. Placa de respaldo de una sola pieza, véase 7) 5. Soldaduras por puntos únicamente en el interior de soldaduras finales
11) Unión rigidizador-viga transversal con chapas planas pasantes  1 holgura≤ $\mathbf{1}\ \boldsymbol{mm}$	Espesor de garganta de las soldaduras en ángulo según el cálculo	1a. Inspección de la preparación de la soldadura previa a la soldadura 1b. Inspección visual del 100% después de la soldadura	ad 1a. Cumplir con las tolerancias para la preparación de la soldadura. ad 1b. Requisitos 1 y 2	Se prepararán los bordes de los cortes de la viga transversal sin muescas ni endurecimiento, en caso de que tuviesen habrá que amolarlos. Si se usa oxicorte se aplicará la norma UNE-EN ISO 9013 – Calidad 1.
12) Unión del alma de la viga transversal a la chapa de tablero (con o sin groeras)  1 holgura≤ $\mathbf{1}\ \boldsymbol{mm}$	Espesor de garganta de las soldaduras en ángulo según el cálculo	1a. Inspección de la preparación de la soldadura previa a la soldadura 1b. Inspección visual del 100% después de la soldadura	ad 1a. Cumplir con las tolerancias para la preparación de la soldadura. ad 1b. Requisito 1	Los bordes de los cortes con oxicorte se deberán preparar de acuerdo con la norma UNE-EN ISO 9013 – Calidad 1.

Tabla A29.C.4 (Cont.): Fabricación

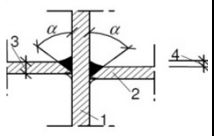
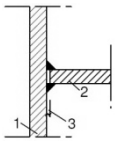
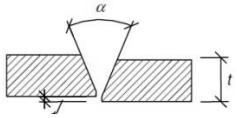
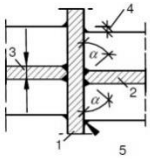
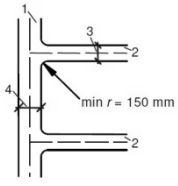
Detalle estructural	Nivel de tensión σ_{Ed}	Método de ensayo y cantidad de ensayos	Resultados de ensayo requeridos	Observaciones
13) Unión de las almas de las vigas transversales al alma de la viga principal a) para vigas transversales continuas 1 alma de la viga principal 2 alma de la viga transversal 3 $t_{w,crossb}$ 4 falta de alineación $\leq 0,5t_{w,crossb}$  b) para vigas transversales no continuas 1. alma de la viga principal 2. alma de la viga transversal 3. holgura$\leq 2\ mm$ 	Independiente del nivel de tensiones	1a. Inspección de la preparación de la soldadura previa a la soldadura 1b. Inspección visual del 100% después de la soldadura	ad 1a. Satisfacer las tolerancias para la preparación de la soldadura, requisito 1 para a), falta de alineación $\leq 0,5t_{w,crossb}$ ad 1b. Requisito 1	Ejecución con soldaduras de penetración completa, ángulo de preparación de soldadura α y preparación de la soldadura de acuerdo con el procedimiento de soldadura y el espesor de la chapa.
	Espesor de garganta de las soldaduras en ángulo según el cálculo	véase comentarios encima	ad 1a. Véase comentarios encima. ad 1b. Véase comentarios encima	Ejecución con soldaduras en ángulo, véase el detalle 12).
14) Empalme del ala inferior o del alma de la viga transversal  1. falta de alineación $0-2\ mm$	Independiente del nivel de tensiones	1a. Inspección de la preparación de la soldadura previa a la soldadura 1b. Inspección visual del 100% después de la soldadura 2. Ensayos en ≥10% por ultrasonidos o radiografía	ad 1a. Cumplir con las tolerancias para la preparación de la soldadura, requisito 1, falta de alineación $\leq 2\ mm$ ad 1b. Requisitos 1 y 3 2. Requisito 2	
15) Unión de las alas de la viga transversal al alma de la viga principal  1. alma de la viga principal 2. alma de la viga transversal 3. $t_{w,crossb}$ 4. falta de alineación $\leq 0,5\ t_{w,crossb}$ 5. $r \geq \frac{t_{w,viga\ principal}}{2} \geq 8$	Independiente del nivel de tensiones	1a. Inspección de la preparación de la soldadura previa a la soldadura 1b. Inspección visual del 100% después de la soldadura	ad 1a. Cumplir con las tolerancias para la preparación de la soldadura, falta de alineación $\leq 0,5t_{w,crossb}$ ad 1b. Requisitos 1 y 3	1. Para las almas de las vigas principales, requisito 4. 2. Para espesores de chapa inferiores además se pueden utilizar soldaduras en semi V con pasada de raíz, véase 13). 3. Únicamente se utilizarán soldaduras a tope con penetración completa con pasada de raíz.
16) Unión de alas de vigas transversales y vigas principales en su plano 1. viga principal 2. viga transversal 3. b_{crossb} 4. $b_{main\ girder}$ 	Radio mínimo en la unión *min r=150mm* Todos los espesores de chapa son iguales en otro caso es necesaria una evaluación de la fatiga			Se deben amolar los acuerdos.

