Código Técnico de la Edificación

# Documento Básico SE-A

## Seguridad estructural
## Estructuras de acero

Noviembre 2003

MINISTERIO DE FOMENTO
DIRECCIÓN GENERAL DE LA VIVIENDA, LA ARQUITECTURA Y EL URBANISMO

# Índice

**1 GENERALIDADES**

1.1 Ámbito de aplicación y consideraciones previas
1.2 Documentos de proyecto

**2 BASES DE CÁLCULO**

2.1 Generalidades
2.2 Verificaciones
2.3 Estados límite últimos
2.4 Estados límite de servicio

**3 DURABILIDAD**

**4 MATERIALES**

4.1 Generalidades
4.2 Aceros en chapas y perfiles
4.3 Tornillos, Tuercas y Arandelas
4.4 Materiales de aportación

**5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL**

5.1 Generalidades
5.2 Modelos del comportamiento estructural
5.3 Estabilidad lateral global
5.4 Imperfecciones iniciales
5.5 Análisis plástico

**6 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS**

6.1 Generalidades
6.2 Resistencia de las secciones
6.3 Resistencia de las barras

**7 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO**

7.1Desplazamientos
7.2 Vibraciones
7.3 Deslizamiento de uniones

**8 UNIONES**

8.1 Bases de cálculo
8.2 Criterios de comprobación
8.3 Rigidez
8.4 Resistencia
8.5 Resistencia de los medios de unión. Uniones atornilladas.
8.6 Resistencia de los medios de unión. Uniones soldadas.
8.7 Uniones normalizadas
8.8 Capacidad de rotación
8.9 Uniones de perfiles huecos en las vigas de celosía

**9 FATIGA**

9.1 Generalidades

**10 EJECUCIÓN**

10.1 Materiales
10.2 Operaciones de fabricación
10.3 Soldeo
10.4 Uniones atornilladas
10.5 Otros tipos de tornillos
10.6 Tratamientos de protección
10.7 Ejecución de soldeo y montaje en taller (Tratamiento de protección)
10.8 Control de fabricación

**11 TOLERANCIAS**

11.1 Tolerancias de fabricación
11.2 Tolerancias de montaje

**12 CONTROL DE CALIDAD**

12.1 Generalidades
12.2 Control de calidad de la documentación de proyecto
12.3 Control de calidad de los materiales
12.4 Control de calidad de la fabricación
12.5 Control de calidad del montaje

**13 INSPECCIÓN Y MANTENIMIENTO**

13.1 Inspección

**ANEJO A. TERMINOLOGÍA**

**ANEJO B. NOTACIÓN Y UNIDADES**

**ANEJO C FATIGA. MÉTODO DE LAS CURVAS S-N**

# 1 Generalidades

## 1.1 Ámbito de aplicación y consideraciones previas

1 Este DB se destina a verificar la seguridad estructural en las fases de proyecto y de ejecución de estructuras metálicas realizadas con acero en edificación. No se contemplan, por tanto, aspectos propios de otros campos de la construcción (puentes, silos, chimeneas, antenas, tanques, etc.).Tampoco se tratan aspectos relativos a elementos que, por su carácter específico, requieren consideraciones especiales.

2 Este DB se refiere únicamente a la seguridad de las estructuras metálicas en condiciones normales de utilización, incluidos los aspectos relativos a la durabilidad, de acuerdo con el DB-SE. La satisfacción de otros requisitos (aislamiento térmico, acústico, resistencia al fuego, resistencia al sismo) quedan fuera de su alcance. Los aspectos relativos a la fabricación, montaje, control de calidad, conservación y mantenimiento se tratan, exclusivamente, en la medida necesaria para indicar las exigencias que se deben cumplir en concordancia con las hipótesis de proyecto.

3 Los edificios se destinaran al uso para el que han sido construidas y se conservaran adecuadamente.

## 1.2 Documentos de proyecto

### 1.2.1 Documentación de proyecto

1 En relación con la seguridad estructural, los diversos documentos de que consta el proyecto, descritos en el Anejo I del CTE, deberán contener como mínimo, la documentación que se indica en los siguientes apartados.

2 Cuando la dirección de obra, durante la ejecución de la misma, autorice modificaciones de proyecto, previamente a la realización de las mismas, deberán rectificarse convenientemente los cálculos, planos y cualquier documento de proyecto que resulte afectado por dichas modificaciones. Además, para evitar confusiones, se indicará claramente en los citados documentos modificados que son los documentos finales y que anulan a los anteriores, que se relacionarán pormenorizadamente.

#### 1.2.1.1 Memoria

1 La memoria contendrá el programa de necesidades, en el que se describirán aquellas características del edificio y del uso previsto que condicionan las exigencias de seguridad estructural, tanto en lo relativo a la capacidad portante como a la aptitud al servicio; las bases de cálculo y la declaración de cumplimiento de los DB o justificación documental del cumplimiento de las exigencias básicas de seguridad si se adoptan soluciones alternativas que se aparten total o parcialmente de los DB.

2 Las bases de cálculo y en su caso, en el anejo de cálculo se incluirán los siguientes datos:

a) El periodo de servicio previsto, si difiere de 50 años;

b) Las simplificaciones efectuadas sobre el edificio para transformarla en uno o varios modelos de cálculo, que se describirán detalladamente, indicando el tipo estructural adoptado para el conjunto y sus partes, las características de las secciones, tipo de conexiones y condiciones de sustentación;

c) Las características mecánicas consideradas para los materiales (aceros en chapas y perfiles, tornillos, materiales de aportación, pinturas y materiales de protección), y para el terreno que lo sustenta, o en su caso actúa sobre ella;

d) La geometría global (especificando las dimensiones a ejes de elementos) y particular de las barras (definición de perfiles, de las secciones armadas, chapas, etc.), las uniones (medios de unión, dimensiones y disposición de los tornillos o cordones) y, en general, cualquier elemento que pueda afectar al comportamiento o a la durabilidad de la estructura.

e) Las exigencias relativas a la capacidad portante y a la aptitud al servicio, incluida la durabilidad, y las situaciones de dimensionado consideradas;

f) Las acciones consideradas, las combinaciones efectuadas y los coeficientes de seguridad utilizados para las diferentes situaciones de dimensionado;

g) De cada elemento reflejado en planos, el tipo de análisis efectuado y los métodos de cálculo empleados;

h) La modalidad de control de calidad previsto.

Si el proyecto se desarrolla en dos fases (proyecto básico y proyecto de ejecución), en el proyecto básico se incluirá, al menos, la información indicada en los puntos a) y d), así como las acciones de aplicación al caso, los materiales previstos y los coeficientes de seguridad aplicables.

3 Cuando no se utilice la notación de este DB, se darán las equivalencias entre los símbolos empleados y los definidos en la misma. Si no es posible dar esta equivalencia se definirán detalladamente dichos símbolos.

4 Los cálculos realizados con ordenador se completarán identificando los programas informáticos utilizados en cada una de las partes que han dado lugar a un tratamiento diferenciado, indicando el objeto y el campo de aplicación del programa y explicando con precisión, la representación de los datos introducidos por el autor de los cálculos y los resultados generados por el programa.

#### 1.2.1.2 Planos

1 Los planos deben ser suficientemente descriptivos para la exacta realización de la obra, a cuyos efectos se podrán deducir también de ellos los planos auxiliares de obra o de taller y las mediciones que sirvan de base para las valoraciones pertinentes.

2 Contendrán todos los detalles necesarios, y en particular, los detalles de uniones y nudos, las características de los materiales, la modalidad de control de calidad previsto, si procede, y los coeficientes de seguridad adoptados en el cálculo.

3 Si el proyecto se desarrolla en dos fases (proyecto básico y proyecto de ejecución), los planos del proyecto básico deben ser lo suficientemente precisos para la definición del tipo estructural previsto y el establecimiento de las reservas geométricas para la realización de la estructura.

#### 1.2.1.3 Pliego de prescripciones técnicas particulares

1 El pliego de prescripciones técnicas particulares incluirá los apartados precisos para establecer las condiciones exigibles a los materiales y a la ejecución de cada unidad de obra.

2 Incluirá la modalidad de control de calidad elegida para cada material y para la ejecución de cada unidad de obra, los ensayos a realizar, los criterios de aceptación y rechazo, y las acciones a adoptar en cada caso. Asimismo, se establecerá el plazo de garantía de cada componente.

3 Si, como es frecuente, para una misma obra se prevén distintos tipos de un mismo material, se detallarán separadamente cada uno de ellos, indicándose las zonas en que habrán de ser empleados.

4 Especificará las pruebas previstas para realizar las correspondientes recepciones de obra y se establecerán sus plazos de garantía.

5 En este pliego se exigirá, cuando sea oportuno o cuando esté reglamentado, la colocación en el lugar de la obra que especifique, de una placa con el valor máximo de la sobrecarga admisible para el uso de esa zona del edificio.

### 1.2.2 Documentación final de obra

1 La documentación final de obra incluirá los planos completos de todos los elementos y partes de la obra, que reflejen con precisión la obra realmente construida, así como la documentación acreditativa de que las modificaciones de proyecto realizadas son conformes con el CTE.

2 Asimismo, incluirá la documentación acreditativa de que se han cumplido las especificaciones de control de calidad especificadas en el proyecto, en las instrucciones de la dirección facultativa y en el CTE.

### 1.2.3 Instrucciones de uso y mantenimiento

#### 1.2.3.1 Instrucciones de uso

1 En las instrucciones de uso, el apartado destinado a la estructura recogerá toda la información necesaria para asegurar que el uso del edificio es conforme a las hipótesis adoptadas en las bases de cálculo.

2 De toda la información acumulada sobre una obra, y en particular sobre su estructura, las instrucciones de uso incluirán aquella que resulte de interés para la propiedad y para los usuarios, que como mínimo será:

a) las cargas permanentes;

b) las sobrecargas de uso;

c) las deformaciones admitidas, incluidas las del terreno, en su caso;

d) las condiciones particulares de utilización, como puede ser el respeto a las señales de limitación de sobrecarga, o el mantenimiento de las marcas o bolardos que definen zonas con requisitos especiales al respecto;

e) Las medidas adoptadas para reducir los riesgos.

#### 1.2.3.2 Plan de mantenimiento

1 El plan de mantenimiento, en lo correspondiente a la estructura, se establecerá en concordancia con las bases de cálculo y con cualquier información adquirida durante la ejecución de la obra que pudiera ser de interés, e identificará:

a) el tipo de los trabajos de mantenimiento a llevar a cabo;

b) lista de los puntos que requieran un mantenimiento particular;

c) el alcance, la realización y la periodicidad de los trabajos de conservación;

d) un programa de inspecciones;

# 2 Bases de cálculo

## 2.1 Generalidades

1 Las especificaciones, criterios, procedimientos, principios y reglas que aseguran un comportamiento estructural adecuado de un edificio conforme a las exigencias del CTE, se establecen en el DB-SE. En este DB se incluyen los aspectos propios de las estructuras de acero.

2 Aunque todos los elementos de la estructura han de ser dimensionados para, como mínimo, soportar las solicitaciones de cálculo, deben considerarse, además, los criterios de proyecto siguientes:

a) Robustez.

El proyecto debe plantearse de modo que la estructura soporte sin daño las etapas de transporte, acopio y montaje, concebirse de modo que posea una cierta flexibilidad de uso y ser capaz de admitir, con un daño proporcionado a la causa que lo origina, acciones excepcionales como explosiones, impactos o errores humanos.

b) Normalización.

La estructura se definirá sistematizando tolerancias, características dimensionales, configuración de elementos y tipificación de detalles.

c) Simplicidad.

El proyecto procurará la sencillez del concepto estructural buscando la adecuación a los medios disponibles así como la facilidad de construcción, inspección y mantenimiento.

3 Este DB incluye los aspectos propios de las estructuras metálicas a considerar en la aplicación a este tipo de estructuras de los principios generales contenidos en los DB SE y en la parte I del CTE. Para el tratamiento de aspectos específicos o de detalle la información contenida en este DB se podrá ampliar con el contenido de las normas UNE ENV 1993-1-1:1996, UNE ENV 1090-1:1997, UNE ENV 1090-2:1999, UNE ENV 1090-3:1997, UNE ENV 1090-4:1998.

## 2.2 Verificaciones

### 2.2.1 Tipos de verificación

4 Se efectuarán dos tipos de verificaciones, las relativas a:

a) La estabilidad y la resistencia (Estado Límite Ultimo).

b) La aptitud para el servicio (Estado Límite de Servicio).

6 A estos efectos se distingue, respectivamente, entre los Estados Límite Últimos, estados relacionados con fallos estructurales, y los Estados Límite de Servicio, estados relacionados con el comportamiento estructural en servicio. Las verificaciones de la capacidad portante y de la aptitud para el servicio se efectuarán para las diferentes situaciones de dimensionado.

### 2.2.2 Modelado y análisis

5 El análisis estructural se basará en modelos adecuados del edificio que proporcionen una previsión suficientemente precisa del comportamiento de la misma, y que permitan tener en cuenta todas las variables significativas y que reflejen adecuadamente los Estados Límite a considerar. En los análisis de comportamiento de paredes en estado límite de rotura se podrá adoptar un diagrama tensión-deformación rígido-plástico. En el documento se dan indicaciones especificas para el modelado.

6 Se podrán establecer varios modelos estructurales, bien complementarios, para representar las diversas partes del edificio, o alternativos, para representar más acertadamente distintos comportamientos o efectos.

7 Las condiciones de apoyo que se consideren en los cálculo deben estar de acuerdo con las disposiciones constructivas previstas.

8 Se deben considerar los incrementos producidos en los esfuerzos por causa de las deformaciones (efectos de 2º orden) allí donde no resulten despreciables.

9 En el análisis estructural, se deben tener en cuenta las diferentes fases de la construcción, incluyendo el efecto del apeo provisional de los forjados durante el hormigonado.

10 En las estructuras de acero formadas por pilares y vigas, en las que se dispongan juntas de dilatación separadas a una distancia no superior a 40 m, las acciones térmicas y reológicas pueden no ser consideradas en los cálculos para el dimensionado de las mismas.

11 No es necesario comprobar la seguridad frente a fatiga en estructuras normales de edificación que no estén sometidas a cargas variables repetidas de carácter dinámico.

Los elementos metálicos que soportan maquinarias de elevación o cargas móviles o que están sometidos a vibraciones producidas por sobrecargas de carácter dinámico (máquinas, viento, personas en movimiento) debe comprobarse la seguridad frente a fatiga.

12 En estructuras de acero formadas por pilares y vigas con nudos rígidos o con núcleos arriostrados cuya tipología final sea eficaz durante el proceso de construcción, y cuyas secciones y longitudes de los diferentes elementos estructurales no se alteren durante dicho proceso porque las iniciales sean las definitivas y no se produzcan solicitaciones de acciones con modelos de actuación diferentes a los de servicio, no necesitarán comprobarse en la situación transitoria de construcción, si el proceso constructivo no introduce en ellas solicitaciones superiores a las de servicio.

Si deberán comprobarse las situaciones transitorias, en estructuras con vigas sometidas a torsión durante la construcción de los forjados que, finalmente, adquieren continuidad sobre ellas a lo largo del proceso constructivo.

## 2.3 Estados límite últimos

### 2.3.1 Condiciones que deben verificarse

1 Para la verificación de la capacidad portante de una estructura de acero se comprobarán los estados límite últimos siguientes.

a) Estabilidad

La estabilidad de un elemento o del conjunto de una estructura queda verificada si se cumple la condición:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stb} \qquad (2.1)$$

$E_{d,dst}$ valor de cálculo del efecto de las acciones desestabilizadoras,

$E_{d,stb}$ valor de cálculo del efecto de las acciones estabilizadoras.

b) Resistencia

La resistencia de la estructura portante, de un elemento estructural, de una sección, de una unión entre elementos o de la conexión entre materiales queda verificada si se cumple la condición:

$$E_d \leq R_d \qquad (2.2)$$

$E_d$ valor de cálculo del efecto de las acciones,

$R_d$ valor de cálculo de la resistencia correspondiente.

NOTA. Las verificaciones se pueden efectuar en términos de las tensiones, de los esfuerzos (fuerzas, momentos, un vector representando diferentes fuerzas o momentos), o de las acciones.

Al evaluar $E_d$ y $R_d$, se tendrán en cuenta los efectos de segundo orden de acuerdo con los criterios establecidos en este DB.

### 2.3.2 Efecto de las acciones

1 Para cada situación de dimensionado, los valores de cálculo del efecto de las acciones se obtendrán mediante las reglas de combinación indicadas en DB. En edificios convencionales, salvo aquellos que tengan un uso específico de almacén o fábrica, el valor de cálculo del efecto de las acciones puede determinarse, de forma simplificada, del siguiente modo.

c) situaciones persistentes o transitorias:

$$E_d = E(\sum \gamma_{G,J} G_{kj} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} 0{,}7 \gamma_{Q,i} Q_{k,i}) \qquad (2.3)$$

siendo

$G_k$ el valor característico de una de las “j” acciones permanentes;

$Q_k$ el valor característico de una de las “i” acciones variables;

$\gamma_G$, atiende a lo que para él establece el DB-SE, que, parcialmente, se reproduce en la tabla 3.2.

**Tabla 3.2 Coeficientes parciales para las acciones**

| | $\gamma_G$ | $\gamma_Q$ |
|---|---|---|
| Efecto favorable | 0,8<br>(Para las comprobaciones de estabilidad de conjunto 0,9) | 0 |
| Efecto desfavorable | 1,35<br>(Para las comprobaciones de estabilidad de conjunto 1,1) | 1,5 |

d) situaciones extraordinarias:

$$E_d = E(\sum G_{kj} + A_d + \sum_{i>1} 0{,}7 Q_{k,i}) \qquad (2.4)$$

siendo

$G_k$ el valor característico de una de las “j” acciones permanentes;

$A_d$ el valor de cálculo de la acción accidental;

$Q_k$ el valor característico de una de las “i” acciones variables.

Para determinadas categorías de uso, esta expresión puede resultar excesivamente conservadora, por lo que puede resultar conveniente calcular el efecto de las acciones de acuerdo con el DAC-SE teniendo en consideración la categoría de uso correspondiente.

### 2.3.3 Coeficientes parciales de seguridad para determinar la resistencia

1 Los valores de $\gamma_M$ se establecen, para cada caso concreto, en los apartados donde se especifican los criterios para la determinación de la resistencia de una sección o de un elemento determinado. Si no se especifica lo contrario, se adoptarán los siguientes valores.

a) $\gamma_{M0}$ = 1,0 coeficiente parcial de seguridad relativo a la plastificación del material

b) $\gamma_{M1}$ = 1,1 coeficiente parcial de seguridad relativo a los fenómenos de inestabilidad

c) $\gamma_{M2}$ = 1,25 coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última del material o sección, y a la resistencia de los medios de unión

## 2.4 Estados límite de servicio

### 3.4.1 Condiciones que deben verificarse

1 Se consideran los siguientes estados límite:

a) deformaciones que afectan a la apariencia de la obra, a su funcionalidad o que afecten a elementos no estructurales como tabiques o revestimientos.

b) deformaciones inaceptables para los usuarios o perjudiciales para la funcionalidad del edificio o de elementos no estructurales tales como máquinas o instalaciones de servicios.

c) vibraciones inaceptables, porque incomodan a las personas, dañan el edificio o a su contenido, o limitan su eficacia funcional.

2 Para los diferentes estados límite de servicio se verificará que:

$$E_{ser} \leq C_{lim} \qquad (2.5)$$

siendo

$E_{ser}$ efecto de las acciones de cálculo;

$C_{lim}$ valor límite para el mismo efecto.

### 2.4.2 Efecto de las acciones

1 Para cada situación de dimensionado, los valores de cálculo del efecto de las acciones se obtendrán mediante las reglas de combinación indicadas en DB. En edificios convencionales, salvo aquellos que tengan un uso específico de almacén o fábrica, el valor de cálculo del efecto de las acciones puede determinarse, de forma simplificada, del siguiente modo.

$$E_d = E(\sum G_{kj} + Q_{k,i} + \sum_{i>1} 0{,}7 Q_{k,i}) \qquad (2.6)$$

siendo

$G_k$ el valor característico de una de las “j” acciones permanentes;

$Q_k$ el valor característico de una de las “i” acciones variables.

### 3.4.3 Coeficientes parciales de seguridad para las propiedades elásticas.

1 El coeficiente de seguridad $\gamma_M$ para las propiedades de los materiales, se tomará igual a la unidad, excepto en los casos en que expresamente se indiquen valores diferentes.

## 2.5 Geometría

### 2.5.1 Valor de cálculo

1 El valor de cálculo de una dimensión geométrica puede ser representado normalmente por su valor nominal:

$$a_d = a_{nom} \qquad (2.7)$$

$a_d$ valor de cálculo de una dimensión geométrica,

$a_{nom}$ valor nominal de la misma dimensión, según los planos del proyecto.

### 2.5.2 Desviaciones de una dimensión geométrica

1 En los casos en los que las posibles desviaciones de una dimensión geométrica de su valor nominal pueda tener una influencia significativa en la seguridad estructural (por ejemplo: debido a efectos de segundo orden), el valor de cálculo de esta dimensión quedará definido por:

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a \qquad (2.8)$$

$\Delta a$ desviación de una dimensión geométrica de su valor nominal, o el efecto acumulado de diferentes desviaciones geométricas que se pueden producir simultáneamente.

Los valores de $\Delta a$ se definen en el apartado correspondiente a tolerancias (capítulo 11).

# 3 Durabilidad

1 En el proyecto han de considerarse las acciones ambientales que condicionan la durabilidad, al igual que las acciones de fatiga donde existieran.

2 Ha de prevenirse la corrosión del acero mediante una estrategia global de proyecto que considere en forma jerárquica al edificio en su conjunto (situación, uso, etc.), la estructura (exposición, ventilación, etc.), los elementos (materiales, tipos de sección, etc.) y, especialmente, los detalles.

3 Se debe evitar:

a) la existencia de sistemas de evacuación de aguas no accesibles para su limpieza y conservación.

b) la formación de rincones, en nudos y en uniones a elementos no estructurales, que favorezcan el depósito de residuos o suciedad.

c) el contacto directo con otros metales (el aluminio de las carpinterías de cerramiento, muros cortina, etc.).

d) el contacto directo con yesos.

4 De acuerdo con las condiciones ambientales internas y externas al edificio, se indicarán las protecciones adecuadas a los materiales para evitar la corrosión de los mismos. A tal fin se podrá utilizar la norma UNE-ENV 1090-1: 1997, tanto para la definición de ambientes, como para la definición de las especificaciones a cumplir por las pinturas y barnices de protección, así como por los correspondientes sistemas de aplicación.

5 Los materiales protectores deben almacenarse y utilizarse de acuerdo con las instrucciones del fabricante y su aplicación se realizará dentro del periodo de vida útil del producto y en el tiempo indicado para su aplicación, de modo que la protección quede totalmente terminada en el periodo de validez del producto y de la aplicación del mismo.

13 A los efectos de la preparación de las superficies a proteger y del uso de las herramientas adecuadas, se podrá utilizar la norma UNE-ENV 1090-1: 1997.

14 Las superficies que no se puedan limpiar por chorreado, se someterán a un cepillado metálico que elimine la cascarilla de laminación y después se deben limpiar para quitar el polvo, el aceite y la grasa.

15 Todos los abrasivos utilizados en la limpieza y preparación de las superficies a proteger, deben ser compatibles con los productos de protección a emplear.

16 Los métodos de recubrimiento: Metalización, Galvanización, Pintura deben especificarse y ejecutarse de acuerdo con la normativa específica al respecto y las instrucciones del fabricante. Se podrá utilizar la norma UNE-ENV 1090-1: 1997.

17 Se definirán y cuidarán especialmente las superficies que deban resistir y transmitir esfuerzos por rozamiento, superficies de soldaduras y para el soldeo, superficies inaccesibles y expuestas exteriormente, superficies en contacto con el hormigón, la terminación de las superficies de aceros resistentes a la corrosión atmosférica, el sellado de espacios en contacto con el ambiente agresivo y el tratamiento de los elementos de fijación. Para todo ello se podrán seguir la norma ENV 1090-1: 1997.

18 En aquellas estructuras que, como consecuencia de las consideraciones ambientales indicadas, sea necesario revisar la protección de las mismas, el proyecto debe prever la inspección y mantenimiento de las protecciones, asegurando, de modo permanente, los accesos y el resto de condiciones físicas necesarias para ello.

# 4 Materiales

## 4.1 Generalidades

1 Aunque es admisible en el proyecto la utilización de materiales distintos a los especificados en el presente capítulo, y aunque muchos de los métodos de comprobación indicados en el DB pueden ser aplicados a materiales de cualesquiera características, se considera que las estructuras de acero a que se refiere este DB, están constituidas por los materiales que se indican en este Capítulo.

## 4.2 Aceros en chapas y perfiles

1 Los aceros considerados en el presente DB son los especificados en la norma UNE EN 10025 en cada una de las partes que la componen.

2 En el presente apartado se resumen las características mecánicas de los aceros de calidades normalizadas, que se corresponden a los especificados por la normativa UNE EN 10025 Parte 2 "*Productos laminados en caliente, de acero no aleado, para construcciones metálicas de uso general*".

3 Las características mecánicas de estos aceros son las indicadas en la tabla 4.1.

**Tabla 4.1** Características mecánicas de los aceros

| DESIGNACIÓN | Espesor nominal t (mm) | | | | Temperatura del Ensayo Charpy |
|---|---|---|---|---|---|
| | $f_y$ (N/mm$^2$) | | | $f_u$ (N/mm$^2$) | |
| | $t \leq 16$ | $16 < t \leq 40$ | $40 < t \leq 63$ | $3 \leq t \leq 100$ | |
| **S235JR** | 235 | 225 | 215 | 360 | 20 |
| **S235J0** | | | | | 0 |
| **S235J2** | | | | | -20 |
| **S275JR** | 275 | 265 | 255 | 410 | 20 |
| **S275J0** | | | | | 0 |
| **S275J2** | | | | | -20 |
| **S355JR** | 355 | 345 | 335 | 470 | 20 |
| **S355J0** | | | | | 0 |
| **S355J2** | | | | | -20 |
| **S355K2** | | | | | -20 (1) |
| **S450J0** | 450 | 430 | 410 | 550 | 0 |

(1) Se le exige una energía mínima de 40J.

siendo

$f_y$ tensión de límite elástico del material;

$f_u$ tensión de rotura.

4 En el presente documento se contemplan igualmente los aceros especificados por las normativas UNE EN10210-1 *"Perfiles huecos para construcción, acabados en caliente, de acero no aleado de*

*grado fino"* y en la EN 10219-1, relativa a secciones huecas de acero estructural conformados en frío.

5 Las siguientes son características comunes a todos los aceros:

- módulo de Elasticidad: 210000 $N/mm^2$
- módulo de Rigidez: 81000 $N/mm^2$
- coeficiente de Poisson: 0,3
- coeficiente de dilatación térmica: $1{,}2 \cdot 10^{-5}$ $(ºC)^{-1}$
- densidad: 7850 $kg/m^3$

6 Ductilidad. Las condiciones de ductilidad a verificar por los aceros son las siguientes:

a) la relación entre la tensión de rotura y la de límite elástico no será inferior a 1,20;

b) el alargamiento en rotura de una probeta de sección inicial $S_0$, medido en una longitud $5{,}65 \cdot \sqrt{S_0}$, será superior al 15%;

c) la relación entre las deformaciones correspondientes a las tensiones de rotura y de límite elástico debe ser superior al 20%.

Los aceros indicados en los apartados anteriores cumplen estas condiciones.

7 Resistencia a la rotura frágil. Todos los procedimientos de comprobación especificados en el presente DB se basan en el comportamiento dúctil del material, esto es, las comprobaciones de cálculo se refieren al límite elástico o a la tensión de rotura en condiciones de laboratorio. Es por tanto necesario comprobar que la resistencia a rotura frágil es, en todos los casos, superior a la resistencia a rotura dúctil. Ello se asegura demostrando que la temperatura de transición, definida en este DB como la mínima a la que la resistencia a rotura dúctil supera a la frágil, excede a la que va a estar sometida la estructura en función de su emplazamiento y exposición. Se procede según se indica:

a) en el caso de estructuras convencionales de edificación, no sometidas a cargas de choque y cuando los espesores empleados no sobrepasen los indicados en la tabla 4.2, realizadas con los aceros especificados en este apartado, y fabricadas conforme a los requisitos especificados en el capítulo 10 del presente documento, no se requiere ninguna comprobación;

b) en cualquier otro caso, el valor de la temperatura de transición se puede obtener mediante procedimientos de mecánica de la fractura. Para ello puede utilizarse la UNE EN 1993-1-10.

**Tabla 4.2 Espesores máximos**

| Grado | Subgrado | Temperatura mínima (ºC) | | |
|---|---|---|---|---|
| | | 0 | -10 | -20 |
| 235 | JR | 50 | 40 | 35 |
| | J0 | 75 | 60 | 50 |
| | J2 | 105 | 90 | 75 |
| 275 | JR | 45 | 35 | 30 |
| | J0 | 65 | 55 | 45 |
| | J2 | 95 | 75 | 65 |
| 355 | JR | 35 | 25 | 20 |
| | J0 | 50 | 40 | 35 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | J2 | 75 | 60 | 50 |

8 Soldabilidad. Todos los aceros relacionados en el presente DB son soldables y únicamente se requiere la adopción de precauciones en el caso de uniones especiales (entre chapas de gran espesor, de espesores muy desiguales, en condiciones difíciles de ejecución, etc.), según se indica en el Capítulo10de este DB.

Para aceros distintos a los relacionados la soldabilidad se puede evaluar mediante el parámetro CEV(carbono equivalente), de expresión:

$$CEV = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15} \qquad (4.1)$$

Este valor no debería ser superior a 0,41 para los aceros S 235 y S 275 ó 0,47 para los aceros S 355.

## 4.3 Tornillos, Tuercas y Arandelas

1 En el presente capítulo se resumen las características mecánicas de los aceros de los tornillos de calidades normalizadas en la normativa ISO.

**Tabla 4.3** Características mecánicas de los aceros de los tornillos

| Calidad | $f_y$ (N/mm$^2$) | $f_u$ (N/mm$^2$) |
|---|---|---|
| 4,6 | 240 | 400 |
| 5,6 | 300 | 500 |
| 6,8 | 480 | 600 |
| 8,8 | 640 | 800 |
| 10,9 | 900 | 1000 |

2 En el contexto del presente DB se entiende por tornillo el conjunto tornillo, tuerca y arandela (simple o doble).

3 En los tornillos de alta resistencia utilizados como pretensados, se controlará el apriete.

## 4.4 Materiales de aportación

1 Las características mecánicas de los materiales de aportación serán en todos los casos superiores a las del material base.

2 Las calidades de los materiales de aportación ajustadas a la norma EN ISO 14555 se consideran aceptables.

# 5 Análisis estructural

## 5.1 Generalidades

1 En general la comprobación ante cada estado límite se realiza en dos fases: determinación de los efectos de las acciones (esfuerzos y desplazamientos de la estructura) y comparación con la correspondiente limitación (resistencias y flechas y vibraciones admisibles respectivamente). En el contexto de este DB a la primera fase se la denomina de análisis y a la segunda de dimensionado.

2 Son admisibles planteamientos alternativos de comprobación. En particular:

a) los basados en métodos incrementales que, en régimen no lineal, adecuen las características elásticas de secciones y elementos al nivel de esfuerzos actuantes.

b) los basados en métodos de cálculo en capacidad, que parten para el dimensionado de determinados elementos (normalmente los que presentan formas frágiles de fallo, como las uniones) no de los esfuerzos obtenidos en el análisis global sino de los máximos esfuerzos que les puedan ser transmitidos desde los elementos dúctiles (normalmente las barras) aledaños.

## 5.2 Modelos del comportamiento estructural

### 5.2.1 Hipótesis

1 El análisis se lleva a cabo de acuerdo con hipótesis simplificadoras mediante modelos, congruentes entre sí, adecuados al estado límite a comprobar y de diferente nivel de detalle, que permitan obtener esfuerzos y desplazamientos en las piezas de la estructura y en sus uniones entre sí y con los cimientos.

2 Normalmente se utilizarán modelos elásticos y lineales en las comprobaciones frente a estados límites de servicio. Frente a estados límites últimos es aceptable el uso de cualquier procedimiento que dé como resultado un conjunto de esfuerzos en equilibrio con las acciones consideradas. Desde el punto de vista del comportamiento del material y de las uniones el análisis puede llevarse a cabo en régimen elástico, elástico con redistribución de momentos, elastoplástico, rígido-plástico o cualquier combinación coherente. En todos los casos es necesario considerar el efecto de las posibles no linealidades geométricas y/o mecánicas.

### 5.2.2 Uniones entre elementos metálicos

1 Los métodos de análisis global utilizados y las hipótesis adoptadas respecto al comportamiento de las uniones deben ser coherentes. En particular:

a) cuando se realice un análisis global elástico se considerará el comportamiento de la unión en función de su rigidez. Debe tomarse, en general, la rigidez, $S_j$, correspondiente al momento de cálculo $M_{j.Sd}$ en cada situación. Como simplificación:

- si $M_{j,Sd} \leq 2/3\ M_{j,Rd}$ , se podrá usar la rigidez inicial del nudo $S_{j,\ ini}$, (figura 5.1.c)
- si $M_{j,Sd} > 2/3\ M_{j,Rd}$ , se podrá usar el valor $S_{j,\ ini} / \eta$

donde: $\eta = 2$ para uniones viga-pilar

$\eta = 3$ para otro tipo de unión

b) cuando se realice un análisis global elastoplástico se debe considerar el comportamiento de la unión según su resistencia y rigidez. En este caso se podrá adoptar un diagrama bilineal simplificado como el indicado en la figura 5.1.d) para modelar el comportamiento de la unión.

c) cuando se realice un análisis global rígido-plástico, habrá que considerar el comportamiento de las uniones únicamente según su resistencia.

2 Los nudos de los pórticos de edificación (figura 5.1.a) se podrán modelar como un resorte que une los ejes de las barras que concurren en el nudo (figura 5.1.b), que define las principales propiedades siguientes:

a) momento Resistente, $M_{j,Rd}$, que es el máximo valor en la curva M-Φ.

b) rigidez al giro, $S_j$.

c) la capacidad de rotación $\Phi_{Cd}$ es el máximo valor de la rotación en la curva M-Φ (figura 5.1.c).

d) la curva real M-Φ no será lineal, pudiéndose adoptar un diagrama bilineal (figura 5.1.d) o trilineal, siempre que la curva simplificada quede por debajo de la más precisa.

3 Dependiendo de la rigidez del tipo de unión los pórticos de estructuras de edificación se clasifican como de nudos articulados, rígidos o semirrígidos, según su rigidez a rotación sea nula, total o intermedia.

4 En función de la resistencia las uniones pueden ser articulaciones, de resistencia total o de resistencia parcial.

5 Los límites entre los distintos tipos se indican en el capítulo de uniones.

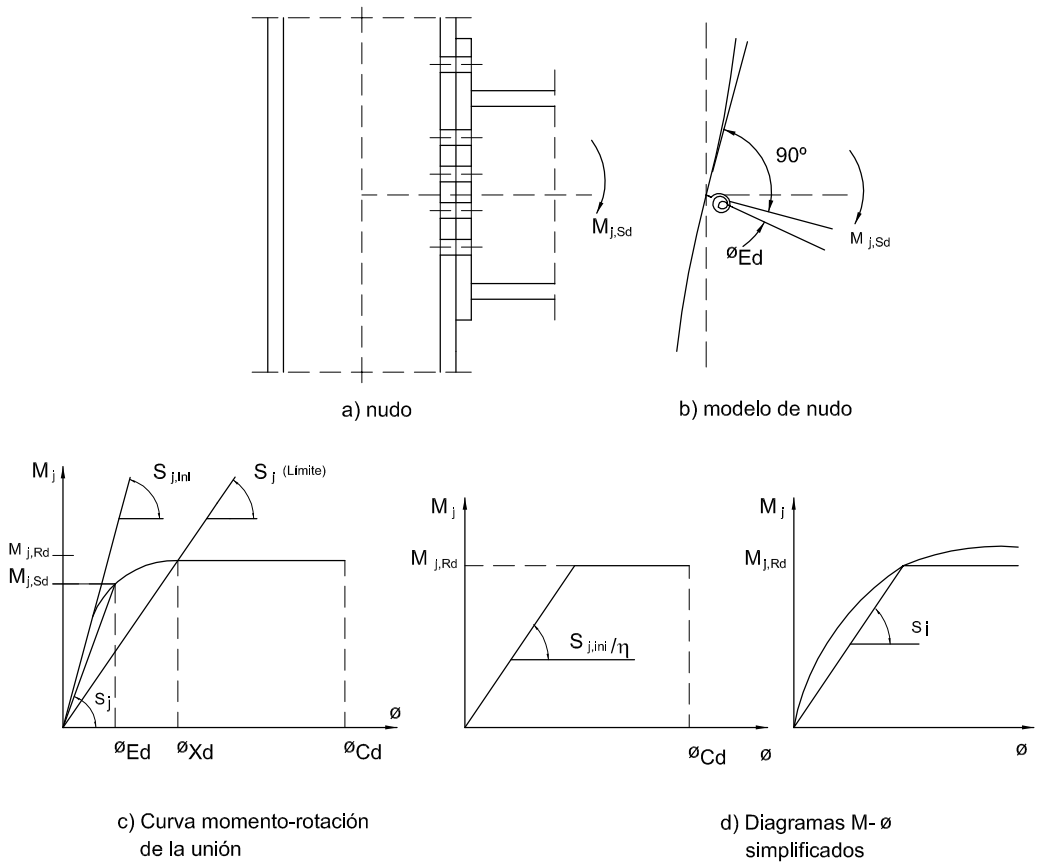



**Figura 5.1 Modelado de uniones**

### 5.2.3 Tipos de sección

1 Según su capacidad de rotación y de desarrollo del momento plástico las secciones de las piezas se clasifican en las cuatro clases siguientes:

**Tabla 5.1 Clases de sección**

| | |
|---|---|
| **Clase 1: plástica** | Permiten la formación de la rótula plástica con la capacidad de rotación suficiente para la redistribución de momentos. |

| | |
|---|---|
| **Clase 2: compacta** | Permiten el desarrollo del momento plástico pero una capacidad de rotación limitada. |
| **Clase 3: semicompacta o elástica** | En la fibra más comprimida se puede alcanzar la tensión de límite elástico pero la abolladura impide el desarrollo del momento plástico |
| **Clase 4: esbelta** | Son secciones en las que para determinar su resistencia es necesario tener en cuenta explícitamente los efectos locales de abolladura |

2 En la tabla 5.2 se indica la congruencia necesaria entre los métodos globales de cálculo y los de comprobación local de secciones según la clase de sección.

**Tabla 5.2 Congruencia entre análisis y dimensionado**

| Clase de sección | Método de análisis global | Comprobación de secciones |
|---|---|---|
| Plástica | Plástico o Elástico | Plástico o Elástico |
| Compacta | Elástico | Plástico o Elástico |
| Semicompacta | Elástico | Elástico |
| Esbelta | Elástico con posible reducción de rigidez | Elástico con resistencia reducida |

3 Para definir las Clases 1, 2 y 3 se utilizan en los elementos comprimidos de las secciones los límites de la tabla 5.3, de la tabla 5.4, y de la tabla 5.5. Como cada elemento comprimido de una sección (ala o alma) puede pertenecer clases diferentes, se asignará a la sección la del elemento de mayor clase. Se consideran de Clase 4 los elementos que sobrepasan los límites para la Clase 3.

4 La clasificación de las secciones más habituales (las correspondientes a perfiles laminados, y conformados de las series de mayor uso) constan en los catálogos de producto. Así:

a) todos los perfiles de la serie HEB hasta el canto 450 son de clase 1 para cualquier tipo de esfuerzo y para cualquiera de los aceros relacionados en este DB;

b) todos los perfiles de la serie HEB hasta el canto 1000 y sometidos únicamente a esfuerzos de flexión son de clase 1 para cualquiera de los aceros relacionados en este DB;

c) todos los perfiles de la serie IPE hasta el canto 160 son de clase 1 para cualquier tipo de esfuerzo y para cualquiera de los aceros relacionados en este DB;

d) todos los perfiles de la serie IPE hasta el canto 600 y sometidos únicamente a esfuerzos de flexión son de clase 1 para cualquiera de los aceros relacionados en este DB;

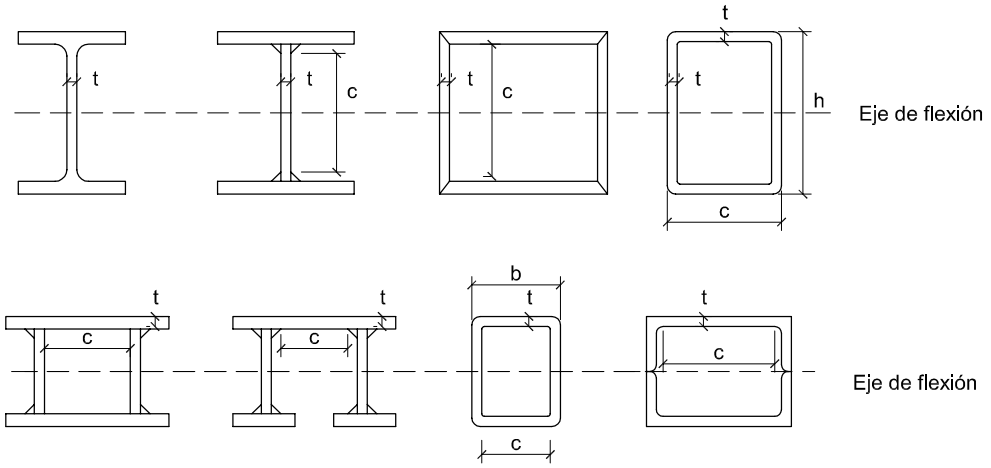
e) todos los perfiles de la serie UPN son de clase 1 para cualquier tipo de esfuerzo y para cualquiera de los aceros relacionados en este DB.

5 No se contemplan en el presente DB secciones que contengan elementos de espesor inferior a 0,75 mm.

6 No se contemplan en el presente DB secciones que contengan elementos cuya esbeltez geométrica supere los valores indicados en la tabla 5.6.

**Tabla 5.3 Relaciones anchura/espesor máximos para los elementos comprimidos**

Elementos comprimidos internos a la sección



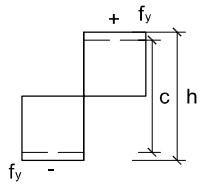
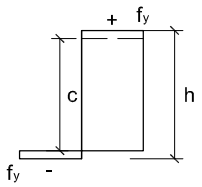
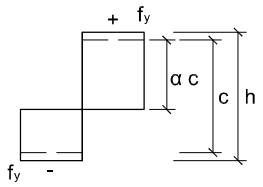
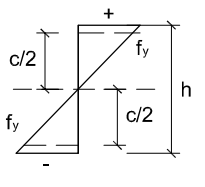
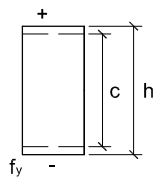
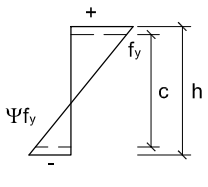
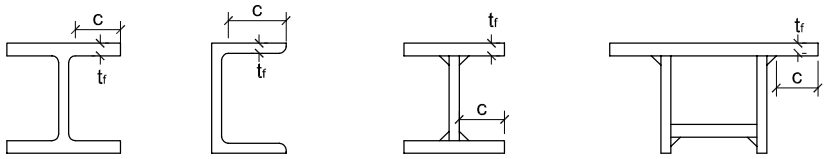
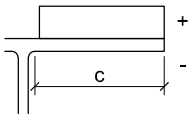
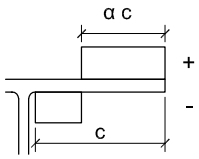
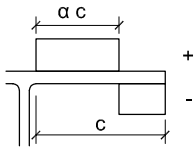
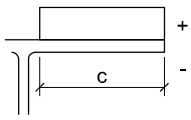
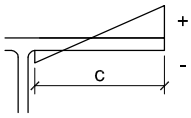
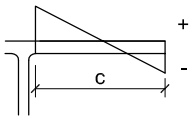

| Clase | Elemento flectado | Elemento comprimido | Elemento flectado y comprimido |
|---|---|---|---|
| Distribución de tensiones (compresiones positivas) |  |  |  |
| 1 | $c/t \leq 72\varepsilon$ | $c/t \leq 33\varepsilon$ | Cuando $\alpha$>0,5: $c/t \leq 396\varepsilon/(13\alpha - 1)$ Cuando $\alpha$<0,5: $c/t \leq 36\varepsilon/\alpha$ |
| 2 | $c/t \leq 83\varepsilon$ | $c/t \leq 38\varepsilon$ | Cuando $\alpha$>0,5: $c/t \leq 456\varepsilon/(13\alpha - 1)$ Cuando $\alpha$<0,5: $c/t \leq 41{,}5\varepsilon/\alpha$ |
| Distribución de tensiones (compresiones positivas) |  |  |  |
| 3 | $c/t \leq 124\varepsilon$ | $c/t \leq 42\varepsilon$ | Cuando $\Psi$>-1: $c/t \leq 42\varepsilon/(0{,}67 + 0{,}33\psi)$ Cuando $\Psi$<-1: $c/t \leq 62\varepsilon/(1-\psi)\sqrt{(-\psi)}$ |

**Tabla 5.4 Relaciones anchura/espesor máximos en elementos comprimidos**

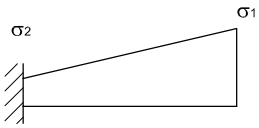
Alas en voladizo



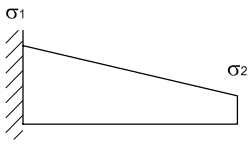

Secciones laminadas — Secciones soldadas

| Clase | Ala comprimida | Ala comprimida y flectada | |
|---|---|---|---|
| | | Extremo comprimido | Extremo traccionado |
| Distribución de tensiones (compresiones positivas) |  |  |  |
| 1 | $c / t \leq 9\varepsilon$ | $c / t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$ | $c / t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ |
| 2 | $c / t \leq 10\varepsilon$ | $c / t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$ | $c / t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ |
| Distribución de tensiones (compresiones positivas) |  |  |  |
| 3 | $c / t \leq 14\varepsilon$ | $c / t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ <br> $k_\sigma$ = véase tabla 5.3.3 | |

| $\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$ | $f_y$ | 235 | 275 | 355 | f | 460 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | $\varepsilon$ | 1 | 0,92 | 0,81 | 0,75 | 0,71 |



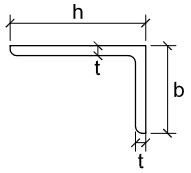

| $\Psi$ | 1 | 0 | -1 | $1 \geq \Psi \geq -1$ |
|---|---|---|---|---|
| $k_\sigma$ | 0,43 | 0,57 | 0,85 | $0,57-0,21\Psi+0,07\Psi^2$ |



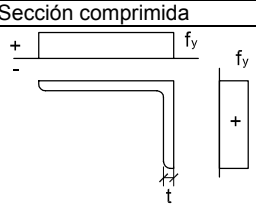

| $\Psi$ | 1 | $1>\Psi>0$ | 0 | $0>\Psi>-1$ | -1 |
|---|---|---|---|---|---|
| $k_\sigma$ | 0,43 | $0,578/(\Psi+0,34)$ | 1,7 | $1,7-5\Psi+17,1\Psi^2$ | 23,8 |

**Tabla 5.5 Relaciones anchura/espesor máximos para elementos a compresión**

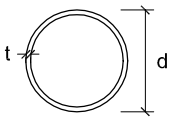
Angulares (consultar también lámina de "alas en voladizo")




No es de aplicación en angulares en contacto continuo con otros componentes

| Clase | Sección comprimida |
|---|---|
| Distribución de tensiones (compresiones positivas) |   |
| 3 | $\frac{h}{t} \le 15\varepsilon$ $\frac{b+h}{2t} \le 11{,}5\varepsilon$ |

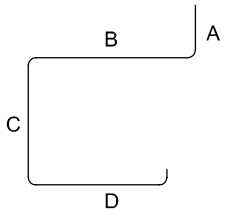
Secciones tubulares




| Clase | Sección flectada y/o comprimida |
|---|---|
| 1 | $d/t \le 50\varepsilon^2$ |
| 2 | $d/t \le 50\varepsilon^2$ |
| 3 | $d/t \le 50\varepsilon^2$ |

**Tabla 5.6 Relaciones anchura/espesor máximos para elementos conformados**

| | |
|---|---|
| Elemento con un borde libre (A) | $c/t \leqslant 30$ |
| Elemento con un borde libre rigidizado por un labio (D) | $c/t \leqslant 60$ |
| Elemento con un borde libre rigidizado por un pliegue (B) | $c/t \leqslant 90$ |
| Elemento interior (C) de perfiles conformados | $b/t \leqslant 250$ |
| Elemento interior (C) de chapas plegadas | $b/t \leqslant 500$ |




c es la anchura de los elementos con un borde libre.
b es la anchura de los elementos interiores.
t es el espesor de los elementos.
Las dimensiones b y c no incluyen el acuerdo entre elementos

### 5.2.4 Características de las secciones de clase 4

1 Las características de las secciones eficaces de las secciones de clase 4 se determinarán considerando las anchuras eficaces de sus elementos comprimidos.