Tabla A29.C.5: Condiciones complementarias a UNE-EN ISO 5817

Al nº	Discontinuidad	Requisito complementario
3	Porosidad y sopladuras	únicamente se aceptan pequeños poros aislados
4	Sopladuras agrupadas	suma máxima de poros: 2 %
5	Sopladuras alargadas y vermiculares	ausencia de poros alargados
10	Mal ajuste, soldaduras en ángulo	ensayo de todas las soldaduras transversales, se admiten pequeñas interrupciones de raíz solo localmente $b \leq 0{,}3 + 0{,}10a$ y siempre $b \leq 1\ mm$ $b =$ holgura de la raíz o interrupción de la raíz, respectivamente
11	Mordeduras	a) soldaduras a tope únicamente son aceptables localmente $h \leq 0{,}5\ mm$ b) soldaduras en ángulo no son aceptables cuando sean perpendiculares a la dirección de las tensiones, se deberán eliminar mediante amolado
18	Falta de alineación lineal de bordes	máximo $2\ mm$ se deberán eliminar las aristas vivas
24	Proyección de chispas o golpe de arco	no son aceptables fuera de la zona de fusión
26	Discontinuidades múltiples en una sección transversal	no se permiten
6	Inclusiones sólidas	no se permiten
25	Proyecciones de soldadura	Se deben eliminar las proyecciones y sus zonas térmicas afectadas

Apéndice D

Longitudes de pandeo recomendadas de elementos en puentes y consideraciones sobre las imperfecciones geométricas

D.1 Generalidades

(1) Este Apéndice proporciona los coeficientes de longitud de pandeo β que pueden emplearse para el cálculo de elementos en compresión en puentes, utilizando la siguiente expresión:

$$l_K = \beta \cdot L \qquad \text{(D.1)}$$

(2) Este Apéndice también proporciona indicaciones para la aplicación de las imperfecciones en el análisis de segundo orden, véase apartado 5.3.2 del Anejo 22 del Código Estructural.

(3) Las imperfecciones se pueden determinar utilizando el modo de pandeo correspondiente, véase el apartado 5.3.2 (11) del Anejo 22, o con hipótesis simplificadas sobre las imperfecciones de los elementos, véase 5.3.2 (3) del Anejo 22.

D.2 Celosías

D.2.1 Elementos verticales y diagonales con extremos fijos

(1) A menos que se realice una comprobación más precisa, teniendo en cuenta las rigideces correspondientes y la naturaleza de las uniones, pueden utilizarse estos valores:

- para el pandeo en su plano: $\beta = 0{,}9$
- para el pandeo fuera de su plano: $\beta = 1{,}0$

D.2.2 Elementos verticales que forman parte de un pórtico

(Véase la Figura A29.D.1 a) o la Figura A29.D.1 b))

(1) El coeficiente de longitud de pandeo β se puede obtener de la Tabla A29.D.1.