2 Las características eficaces de los elementos comprimidos se definen en la tabla 5.7.

3 El coeficiente de reducción $\rho$ se obtiene de:

$$\begin{array}{ll} 1 & \text{si } \bar{\lambda}_p \le 0{,}673 \\ \dfrac{\bar{\lambda}_p - 0{,}22}{\bar{\lambda}_p^{\,2}} & \text{si } \bar{\lambda}_p > 0{,}673 \end{array} \qquad (5.1)$$

siendo

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}}; \qquad \sigma_{cr} = k_\sigma \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot \left(1 - v^2\right)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \qquad (5.2)$$

t el espesor de la chapa considerada;

$k_\sigma$ coeficiente de abolladura, definido en función de $\psi, \psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$ según se indica en la tabla;

b anchura de la chapa considerada, definida según se indica:

- d en el caso de las almas;
- b en el caso de alas interiores (excepto tubos rectangulares);
- b-3·t en el caso de alas de tubos rectangulares;
- c en el caso de alas con un borde libre.

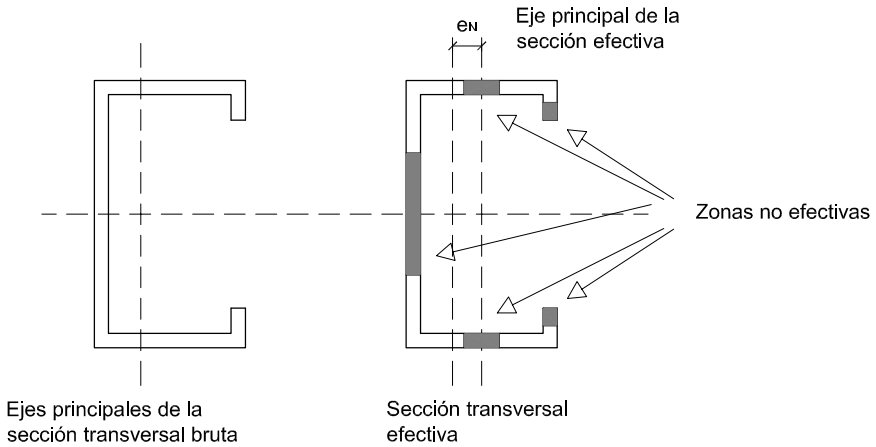
4 Es admisible el cálculo del coeficiente de reducción utilizando la tensión máxima de compresión sobre el elemento en lugar de la de límite elástico. Como excepción, no se admite esta posibilidad en la comprobación de secciones en barras analizadas en segundo orden y considerando imperfecciones (véase apartado 5.4.1).

5 En los modelos utilizados en el análisis global de la estructura son admisibles las siguientes simplificaciones:

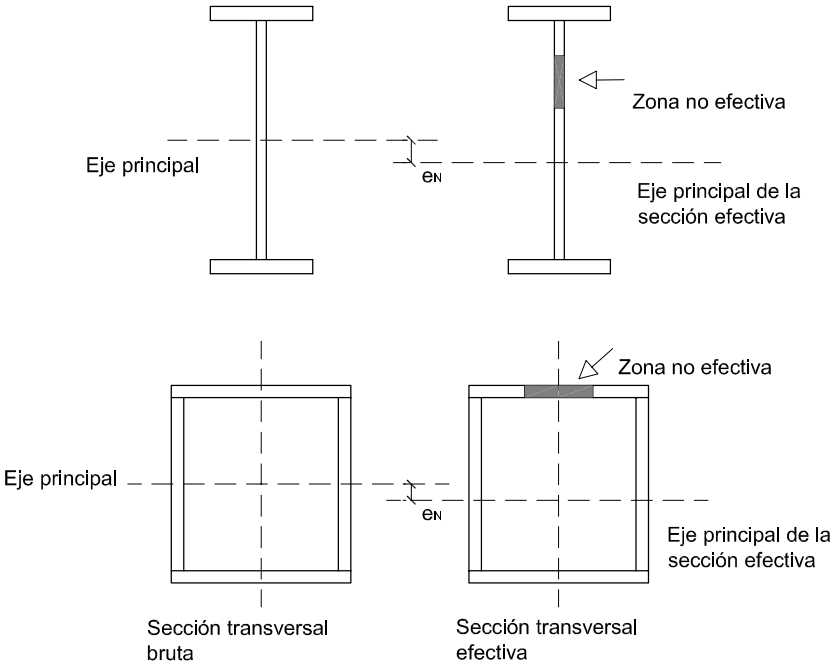
a) es admisible considerar las características de la sección bruta, sin reducción alguna, en los modelos utilizados en el análisis ante estados límite últimos. Como excepción, no se admite esta posibilidad cuando las acciones o sus efectos dependan de los desplazamientos, y muy en particular, cuando se evalúe la seguridad ante fenómenos de encharcamiento (de agua en cubiertas muy flexibles, de hormigón en forjados mixtos, etc.) o de estabilidad;

b) es admisible considerar las características de la sección eficaz, calculada a partir de la tensión de límite elástico y no de la tensión máxima de compresión, en los modelos utilizados en el análisis ante estados límite de servicio.

6 El eje neutro de la sección eficaz no coincide, en general, con el de la bruta. El producto del axil (si existe) por la excentricidad induce un momento flector adicional a considerar (figura 5.2.a).



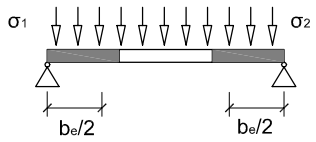
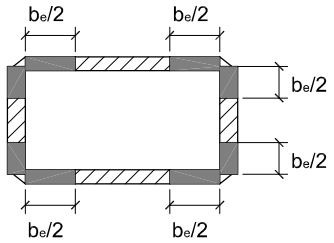
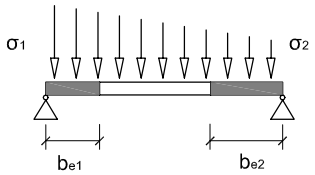
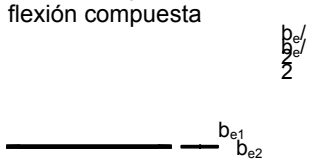
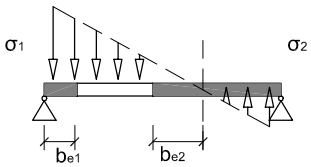
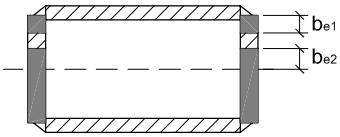

a) secciones comprimidas




b) secciones flectadas

**Figura 5.2 Secciones eficaces**

**Tabla 5.7 Anchos eficaces de las chapas comprimidas**

| Chapas apoyadas | | |
|---|---|---|
| **Distribución de tensiones** | **Ejemplo** | **Anchura eficaz** |
| Uniforme<br>  <br> | Cualquiera de las chapas de un cajón sometido a compresión pura<br>  <br> | $\psi = 1$<br>$b_e = \rho \cdot \bar{b}$ |
| Lineal<br>  <br> | Las almas de un cajón sometido a flexión compuesta<br>  <br> | $1 > \Psi \geq 0$<br>$b_e = \rho \cdot \bar{b}$<br>$b_{e1} = \frac{2 \cdot b_e}{5 - \psi}$<br>$b_{e2} = b_e - b_{e1}$ |
| Lineal con parte traccionada<br>  <br> | Las almas de un cajón sometido a flexión pura<br>  <br> | $\Psi < 0$<br>$b_e = \rho \cdot \bar{b}_c = \rho \cdot \frac{\bar{b}}{1 - \psi}$<br>$b_{e1} = 0{,}4 \cdot b_e$<br>$b_{e2} = b_e - b_{e1}$ |

El coeficiente $k_\sigma$ de abolladura vale:

4,0 para $\psi = 1$

$\frac{8{,}2}{1{,}05 + \psi}$ para $1 > \psi \geq 0$

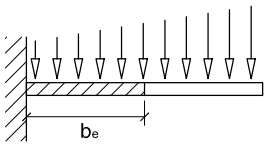
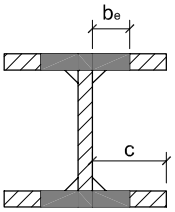
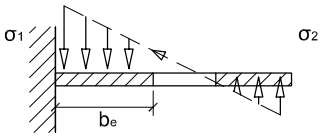
7,81 para $\psi = 0$

$7{,}81 - 6{,}29 \cdot \psi + 9{,}78 \cdot \psi^2$ para $0 > \psi \geq -1$

23,9 para $\psi = -1$

$5{,}98 \cdot (1 - \psi)^2$ para $-1 > \psi \geq -2$

**Tabla.5.7 (Continuación) Anchos eficaces de las chapas comprimidas**

| Chapas con un borde libre | | |
|---|---|---|
| **Distribución de tensiones** | **Ejemplo** | **Anchura eficaz** |
| Uniforme o Lineal   | Las alas de un perfil en I o en H sometido a flexión compuesta sobre el eje débil   | $1 > \psi \geq 0$<br>$b_e = \rho \cdot c$<br>c es el vuelo del ala |
| Lineal con tracciones en el extremo libre   | Idem | $\psi < 0$<br>$b_e = \rho \cdot \frac{c}{1-\psi}$ |

El coeficiente $k_\sigma$ de abolladura vale:

0,43 para $\psi = 1$

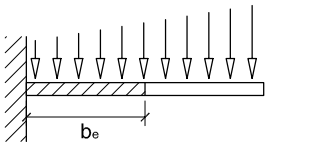
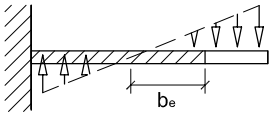
$\frac{0{,}578}{0{,}34 + \psi}$ para $1 > \psi \geq 0$

1,7 para $\psi = 0$

$1{,}7 - 5 \cdot \psi + 17{,}1 \cdot \psi^2$ para $0 > \psi \geq -1$

23,8 para $\psi = -1$

**Tabla 5.7 (Continuación) Anchos eficaces de las chapas comprimidas**

| **Chapas con un borde libre** | | |
|---|---|---|
| **Distribución de tensiones** | **Ejemplo** | **Anchura eficaz** |
| Lineal   | Las alas de un perfil en I o en H sometido a flexión sobre el eje débil | $b_e = \rho \cdot c$ |
| Lineal con tracciones en el extremo empotrado   | Idem | $b_e = \rho \cdot \frac{c}{1-\psi}$ |

El coeficiente $k_\sigma$ de abolladura vale:

$$0{,}43 \text{ para } \psi = 1$$
$$0{,}57 \text{ para } \psi = 0$$
$$0{,}57 - 0{,}21 \cdot \psi + 0{,}07 \cdot \psi^2 \text{ para } 1 \geq \psi \geq -1$$
$$0{,}85 \text{ para } \psi = -1$$

## 5.3 Estabilidad lateral global

1 La estructura contará con los elementos necesarios para materializar una trayectoria clara de las fuerzas horizontales, de cualquier dirección en planta, hasta la cimentación.

2 La citada trayectoria puede basarse en la capacidad a flexión de las barras y uniones (pórticos rígidos), en la capacidad a axil de sistemas triangulados dispuestos específicamente (cruces de San Andrés), o en la existencia de pantallas o núcleos de hormigón. También se pueden considerar las particiones y cerramientos (de fábrica, chapa conformada, paneles, etc.) siempre que:

a) se pueda asegurar su permanencia durante la vida útil del edificio y se proyecten correctamente en cuanto a su trabajo conjunto, mediante el mecanismo de interacción estructura-cerramiento acorde con los cálculos realizados, y en cuanto a su existencia en todas las plantas, su conexión a la cimentación o su punto preciso de interrupción;

b) se consideren los posibles esfuerzos sobre la estructura debidos a la coacción de la libre deformación de los propios cerramientos o particiones por efectos térmicos o reológicos (coacción impuesta por la propia estructura);

c) se asegure la resistencia de los medios de conexión a la estructura;

d) así se haga constar expresamente en la memoria del proyecto.

3 Todos los elementos del esquema resistente ante acciones horizontales se proyectarán con la resistencia adecuada a los esfuerzos generados, y con la rigidez suficiente para:

a) satisfacer los estados límites de servicio pertinentes, prestando especial atención a aspectos funcionales (guías de ascensores, anclajes de muros cortina, etc.) y a los relativos a los elementos no estructurales (estabilidad de fachadas, particiones, etc.);

b) garantizar la intraslacionalidad en los casos en los que constituya una de las hipótesis de análisis.

4 Cuando el esquema resistente ante acciones horizontales se base en sistemas triangulados o en pantallas o núcleos de hormigón de rigidez tal que reducen a menos del 20% los desplazamientos horizontales de la estructura frente a las acciones de proyecto, se dice que la estructura es arriostrada. En este caso es admisible suponer que todas las acciones horizontales son resistidas exclusivamente por el sistema de arriostramiento y, además, considerar la estructura como intraslacional.

### 5.3.1 Translacionalidad

1 En el caso de las estructuras translacionales, en las que los desplazamientos tienen una influencia sustancial en los esfuerzos, debe utilizarse un método de cálculo que incluya efectos no lineales y considere las imperfecciones iniciales, o sus cargas equivalentes, sustitutorias de las desviaciones geométricas de fabricación y montaje, de las tensiones residuales, de las deformaciones iniciales, variaciones locales del límite elástico, etc.

2 Una forma de estimar la influencia de los desplazamientos en la distribución de esfuerzos y, por tanto, de caracterizar la condición de translacionalidad, aplicable a estructuras de pórticos planos, consiste en realizar un primer análisis en régimen elástico lineal y obtener, para cada planta, el coeficiente:

$$\alpha = \frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{h}{\delta_{H,d}} \tag{5.3}$$

siendo

$H_{Ed}$ Valor de cálculo de las cargas horizontales totales (incluyendo las debidas a imperfecciones) en la planta considerada y en todas las superiores. Coincide con el cortante total en los pilares de la planta;

$V_{Ed}$ Valor de cálculo de las cargas verticales totales en la planta considerada y en todas las superiores. Coincide con el axil total en los pilares de la planta;

h Altura de la planta;

$\delta_{H,d}$ Desplazamiento horizontal relativo de la planta (del forjado de techo al de suelo).

Si para alguna planta el valor del coeficiente $\alpha$ es inferior a 10, la estructura debe considerarse translacional y, entonces, el análisis global de la estructura habrá de considerar los efectos de los desplazamientos en alguna de las siguientes formas:

a) Análisis en segundo orden, con la ayuda de modelos numéricos que incluyan, al menos, el efecto de los esfuerzos en la rigidez de la estructura. En el dimensionado de los pilares se utilizarán como longitudes de pandeo las correspondientes al modo intranslacional.

b) Análisis elástico y lineal pero habiendo multiplicado todas las acciones horizontales sobre la estructura por el coeficiente:

$$\frac{1}{1-\frac{1}{\alpha}} \tag{5.4}$$

Este procedimiento sólo es aplicable cuando $\alpha$>3. En el dimensionado de los pilares se utilizarán como longitudes de pandeo las correspondientes al modo intranslacional.

c) Análisis elástico y lineal de la estructura bajo la acción de las cargas de cálculo. En este caso todos los momentos en vigas y en uniones viga-pilar debidos al desplazamiento lateral se multiplicarán por un factor 1,2. En el dimensionado de los pilares se utilizarán como longitudes de pandeo las correspondientes al modo translacional.

## 5.4 Imperfecciones iniciales

1 En la comprobación de estabilidad debe tenerse en cuenta el efecto de las de las desviaciones geométricas de fabricación y montaje, de las tensiones residuales, de las variaciones locales del

límite elástico, etc. Ello puede hacerse considerando una geometría que se diferencia de la nominal en las imperfecciones relacionadas en el apartado 5.4.1, o añadiendo unas cargas cuyo efecto es el equivalente al de las imperfecciones, según se indica en el apartado 5.4.2.

### 5.4.1 Imperfecciones geométricas

1 A falta de un estudio más detallado puede utilizarse las imperfecciones que se indican:

a) Estructuras de pórticos.

El valor $\phi$ de la deformación inicial (figura 5.3) viene definido por:

$$\phi = \frac{\alpha_h \alpha_m}{200} \tag{5.5}$$

siendo

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{L}}; \quad \frac{2}{3} \le \alpha_h \le 1 \tag{5.6}$$

$$\alpha_m = \sqrt{0{,}5 \cdot \left(1 + \frac{1}{n_c}\right)} \tag{5.7}$$

donde

$n_c$ número de pilares por piso y pórtico (se consideran únicamente los que llevan una carga superior al 50% de la media).

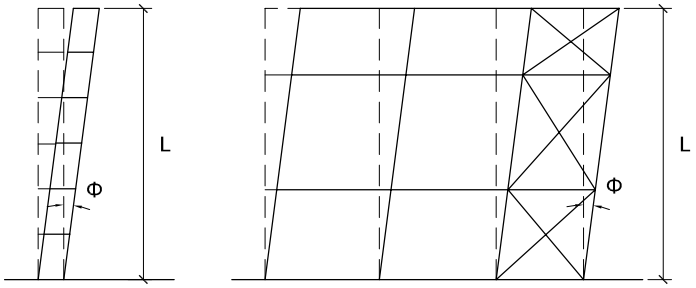



**Figura 5.3 Deformación inicial en estructuras aporticadas**

Estas imperfecciones deben considerarse sucesivamente para cada una de las direcciones horizontales.

Cuando en algún pilar de la estructura se cumpla:

$$\bar{\lambda} > 0{,}5\sqrt{\frac{Af_y}{N_d}} \tag{5.8}$$

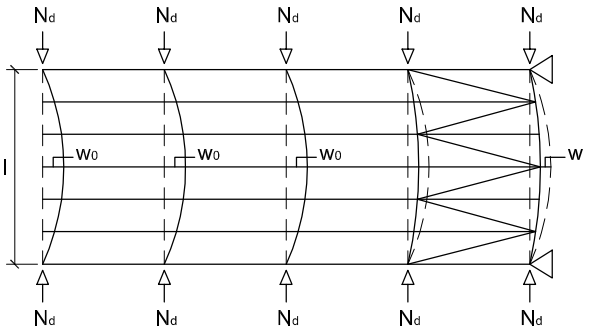
Entonces el modelo de pórtico debe, además de las imperfecciones globales, incluir las locales de tales pilares. Estas últimas serán de forma senoidal y amplitud la indicada en la tabla 5.8.

**Tabla 5.8 Imperfecciones de barras**

| Curva de pandeo conforme a la figura 6.3 | $e_0/L$ | |
|---|---|---|
| | Análisis Elástico | Análisis Plástico |
| $a_0$ | 1/350 | 1/300 |
| A | 1/300 | 1/250 |
| B | 1/250 | 1/200 |
| C | 1/200 | 1/150 |
| D | 1/150 | 1/100 |

b) Arriostramientos.

En el dimensionado de los elementos de arriostramiento se tomará un valor $w_0$ (figura 5.4) como flecha inicial de los elementos a estabilizar.




$$w_0 = \frac{\ell}{500} \cdot k_r \leq 60 \text{ mm}$$

$$k_r = \sqrt{0{,}2 + \frac{1}{n_r}} \leq 1$$

**Figura 5.4 Flecha inicial de los elementos a estabilizar**

Donde $N_d$ es el valor de cálculo del esfuerzo de compresión, que, a falta de justificación más precisa, puede tomarse como el cociente entre el máximo momento flector en la viga y su canto. $w_0$ es la flecha del elemento a estabilizar y $n_r$ el número de elementos a estabilizar

Los esfuerzos debidos a $N_d$ y $w_0$ pueden verse aumentados por la flecha w del elemento estabilizador.

Cada elemento que sirva como apoyo puntual lateral de una barra comprimida debe ser capaz de resistir 1,5/100 del esfuerzo máximo de compresión que solicite el elemento a estabilizar.

c) Barras.

Son admisibles dos planteamientos:

- Omitir cualquier imperfección de las barras en el análisis global, es decir, analizar la estructura considerando las barras rectas (que, en el caso de pórticos translacionales unen nudos desplazados), y comprobar posteriormente las barras a pandeo mediante el método del factor $\chi$ descrito en el articulado.
- Analizar la estructura considerando las barras deformadas (además de los nudos desplazados) y mediante un análisis en segundo orden. En este caso se comprobaran las secciones a flexión compuesta y no se requiere la comprobación a pandeo de la barra. En este planteamiento se utilizarán las Imperfecciones relacionadas en la tabla 5.8.

### 5.4.2 Fuerzas equivalentes

1 Alternativamente a la consideración de las imperfecciones iniciales se puede introducir un conjunto de cargas equivalentes, siguiendo el criterio de la figura 5.5

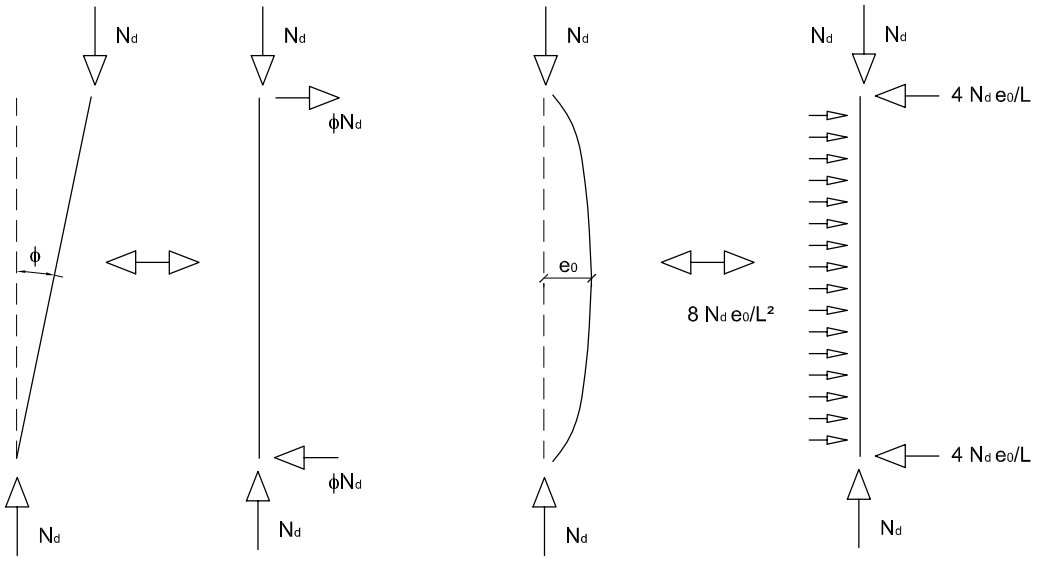



**Figura 5.5 Cargas equivalentes a las imperfecciones iniciales**

## 5.5 Análisis plástico

1 Cuando se emplee cualquier procedimiento de análisis plástico se asegurará el cumplimiento de las condiciones de ductilidad.

2 En el caso de análisis rígido-plástico lo anterior supone:

a) asegurar la posición de las rótulas plásticas;

b) comprobar que tales rótulas se producen en las secciones de las barras y que éstas son de clase 1;

c) comprobar que las uniones aledañas a las secciones en las que se producen las rótulas son de resistencia total;

d) comprobar el arriostramiento de las barras entre las rótulas.

# 6 Estados límite últimos

## 6.1 Generalidades

1 La comprobación frente a los estados límites últimos supone, en el presente DB, la comprobación ordenada frente a la resistencia de las secciones, de las barras y uniones.

2 El valor del límite elástico utilizado será el correspondiente al material base según se indica en el apartado 3 del presente DB. No se considerará el efecto de endurecimiento derivado del conformado en frío o de cualquier otra operación.

## 6.2 Resistencia de las secciones

### 6.2.1 Bases

1 La resistencia de las secciones a cualquier clase de esfuerzo o combinación de esfuerzos se obtendrá a partir de la distribución de tensiones que optimice el valor de la resistencia, que equilibre el esfuerzo o la combinación de esfuerzos actuante sobre la sección y que en ningún punto sobrepase el criterio de plastificación.

2 La resistencia de las secciones depende de su clase. Para secciones de clase 1 y 2 la distribución de tensiones se escogerá atendiendo a criterios plásticos (en flexión se alcanza el límite elástico en todas las fibras de la sección). Para las secciones de clase 3 la distribución seguirá un criterio elástico (en flexión se alcanza el límite elástico sólo en las fibras extremas de la sección) y para secciones de clase 4 este mismo criterio se establecerá sobre la sección eficaz (figura 6.1).

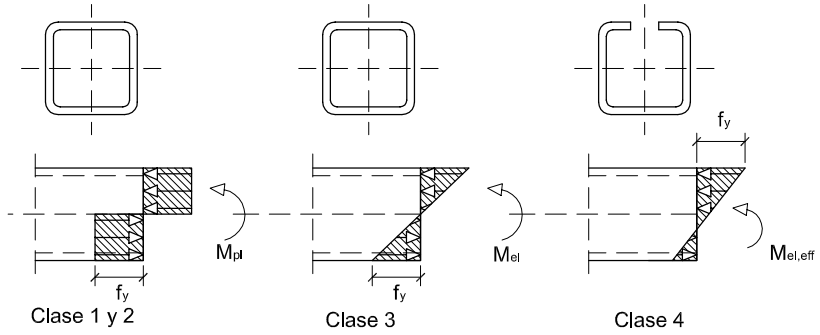



**Figura 6.1**

3 Aunque en el caso de las secciones de clases 1 y 2 es una opción conservadora, es admisible la utilización de criterios de comprobación basados en distribuciones elásticas de tensiones, siempre que:

a) se asegure que en ningún punto de la sección las tensiones actuantes, combinadas conforme al criterio de plastificación de Von Mises, superan el valor del límite elástico minorado por el correspondiente factor $\gamma_{M0}$. Esto es, particularizando para los casos más habituales (secciones sobre las que actúan tensiones normales en dos direcciones y tangenciales en una):

$$\sqrt{\sigma_{x,d}^2 + \sigma_{z,d}^2 - \sigma_{x,d}\sigma_{z,d} + 3\tau_d^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \qquad (6.1)$$

b) en el cálculo de las tensiones se consideren, si se trata de secciones de clase 4, las características eficaces.

### 6.2.2 Términos de sección

1 En el cálculo de las características de la sección no se considerará ningún tipo de recubrimiento, aunque sea metálico (tratamientos de galvanizado).

2 El área neta, $A_{neta}$ de una sección es la que se obtiene descontando de la nominal el área de los agujeros y rebajes. Cuando los agujeros se dispongan al tresbolillo el área a descontar será la mayor de:

a) la de agujeros y rebajes que coincidan en la sección recta;

b) la de todos los agujeros situados en cualquier línea quebrada, restando el producto $s^2 \cdot t/(4 \cdot p)$ por cada espacio entre agujeros (figura 6.2, donde t es el espesor de la chapa agujereada).

En el caso de agujeros en angulares, el espaciado "p" entre agujeros se mide según indica la figura 6.2.

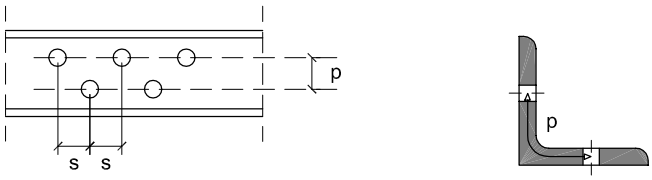



**Figura 6.2**

### 6.2.3 Resistencia de las secciones a tracción

1 La resistencia de las secciones a tracción, $N_{t,Rd}$, será la menor de:

a) la resistencia plástica de la sección bruta:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \tag{6.2}$$

b) la resistencia última de la sección neta:

$$N_{u,Rd} = \frac{0{,}9 \cdot A_{neta} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \tag{6.3}$$

2 Cuando se proyecte conforme a criterios de capacidad, la resistencia última de la sección neta será mayor que la plástica de la bruta.

3 En las secciones extremas en las que se practican los agujeros y rebajes de alas requeridos para la unión, se comprobará el desgarro del alma según se indica en el apartado 8.5.2.

### 6.2.4 Resistencia de las secciones a corte

1 La resistencia de las secciones a cortante, $V_{c,Rd}$, será la resistencia plástica:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_V \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} \tag{6.4}$$

donde el término relativo al área a cortante tiene los siguientes valores:

- Perfiles en I o H cargados paralelamente al alma: $A_V = A - 2bt_f + (t_w+2r)t_f$

  (Como simplificación se puede tomar $A_v = ht_w$)
- Perfiles en U cargados paralelamente al alma: $A_V = A - 2bt_f + (t_w+r)t_f$

  (Como simplificación se puede tomar $A_v = ht_w$)
- Perfiles en I, H o U cargados perpendicularmente al alma: $A_V = A - d \cdot t_w$
- Secciones armadas cargadas paralelamente a las almas: $A_V = \Sigma\, d \cdot t$
- Secciones armadas cargadas perpendicularmente a las almas: $A_V = A - \Sigma\, d \cdot t$

- Secciones circulares huecas: $A_V = 2 \cdot A / \pi$
- Secciones macizas: $A_V = A$

2 Adicionalmente, debe comprobarse la resistencia a la abolladura del alma por cortante en los casos y en la forma indicados en el apartado 6.3.3.3.

3 Los agujeros se considerarán únicamente cuando la resistencia última sea inferior a la plástica:

$$\frac{0{,}9 \cdot A_{V,neta} \cdot \frac{f_u}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M2}} < \frac{A_V \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} \qquad (6.5)$$

4 En las secciones extremas en las que se practican los agujeros y rebajes de alas requeridos para la unión, se comprobará el desgarro del alma según se indica en 8.5.2.

### 6.2.5 Resistencia de las secciones a compresión

1 La resistencia de las secciones a compresión, $N_{c,Rd}$, será:

a) la resistencia plástica de la sección bruta (ecuación 6.2) para las secciones de clases 1 a 3;

b) la resistencia a abolladura para las secciones de clase 4:

$$N_{u,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \qquad (6.6)$$

2 No se descontará el área de los agujeros de los tornillos, excepto cuando no se dispongan los correspondientes tornillos o cuando se trate de agujeros rasgados o sobredimensionados.

### 6.2.6 Resistencia de las secciones a flexión

1 La resistencia de las secciones a flexión, $M_{b.Rd}$, será:

a) la resistencia plástica de la sección bruta para las secciones de clase 1 y 2:

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \qquad (6.7)$$

b) la resistencia elástica de la sección bruta para las secciones de clase 3:

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \qquad (6.8)$$

siendo

$W_{el}$ módulo elástico correspondiente a la fibra con mayor tensión.

c) la resistencia a abolladura para las secciones de clase 4:

$$M_{0,Rd} = \frac{W_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \qquad (6.9)$$

siendo

$W_{eff}$ módulo elástico de la sección eficaz (correspondiente a la fibra con mayor tensión).

2 La existencia de agujeros se considerará según su situación:

a) no se descontará el área de los agujeros situados en la zona comprimida, excepto cuando no se dispongan los correspondientes tornillos o cuando se trate de agujeros rasgados o sobredimensionados;

b) si los agujeros se sitúan en la zona traccionada se considerarán únicamente cuando la resistencia última de la zona traccionada es inferior a la plástica:

$$\frac{0{,}9 \cdot A_{neta,t} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} < \frac{A_t \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \qquad (6.10)$$

### 6.2.7 Interacción de esfuerzos

1 Flexión compuesta sin cortante:

a) en general se utilizarán las fórmulas de interacción, de carácter conservador, indicadas:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{pl,Rdy}} + \frac{M_{zSd}}{M_{pl,Rdy}} \leq 1 \qquad \text{Para secciones de clase 1 y 2}$$

$$\frac{N_{Sd}}{A \cdot f_{yd}} + \frac{M_{y,Sd}}{W_{el,y} \cdot f_{yd}} + \frac{M_{zSd}}{W_{el,z} \cdot f_{yd}} \leq 1 \qquad \text{Para secciones de clase 3} \qquad (6.11)$$

$$\frac{N_{Sd}}{A_{eff} \cdot f_{yd}} + \frac{M_{y,Sd} + N_{Sd} \cdot e_{Ny}}{W_{eff,y} \cdot f_{yd}} + \frac{M_{zSd} + N_{Sd} \cdot e_{Ny}}{W_{eff,z} \cdot f_{yd}} \leq 1 \qquad \text{Para secciones de clase 4}$$

siendo

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

La misma formulación puede ser aplicada en el caso de flexión esviada

b) en el caso de perfiles laminados en I o H el efecto de interacción puede despreciarse si el valor del axil no llega a la mitad de la resistencia a tracción del alma.

2 Flexión y cortante:

a) la sección se comprobará a cortante según el apartado 6.2.4. Adicionalmente se comprobará el momento flector de cálculo frente al resistente obtenido según:

$$M_{V,Rd} = \left( W_{pl} - \frac{\rho \cdot A_v^2}{4 \cdot t_w} \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \qquad \text{Para secciones en I o H}$$

$$M_{V,Rd} = W_{pl} \cdot (1 - \rho) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \qquad \text{Resto de casos} \qquad (6.12)$$

siendo

$$\rho = \left( 2 \cdot \frac{V_{Sd}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \qquad (6.13)$$

En ningún caso podrá ser $M_{V.Rd} > M_{c.Rd}$

b) en el caso de perfiles laminados en I o H el efecto de interacción puede despreciarse cuando:

i) el valor del cortante de cálculo no llega a la mitad de la resistencia de cálculo de la sección (calculada en ausencia de otros esfuerzos);

ii) se consideran únicamente las alas en el cálculo de la resistencia a flexión y el alma en el cálculo de la resistencia a cortante.

3 Flexión, axil y cortante:

a) siempre que el cortante de cálculo no supere la mitad de la resistencia de cálculo de la sección (calculada en ausencia de otros esfuerzos), se emplearán las fórmulas de interacción dadas (véanse ecuaciones 6.11);

b) cuando el cortante de cálculo supere la mitad de la resistencia de cálculo de la sección (calculada en ausencia de otros esfuerzos), la resistencia a cortante (concomitante con los restantes esfuerzos) se calculará utilizando un valor reducido del límite elástico conforme al factor (1-$\rho$), viniendo $\rho$ dado por la ecuación 6.13.

## 6.3 Resistencia de las barras

### 6.3.1 Tracción

1 Se calcularán a tracción pura las barras con esfuerzo axil centrado. A estos efectos es admisible despreciar los flectores:

a) debidos al peso propio de las barras de longitudes inferiores a 6 m;

b) debidos al viento en las barras de vigas trianguladas;

c) debidos a la excentricidad en las barras de arriostramiento cuando su directriz no esté en el plano de la unión;

2 La esbeltez mecánica (definida en el siguiente apartado) de las barras en tracción de la estructura principal no superará el valor 300, pudiendo admitirse valores de hasta 400 en las barras de arriostramiento.

3 La resistencia a tracción de la barra, $N_{T,Rd}$, será la resistencia plástica de la sección bruta, $N_{pl,Rd}$, calculada según el apartado 6.2.

### 6.3.2 Compresión

1 La resistencia de las barras a compresión, $N_{C,Rd}$, será la menor de:

a) la resistencia plástica de la sección bruta, $N_{pl,Rd}$, calculada según el apartado 6.2;

b) la resistencia última de la barra a pandeo, $N_{b,Rd}$, calculada según se indica en los siguientes apartados.

#### 6.3.2.1 Generalidades

1 Los apartados que siguen se refieren al estudio de barras rectas. Para los esfuerzos axiles, el caso fundamental es la pieza simple, que se deforma en un plano, de sección constante y solicitada por una carga axil de dirección invariable que actúa en sus extremos, estando estos biarticulados en los centros de gravedad de la sección. En estas condiciones se denomina esbeltez de la barra $\lambda$, en el plano de referencia, al cociente:

$$\lambda = \frac{L}{i} \tag{6.14}$$

siendo

L longitud de la barra (distancia entre las articulaciones de sus extremos);

i radio de giro de la sección transversal $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$

2 Las barras reales, en las que la deformación no está limitada a un plano, pueden pandear en planos diferentes en función de sus condiciones de contorno y de las características de la sección relativas a cada plano. En general será necesario calcular la resistencia a pandeo en cada plano.

3 Frente al pandeo por flexión, en el que al producirse la inestabilidad el eje de la pieza se mantiene en un plano y las secciones flectan en torno al eje de inercia correspondiente, las barras con ciertos tipos de secciones (normalmente secciones abiertas de pequeño espesor) pueden pandear en forma tal que el eje de la barra no queda contenido en un plano. El estudio de este tipo de pandeo, por torsión, no queda cubierto por el presente DB y deben tomarse las medidas oportunas para evitarlo o bien comprobar el correspondiente estado límite según normativa específica.

4 En función de la longitud teórica L de la barra, de sus condiciones de contorno y de la distribución de axiles actuantes, se establece una longitud de pandeo $L_k$ equivalente a la de la pieza ideal y se define la esbeltez mecánica $\lambda_k$ mediante el cociente:

$$\lambda_k = \frac{L_k}{i} \tag{6.15}$$

parámetro que no será superior a 250 para arriostramientos y elementos secundarios y 200 para elementos principales.

5 En el presente DB la relación entre la longitud de pandeo $L_k$ equivalente a la de la pieza ideal y la de la barra se establece a través del coeficiente $\beta$:

$$L_k = \beta \cdot L \tag{6.16}$$

Algunos valores del coeficiente $\beta$ son:

a) barra biempotrada, sin posibilidad de corrimiento relativo de los extremos en dirección normal al eje:

$\beta$ = 0,5

b) barra empotrada en un extremo y articulada en el otro, sin posibilidad de corrimiento relativo de estos en dirección normal al eje:

$\beta$ = 0,7

c) barra empotrada en los dos extremos, con posibilidad de corrimiento relativo de estos en dirección normal al eje:

$\beta$ = 1

d) barra empotrada en un extremo y libre en el otro:

$\beta$ = 2

### 6.3.2.2 Comprobación

1 Como parámetro relativo al pandeo elástico ideal de la barra se define la esbeltez reducida

$$\bar{\lambda}_k = \sqrt{\frac{f_y \cdot A}{N_{cri}}} \qquad \text{para secciones de clase 1 a 3}$$

$$\bar{\lambda}_k = \sqrt{\frac{f_y \cdot A_{eff}}{N_{cri}}} \qquad \text{para secciones de clase 4} \tag{6.17}$$

$$N_{cri} = \left(\frac{\pi}{L_k}\right)^2 \cdot E \cdot I$$

siendo

E módulo de Young;

I momento de inercia del área de la sección transversal;

A área de la sección transversal;

$A_{eff}$ área eficaz de cálculo para secciones de clase 4.

2 La resistencia a pandeo Nb,Rd en compresión centrada se obtiene de:

$$N_{b,Rd} = \frac{1}{\gamma_{M1}} \chi f_y A \qquad \text{para secciones de clases 1 a 3}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{1}{\gamma_{M1}} \chi f_y A_{eff} \qquad \text{para secciones de clases 4} \tag{6.18}$$

siendo

$\chi$ coeficiente de pandeo que, para valores de la esbeltez reducida $\bar{\lambda}_K \geq$ 0,2 se obtiene mediante la expresión:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_k^2}} \leq 1 \tag{6.19}$$

donde

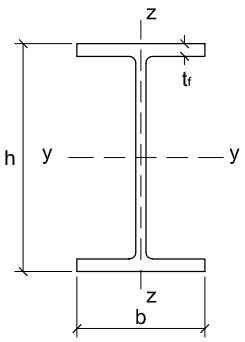
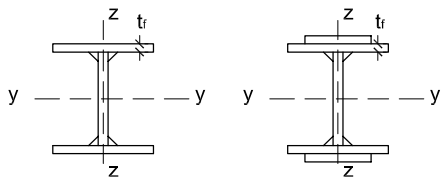
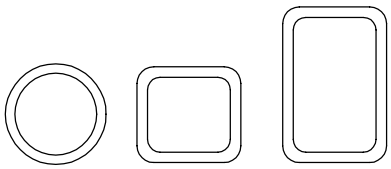
$$\phi = 0{,}5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot \left( \bar{\lambda}_k - 0{,}2 \right) + \bar{\lambda}_k^2 \right] \tag{6.20}$$

y el coeficiente de imperfección elástica $\alpha$ depende de las tensiones residuales en la sección, de las variaciones locales del límite elástico, etc., definidas según la figura 6.3 y adopta los valores de la tabla 6.1.

**Tabla 6.1 Curvas de pandeo**

| Curva de pandeo | $\alpha$ |
|---|---|
| $a_0$ | 0,13 |
| a | 0,21 |
| b | 0,34 |
| c | 0,49 |
| d | 0,76 |

3 Los valores del coeficiente $\chi$ se pueden obtener directamente de la figura 6.4 o de la tabla 6.2. en función del coeficiente de imperfección y de la esbeltez reducida.

| Sección transversal | Límites | Pandeo alrededor del eje | Curva de pandeo S 235 S 275 S 355 S 420 | Curva de pandeo S 460 |
|---|---|---|---|---|
| Perfiles laminados   | h/b>1,2<br>$t_f \leq 40$ mm | y-y<br>z-z | a<br>b | $a_0$<br>$a_0$ |
| | 40 mm< $t_f \leq 100$ mm | y-y<br>z-z | b<br>c | a<br>a |
| | h/b≤1,2<br>$t_f \leq 100$ mm | y-y<br>z-z | b<br>c | a<br>a |
| | $t_f$>100 mm | y-y<br>z-z | d<br>d | c<br>c |
| Vigas armadas   | $t_f \leq 40$ mm | y-y<br>z-z | b<br>c | b<br>c |
| | $t_f$>40 mm | y-y<br>z-z | c<br>d | c<br>d |
|  | Laminados en caliente | cualquiera | a | a |
| | Conformados en frio | cualquiera | b | b |
| Vigas armadas en cajón | Generalmente (excepto lo siguiente) | cualquiera | b | b |

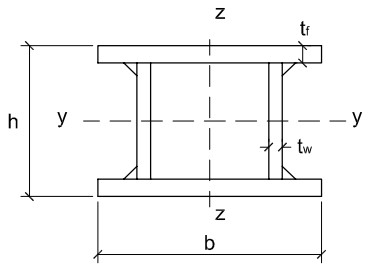
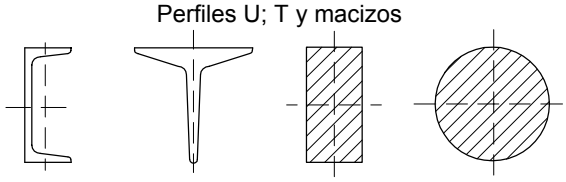
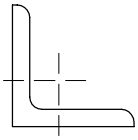
| | | | | |
|---|---|---|---|---|
|  | Soldaduras gruesas: a>0,5t<br>$b/t_f<30$<br>$h/t_w<30$ | cualquiera | c | c |
| Perfiles U; T y macizos  | | cualquiera | c | c |
| Angulares  | | cualquiera | b | b |

**Figura 6.3 Curva de pandeo en función de la sección transversal**

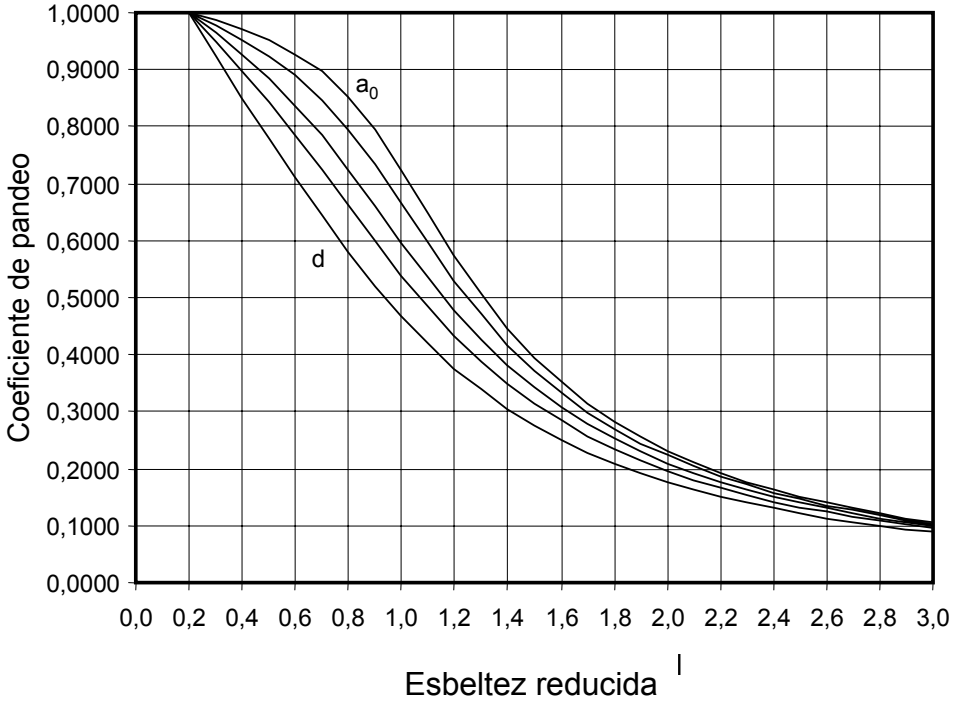



**Figura 6.4 Curvas de pandeo**

**Tabla 6.2 Valores de los coeficientes de pandeo**

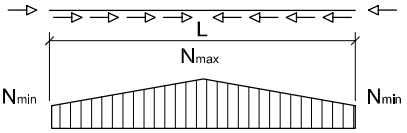
| Coeficiente de pandeo | | Curva de pandeo | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | **$a_0$** | **a** | **b** | **c** | **d** |
| **Esbeltez reducida** | **0,00** | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 |
| | **0,10** | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 |
| | **0,20** | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 |
| | **0,30** | 0,9859 | 0,9775 | 0,9641 | 0,9491 | 0,9235 |
| | **0,40** | 0,9701 | 0,9528 | 0,9261 | 0,8973 | 0,8504 |
| | **0,50** | 0,9513 | 0,9243 | 0,8842 | 0,8430 | 0,7793 |
| | **0,60** | 0,9276 | 0,8900 | 0,8371 | 0,7854 | 0,7100 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | **0,70** | 0,8961 | 0,8477 | 0,7837 | 0,7247 | 0,6431 |
| | **0,80** | 0,8533 | 0,7957 | 0,7245 | 0,6622 | 0,5797 |
| | **0,90** | 0,7961 | 0,7339 | 0,6612 | 0,5998 | 0,5208 |
| | **1,00** | 0,7253 | 0,6656 | 0,5970 | 0,5399 | 0,4671 |
| | **1,10** | 0,6482 | 0,5960 | 0,5352 | 0,4842 | 0,4189 |
| | **1,20** | 0,5732 | 0,5300 | 0,4781 | 0,4338 | 0,3762 |
| | **1,30** | 0,5053 | 0,4703 | 0,4269 | 0,3888 | 0,3385 |
| | **1,40** | 0,4461 | 0,4179 | 0,3817 | 0,3492 | 0,3055 |
| | **1,50** | 0,3953 | 0,3724 | 0,3422 | 0,3145 | 0,2766 |
| | **1,60** | 0,3520 | 0,3332 | 0,3079 | 0,2842 | 0,2512 |
| | **1,70** | 0,3150 | 0,2994 | 0,2781 | 0,2577 | 0,2289 |
| | **1,80** | 0,2833 | 0,2702 | 0,2521 | 0,2345 | 0,2093 |
| | **1,90** | 0,2559 | 0,2449 | 0,2294 | 0,2141 | 0,1920 |
| | **2,00** | 0,2323 | 0,2229 | 0,2095 | 0,1962 | 0,1766 |
| | **2,10** | 0,2117 | 0,2036 | 0,1920 | 0,1803 | 0,1630 |
| | **2,20** | 0,1937 | 0,1867 | 0,1765 | 0,1662 | 0,1508 |
| | **2,30** | 0,1779 | 0,1717 | 0,1628 | 0,1537 | 0,1399 |
| | **2,40** | 0,1639 | 0,1585 | 0,1506 | 0,1425 | 0,1302 |
| | **2,50** | 0,1515 | 0,1467 | 0,1397 | 0,1325 | 0,1214 |
| | **2,60** | 0,1404 | 0,1362 | 0,1299 | 0,1234 | 0,1134 |
| | **2,70** | 0,1305 | 0,1267 | 0,1211 | 0,1153 | 0,1062 |
| | **2,80** | 0,1216 | 0,1182 | 0,1132 | 0,1079 | 0,0997 |
| | **2,90** | 0,1136 | 0,1105 | 0,1060 | 0,1012 | 0,0937 |
| | **3,00** | 0,1063 | 0,1036 | 0,0994 | 0,0951 | 0,0882 |

### 6.3.2.3 Esfuerzos axiles variables

1 Las barras de sección constante solicitadas por esfuerzos axiles variables en forma lineal o parabólica a lo largo del eje podrán calcularse como sometidas a un esfuerzo axil constante y con la longitud de pandeo obtenida tomando para $\beta$ los valores de la figura 6.5.