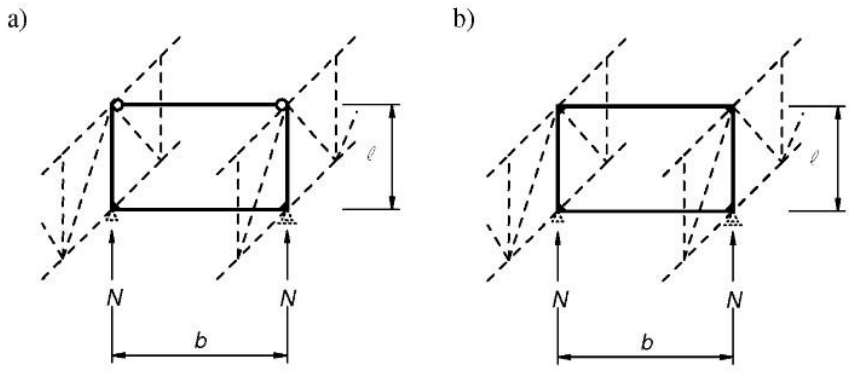
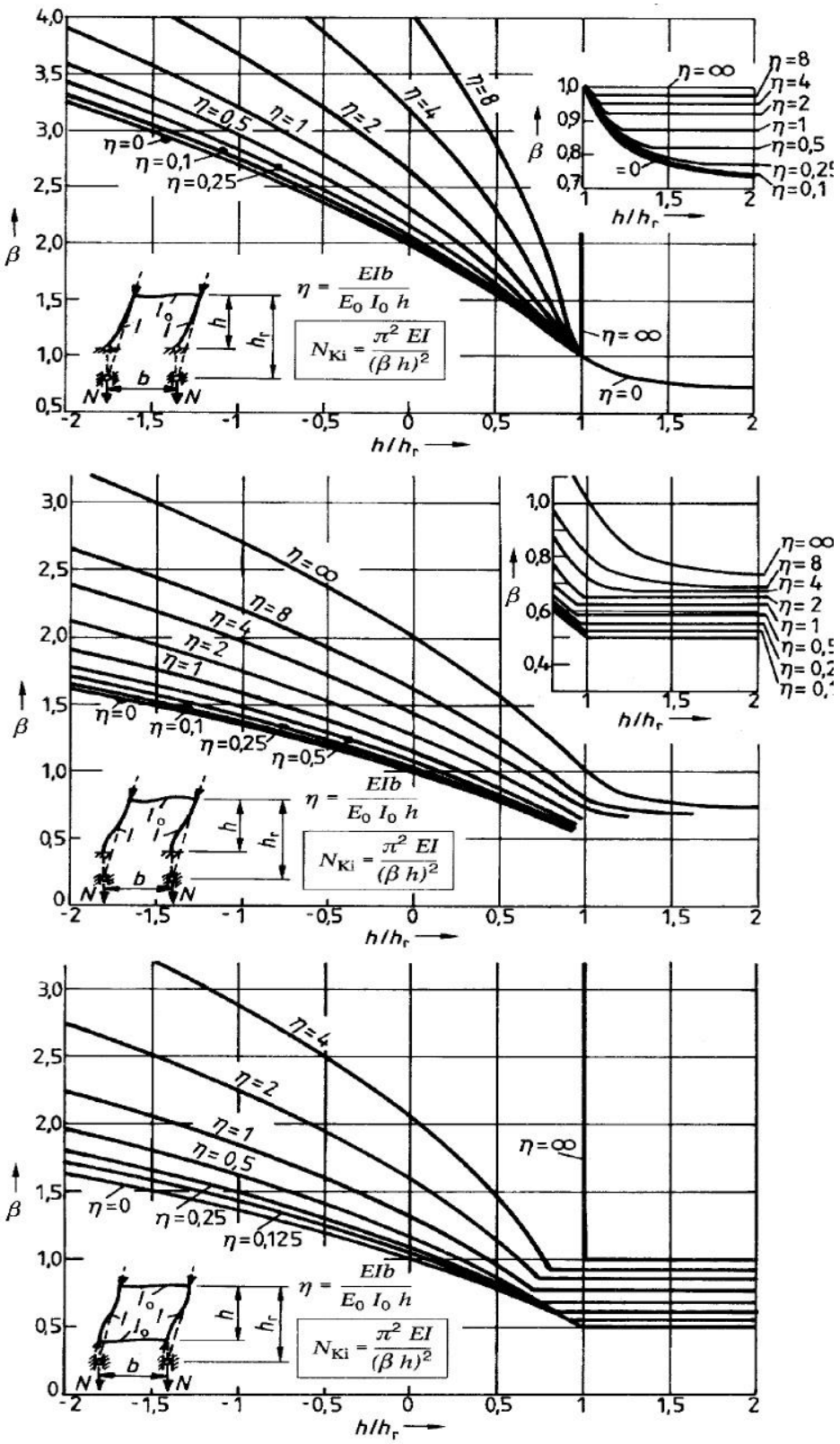


Figura A29.D.1: Elementos verticales que forman parte de un pórtico

Tabla A29.D.1: Coeficientes de longitud de pandeo β

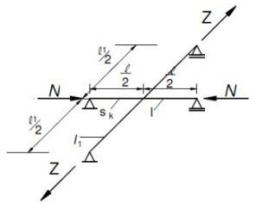
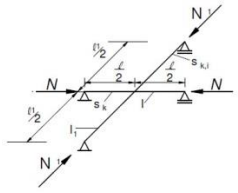
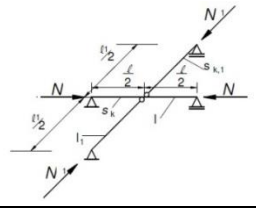
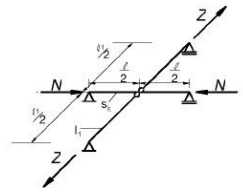
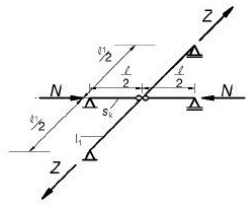
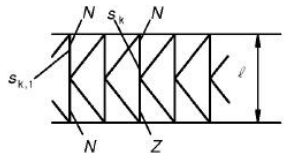

β
h/hr
η=0
η=0,1
η=0,25
η=0,5
η=1
η=2
η=4
η=8
η=∞
η = EIb / (E0 I0 h)
NKi = π² EI / (β h)²
N
b
h
hr
l
l0

D.2.3 Pandeo de las diagonales fuera de su plano

(1) Las longitudes de pandeo de las diagonales de las celosías se pueden obtener de la Tabla A29.D.2.

(2) Las uniones deberán alcanzar una rigidez y una resistencia a flexión suficientes para asegurar la continuidad de las diagonales, como se indica en la Tabla A29.D.2.