1)

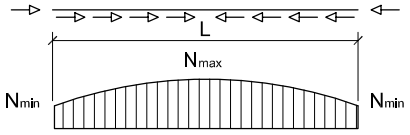



Articulación en ambos extremos $\beta = (\sqrt{1+2{,}18(N_{min}/N_{max})})/3{,}18$

Empotramiento perfecto en ambos extremos
$\beta = (\sqrt{1+0{,}93(N_{min}/N_{max})})/7{,}72$

| $N_{min}/N_{max}$ | | 0 | 0,10 | 0,20 | 0,30 | 0,40 | 0,50 | 0,60 | 0,70 | 0,80 | 0,90 | 1,00 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\beta$ | Art. | 0,561 | 0,619 | 0,673 | 0,720 | 0,766 | 0,810 | 0,852 | 0,892 | 0,928 | 0,964 | 1,000 |
| | Emp. | 0,359 | 0,376 | 0,392 | 0,407 | 0,421 | 0,434 | 0,449 | 0,462 | 0,467 | 0,488 | 0,500 |

2)

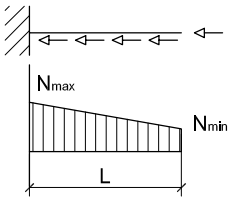



Articulación en ambos extremos $\beta = (\sqrt{1+1{,}09(N_{min}/N_{max})})/2{,}09$

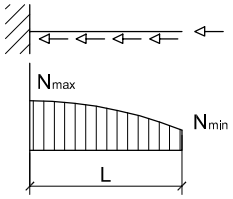
Empotramiento perfecto en ambos extremos
$\beta = (\sqrt{1+0{,}35(N_{min}/N_{max})})/5{,}40$

| $N_{min}/N_{max}$ | | 0 | 0,10 | 0,20 | 0,30 | 0,40 | 0,50 | 0,60 | 0,70 | 0,80 | 0,90 | 1,00 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\beta$ | Art. | 0,692 | 0,728 | 0,764 | 0,797 | 0,830 | 0,858 | 0,888 | 0,917 | 0,946 | 0,973 | 1,000 |
| | Emp. | 0,430 | 0,436 | 0,445 | 0,451 | 0,459 | 0,465 | 0,473 | 0,479 | 0,486 | 0,492 | 0,500 |

3)



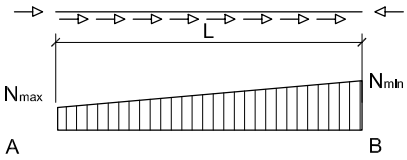

$\varphi = 2(\sqrt{1+2{,}18(N_{min}/N_{max})})/3{,}18$




$\varphi = 2(\sqrt{1+1{,}09(N_{min}/N_{max})})/2{,}09$

| $N_{min}/N_{max}$ | | 0 | 0,10 | 0,20 | 0,30 | 0,40 | 0,50 | 0,60 | 0,70 | 0,80 | 0,90 | 1,00 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\rho$ | Lineal | 1,122 | 1,238 | 1,346 | 1,440 | 1,532 | 1,620 | 1,704 | 1,784 | 1,856 | 1,928 | 2,000 |
| | Parab. | 1,384 | 1,456 | 1,528 | 1,594 | 1,660 | 1,716 | 1,776 | 1,834 | 1,892 | 1,946 | 2,000 |

4)




a) Articulación en ambos extremos $\varphi = (\sqrt{1+0{,}88(N_{min}/N_{max})})/1{,}88$

b) Empotramiento perfecto en ambos extremos $\varphi = (\sqrt{1 + 0{,}93(N_{min} / N_{max})} / 7{,}72$

c) Articulación en B y empotramiento en A $\varphi = (\sqrt{1 + 0{,}51(N_{min} / N_{max})} / 3{,}09$

d) Articulación en A y empotramiento en B $\varphi = (\sqrt{1 + 1{,}65(N_{min} / N_{max})} / 5{,}42$

| $N_{min}/N_{max}$ | | 0 | 0,10 | 0,20 | 0,30 | 0,40 | 0,50 | 0,60 | 0,70 | 0,80 | 0,90 | 1,00 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ρ | a | 0,729 | 0,761 | 0,792 | 0,818 | 0,846 | 0,875 | 0,901 | 0,927 | 0,950 | 0,975 | 1,000 |
| | b | 0,359 | 0,376 | 0,392 | 0,407 | 0,421 | 0,434 | 0,449 | 0,462 | 0,474 | 0,488 | 0,500 |
| | c | 0,569 | 0,582 | 0,596 | 0,610 | 0,623 | 0,636 | 0,648 | 0,663 | 0,975 | 0,687 | 0,700 |
| | d | 0,429 | 0,462 | 0,495 | 0,524 | 0,553 | 0,579 | 0,605 | 0,629 | 0,654 | 0,676 | 0,700 |

**Figura 6.5 Piezas de sección de sección constante con esfuerzo normal variable**

### 6.3.2.4 Barras de sección variable

1 Las barras comprimidas de sección ligeramente variable cuyo momento de inercia varíe entre un mínimo $I_{mín}$ y un máximo $I_{máx}$ se comprobarán con un momento de inercia ficticio:

$$I_k = c\, I_{máx} \tag{6.21}$$

y el área media $A_{med}$ a lo largo de la barra. El valor de c se obtiene de la figura 6.6 entrando con el parámetro:

$$\nu = \sqrt{\frac{I_{min}}{I_{max}}} \tag{6.22}$$

y con la longitud “a” especificada en la propia figura. La esbeltez mecánica de cálculo es:

$$\lambda_k = L\sqrt{\frac{A_{med}}{I_k}} \tag{6.23}$$

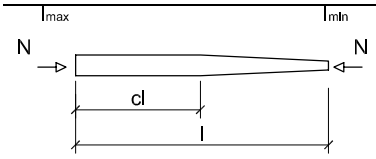
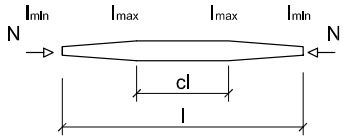
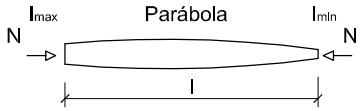
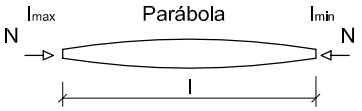
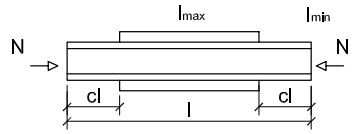
| Variación de la sección | v / a | Coeficiente c siendo $v=\sqrt{I_{mín}/I_{máx}}$ | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1,0 |
|   | 0,0 | 0,121 | 0,220 | 0,316 | 0,412 | 0,509 | 0,606 | 0,703 | 0,801 | 0,900 | 1,000 |
| | 0,1 | 0,140 | 0,247 | 0,348 | 0,447 | 0,542 | 0,636 | 0,729 | 0,820 | 0,911 | 1,000 |
| | 0,2 | 0,166 | 0,284 | 0,391 | 0,490 | 0,585 | 0,675 | 0,761 | 0,844 | 0,923 | 1,000 |
| | 0,3 | 0,203 | 0,333 | 0,446 | 0,547 | 0,639 | 0,722 | 0,800 | 0,871 | 0,938 | 1,000 |
| | 0,4 | 0,257 | 0,403 | 0,521 | 0,620 | 0,705 | 0,779 | 0,844 | 0,902 | 0,953 | 1,000 |
| | 0,5 | 0,340 | 0,502 | 0,620 | 0,771 | 0,784 | 0,843 | 0,892 | 0,933 | 0,969 | 1,000 |
| | 0,6 | 0,477 | 0,641 | 0,745 | 0,815 | 0,867 | 0,906 | 0,936 | 0,961 | 0,982 | 1,000 |
| | 0,7 | 0,697 | 0,814 | 0,875 | 0,913 | 0,938 | 0,957 | 0,971 | 0,983 | 0,992 | 1,000 |
| | 0,8 | 0,922 | 0,951 | 0,966 | 0,976 | 0,983 | 0,988 | 0,992 | 0,995 | 0,998 | 1,000 |
| | ≥0,9 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 |
|   | 0,0 | 0,259 | 0,389 | 0,493 | 0,583 | 0,665 | 0,740 | 0,810 | 0,877 | 0,940 | 1,000 |
| | 0,1 | 0,308 | 0,448 | 0,555 | 0,643 | 0,719 | 0,786 | 0,846 | 0,902 | 0,953 | 1,000 |
| | 0,2 | 0,371 | 0,520 | 0,625 | 0,707 | 0,775 | 0,832 | 0,881 | 0,925 | 0,965 | 1,000 |
| | 0,3 | 0,453 | 0,605 | 0,703 | 0,775 | 0,930 | 0,867 | 0,914 | 0,947 | 0,975 | 1,000 |
| | 0,4 | 0,558 | 0,702 | 0,784 | 0,841 | 0,883 | 0,915 | 0,942 | 0,965 | 0,984 | 1,000 |
| | 0,5 | 0,686 | 0,801 | 0,861 | 0,900 | 0,927 | 0,948 | 0,965 | 0,979 | 0,990 | 1,000 |
| | 0,6 | 0,819 | 0,890 | 0,925 | 0,946 | 0,962 | 0,973 | 0,982 | 0,989 | 0,995 | 1,000 |
| | 0,7 | 0,925 | 0,954 | 0,968 | 0,978 | 0,984 | 0,989 | 0,992 | 0,996 | 0,998 | 1,000 |
| | 0,8 | 0,982 | 0,988 | 0,992 | 0,994 | 0,996 | 0,997 | 0,998 | 0,999 | 0,999 | 1,000 |
| | ≥0,9 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 |
|   | - | 0,273 | 0,402 | 0,506 | 0,595 | 0,676 | 0,749 | 0,817 | 0,882 | 0,942 | 1,000 |
|   | - | 0,536 | 0,652 | 0,728 | 0,786 | 0,834 | 0,875 | 0,911 | 0,943 | 0,973 | 1,000 |
|   | 0,1 | 0,221 | 0,626 | 0,846 | 0,924 | 0,958 | 0,976 | 0,986 | 0,993 | 0,997 | 1,000 |
| | 0,2 | 0,060 | 0,220 | 0,421 | 0,605 | 0,743 | 0,837 | 0,902 | 0,946 | 0,977 | 1,000 |
| | 0,3 | 0,027 | 0,105 | 0,221 | 0,395 | 0,502 | 0,635 | 0,753 | 0,852 | 0,933 | 1,000 |
| | 0,4 | 0,016 | 0,061 | 0,134 | 0,231 | 0,345 | 0,472 | 0,606 | 0,741 | 0,873 | 1,000 |
| | 0,5 | 0,010 | 0,040 | 0,090 | 0,160 | 0,250 | 0,360 | 0,490 | 0,640 | 0,810 | 1,000 |

**Figura 6.6 Coeficiente C en piezas de sección variable**

### 6.3.2.5 Estructuras articuladas

1 En celosías espaciales formadas por perfiles huecos atornillados en sus extremos se tomará como longitud de pandeo la distancia entre ejes de nudos para cualquier barra.

2 En vigas planas trianguladas la esbeltez para cada barra se obtendrá tomando como longitud de pandeo:

a) cordones en su plano: La distancia entre ejes de nudos;

b) cordones fuera del plano: La longitud teórica de la barra medida entre puntos fijos;

c) montantes y diagonales en su plano: La longitud libre entre barras;

d) montantes y diagonales fuera del plano: La longitud entre ejes de nudos.

3 En vigas planas trianguladas formadas por perfiles huecos de cordones continuos y diagonales y montantes soldados de forma continua en todo el perímetro, se tomará como longitud de pandeo:

a) cordones en su plano: 0,9 veces la distancia entre ejes de nudos;

b) cordones fuera del plano: 0,9 veces la longitud teórica de la barra medida entre puntos fijos;

c) montantes y diagonales en su plano: 0,75 veces la longitud entre ejes de nudos;

d) montantes y diagonales fuera del plano: 0,75 veces la longitud entre ejes de nudos.

### 6.3.2.6 Pilares de edificios

1 La longitud de pandeo $L_k$ de un pilar de longitud L de un pórtico intraslacional o de un pórtico translacional en cuyo análisis se haya empleado un método de segundo orden o el método de mayoración de acciones horizontales descrito en 5.3.1, puede obtenerse de la expresión:

$$\beta = \frac{L_k}{L} = \frac{1 + 0{,}145 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0{,}265 \cdot \eta_1 \eta_2}{2 + 0{,}364 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0{,}247 \cdot \eta_1 \eta_2} \tag{6.24}$$

2 La longitud de pandeo de un pilar de pórtico traslacional en cuyo análisis no se hayan contemplado los efectos de segundo orden puede obtenerse de la expresión:

$$\beta = \frac{L_k}{L} = \sqrt{\frac{1 - 0{,}2 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0{,}12 \cdot \eta_1 \eta_2}{1 - 0{,}8 \cdot (\eta_1 + \eta_2) + 0{,}6 \cdot \eta_1 \eta_2}} \tag{6.25}$$

3 Los coeficientes de distribución $\eta 1$ y $\eta 2$ se han obtenido de:

$$\eta_1 = \frac{K_c}{K_c + K_{11} + K_{12}} \qquad \eta_2 = \frac{K_c}{K_c + K_{21} + K_{22}} \tag{6.26}$$

siendo

$K_c$ coeficiente de rigidez del pilar l/L;

$K_{ij}$ coeficiente de rigidez efectiva de la viga.

4 Dichos modelos pueden adaptarse para el dimensionado de pilares o soportes continuos, suponiendo que cada tramo longitudinal del pilar está cargado hasta el mismo valor de la relación ($N/N_{cr}$). En el caso general de que ($N/N_{cr}$) varíe, ello conduce a un valor conservador de $\beta$ para la longitud más crítica del pilar.

5 Para cada tramo longitudinal de un pilar continuo podrá inducirse la hipótesis mencionada utilizando el modelo indicado en la figura 6.7 y obteniendo los coeficientes de distribución $\eta_1$ y $\eta_2$ a partir de:

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} \qquad \eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} \tag{6.27}$$

siendo

$K_1$ y $K_2$ coeficientes de rigidez para los tramos longitudinales adyacentes o contiguos del pilar.

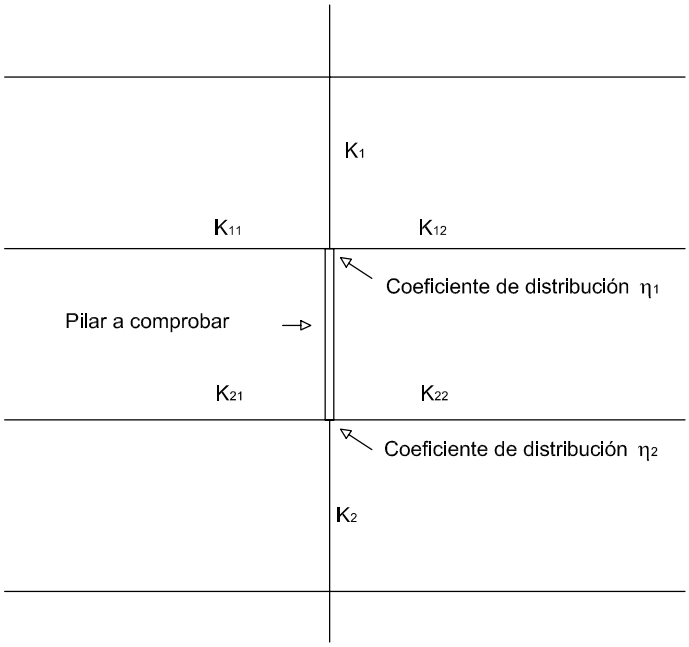



**Figura 6.7 Coeficientes de distribución**

6 Cuando las vigas no estén solicitadas por esfuerzos axiles, sus coeficientes de rigidez efectiva pueden determinarse de acuerdo con la tabla 6.3, siempre que permanezcan elásticas bajo los momentos de cálculo.

**Tabla 6.3 Coeficiente de rigidez efectiva para una viga**

| Condiciones de coacción al giro en el extremo alejado de la vía | Coeficiente de rigidez efectiva K de la viga (siempre que ésta permanezca en el campo elástico) |
|---|---|
| Fija en el extremo alejado (empotrada) | 1,0 I/L |
| Articulada en el extremo alejado | 0,75 I/L |
| Giro igual al del extremo próximo (curvatura doble) | 1,5 I/L |
| Giro igual y opuesto al del extremo próximo (curvatura simple) | 0,5 I/L |
| Caso general. Giro $\theta_a$ en el extremo próximo y $\theta_b$ en el extremo alejado | $(1 + 0{,}5\ \theta_b / \theta_a)$ I/L |

Para pórticos de edificios con losas o forjados de hormigón, siempre que el pórtico o estructura sea de trazado geométrico regular y que la carga sea uniforme, normalmente es suficientemente preciso suponer que los coeficientes de rigidez efectiva de las vigas son los que se indican en la tabla 6.4.

**Tabla 6.4 Coeficiente de rigidez efectiva para vigas de un pórtico de edificio con losas de forjado de hormigón**

| Condiciones de carga para la viga | Pórtico intraslacional | Pórtico traslacional |
|---|---|---|
| Vigas que soportan directamente las losas de forjado de hormigón | 1,0 I/L | 1,0 I/L |
| Otras vigas con cargas directas | 0,75 I/L | 1,0 I/L |
| Vigas con sólo momentos en los extremos | 0,75 I/L | 1,5 I/L |

Cuando para el mismo caso de carga, el momento de cálculo en cualquiera de las vigas supera a $W_{el}f_y / \gamma_{MO}$ debe suponerse que la viga está articulada en el punto o puntos correspondientes.

Cuando las vigas están sometidas a esfuerzos axiles, sus coeficientes de rigidez efectiva deben ajustarse adecuadamente. Pueden usarse para ello funciones de estabilidad. Como una alternativa simple, puede despreciarse el coeficiente de rigidez mayorado debido a la tracción axial y admitir los efectos de la compresión axial mediante la utilización de las aproximaciones conservadoras que se dan en la tabla 6.5.

**Tabla 6.5 Fórmulas aproximadas para coeficientes de rigidez de viga minorados debido a compresión axial**

| Condiciones de coacción al giro en el extremo alejado de la viga | Coeficiente de rigidez efectiva K de la viga (siempre que ésta permanezca en el campo elástico) |
|---|---|
| Fijo (empotrado) | 1,0 I/L (1-0,4 $N/N_E$) [(1)] |
| Articulado | 0,75 I/L (1 - 1,0 $N/N_E$) |
| Giro como en el extremo próximo (curvatura doble) | 1,5 I/L (1-0,2 $N/N_E$) |
| Giro igual y opuesto al del extremo próximo (curvatura simple) | 0,5 I/L (1-1,0 $N/N_E$) |

(1) En esta tabla $N_E = \pi^2 EI/L^2$.

### 6.3.2.7 Barras de sección compuesta

1 Se denominan así a las piezas formadas por dos o más perfiles, enlazados mediante presillas o mediante una celosía triangular, donde se denomina eje de inercia material al que pasa por el centro de gravedad de las secciones de todos los perfiles simples que forman la pieza y eje de inercia libre al que no cumple esa condición. En lo que sigue el contenido de este apartado se refiere exclusivamente, y su aplicación está limitada, a barras compuestas por dos perfiles simples, iguales y paralelos, de sección constante, enlazados de modo uniforme a lo largo de la barra.

El número de tramos en que queda dividida la barra de sección compuesta por los elementos de enlace será igual o superior a 4, existiendo siempre un elemento de enlace al principio y al final de la barra y manteniéndose aquellos repartidos uniformemente a lo largo de ésta.

En el plano perpendicular al eje de inercia material el pandeo se comprueba como si se tratase de una barra simple, en función de la longitud total de la misma (L).

Para el pandeo en el plano perpendicular a una eje de inercia libre, se define la esbeltez:

$$\lambda_{id} = \sqrt{\lambda_k^2 + \lambda_c^2} \tag{6.28}$$

siendo

$\lambda_k$ esbeltez mecánica de la pieza deducida según sus condiciones de vinculación en el extremo como si se tratase de una pieza simple;

$\lambda_c$ esbeltez complementaria definida en la tabla 6.6.

2 Resistencia de los perfiles simples

La comprobación a pandeo de cada uno de los dos perfiles se lleva a cabo mediante el esfuerzo:

$$N_{1,d} = \frac{1}{2} N_{Sd} + \frac{N_{Sd} e_0}{s} \frac{1}{1 - \frac{N_{Sd}}{N_{cr,id}}} \tag{6.29}$$

siendo

$N_{Sd}$ esfuerzo axil total de la barra;

L longitud de la barra

$e_0$ imperfección geométrica ($e_0$ = L / 500);

s distancia entre los dos perfiles componentes;

$$N_{cr,id} = \frac{\pi^2 E A}{\lambda_{id}^2}$$

E módulo de elasticidad del acero;

A área total de la sección de la barra.

3 Dispositivos de solidarización:

a) se admite que el cortante generado en el plano perpendicular al eje de inercia libre tiene la expresión

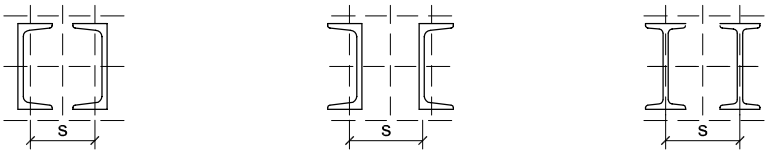
$$V_{d,max} = N_{Sd} \frac{\pi}{500} \frac{1}{1 - \frac{N_{Sd}}{N_{cr,id}}} \tag{6.30}$$

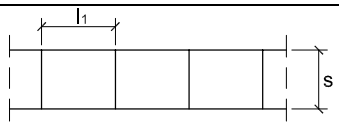
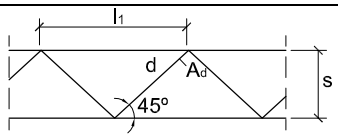
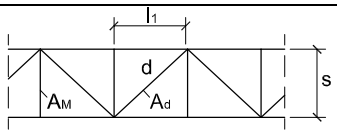
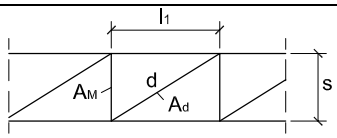
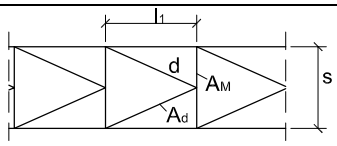
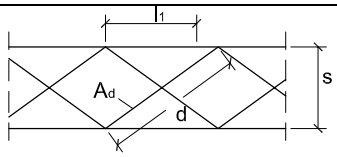
b) todos los enlaces, tanto las presillas como la triangulación entre los perfiles simples, deben dimensionarse para resistir los esfuerzos generados por $V_{d,max}$. Si los enlaces están dispuestos en dos planos paralelos, como es habitual, cada enlace se dimensionará para resistir los esfuerzos generados por $V_{d.max}/2$;

c) los enlaces se unirán rígidamente a los cordones, bien mediante tornillos (al menos dos por unión en el caso de presillas), bien mediante soldadura;

d) los elementos de enlace de los dos planos ocuparán idéntica posición y orientación en alzado.

**Tabla 6.6 Esbeltez complementaria $\lambda_c$**




| | Esquemas de arriostramiento | Esbeltez complementaria $\lambda c$ |
|---|---|---|
| **Presillas** |   $i_I$ radio de giro mínimo de un perfil simple | $\lambda_c = \frac{l_1}{i_I}$ |
| **Triangulaciones** |   d $A_d$ longitud y área de una diagonal | (1) $\lambda_c = \pi\sqrt{\frac{A}{A_d}\frac{d^3}{l_1 s^2}}$ |
| |   $A_M$ área de un montante | (1) $\lambda_c = \pi\sqrt{\frac{A}{2A_d}\frac{d^3}{l_1 s^2}}$ |
| |   | (1) $\lambda_c = \pi\sqrt{\frac{A}{2l_1 s^2}\left(\frac{d^3}{A_d}+\frac{s^3}{A_M}\right)}$ |
| |   | (1) $\lambda_c = \pi\sqrt{\frac{A}{4l_1 s^2}\left(\frac{d^3}{A_d}+\frac{s^3}{A_M}\right)}$ |
| |   | (1) $\lambda_c = \pi\sqrt{\frac{A}{4A_d}\frac{d^3}{l_1 s^2}}$ |

(1) A es el área bruta total de los dos perfiles simples.