Tabla A29.D.2: Longitudes de pandeo

	1	2	3
1		$\beta = \sqrt{\dfrac{1-\frac{3}{4}\frac{Zl}{Nl_1}}{1+\frac{I_1 l^3}{I l_1^3}}}$ con $\beta \geq 0{,}5$	
2		$\beta = \sqrt{\dfrac{1+\frac{N_1 l}{Nl_1}}{1+\frac{I_1 l^3}{I l_1^3}}}$ con $\beta \geq 0{,}5$	$\beta_1 = \sqrt{\dfrac{1+\frac{Nl_1}{N_1 l}}{1+\frac{I l_1^3}{I_1 l^3}}}$ con $\beta_1 \geq 0{,}5$
3		elementos continuos en compresión $\beta = \sqrt{1+\dfrac{\pi^2}{12}\dfrac{N_1 l}{Nl_1}}$	elementos articulados en compresión $\beta_1 = 0{,}5$ cuando $EI \geq \dfrac{N_1 l^3}{\pi^2 l_1}\left(\dfrac{\pi^2}{12}+\dfrac{Nl_1}{N_1 l}\right)$
4		$\beta = \sqrt{1-0{,}75\dfrac{Zl}{Nl_1}}$ con $\beta \geq 0{,}5$	
5		$\beta = 0{,}5$ Cuando $\dfrac{Nl_1}{Zl} \leq 1$ o cuando $EI_1 \geq \dfrac{3Zl_1^2}{4\pi^2}\left(\dfrac{Nl_1}{Zl}-1\right)$	
6		$\beta = \left(0{,}75-0{,}25\left\lvert\dfrac{Z}{N}\right\rvert\right)$ Con $\beta \geq 0{,}5$	$\beta_1 = \left(0{,}75-0{,}25\dfrac{N_1}{N}\right)$ $N_1 < N$

(3) Para diagonales que se encuentren elásticamente apoyadas en centro de vano, véanse la Figura A29.D.2 y la ecuación (D.2):

$$\beta = \sqrt{1 - \frac{3}{16}\frac{CL}{N}} \qquad \text{(D.2)}$$

donde

L es la longitud del sistema;

N es el valor máximo entre N_1 y N_2;

C es la rigidez del apoyo lateral con $C \leq \frac{4N}{l}$

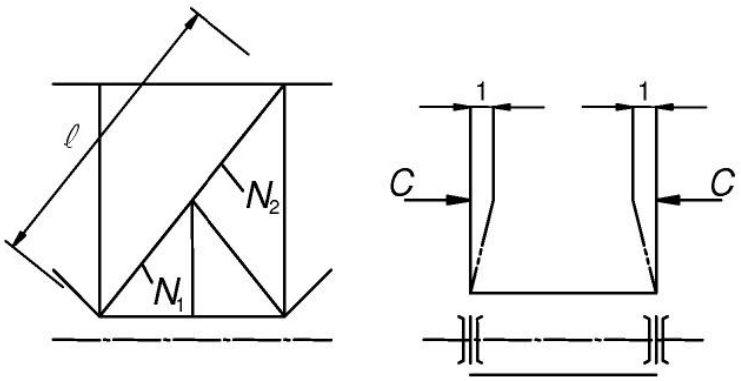


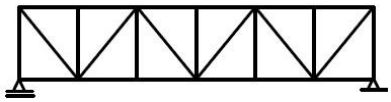
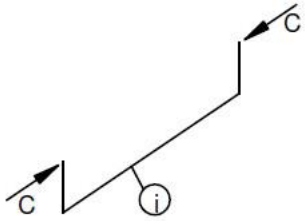
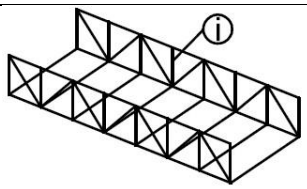
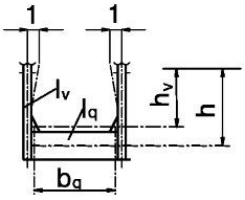
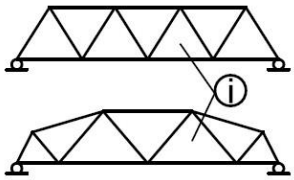
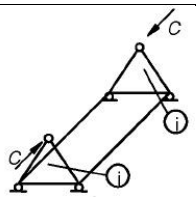
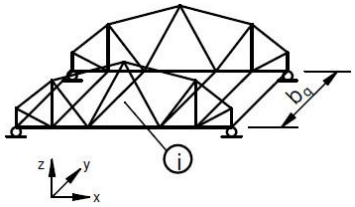
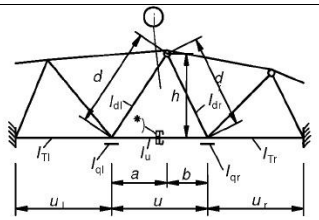
Figura A29.D.2: Diagonal con apoyo elástico en centro de vano

D.2.4 Cordones comprimidos de puentes con sección abierta

(1) Los cordones comprimidos se pueden modelar como montantes con apoyos laterales.

(2) Se puede determinar la rigidez de los apoyos laterales empleando la Tabla A29.D.3.

Tabla A29.D.3: Rigideces laterales C_d para celosías

<table>
<tr><th></th><th>1</th><th>2</th></tr>
<tr><td>1</td><td> 
Ejemplo de puente en celosía con montantes</td><td>  </td></tr>
<tr><td>1a</td><td> 
Modelado</td><td> 
$C = \frac{EI_v}{\frac{h_v^3}{3} + \frac{h^2 b_q I_v}{2 I_q}}$</td></tr>
<tr><td>2</td><td> 
Ejemplo de puente en celosía sin montantes</td><td> 
Pórtico en U en puente en celosía sin montantes</td></tr>
<tr><td>2a</td><td> 
Modelado</td><td> 
*) Articulación en torsión
Modelado: Cordón inferior del pórtico en U con rigidez a flexión EI_l únicamente, cordones inferiores adyacentes con rigidez a torsión EI_T</td></tr>
<tr><td>2b</td><td colspan="2">Rigidez elástica $C = \frac{A+B-2D}{AB-D^2} EI_u$</td></tr>
<tr><td>2c</td><td colspan="2">$$A = \frac{h^2 I_u}{n_l} + \frac{d_l^3 I_u}{3 I_{dl}} + \frac{a^2 u}{3} n_l = \frac{2}{b_q} I_{ql} + \frac{G I_{Tl}}{E u_l}$$
$$B = \frac{h^2 I_u}{n_r} + \frac{d_r^3 I_u}{3 I_{dr}} + \frac{b^2 u}{3} n_r = \frac{2}{b_q} I_{qr} + \frac{G I_{Tr}}{E u_r}$$
$$D = \frac{1}{6} abu$$
Las longitudes d_l, d_r, a, b, u y b_q se pueden reducir en el caso de extremos rígidos.
u_l y u_r se pueden reducir en el caso de que los extremos estén empotrados a torsión.
EI_{dl}, EI_{dr}, EI_u = rigidez a flexión de diagonales y cordones inferiores en la flexión fuera de plano
EI_{ql}, EI_{qr} = rigidez a flexión de la viga transversal
GI_{Tl}, GI_{Tr} = rigidez a torsión de St. Venant de los cordones adyacentes</td></tr>
</table>

D.3 Puentes arco

D.3.1 Generalidades

(1) En el apartado D.3.1 se proporcionan los coeficientes de longitud de pandeo β para el pandeo de puentes arco en su plano y fuera de su plano.

(2) El axil crítico de pandeo N_{cr} en el arco para el pandeo en su plano se puede obtener mediante la siguiente expresión:

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{\beta s}\right)^2 EI_y \qquad \text{(D.3)}$$

donde

N_{cr} se refiere al esfuerzo en los apoyos;

s es la mitad de la longitud del arco;

EI_y es la rigidez a flexióndel arco en su plano;

β es el coeficiente de longitud de pandeo.

(3) El axil crítico de pandeo en arcos autoportantes para el pandeo fuera de su plano se puede obtener a partir de la siguiente expresión:

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{\beta l}\right)^2 EI_z \qquad \text{(D.4)}$$

donde

N_{cr} se refiere al esfuerzo en los apoyos;

l es la longitud proyectada del arco;

EI_z es la rigidez a flexión del arco fuera de su plano;

β es el coeficiente de longitud de pandeo.

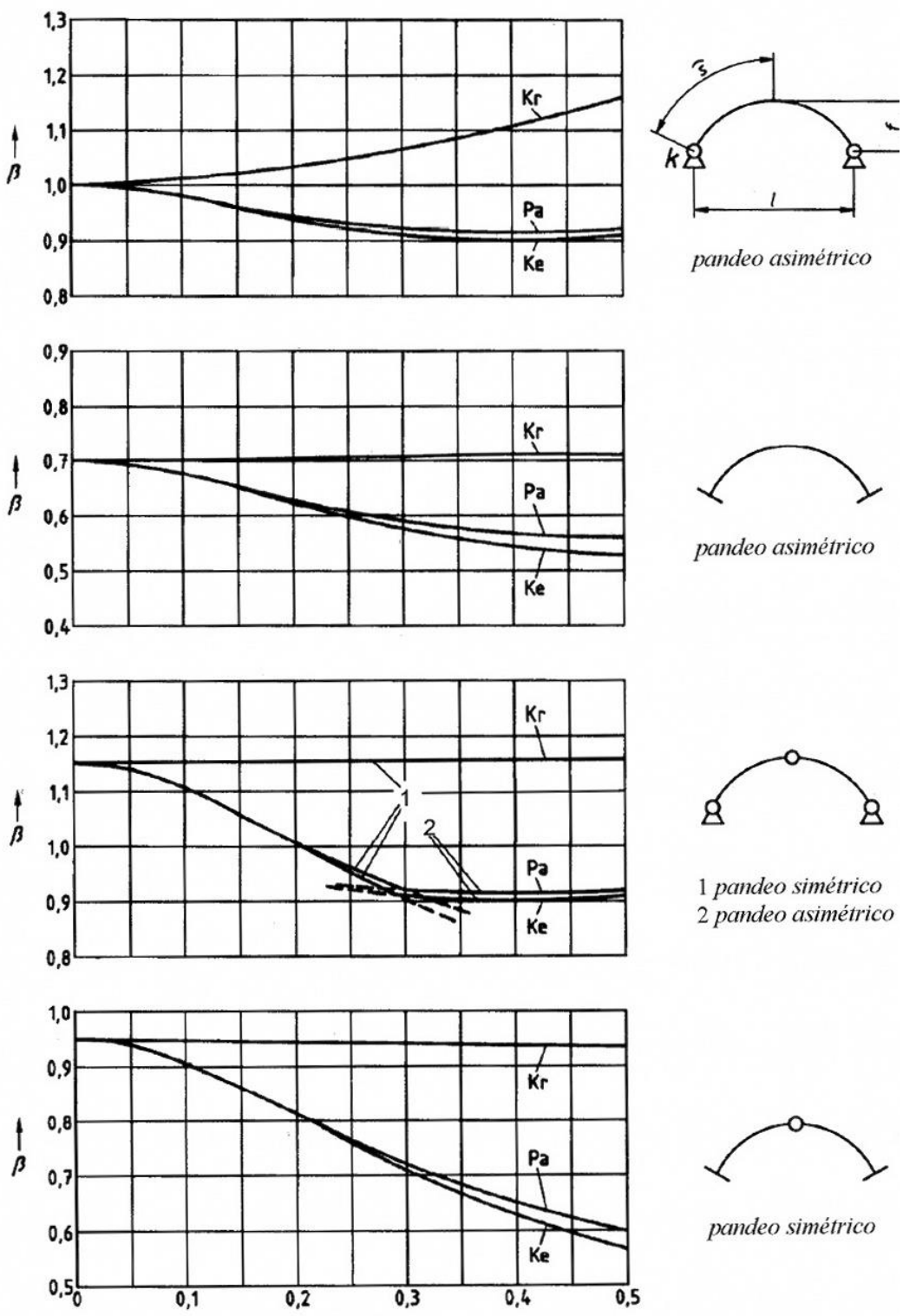
(4) El pandeo fuera de su plano de los arcos con contravientos y pórticos se puede comprobar mediante una comprobación de la estabilidad de los pórticos extremos.