### 6.3.3 Flexión

#### 6.3.3.1 General

1 Las barras sometidas a flexión se comprobarán ante pandeo lateral y ante abolladura del alma.

2 No es necesaria la comprobación a pandeo lateral cuando el ala comprimida se arriostra de forma continua o bien de forma puntual a distancias menores de 40 veces el radio de giro mínimo.

#### 6.3.3.2 Pandeo lateral

1 Si existe la posibilidad de que una viga pandee lateralmente, debe comprobarse que $M_{Sd} \leq M_{b,Rd}$; donde $M_{Sd}$ es el flector de cálculo y $M_{b,Rd}$ el flector resistente a pandeo, cuyo valor es:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \qquad (6.31)$$

siendo

$W_y$ módulo resistente de la sección, acorde con el tipo de ésta, es decir:

$W_y$: $W_{pl,y}$ para secciones de clases 1 y 2

$W_y$: $W_{el,y}$ para secciones de clase 3

$W_y$: $W_{eff,y}$ para secciones de clase 4

el factor de reducción $\chi_{LT}$ tiene la expresión

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1 \tag{6.32}$$

donde

$$\phi_{LT} = 0{,}5\left[1 + \alpha_{LT}\left(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2\right) + \bar{\lambda}_{LT}^2\right] \tag{6.33}$$

y el factor de imperfección $\alpha_{LT}$ se obtiene de la tabla siguiente:

**Tabla 6.7**

| Sección transversal | Límites | Curva de pandeo |
|---|---|---|
| **Perfil laminado doble T** | $h/b \leq 2$ | a($\alpha_{LT}$=0,21) |
| | $h/b > 2$ | b($\alpha_{LT}$=0,34) |
| **Secciones armadas doble T** | $h/b \leq 2$ | c($\alpha_{LT}$=0,49) |
| | $h/b > 2$ | d($\alpha_{LT}$=0,76) |
| **Otras secciones** | - | d($\alpha_{LT}$=0,76) |

Además

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} \tag{6.34}$$

donde

$M_{cr}$ momento crítico elástico de pandeo lateral y se determina de la forma siguiente, válida para una sección uniforme, simétrica respecto al eje menor y flectando respecto a eje mayor:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(k_\varphi L)^2}\left\{\left[\left(\frac{k_\varphi}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k\varphi L)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + \left(C_2 z_g - C_3 z_j\right)^2\right]^{1/2} - \left(C_2 z_g - C_3 z_j\right)\right\} \tag{6.35}$$

siendo

Eje menor: Eje de la sección respecto al cual ésta presenta menor momento de inercia. En los perfiles más habituales coincide con el denominado z-z, perpendicular a las alas;

Eje mayor: Eje de la sección respecto al cual ésta presenta mayor momento de inercia. En los perfiles más habituales coincide con el denominado y-y, paralelo a las alas;

$G = \dfrac{E}{2(1+\nu)}$ el módulo de rigidez del material;

$I_t$ módulo de torsión;

$I_w$ módulo de alabeo de la sección;

$I_z$ momento de inercia de la sección en relación con el eje z-z;

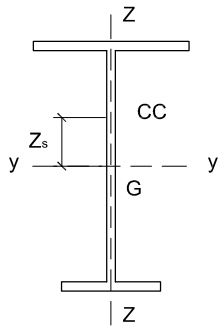
L longitud de la viga entre puntos de apoyo lateral del ala comprimida;

$C_1$, $C_2$ y $C_3$ factores que dependen del tipo de carga y de las condiciones de borde, y que figuran en la tabla 6.8.

Los coeficientes $k_w$ y $k_\varphi$ representan la coacción que imponen los apoyos al alabeo y al giro torsional, respectivamente. En general, si no se adoptan medidas especificas para evitar el alabeo en la sección de apoyos, se tomará $k_w$ = 1. En el caso de un voladizo, el valor de $k_w$ se tomará igual a 2. Los valores de $k_\varphi$ podrán variar entre 0,5, en el caso en que el giro torsional esté totalmente coaccionado en apoyos, y 1,0 cuando el giro torsional en apoyos es libre, siendo 0,7 cuando en un apoyo esté coaccionado y en el otro libre.

$$z_g = z_a - z_s$$

$$z_j = z_s - \frac{\int_A z\,(y^2 + z^2)\,dA}{2\,I_y}$$




siendo

CC centro de esfuerzos cortantes;

G baricentro de la sección;

$z_a$ ordenada del punto de aplicación de la carga, medida desde el baricentro, que se toma positiva cuando se sitúa del lado del ala comprimida;

$z_s$ ordenada del centro de torsión o centro de esfuerzos cortantes medida desde el baricentro, que se toma como positiva cuando se sitúa en el lado del ala comprimida;

z ordenada de un punto de la sección, medida desde el baricentro, que se toma como positiva para el ala comprimida;

$z_j$ ordenada que resulta positiva cuando el ala de mayor inercia $I_z$ está comprimida en el punto de mayor momento.

2 Cuando $\overline{\lambda}_{LT} \leq 0{,}4$ no es necesario comprobar la barra a pandeo lateral.

**Tabla 6.8 Valores de los factores $C_1$, $C_2$ y $C_3$ correspondientes a los valores del factor $k_\varphi$ ($k_w$=1)**

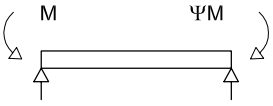
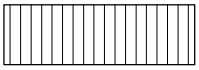
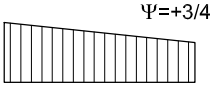
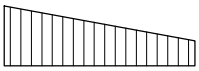
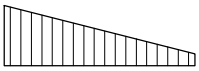
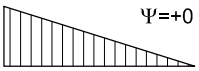
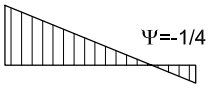
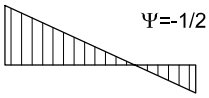
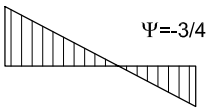
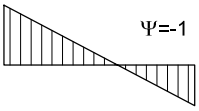
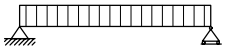
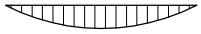
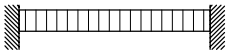
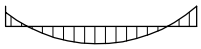
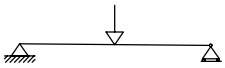
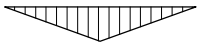
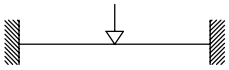
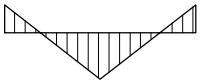
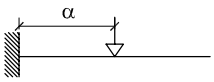
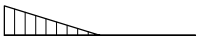
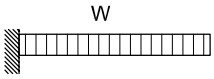
| Tipo de carga y condiciones de apoyo | Diagrama de momentos flectores | Valores de $k_\varphi$ | $C_1$ | $C_2$ | $C_3$ |
|---|---|---|---|---|---|
|   | Ψ=+1  | 1,0 | 1,000 | | 1,000 |
| | | 0,7 | 1,000 | - | 1,113 |
| | | 0,5 | 1,000 | | 1,144 |
| | Ψ=+3/4  | 1,0 | 1,141 | | 0,998 |
| | | 0,7 | 1,270 | - | 1,565 |
| | | 0,5 | 1,305 | | 2,283 |
| | Ψ=+1/2  | 1,0 | 1,323 | | 0,992 |
| | | 0,7 | 1,437 | - | 1,556 |
| | | 0,5 | 1,514 | | 2,271 |
| | Ψ=+1/4  | 1,0 | 1,563 | | 0,977 |
| | | 0,7 | 1,739 | - | 1,531 |
| | | 0,5 | 1,788 | | 2,235 |
| | Ψ=+0  | 1,0 | 1,879 | | 0,939 |
| | | 0,7 | 2,092 | - | 1,473 |
| | | 0,5 | 2,150 | | 2,150 |
| | Ψ=-1/4  | 1,0 | 2,281 | | 0,855 |
| | | 0,7 | 2,538 | - | 1,340 |
| | | 0,5 | 2,609 | | 1,957 |
| | Ψ=-1/2  | 1,0 | 2,704 | | 0,676 |
| | | 0,7 | 3,009 | - | 1,059 |
| | | 0,5 | 3,093 | | 0,546 |
| | Ψ=-3/4  | 1,0 | 3,927 | | 0,366 |
| | | 0,7 | 3,258 | - | 0,573 |
| | | 0,5 | 3,348 | | 0,837 |
| | Ψ=-1  | 1,0 | 2,752 | | 0,000 |
| | | 0,7 | 3,063 | - | 0,000 |
| | | 0,5 | 3,149 | | 0,000 |

**Tabla 6.8 (continuación) Valores de los factores $C_1$, $C_2$ y $C_3$ correspondientes a los valores del factor $k_\varphi$ ($k_w$=1)**

| Tipo de carga y condiciones de apoyo | Diagrama de momentos flectores | Valores de $k_\varphi$ | $C_1$ | $C_2$ | $C_3$ |
|---|---|---|---|---|---|
|  |  | 1,0 | 1,132 | 0,459 | 0,525 |
| | | 0,5 | 0,972 | 0,304 | 0,980 |
|  |  | 1,0 | 1,285 | 1,562 | 0,753 |
| | | 0,5 | 0,712 | 0,652 | 1,070 |
|  |  | 1,0 | 1,365 | 0,553 | 1,730 |
| | | 0,5 | 1,070 | 0,432 | 3,050 |
|  |  | 1,0 | 1,565 | 1,267 | 2,640 |
| | | 0,5 | 0,938 | 0,715 | 4,800 |
| | | 1,0 | 1,046 | 0,430 | 1,120 |
| | | 0,5 | 1,010 | 0,410 | 1,890 |
|   |  | 1,0 (kw=2,0) | 1,281(1/α) | 0,640 | - |
|   | | 1,0 (kw=2,0) | 2,05 | - | - |

### 6.3.3.3 Abolladura del alma por cortante

1 Debe comprobarse la resistencia a la abolladura del alma por cortante y disponer rigidizadores extremos, en las barras en que se cumpla:

$$\frac{d}{t} > 70 \cdot \sqrt{\frac{235 \frac{N}{mm^2}}{f_y}} \tag{6.36}$$

y en aquellas en las que, además de los extremos, se dispongan rigidizadores intermedios y en las que se cumpla:

$$\frac{d}{t} > 39 \cdot \sqrt{\frac{235 \frac{N}{mm^2}}{f_y}} \cdot \sqrt{k_\tau} \tag{6.37}$$

siendo

d y t dimensiones del alma (altura y espesor);

$k_\tau$ vale:

- $4+\dfrac{5{,}34}{\left(\dfrac{a}{d}\right)^2}$ En el caso de existir rigidizadores separados una distancia a<d

- $5{,}34+\dfrac{4}{\left(\dfrac{a}{d}\right)^2}$ En el caso de existir rigidizadores separados una distancia $a \geq d$

- 5,34 En el caso de existir rigidizadores sólo en las secciones extremas

2 La resistencia a abolladura por cortante se obtiene de:

$$V_{b,Rd}=\frac{d\cdot t\cdot \tau_b}{\gamma_{M1}} \tag{6.38}$$

siendo

$$\tau_b=\begin{cases}\dfrac{f_y}{\sqrt{3}} & \text{si } \bar{\lambda}_w \leq 0{,}8\\[2ex] \dfrac{f_y}{\sqrt{3}}\cdot\left(1-0{,}625\cdot\left(\bar{\lambda}_w-0{,}8\right)\right) & \text{si } 0{,}8<\bar{\lambda}_w<1{,}2\\[2ex] \dfrac{f_y}{\sqrt{3}}\cdot\left(\dfrac{0{,}9}{\bar{\lambda}_w}\right) & \text{si } 1{,}2\leq\bar{\lambda}_w\end{cases}$$

donde

$$\bar{\lambda}_w=\sqrt{\frac{\dfrac{f_y}{\sqrt{3}}}{\tau_{cr}}}$$

y

$$\tau_{cr}=k_\tau\frac{\pi^2\cdot E}{12\cdot\left(1-\nu^2\right)}\cdot\left(\frac{t}{d}\right)^2$$

3 La inercia de la sección de los rigidizadores ha de ser:

$$I_s\geq 1{,}5\cdot\frac{d^3t^3}{a^2} \qquad \text{si } \frac{a}{d}<\sqrt{2} \tag{6.39}$$

$$I_s\geq 0{,}75\cdot d\cdot t^3 \qquad \text{si } \frac{a}{d}\geq\sqrt{2} \tag{6.40}$$

4 La comprobación de los rigidizadores se lleva a cabo con los métodos del apartado 6.3.2 añadiendo a su sección transversal un área de alma, repartida por igual en ambos lados, de valor total:

$$30\sqrt{\frac{235\dfrac{N}{mm^2}}{f_y}}\cdot t_w \tag{6.41}$$

utilizando la curva de pandeo c y una longitud de pandeo no inferior a 0,75 d. En el caso de rigidizadores de extremo, que se han de disponer siempre en forma simétrica, la longitud del lado libre se limitará a la realmente disponible.

#### 6.3.3.4 Cargas concentradas

1 Se considera que no es necesario rigidizar el alma de una pieza sometida a cargas concentradas actuando sobre las alas si se cumple que:

$$\frac{F_{s,d}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \tag{6.42}$$

siendo

$F_{S,d}$ valor de cálculo de la carga concentrada;

$F_{b,Rd}$ resistencia de cálculo del alma frente a cargas concentradas.

En caso contrario deben colocarse rigidizadores dimensionados tal como se indica en el apartado anterior.

2 La resistencia de cálculo del alma frente a cargas concentradas viene dada por:

$$F_{b,Rd} = \frac{f_y \cdot t \cdot L_{eff}}{\gamma_{M1}} \tag{6.43}$$

siendo

$$L_{eff} = \chi_F \cdot \ell_y \tag{6.44}$$

$$\chi_F = \frac{0,5}{\bar{\lambda}_F} \leq 1 \tag{6.45}$$

$$\bar{\lambda}_F = \sqrt{\frac{\ell_y \cdot t \cdot f_y}{F_{cr}}} \tag{6.46}$$

$$F_{cr} = 0,9 \cdot k_F \cdot E \cdot \frac{t^3}{d} \tag{6.47}$$

Los valores de $\ell_y$ y de $k_F$ dependen del caso considerado, de entre los representados en la figura 6.8:

- Caso a)

$$k_F = 6 + 2\left(\frac{d}{a}\right)^2$$

$$\ell_y = s_s + 2 \cdot t \cdot \left(1 + \sqrt{m_1 + m_2}\right) \leq a$$

- Caso b)

$$k_F = 3,5 + 2\left(\frac{d}{a}\right)^2$$

$$\ell_y = s_s + 2 \cdot t \cdot \left(1 + \sqrt{m_1 + m_2}\right) \leq a$$

- Caso c)

$$k_F = 2 + 6\left(\frac{s_s + c}{d}\right) \leq 6$$

$$\ell_y = \mathrm{Min}\left(\ell_{y1}, \ell_{y2}, \ell_{y3}\right)$$

viniendo cada coeficiente dado por las expresiones:

$$m_1 = \frac{f_{yf} \cdot b_f}{f_{yw} \cdot t_w}$$

$$m_2 = \begin{cases} 0{,}02\left(\dfrac{d}{t_f}\right) & \text{si } \bar{\lambda}_F > 0{,}5 \\ 0 & \text{si } \bar{\lambda}_F \leq 0{,}5 \end{cases}$$

$$\ell_{y1} = \ell_{eff} + t_f\sqrt{m_1 + m_2}$$

$$\ell_{y2} = \ell_{eff} + t_f\sqrt{\frac{m_1}{2} + \left(\frac{\ell_{eff}}{t_f}\right)^2 + m_2}$$

$$\ell_{y3} = s_s + 2 \cdot t_f\left(1 + \sqrt{m_1 + m_2}\right)$$

$$\ell_{eff} = \frac{k_F \cdot E \cdot t^2}{2 \cdot f_y \cdot d} \leq s_s + c$$

donde

$s_S$ longitud del apoyo rígido de la carga (véase la figura 6.9);

t espesor del alma;

$t_f$ espesor del ala;

$f_y$ tensión de límite elástico del alma;

E módulo de elasticidad;

d canto del alma.

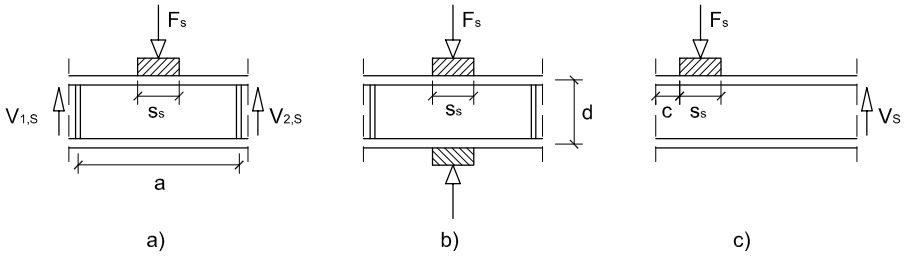



**Figura 6.8**

3 Si la carga concentrada actúa en el eje de una sección sometida a esfuerzos axiles y de flexión que produzcan una tensión $\sigma_{x,Ed}$ en el punto del ala situado bajo la carga, debe comprobarse que:

$$\frac{F_{S,d}}{F_{b,Rd}} + 0{,}8 \cdot \frac{\sigma_{x,Ed}}{\left(\dfrac{f_{yf}}{\gamma_{m1}}\right)} \leq 1{,}4 \qquad (6.48)$$

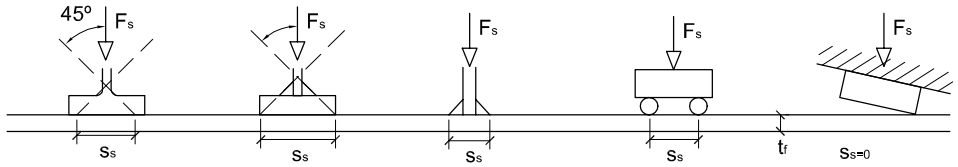



**Figura 6.9**

### 6.3.4 Interacción de esfuerzos

#### 6.3.4.1 Elementos flectados y traccionados

1 En las piezas solicitadas por una combinación de un momento flector y esfuerzo axil de tracción, se comprobará su resistencia al pandeo lateral considerando el esfuerzo axil y el momento flector como un efecto vectorial.

La tensión combinada en la fibra extrema comprimida se determina mediante:

$$\sigma_{com,Ed} = \frac{M_{Sd}}{W_{com}} - 0{,}8 \cdot \frac{N_{t,Sd}}{A} \tag{6.49}$$

siendo

$W_{com}$ momento resistente de la sección referido a la fibra extrema comprimida;

$N_{t,Sd}$ valor de cálculo del axil de tracción;

$M_{Sd}$ valor de cálculo del flector;

A área bruta de la sección.

La comprobación se lleva a cabo utilizando un flector efectivo $M_{ef,Sd}$

$$M_{ef,Sd} = W_{com} \cdot \sigma_{com,Ed} \tag{6.50}$$

y la resistencia de cálculo al pandeo lateral indicada en el apartado 6.3.3.2.

#### 6.3.4.2 Elementos comprimidos y flectados

1 A menos que se lleve a cabo un estudio más detallado, las comprobaciones se realizarán aplicando las fórmulas que se indican a continuación, donde se ha distinguido entre secciones sensibles o no a la torsión (por ejemplo secciones abiertas o cerradas respectivamente).

La comprobación se llevará a cabo con las fórmulas:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_y \cdot A^*} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Sd} + e_{N,y} \cdot N_{Sd}}{W_y} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Sd} + e_{N,z} \cdot N_{Sd}}{W_z} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \tag{6.51}$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot A^*} + \alpha_y \cdot k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Sd} + e_{N,y} \cdot N_{Sd}}{W_y} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Sd} + e_{N,z} \cdot N_{Sd}}{W_z} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \tag{6.52}$$

donde

los valores de $A^*$; $W_y$; $W_z$; $\alpha_y$; $\alpha_z$; $e_{N,y}$; $e_{N,z}$ están indicados en la tabla 6.9;

$\chi_y$ y $\chi_z$ coeficientes de pandeo;

$e_{N,y}$ y $e_{N,z}$ desplazamientos del centro de gravedad de la sección transversal efectiva con respecto a la posición del centro de gravedad de la sección transversal bruta.

**Tabla 6.9**

| Clase | $A^*$ | $W_y$ Secciones Cerradas | $W_y$ Secciones Abiertas | $W_z$ | $\alpha_y$ Secciones Cerradas | $\alpha_y$ Secciones Abiertas | $\alpha_z$ | $e_{N,y}$ | $e_{N,z}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | A | $W_{pl,y}$ | $\chi_{LT} W_{pl,y}$ | $W_{pl,z}$ | 0,6 | $\frac{k_{LT}}{k_y}$ | 0,6 | 0 | 0 |
| 2 | A | $W_{pl,y}$ | $\chi_{LT} W_{pl,y}$ | $W_{pl,z}$ | 0,6 | | 0,6 | 0 | 0 |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 3 | A | $W_{el,y}$ | $\chi_{LT} W_{el,y}$ | $W_{el,z}$ | 0,8 | | 1 | 0 | 0 |
| 4 | $A_{eff}$ | $W_{eff,y}$ | $\chi_{LT} W_{eff,y}$ | $W_{eff,z}$ | 0,8 | | 1 | Según el caso | Según el caso |

Los coeficientes $k_y$, $k_z$ se indican en la tabla 6.10 a continuación y $k_{LT}$ es el coeficiente de pandeo lateral:

**Tabla 6.10**

| Clase | Secciones abiertas | Secciones cerradas |
|---|---|---|
| 1 y 2 | $k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0{,}2) \cdot \frac{N_{Sd}}{\chi_y N_{C.Rd}} \leq 1 + 0{,}8 \cdot \frac{N_{Sd}}{\chi_y N_{C.Rd}}$ | |
| | $k_z = 1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0{,}6) \cdot \frac{N_{Sd}}{\chi_z N_{C.Rd}}$ con $k_z \leq 1 + 1{,}4 \cdot \frac{N_{Sd}}{\chi_z N_{C,Rd}}$ | $k_z = 1 + (\bar{\lambda}_z - 0{,}2) \cdot \frac{N_{Sd}}{\chi_z N_{C.Rd}}$ con $k_z \leq 1 + 0{,}8 \cdot \frac{N_{Sd}}{\chi_z N_{C.Rd}}$ |
| 3 y 4 | $k_y = 1 + 0{,}6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Sd}}{\chi_y N_{C.Rd}} \leq 1 + 0{,}6 \cdot \frac{N_{Sd}}{\chi_y N_{C.Rd}}$ | |
| | $k_z = 1 + 0{,}6 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{Sd}}{\chi_z N_{C.Rd}} \leq 1 + 0{,}6 \cdot \frac{N_{Sd}}{\chi_z N_{C.Rd}}$ | |

siendo

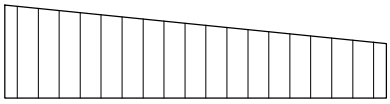
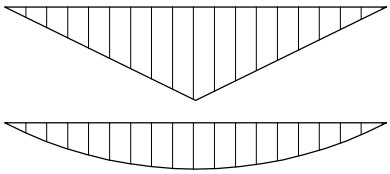
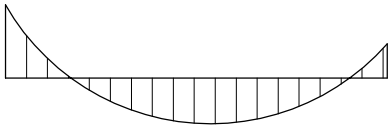
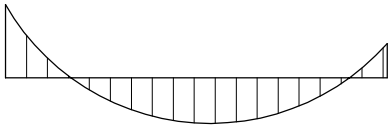
$\bar{\lambda}_y$ y $\bar{\lambda}_z$ esbelteces reducidas para los ejes y – y y z – z

$$N_{C.Rd} = A^* \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

Los factores de momento flector uniforme equivalente $c_{m,y}$ y $c_{m,z}$ se obtienen de la tabla 6.11 en función de la forma del diagrama de momentos flectores entre puntos arriostrados tal como se indica:

**Tabla 6.11**

| Factor de momento flector | Eje de flexión | Puntos arriostrados en dirección |
|---|---|---|
| $c_{m,y}$ | y–y | z - z |
| $c_{m,z}$ | z - z | y–y |

| Diagrama de Flectores | Factor de momento uniforme equivalente<br>$c_{m,y} = c_{m,i}$ ( i =y )<br>$c_{m,z} = c_{m,i}$ ( i =z ) |
|---|---|
| Momentos de extremo<br>$-1 \le \Psi \le 1$<br>  | $c_{m,i} = 0{,}6 + 0{,}4 \cdot \psi \ge 0{,}4$ |
| Momento debido a cargas laterales coplanarias<br>  | $c_{m,i} = 0{,}9$<br><br>$c_{m,i} = 0{,}95$ |
| Momentos debidos a cargas laterales y momentos de extremos<br>$M_h(-)$ $\Psi M_h$<br>  <br>$\alpha = M_s/M_h$<br>$M_s(+)$<br>$M_h(-)$ $\Psi M_h$<br>  <br>$\alpha = M_s/M_h$<br>$M_s(+)$ | $c_{m.i} = 0{,}1 - 0{,}8 \cdot \alpha \ge 0{,}4 \;;\; -1 \le \alpha \le 0$<br>$c_{m.i} = 0{,}2 + 0{,}8 \cdot \alpha \ge 0{,}4 \;;\; 0 \le \alpha \le 1$<br><br>$c_{m.i} = 0{,}95 + 0{,}05 \cdot \alpha \;;\; -1 \le \alpha \le 1$ |

En las barras de estructuras aporticadas sin arriostrar con longitudes de pandeo superiores a la de las propias barras debe tomarse:

$$c_m = 0{,}9 \qquad (6.53)$$

# 7 Estados límite de servicio

1 Para las diferentes situaciones de dimensionado debe comprobarse que el comportamiento de la estructura en cuanto a deformaciones, vibraciones y otros estados límite, está dentro de los límites establecidos más adelante, salvo que en un edificio concreto, o en alguna de sus partes, se fijen otros criterios específicos que resulten más conservadores, en cuyo caso se deben realizar las comprobaciones indicadas en este DB para los mismos.

2 En la memoria de proyecto se relacionarán los elementos objeto de la comprobación en cada estado límite (que sólo en algunos casos serán elementos estructurales), las hipótesis adoptadas en cada caso y las condiciones de uso que tales hipótesis puedan inducir. Como mínimo, se considerarán explícitamente:

a) Daños en elementos no estructurales:

Se comprobará la flecha activa, definida en el apartado 7.1.2, tanto vertical como horizontal, de los elementos de la estructura a los que se unen bajo la combinación característica de acciones.

Lo anterior supone la definición previa del proceso constructivo (para evitar la consideración de acciones que, como el peso propio de la estructura, no contribuyen normalmente a la flecha activa). Se comprobarán:

- Cerramientos y particiones principales (determinadas por las condiciones de compartimentación ante incendio, por la separación de zonas comunes y privadas, etc.). La comprobación se efectúa normalmente estimando directamente las flechas de los elementos sustentantes (vigas de fachada, zancas de escaleras, etc.)
- Particiones secundarias, interiores, especificando el tipo y, en su caso, el carácter frágil. Como la posición y el tipo de estas particiones puede modificarse a lo largo de la vida del edificio no cabe más que una estimación genérica de las diferencias máximas de flecha entre puntos de la planta. Las comprobaciones no se limitarán a elementos aislados sino que, en general, incluirán los elementos aledaños. Es el caso de los forjados entre pórticos, en el que se comprobarán las flechas del forjado entre vigas extremas, de éstas entre sus apoyos y de la suma de ambas entre los pilares opuestos en la retícula
- Solados y enlucidos. Se cuidarán especialmente los efectos locales de las diferencias de rigidez como los que se producen en los cambios de dirección de los forjados y que implican la disposición de viguetas en paralelo y a escasa distancia de vigas de canto

b) Apariencia de elementos estructurales:

Se comprobará la flecha máxima, definida en el apartado 7.1.2, de vigas y pilares, así como el deslizamiento de uniones pretensadas (si se considera tal estado límite) bajo la combinación casi permanente;

c) Comodidad de los usuarios:

Se comprobará la posibilidad de resonancia y la aceleración de los forjados ante el paso de una persona o ante la excitación previsible en función del uso del edificio.

## 7.1 Desplazamientos

### 7.1.1 Generalidades

1 Los elementos estructurales se dimensionarán para que los desplazamientos cumplan las limitaciones estipuladas, de forma que las deformaciones o desplazamientos de la estructura no condicionen el uso o la apariencia del edificio.

2 En el cálculo de los desplazamientos se tendrá en consideración la rigidez de las uniones y de las secciones esbeltas, los efectos de segundo orden, la posible existencia de plastificaciones locales y el proceso constructivo.

3 Si no se acuerdan valores distintos, durante el proyecto se pueden utilizar los límites relacionados en el DB SE, que se reproducen en el apartado 7.1.3.

4 No se consideran en el presente apartado los desplazamientos que inducen estados límites últimos. Es el caso de:

a) flechas verticales:

i) acumulación de agua por pérdida de pendiente;

ii) acumulación de hormigón fresco (en estructuras mixtas) durante la construcción;

iii) rellenos no previstos para corregir errores mantener el nivel de acabados.

Los casos citados son ejemplos que no se deben producir en una estructura bien proyectada, dimensionada y construida. Tratan de advertir sobre situaciones que se deben evitar. En ningún caso son admisibles salvo que, por razones excepcionales, se hayan previsto y actuado en consecuencia en las sucesivas fases de proyecto, dimensionado y construcción;

b) flechas horizontales:

i) efectos de segundo orden.

### 7.1.2 Comprobaciones

1 Las flechas de elementos horizontales se comprobarán frente a los criterios indicados:

a) Daños en elementos no estructurales.

Se limitará el valor de la flecha activa, entendida como la inducida por las cargas variables y por el efecto diferido de las permanentes (referido al momento en que se construyen tales elementos), al objeto de evitar la fisuración de cerramientos y particiones, el descuadre de los marcos de puertas y ventanas, etc.

En la comprobación se podrá considerar el efecto positivo de las medidas tendentes a reducir el valor de la flecha activa (actuando sobre el plan de obra de forma que la ejecución de los elementos frágiles de acabado se retrase, acopiando los materiales de acabado previamente a su uso, etc.) siempre que éstas se especifiquen en el proyecto y se controlen durante la construcción.

b) Apariencia de elementos estructurales.

Se limita el valor de la flecha total, referida a la recta que une los apoyos extremos, al objeto de limitar el efecto visual negativo.

En la comprobación se podrá considerar el efecto positivo de las medidas tendentes a reducir el valor de la flecha máxima (especialmente las contraflechas) siempre que éstas se especifiquen en el proyecto y se controlen durante la fabricación y el montaje.

c) Otros.

En casos particulares serán necesarios criterios específicos de comprobación, derivados de las especificaciones de uso de elementos concretos (estructuras que soporten carriles de grúas, anclajes de muros cortina, etc.)

2 Los desplazamientos horizontales se comprobarán frente a dos criterios:

a) Daños en elementos no estructurales.

b) Apariencia de elementos estructurales.

### 7.1.3 Valores límites

1 Se adoptarán como valores límites de las flechas verticales los establecidos en el DB SE, que se reproducen en lo que sigue:

a) Comprobación de daño en los elementos soportados. La máxima flecha activa de cualquier elemento o conjunto de elementos será:

- L/300 Elementos que no soportan tabiques ni pavimentos rígidos
- L/400 Elementos que soporta tabiques ordinarios, o pavimentos rígidos con juntas
- L/500 Elementos que soportan tabiques rígidos (como los de gran formato, rasillones, o placas), o pavimentos rígidos sin juntas.
- L/1000 Elementos que soporten muros resistentes de fábrica
- La admisible por la estructura soportada, cuando el efecto sobre ésta es similar a un descenso de apoyo

b) Verificación de la apariencia de elementos estructurales. La máxima flecha total, después de restar el valor de la contraflecha de construcción, de cualquier elemento será:

- L/250 Elementos cuya función resistente en el plano vertical es principal.

2 Valores Límites de Servicio de las flechas horizontales. Los límites de las flechas horizontales, por condiciones de servicio, son los indicados en el DB SE, considerando el efecto de la deformación horizontal en el funcionamiento del edificio, la integridad de los elementos afectados y el confort de los usuarios.

- $H_p$/500 Pórticos de fachada de carácter frágil o de fábrica
- $H_p$/250 En general

$H_p$ se refiere a la altura de cada planta

## 7.2 Vibraciones

1 Como norma general para edificaciones de uso habitual se limita la frecuencia fundamental del forjado a valores superiores a 3 Hz y en estructuras destinadas al desarrollo de actividades rítmicas en grupo (gimnasios, salas de baile, etc.) a valores superiores a 5 Hz.

2 Cuando se considere necesario, se puede llevar a cabo un cálculo dinámico para demostrar que no se causa incomodidad a los usuarios o daño a la estructura o equipamientos. (Por ejemplo en situaciones en las que en una misma estructura se desarrollan actividades rítmicas de grupo que puedan afectar a otras zonas ocupadas por personas que no participan en esa actividad)

3 Para edificios residenciales y de oficinas la comprobación se realiza a partir del nivel de vibración que genera una persona andando sobre el forjado según el procedimiento que se indica en el apartado 7.2.1.

4 En construcciones particulares (hospitales, laboratorios, etc) es válido el procedimiento indicado en el apartado 7.2.1 prestando atención a los límites de vibración que pueden ser más estrictos en función de diferentes exigencias que la de la percepción humana.

### 7.2.1 Procedimiento de comprobación

1 El procedimiento de comprobación tiene en cuenta la frecuencia fundamental de vibración que puede ser determinada según se explica en este apartado.

2 Para forjados de frecuencias fundamentales superiores a 7 Hz se propone el procedimiento recogido en la ecuación 7.3 basado en la limitación de la aceleración del forjado. Para forjados de frecuencias fundamentales inferiores a 7 Hz el procedimiento que se recoge en la ecuación 7.4.

3 Finalmente los límites de aceleración se recogen en la figura 7.2.

4 Frecuencia fundamental:

a) la frecuencia fundamental de la estructura puede evaluarse con cualquier método dinámico capaz de representar apropiadamente las características elásticas e inerciales de cada estructura;

b) cuando la estructura del forjado se supone compuesta por una losa de reparto que apoya sobre las vigas del forjado que a su vez apoyan sobre las vigas principales de la planta de la estructura del edificio se puede emplear la expresión:

$$f_0 = \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{f_1^2} + \frac{1}{f_2^2} + \frac{1}{f_3^2}}} \qquad (7.1)$$

siendo

$f_1$ frecuencia de oscilación de la losa de reparto suponiendo indeformable el resto de la estructura;

$f_2$ frecuencia de oscilación de las vigas del forjado suponiendo indeformables las vigas principales y repartiendo la masa de la losa uniformemente sobre las vigas de forjado;

$f_3$ frecuencia de oscilación de las vigas principales considerando la masa de la losa y vigas de forjado.

Los valores de frecuencia pueden calcularse con formulas simplificadas para vigas de uno o varios vanos según las condiciones de apoyo de los extremos. En general es válida la expresión:

$$f = C_B \sqrt{\frac{E\,I}{\rho\,L^4}} \qquad (7.2)$$

siendo

E módulo de Young;

I inercia;

$\rho$ masa por unidad de longitud;

L longitud de la viga. Para vigas continuas el tramo más largo;

$C_B$ característica de cada tipo de viga. En la tabla 7.1 se muestran los valores para un vano y en la figura 7.1 para 2 y 3 vanos.

**Tabla 7.1 Valores de $C_B$ para vigas de un vano**

| Condiciones de apoyo | $C_B$ |
|---|---|
| Biapoyada | 1,57 |
| Apoyada – empotrada | 2,45 |
| Biempotrada | 3,56 |
| Voladizo | 0,56 |

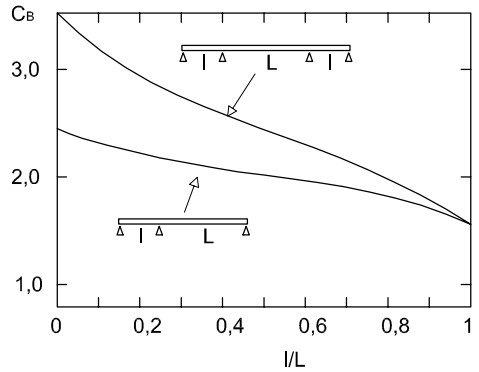



**Figura 7.1 Valores de $C_B$ para vigas continuas**

5 Aceleración en forjados con frecuencia fundamental alta. El valor de la aceleración se obtiene según la expresión:

$$a = \frac{25\ f_0}{m\, b_e L} \qquad [\text{en m/s}^2] \tag{7.3}$$

siendo

$f_0$ frecuencia del forjado (en $1/s^2$)

m masa por unidad de superficie (kg/m2)

$b_e$ mínimo entre el espaciado entre vigas de forjado b y 40 veces el espesor de la losa de reparto (en m).

L longitud de la viga de forjado. En vigas continuas el máximo de la longitud del vano considerado y los colindantes.

6 Aceleración en forjados con frecuencia fundamental baja. El valor de la aceleración se obtiene según la expresión:

$$a = \frac{288\ C_f}{m\, S\, L_{ef}\ \zeta} \tag{7.4}$$

siendo

$C_f$ coeficiente que depende de la frecuencia fundamental de vibración:

$C_f = 0{,}4$ si $3 < f_0 < 4$

$C_f = 1{,}4 - 0{,}25\ f_0$ si $4 < f_0 < 4{,}8$

$C_f = 0{,}2$ si $f_0 > 4{,}8$

m masa por unidad de superficie;

$\zeta$ índice de amortiguamiento (respecto al crítico);

S ancho eficaz del forjado;

$L_{ef}$ longitud efectiva de la viga de forjado.

7 El amortiguamiento en situaciones habituales puede tomarse $\zeta$ = 0,03. Para espacios sin particiones $\zeta$ = 0,015 y con muchas particiones $\zeta$ = 0,045.

8 Las dimensiones S y $L_{ef}$ pueden evaluarse a partir de la tabla 7.2, para la que se definen las variables:

FR: flexibilidad relativa. Puede calcularse evaluando el desplazamiento relativo de cada uno de los componentes (losa de reparto uL, vigas de forjado uF y vigas principales uP) respecto a la carga de peso propio. La flexibilidad relativa de cada componente se calcula según:

$$FR_i = \frac{u_i}{u_L + u_F + u_p} \tag{7.5}$$

$$S^* = 4{,}5 \left( \frac{E\, I_1}{m\, f_0^{\,2}} \right)^{1/4} \tag{7.6}$$

$$L^* = 3{,}8 \left( \frac{E\, I_b}{m\, b\, f_0^{\,2}} \right)^{1/4} \tag{7.7}$$

siendo

$EI_1$ rigidez dinámica de flexión de la losa de reparto por unidad de ancho;

$EI_b$ rigidez dinámica de flexión de las vigas de forjado;

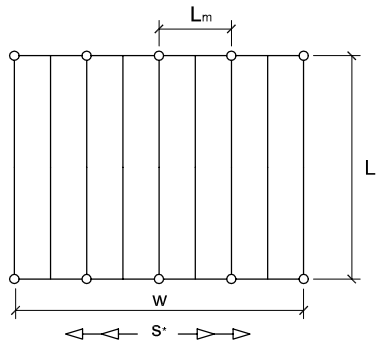
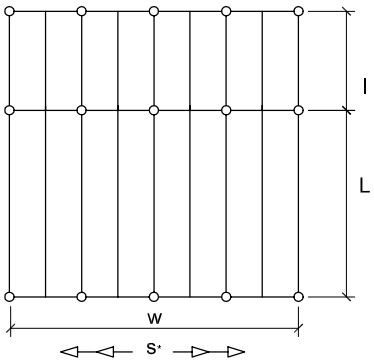
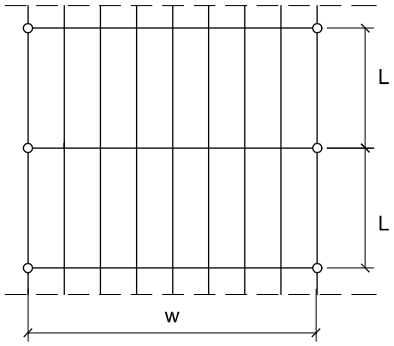
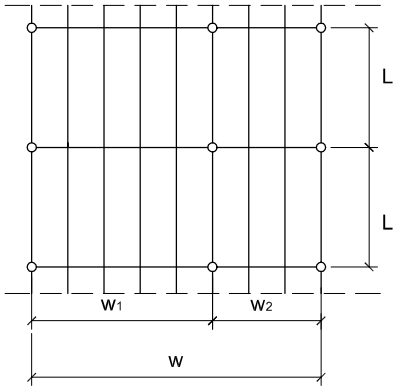
b espaciado entre vigas de forjado;

W ancho de forjado;

$L_m$ longitud de la viga principal;

$L_{máx}$ longitud total de la viga continua de forjado.

**Tabla 7.2 Valores de las dimensiones S y $L_{ef}$**

| Disposición del forjado | Condición | $L_{ef}$ | S |
|---|---|---|---|
| Caso 1   | $FR_P < 0,2$ | L | Min(S*, W) |
| | $FR_P > 0,2$ | L | min(max(S*,$L_m$),W) |
| Caso 2   | l = L | 2 L | Igual caso 1 |
| | 0,8 L < l < L | 1,7 L | |
| | l < 0,8 L | L | |
| Caso 3   | $FR_P < 0,6$ | 2 L | W |
| | $FR_P > 0,6$ | min(L*, $L_{máx}$) | |
| Caso 4   | $W_2 = W_1$ | Igual caso 3 | 2 $W_1$ |
| | $W_2 > 0,8\ W_1$ | | 1,7 $W_1$ |
| | $W_2 < 0,8\ W_1$ | | $W_1$ |

9 Los valores límite de aceleración se especifican en la figura 7.2.

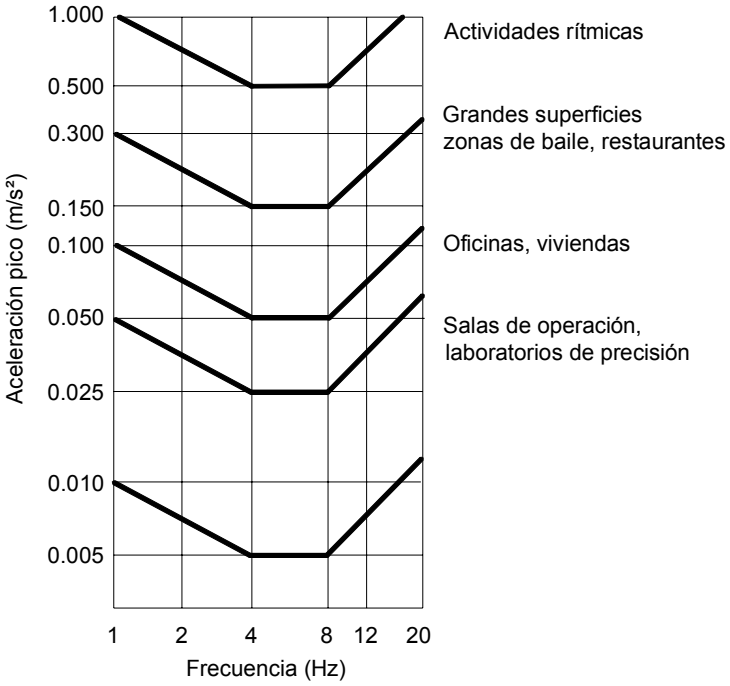



**Figura 7.2**

## 7.3 Deslizamiento de uniones

1 Se exigirá que no haya deslizamiento entre las piezas a unir en el estado límite de servicio. En este caso la tensión de cortante no superará la resistencia de cálculo a deslizamiento obtenida en el apartado 7.3.2.

2 Las condiciones que debe cumplir la carga límite última se establecen en el apartado 8.2.1, con los valores de la resistencia de cálculo a cortante.

### 7.3.1 Pretensado

1 El apriete controlado de los tornillos, proporcionará al tornillo una fuerza de pretensado de cálculo $F_{p.Cd}$ que se tomará como:

$$F_{p.Cd} = 0{,}7\, f_{ub} A_s \tag{7.8}$$

siendo

$f_{ub}$ la resistencia última del acero del tornillo;

$A_S$ el área resistente del tornillo, definida como la correspondiente al diámetro medio entre el interior y el de los flancos de la rosca según norma DIN 13. En la tabla 7.3 se dan algunos valores.

**Tabla 7.3 Á**rea resistente del tornillo

| Diámetro (mm) | 16 | 20 | 22 | 24 | 27 | 30 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Área resistente ($mm^2$) | 157 | 245 | 303 | 353 | 459 | 561 |

### 7.3.2 Resistencia de cálculo a deslizamiento

1 La resistencia de cálculo a deslizamiento de un tornillo pretensado, se tomará como:

$$F_{s.Rd} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{M1}} F_{p.Cd} \tag{7.9}$$

siendo

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

$F_{p.Cd}$ fuerza de pretensado del tornillo (véase apartado 7.3.1);

n número de superficies de rozamiento;

$k_S$ coeficiente que toma los siguientes valores:

$k_S$ = 1,00 para agujeros con medidas normales (véase tabla 11.1);

$k_S$ = 0,85 para agujeros con sobremedidas o rasgados cortos (véase tabla 11.1);

$k_S$ = 0,70 para agujeros rasgados largos (véase tabla 11.1);

$\mu$ coeficiente de rozamiento, que tomará los siguientes valores, que corresponden a las categorías A a D de la tabla 7 de la UNE-ENV 1090-1:

$\mu$ = 0,50 para superficies tratadas con chorro de granalla o arena;

para superficies tratadas con chorro de granalla o arena y posterior tratamiento con aluminio;

$\mu$ = 0,40 para superficies tratadas con chorro de granalla o arena y pintadas con un silicato alcalino de zinc;

$\mu$ = 0,30 para superficies limpiadas a cepillo metálico o con llama, con eliminación de partes oxidadas;

$\mu$ = 0,20 para superficies no tratadas.

### 7.3.3 Combinación de tracción y cortante

1 Cuando actúen simultáneamente sobre el tornillo esfuerzos de tracción y cortante la expresión de la resistencia de cálculo a deslizamiento es:

$$F_{s.Rd} = \frac{k_s n \mu \left(F_{p.Cd} - 0{,}8 F_{t.Sd.ser}\right)}{\gamma_{M1}} \qquad (7.10)$$

siendo

$F_{t.Sd.ser}$ esfuerzo axil de cálculo en servicio por tornillo, al que en su caso se añadirán las tracciones debidas al efecto palanca (figura 8.1).

2 La resistencia al deslizamiento no se reducirá cuando las tracciones en los tornillos provengan de un momento y estén contrarrestadas por una fuerza de contacto en la zona comprimida.

# 8 Uniones

## 8.1 Bases de cálculo

1. Las uniones se proyectarán de forma coherente con el conjunto de la estructura, lo que supone un comportamiento acorde a las hipótesis supuestas en el análisis global.

2. En el presente DB se entiende como unión de fuerza la destinada a transmitir los esfuerzos resultantes del análisis global entre los distintos elementos de la estructura. Por contraposición, se entenderá como unión de atado la que no se proyecta con tal finalidad sino con la de mantener unidos y en su posición inicial tales elementos. Se designará como empalme a la unión de fuerza entre piezas en prolongación.

## 8.2 Criterios de comprobación

1 Las uniones deben verificar que los valores de cálculo de los efectos de las acciones, $S_d$ (se considerarán todas las situaciones de cálculo y estados de carga relevantes), no superan la correspondiente resistencia de cálculo, $R_d$, obtenida según el apartado 8.4, esto es:

$$S_d \leq R_d \tag{8.1}$$

debiéndose dimensionar con capacidad para resistir los mínimos siguientes:

a) caso de nudos rígidos y empalmes: La mitad de la resistencia última de la pieza a unir;

b) caso de uniones articuladas: La tercera parte del axil o el cortante último (según el caso) de la pieza a unir.

2 El reparto de los esfuerzos sobre la unión entre los elementos que la componen puede realizarse mediante métodos elásticos o plásticos. En cualquier caso:

a) los esfuerzos sobre los elementos de la unión estarán en equilibrio con los aplicados a la propia unión;

b) la distribución de esfuerzos será coherente con la de rigideces;

c) si se utilizan criterios de distribución en régimen plástico, se supondrán mecanismos de fallo razonables, basados, por ejemplo, en la rotación como sólido rígido de una de las partes de la unión;

d) si se utilizan criterios de distribución en régimen plástico, se comprobará la capacidad de deformación de los elementos.