D.3.2 Coeficientes de pandeo de arcos en su plano

(1) Para arcos con apoyos rígidos o articulados, los coeficientes de pandeo β se establecen en la Tabla A29.D.4.

(2) Para arcos compuestos por un tirante de tracción y péndolas, los coeficientes de pandeo β se establecen en la Figura A29.D.4.

Tabla A29.D.4: Coeficiente de longitud de pandeo β para arcos con $f/l > 0{,}1$



Pa: Forma parabólica Ke: Forma de catenaria Kr: Forma circular

para Pa y Ke la carga es vertical. para Kr se estima la carga radial (por ejemplo la presión hidrostática)

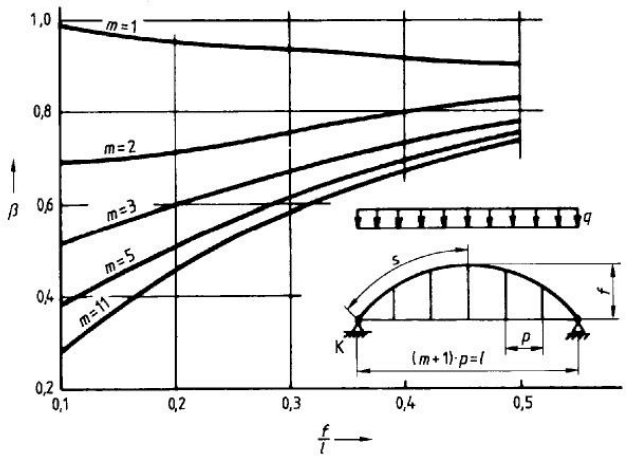


Figura A29.D.4: Coeficiente de pandeo β

(3) Se puede suponer que el fenómeno de inestabilidad en arcos se puede evitar si se cumple el siguiente criterio:

$$l\sqrt{\frac{EA}{12EI_y}} > K \qquad \text{(D.5)}$$

donde

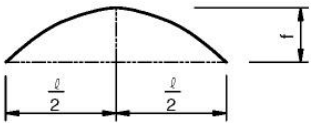
A es el área de la sección;

I_y es el momento de inercia;

K es un coeficiente.

(4) El valor del coeficiente K se puede tomar de la Tabla A29.D.5.

Tabla A29.D.5: Coeficiente K

	f/l	0,05	0,075	0,10	0,15	0,20
	K	35	23	17	10	8
		319	97	42	13	6

D.3.3 Coeficientes de pandeo de arcos autoportantes fuera de su plano

(1) En el caso de pandeo de arcos autoportantes fuera de su plano los coeficientes de pandeo se pueden obtener como:

$$\beta = \beta_1 \beta_2 \qquad \text{(D.6)}$$

donde

β_1 se establece en la Tabla A29.D.6 y β_2 se indica en la Tabla A29.D.7.

Tabla A29.D.6: Valores de β_1

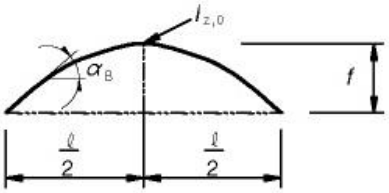
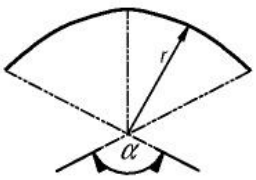
f/l	0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	
I_z constante	0,50	0,54	0,65	0,82	1,07	
I_z variable $I_z(\alpha_B) = \frac{I_{z,0}}{\cos \alpha_B}$	0,50	0,52	0,59	0,71	0,86	

Tabla A29.D.7: Valores deβ_2

Modo de carga	β_2	Comentarios
conservadora (el tablero se fija a la clave del arco)	1	
mediante péndolas	$1 - 0{,}35\frac{q_H}{q}$	
mediante montantes	$1 + 0{,}45\frac{q_{St}}{q}$	q carga total q_H carga transmitida por las péndolas q_{St} carga transmitida por los montantes

(2) En el caso de pandeo fuera de su plano de los arcos circulares autoportantes con carga radial, el coeficiente de pandeo β se puede obtener mediante:

$$\beta = \pi r \alpha \frac{\sqrt{\pi^2 + \alpha^2 K}}{l(\pi^2 - \alpha^2)} \qquad \text{(D.7)}$$

donde

r es el radio del círculo;

α es la sección angular del arco,$0 < \alpha < \pi$;

$K = \frac{EI_z}{GI_T}$

D.3.4 Pandeo fuera de su plano de arcos con contravientos y pórticos extremos

(1) El pandeo fuera de su plano se puede comprobar verificando la estabilidad de los pórticos extremos, de acuerdo con el apartado D.2.2.

(2) El coeficiente de longitud de pandeo β se puede obtener de la Tabla A29.D.1, empleando la geometría que se muestra en la Figura A29.D.5.

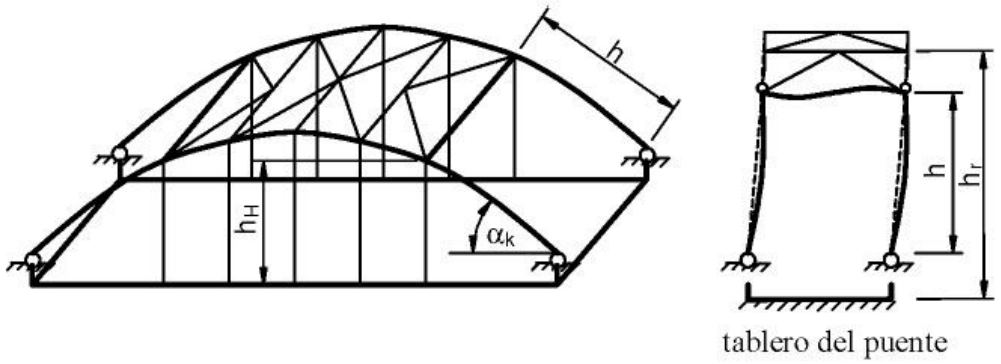


Figura A29.D.5: Pandeo de pórticos en los arcos

(3) El valor del parámetro h_r de la Tabla A29.D.1 se puede obtener como la media de todas las longitudes de las péndolas h_H multiplicadas por $\frac{1}{sen\alpha_k}$, donde α_k (constante) se obtiene de la Figura A29.D.5.

D.3.5 Imperfecciones

(1) A menos que se empleen los modos de pandeo correspondientes para las imperfecciones, véase el apartado 5.3.2 (11) del Anejo 22 del Código Estructural, se pueden utilizar las imperfecciones del arco que se indican en la Tabla A29.D.8 para el pandeo de los arcos en su plano y en la Tabla A29.D.9 para el pandeo de los arcos fuera de su plano.

Tabla A29.D.8: Forma y amplitud de las imperfecciones para el pandeo de arcos en su plano

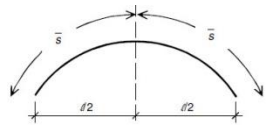
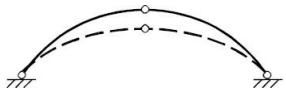
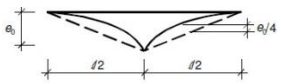
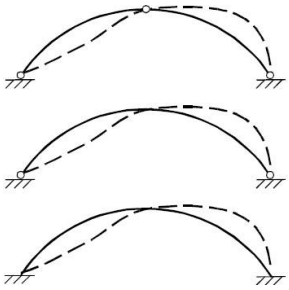
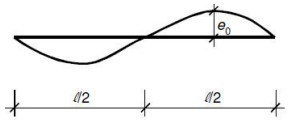
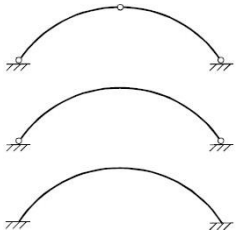
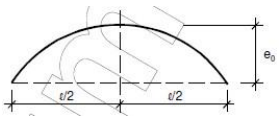
	1	2	3			
		forma de la imperfección (seno o parábola)	e_0 según la curva de pandeo relativa a la clasificación de la sección			
			a	b	c	D
1			$\frac{s}{300}$	$\frac{s}{250}$	$\frac{s}{200}$	$\frac{s}{150}$
2			$\frac{l}{600}$	$\frac{l}{500}$	$\frac{l}{400}$	$\frac{l}{300}$

Tabla A29.D.9: Forma y amplitud de las imperfecciones para el pandeo de arcos fuera de su plano

	forma de la imperfección (seno o parábola)	e_0 según la curva de pandeo relativa a la clasificación de la sección				
			a	b	c	d
		$l \leq 20\ m$	$\frac{l}{300}$	$\frac{l}{250}$	$\frac{l}{200}$	$\frac{l}{150}$
		$l > 20\ m$ $l_1 = \sqrt{20l[m]}$	$\frac{l_1}{300}$	$\frac{l_1}{250}$	$\frac{l_1}{200}$	$\frac{l_1}{150}$

Apéndice E

Recomendaciones para la combinación de los efectos locales de cargas de ruedas y presión de neumáticos y de los efectos globales de tráfico en puentes de carretera

E.1 Regla de combinación para los efectos de carga global y local

(1) Cuando se considere la resistencia local de los rigidizadores en tableros ortótropos, se deben tener en cuenta los efectos derivados de las cargas locales de ruedas y neumáticos, actuando sobre el rigidizador, así como los efectos derivados de las cargas globales de tráfico, actuando sobre el puente (véase la Figura A29.E.1).

(2) Para tener en cuenta los diferentes orígenes de estas cargas, se debe aplicarla siguiente regla de combinación para determinar los valores de cálculo:

$$\sigma_{Ed} = \sigma_{loc,\mathrm{Ed}} + \psi \cdot \sigma_{glob,\mathrm{Ed}} \quad \text{(E.1)}$$

$$\sigma_{Ed} = \psi \cdot \sigma_{loc,\mathrm{Ed}} + \sigma_{glob,\mathrm{Ed}} \quad \text{(E.2)}$$

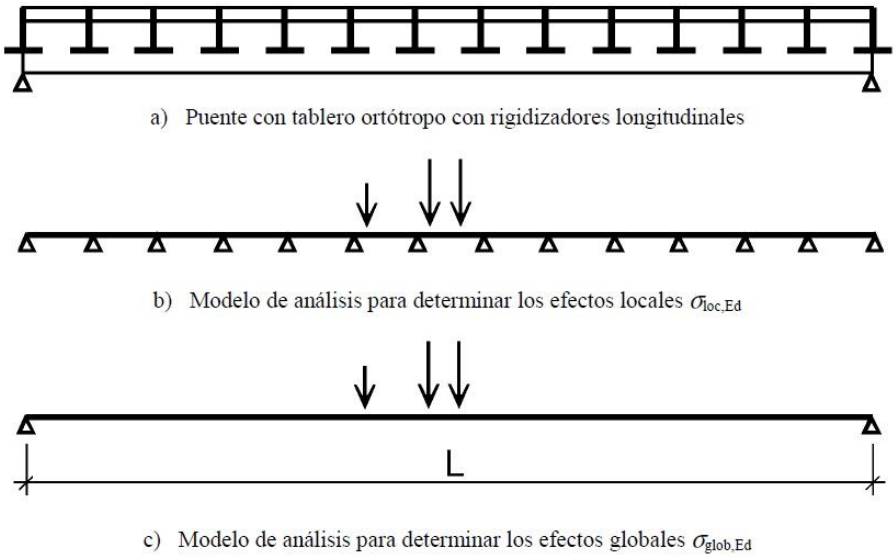
Donde

σ_{Ed} es el valor de cálculo de la tensión en la viga debida a los efectos combinados de la carga local σ_{loc} y de la carga global σ_{glob};

$\sigma_{loc,Ed}$ es el valor de cálculo de la tensión en la viga debida a la carga local de ruedas o neumáticos producida por un único vehículo pesado;

$\sigma_{glob,Ed}$ es el valor de cálculo de la tensión en la viga debida a cargas en el puente producidas por uno o más vehículos pesados;

ψ es el coeficiente de combinación.



a) Puente con tablero ortótropo con rigidizadores longitudinales

b) Modelo de análisis para determinar los efectos locales $\sigma_{loc,Ed}$

c) Modelo de análisis para determinar los efectos globales $\sigma_{glob,Ed}$

Figura A29.E.1: Modelización de la estructura con efectos locales y globales

E.2 Coeficiente de combinación

(1) El coeficiente de combinación ψse puede determinaren base a las distribuciones de pesos de diferentes camiones actuando sobre una línea de influencia para los efectos de la combinación de acciones. Se empleará el valor de ψ obtenido a partir de la Figura A29.E.2.

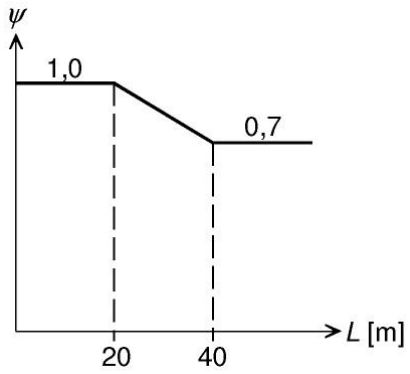


Figura A29.E.2 Coeficiente de combinación dependiente de la longitud de vano L