3 No se consideraran en este apartado estados límite de rotura provocados por fatiga.

4 Debe tenerse en cuenta la excentricidad existente en una unión. En el caso de uniones de angulares atornilladas con al menos dos tornillos se podrán considerar las líneas de gramil como ejes de gravedad.

5 Se deben considerar las tracciones adicionales debidas al “efecto palanca” (véase figura 8.1.a)) si la naturaleza de la unión hace que éstas aparezcan. En la evaluación de las tracciones debidas al efecto palanca, Q, se considerará las rigideces relativas de las chapas de la unión y la geometría de la misma. El efecto palanca puede evitarse aumentando la rigidez de los elementos de la unión (figura 8.1.b)).

6 En las uniones soldadas sólo se considerarán las tensiones que intervienen en la transmisión de esfuerzos y no las residuales, como, por ejemplo, aquellas tensiones normales paralelas al cordón de soldadura.

7 En las uniones de perfiles conformados y chapas plegadas es admisible el empleo de elementos no contemplados en el presente DB (tornillos autorroscantes, soldaduras por puntos, fijación mediante conectadores de estructuras mixtas, etc.) siempre que:

a) cuenten con el respaldo experimental suficiente, garantizado por el correspondiente sello o marca reconocida;

b) se respeten las prescripciones de uso (distancias al borde, densidad de puntos, etc.);

c) aseguren una forma dúctil de fallo (por ejemplo, que la capacidad del tornillo supere la de la chapa a desgarro).

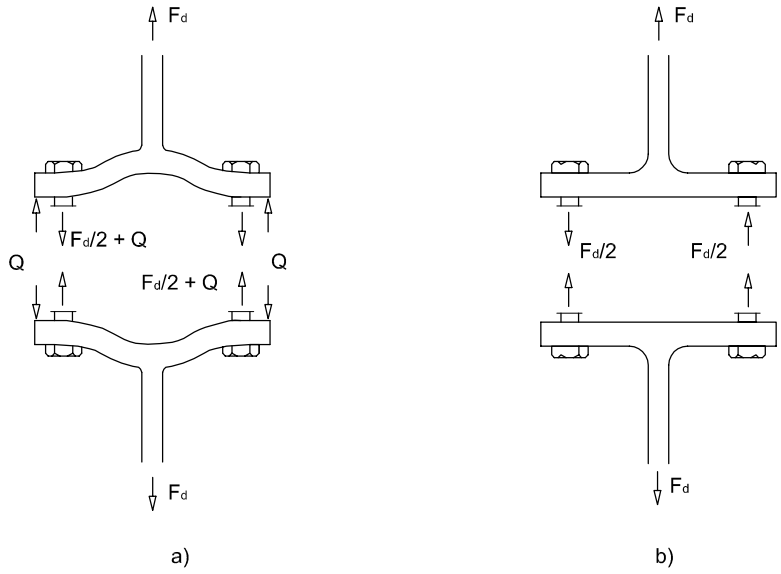



**Figura 8.1 Efecto palanca**

## 8.3 Rigidez

1 Se podrá establecer la rigidez de una unión mediante ensayos o a partir de experiencia previa contrastada, aunque en general se calculará a partir de la flexibilidad de sus componentes básicos, determinada mediante ensayos previos.

2 Una vez obtenida la rigidez inicial, se comparará con los límites establecidos (apartado 8.3.2) para cada una de las categorías definidas en el apartado 8.3.1. En cualquier caso, todas las uniones podrán ser tratadas como semirrígidas.

### 8.3.1 Clasificación de las uniones por rigidez.

1 Nominalmente articuladas.

Son aquellas en las que no se desarrollan momentos significativos que puedan afectar a los miembros de la estructura. Serán capaces de transmitir las fuerzas y de soportar las rotaciones obtenidas en el cálculo.

2 Rígidas.

Son aquellas cuya deformación no tiene una influencia significativa sobre la distribución de esfuerzos en la estructura ni sobre su deformación global. Deben ser capaces de transmitir las fuerzas y momentos obtenidos en el cálculo.

3 Semirrígidas.

Son aquellas que no están incluidas en alguna de las categorías anteriores. Establecerán la interacción prevista (basada, por ejemplo en las características momento-rotación de cálculo) entre los miembros de la unión y serán capaces de transmitir las fuerzas y momentos obtenidas en el cálculo.

### 8.3.2 Límites establecidos para algunos tipos de unión.

1 Para uniones viga-pilar:

a) Unión rígida. La rigidez inicial de la unión, $S_{j,ini}$, será:

$$S_{j,ini} \geq \frac{k_b E I_b}{L_b} \tag{8.2}$$

siendo

$k_b$ = 8 para pórticos arriostrados;

$k_b$ = 25 para otros pórticos, siempre que en cada planta se verifique $K_b/K_c \geq 0,1$;

$K_b$ valor medio de la relación $I_b/L_b$ de todas las vigas en la planta en que se encuentra la unión;

$K_c$ valor medio de la relación $I_c/L_c$ de todos los pilares de la planta;

$I_b$ momento de inercia de cada viga;

$I_c$ momento de inercia de cada pilar;

$L_b$ luz (entre ejes de pilar) de cada viga;

$L_c$ altura de la planta.

b) Uniones nominalmente articuladas. La rigidez inicial de la unión, $S_{j,ini}$, será:

$$S_{j,ini} \leq \frac{0,5 E I_b}{L_b} \tag{8.3}$$

c) Uniones semirrígidas. La rigidez inicial de la unión se encuentra en la zona intermedia entre los límites establecidos para uniones rígidas y articulaciones.

2 Basas de pilares. Se podrán considerar como rígidas si:

a) Para pórticos arriostrados, si se cumple:

$$\begin{aligned} &\lambda_0 \leq 0,5 \\ &0,5 < \lambda_0 \leq 3,93 \quad \text{y} \quad S_{j,ini} \geq \frac{7(2\lambda_0 - 1) E I_c}{L_c} \\ &\lambda_0 > 3,93 \quad \text{y} \quad S_{j,ini} \geq \frac{48 E I_c}{L_c} \end{aligned} \tag{8.4}$$

siendo

$\lambda_0$ es la esbeltez del pilar supuesto biarticulado.

b) En cualquier otro caso, se considerará la unión rígida si:

$$S_{j,ini} \geq \frac{30 E I_c}{L_c} \tag{8.5}$$

## 8.4 Resistencia

### 8.4.1 Principios de cálculo.

1 La resistencia última de una unión se determinará a partir de las resistencias de los elementos que componen dicha unión.

### 8.4.2 Clasificación de las uniones por resistencia.

1 Nominalmente articuladas.

Son aquellas capaces de transmitir los esfuerzos obtenidos en el análisis global de la estructura y su resistencia de cálculo a flexión no es mayor de la cuarta parte del momento resistente plástico de cálculo de la viga unida y siempre que exista una capacidad de giro suficiente para permitir que en la estructura se formen todas las rótulas plásticas necesarias bajo las cargas de proyecto.

2 Totalmente resistentes.

Su resistencia es mayor o igual que la de los elementos que se conectan. Si en una unión con resistencia total la relación entre su momento resistente, $M_{j.Rd}$, y el momento resistente plástico, $M_{pl.Rd}$, de las barras que concurren en ella, es superior a 1,20, no es necesario considerar la capacidad de rotación de la unión.

3 Parcialmente resistentes.

Su resistencia es menor que la de los elementos unidos, aunque debe ser capaz de transmitir las fuerzas y momentos determinados en el análisis global de la estructura. La rigidez de estas uniones evitará que se supere la capacidad de rotación de las rótulas plásticas que se deban formar en la estructura bajo las cargas de proyecto. Si se forman rótulas plásticas en las uniones parcialmente resistentes, éstas deben tener capacidad de rotación suficiente para permitir la formación en la estructura de todas las rótulas plásticas necesarias.

## 8.5 Resistencia de los medios de unión. Uniones atornilladas.

### 8.5.1 Disposiciones constructivas

1 La situación de los tornillos en la unión debe contribuir a reducir la posibilidad de corrosión y pandeo local de las chapas, así como contemplar las necesidades de montaje e inspecciones futuras.

2 Los límites máximos y mínimos para las distancias entre ejes de agujeros o de éstos a los bordes de las piezas, son (figura 8.2):

a) distancias mínimas:

i) en la dirección de la fuerza que se transmite:

- $e_1 \geq 1{,}2\ d_o$ del agujero al borde de la pieza;
- $p_1 \geq 2{,}2\ d_o$ entre agujeros;

ii) en la dirección perpendicular a la fuerza que se transmite:

- $e_2 \geq 1{,}5\ d_0$ del agujero al borde de la pieza;
- $p_2 \geq 3{,}0\ d_o$ entre agujeros;

siendo $d_0$ el diámetro del agujero.

b) distancias máximas:

i) al borde de la pieza:

- Para $e_1$ y $e_2$ $\begin{cases} \leq 40\text{mm} + 4\text{t} \\ \leq 12\text{t} \ \text{ ó } \ 150\text{mm} \end{cases}$

ii) entre tornillos:

- en elementos a compresión será $p \leq 14\ t$ ó $p \leq 200$ mm; siendo t el espesor en mm de la menor de las piezas que se unen;
- en elementos a tracción:

  filas exteriores $p_e \leq 14\ t$ y $p_e \leq 200$ mm;

  filas interiores $p_i \leq 28\ t$ y $p_i \leq 400$ mm.

3 Todas las distancias indicadas en este apartado deben modificarse si son insuficientes para obtener una adecuada resistencia al aplastamiento, al desgarro o al punzonamiento (véase apartado 8.5.2).

4 En el caso de agujeros rasgados rigen los siguientes límites:

a) la distancia entre el eje de rasgado y cualquier borde no será inferior a $1{,}5\ d_0$;

b) la distancia entre el centro del radio extremo al borde adyacente no será inferior a $1{,}5\ d_0$.

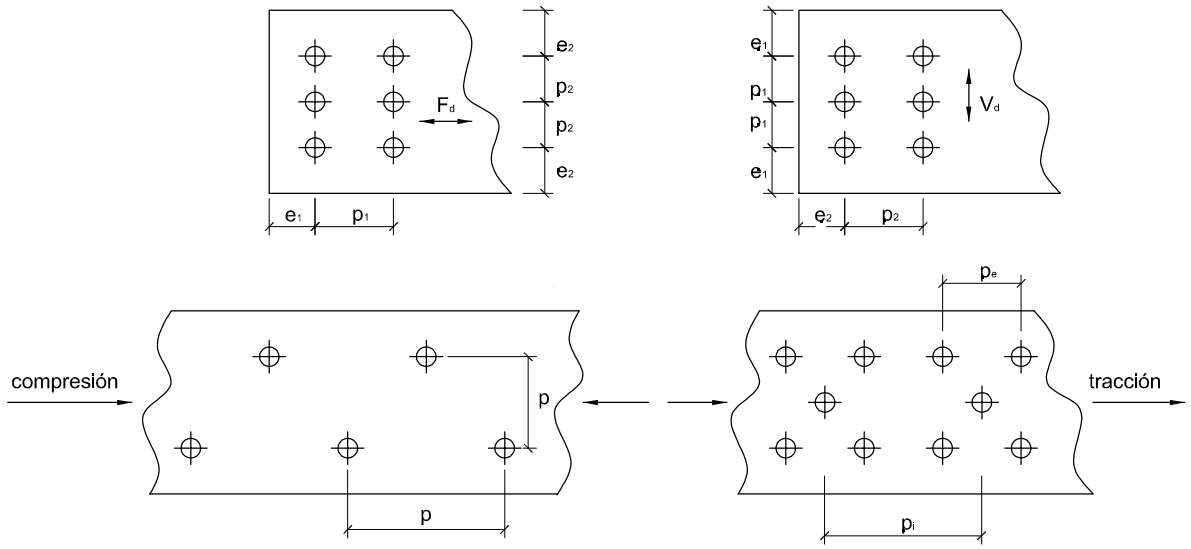



**Figura 8.2 Disposiciones constructivas**

### 8.5.2 Resistencia de las uniones atornilladas sin pretensar

1 Resistencia a cortante. La resistencia de cálculo tendrá como valor el menor de:

a) Cortante en la sección transversal del tornillo:

$$F_{v.Rd} = n\frac{0{,}5 f_{ub} A}{\gamma_{M2}} \tag{8.6}$$

siendo

n número de planos de corte;

$f_{ub}$ resistencia del acero del tornillo;

A área de la caña del tornillo $A_d$ o el área resistente del tornillo $A_s$, según se encuentren los planos de cortadura en el vástago o la parte roscada del tornillo respectivamente.

b) Aplastamiento de la chapa que se une:

$$F_{t.Rd} = \frac{2{,}5\,\alpha\, f_u d\, t}{\gamma_{M2}} \tag{8.7}$$

siendo

d diámetro del vástago del tornillo;

t menor espesor de las chapas que se unen;

$f_u$ resistencia del acero de las chapas que se unen;

$\alpha$ es el menor de:

$$\frac{e_1}{3d_o};\quad \frac{p_1}{3d_o} - \frac{1}{4};\quad \frac{f_{ub}}{f_u};\quad 1{,}0 \tag{8.8}$$

donde

$e_1$ distancia del agujero al borde de la chapa en la dirección de la fuerza que se transmite;

$p_1$ separación entre agujeros en la dirección de la fuerza que se transmite;

$d_o$ diámetro del agujero;

$f_{ub}$ resistencia última del acero del tornillo.

c) Desgarro del alma.

La resistencia última de cálculo a cortante $F_{v.Rd}$, es el menor valor de:

$$F_{v.Rd} = \frac{f_y A}{\sqrt{3}\gamma_{M0}}$$
$$F_{v.Rd} = \frac{f_u A_{net}}{\sqrt{3}\gamma_{M2}} \qquad (8.9)$$
$$F_{v.Rd} = \frac{f_y A_{eff}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}}$$

siendo

A área bruta de la sección a cortante: $A = t\,(L_v+L_1+L_3)$;

$A_{net}$ área neta de la sección: $A_{net} = t\,(L_v+L_1+L_3-n\,d_{o,v})$;

$A_{eff}$ área efectiva de la sección: $A_{ef} = t\,(L_v+L_1+L_2)$.

donde

$$L_2 = \left(a_2 - k d_{o,t}\right)\frac{f_u}{f_y} \qquad (8.10)$$

t espesor de la chapa;

$L_v$ distancia entre ejes de agujeros extremos en la dirección del esfuerzo;

$L_1$ distancia del último agujero, en el sentido del esfuerzo, al borde de la chapa. $L1 \leq 5d$, siendo d el diámetro nominal de los tornillos de la unión;

$L_3$ distancia del primer agujero, en el sentido del esfuerzo, el borde de la chapa;

n número de agujeros a lo largo de la línea sometida a cortadura;

$d_{o,t}$ dimensión de los agujeros en dirección perpendicular al esfuerzo;

$d_{o,v}$ dimensión de los agujeros en la dirección del esfuerzo;

$a_2$ distancia del borde a la fila de agujeros más alejada;

k coeficiente de valor:

k = 0,5 si hay una fila de agujeros;

k = 2,5 si hay dos filas de agujeros.

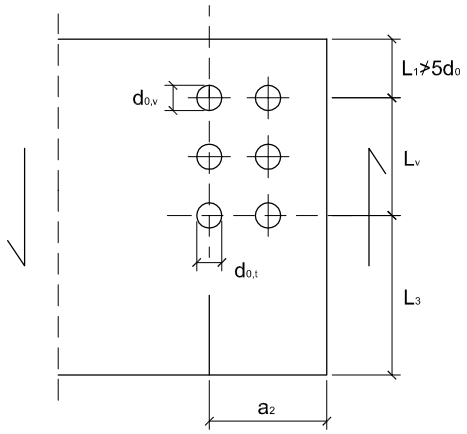



**Figura 8.3 Desgarro del alma**

2 Resistencia a tracción. La resistencia última de cálculo a tracción $F_{t.Rd}$, será la menor de:

a) La resistencia a tracción del tornillo:

$$F_{t.Rd} = \frac{0{,}9\, f_{ub}\, A_s}{\gamma_{M2}} \tag{8.11}$$

siendo

$A_S$ área resistente a tracción del tornillo.

b) La resistencia de cálculo a punzonamiento de la cabeza del tornillo o la tuerca, $F_{p.Rd}$, dada por:

$$F_{p.Rd} = \frac{0{,}6\pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} \tag{8.12}$$

siendo

$t_p$ espesor de la placa que se encuentra bajo el tornillo o la tuerca;

$d_m$ menor valor de la distancia media entre vértices y caras de la cabeza del tornillo o la tuerca.

3 Solicitación combinada. Cuando un tornillo esté solicitado simultáneamente a tracción y a esfuerzo cortante, además de cumplir las condiciones para las solicitaciones por separado, debe verificar:

$$\frac{F_{v.Sd}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.Sd}}{1{,}4F_{t.Rd}} \leq 1 \tag{8.13}$$

siendo

$F_{v.Sd}$ esfuerzo de cálculo perpendicular al eje del tornillo;

$F_{t.Sd}$ esfuerzo axil de cálculo por tornillo al que en su caso se añadirán las tracciones debidas al efecto palanca;

$F_{v.Rd}$ resistencia última de cálculo frente a la cortadura del vástago;

$F_{t.Rd}$ resistencia de cálculo de tracción.

### 8.5.3 Uniones con tornillos pretensados

1 El deslizamiento de la unión con tornillos pretensados se considerará en general un estado límite de servicio. En situaciones específicas, como considerar los tornillos trabajando conjuntamente con las soldaduras (uniones híbridas) o cuando se deba garantizar que no habrá deslizamiento en una unión, ésta se considerará un estado límite último.

2 Resistencia a cortante. La resistencia última de cálculo a deslizamiento de un tornillo pretensado, será:

$$F_{s.Rd} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_M} F_{p.Cd} \tag{8.14}$$

Análoga a la establecida en condiciones de servicio pero tomando como coeficientes parciales de seguridad los siguientes:

$\gamma_M$ = 1,25 en uniones con agujeros con medidas nominales

$\gamma_M$ = 1,40 en uniones con agujeros con sobremedida o rasgados en dirección paralela a la del esfuerzo.

3 Resistencia a tracción. El esfuerzo mayorado de tracción, al que en su caso se añadirán las tracciones debidas al efecto palanca, debe ser menor o igual que la fuerza de pretensado, $F_{p.Cd}$.

4 Solicitación combinada. En el caso de que actúen simultáneamente sobre el tornillo fuerzas de tracción y cortante, se modificará la resistencia al deslizamiento en estado límite último, de forma que resulta:

$$F_{s.Rd} = \frac{k_s n \mu \left(F_{p.Cd} - 0{,}8F_{t.Sd}\right)}{\gamma_{M2}} \tag{8.15}$$

siendo

$F_{t.Sd}$ esfuerzo axil de cálculo por tornillo, al que en su caso, se añadirán las tracciones debidas al efecto palanca.

No se reducirá la resistencia última de cálculo al deslizamiento cuando las tracciones estén contrarrestadas por una fuerza de contacto en la zona comprimida.

### 8.5.4 Pasadores

1 Son articulaciones a las que se requiere libertad de giro y están formadas por un pasador que atraviesa chapas agujereadas dispuestas en los elementos a unir.

2 Las chapas de la unión, se dispondrán de forma que se eviten excentricidades y se produzcan las mínimas distorsiones en las líneas de fuerza. Su geometría debe cumplir con las limitaciones establecidas en la figura 8.4.

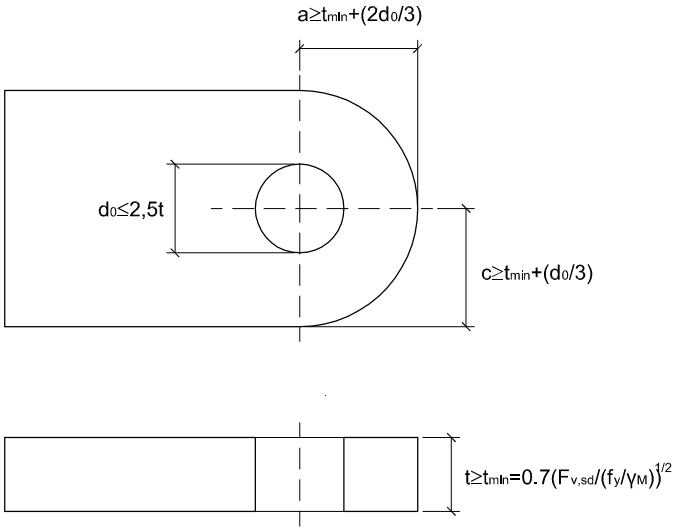



**Figura 8.4 Condiciones geométricas para las chapas de las uniones con tornillos**

3 Resistencia a cortante del pasador (bulón):

$$F_{V,Rd} = 0{,}6\frac{\pi\phi^2}{4}\frac{f_{ub}}{\gamma_{M2}} \tag{8.16}$$

siendo

$f_{ub}$ resistencia última del acero del bulón.

$\phi$ diámetro del bulón.

4 Resistencia a flexión del pasador

$$M_{Rd} = 0{,}8\frac{\pi\phi^3}{32}\frac{f_{yb}}{\gamma_{M2}} \tag{8.17}$$

5 Combinación de cortante y flexión en el bulón

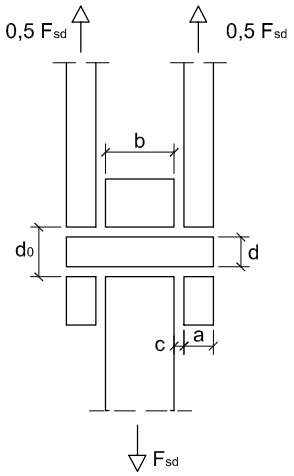
$$\left(\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{V,Sd}}{F_{V,Rd}}\right)^2 \leq 1 \tag{8.18}$$

$F_{V.Sd}$ es el esfuerzo de cálculo sobre cada una de las chapas.

6 Resistencia a aplastamiento de la chapa

$$F_{b,Rd} = \frac{1{,}5\,t\,d\,f_y}{\gamma_{M2}} \tag{8.19}$$

7 Los esfuerzos en el bulón y en cada una de las chapas se calcularán como indica la figura 8.5.




$$M_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{8}(b + 4c + 2a)$$

**Figura 8.5 Momento flector en el bulón**

## 8.6 Resistencia de los medios de unión. Uniones soldadas.

### 8.6.1 Disposiciones constructivas y clasificación

1 Las uniones soldadas deben cumplir con los requisitos de ejecución, montaje y control establecidos en el presente DB. Las prescripciones que siguen serán aplicables cuando los elementos a unir tienen 4 mm de espesor mínimo y son de aceros estructurales soldables.

2 Soldadura en ángulo. Se utiliza para unir elementos cuyas caras de fusión forman un ángulo ($\alpha$) comprendido entre 60º y 120º . Pueden ser uniones en T o de solape (figura 8.6). En el caso de uniones en T:

- si $\alpha$ > 120º $\Rightarrow$ No se considerará que se pueden transmitir esfuerzos;
- si $\alpha$ < 60º $\Rightarrow$ Se considerará como soldadura a tope con penetración parcial.

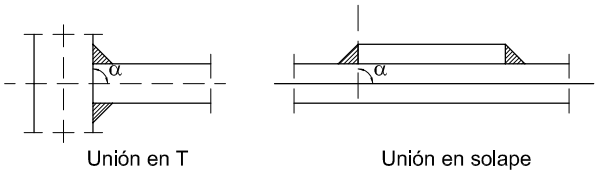



**Figura 8.6 Soldadura en ángulo**

Se observarán los puntos indicados:

a) los cordones deben, si es posible, prolongarse rodeando las esquinas, con el mismo espesor de garganta y longitud dos veces dicho espesor. Esto debe indicarse en los planos;

b) la longitud efectiva de un cordón de soldadura en ángulo será la total del cordón siempre que se mantenga el espesor de garganta nominal, pero no se considerarán cordones cuya longitud sea inferior a 40 mm o a seis veces el ancho de garganta;

c) los cordones de soldadura en ángulo pueden ser continuos o discontinuos (intermitentes). Estos últimos no deben utilizarse en ambientes corrosivos y siempre deben cumplir las limitaciones establecidas en la figura 8.7. En particular:

   i) la ejecución de los cordones de longitud L0 en los extremos de la pieza es un detalle obligatorio;

ii) el valor (0,25 b), siendo b la separación entre rigidizadores, se utiliza exclusivamente en casos de unión de rigidizadores a chapas o a otros elementos solicitados a compresión o cortante;

d) no se utilizará un solo cordón de soldadura en ángulo (o a tope con penetración parcial) para transmitir esfuerzos de tracción perpendiculares a su eje longitudinal.

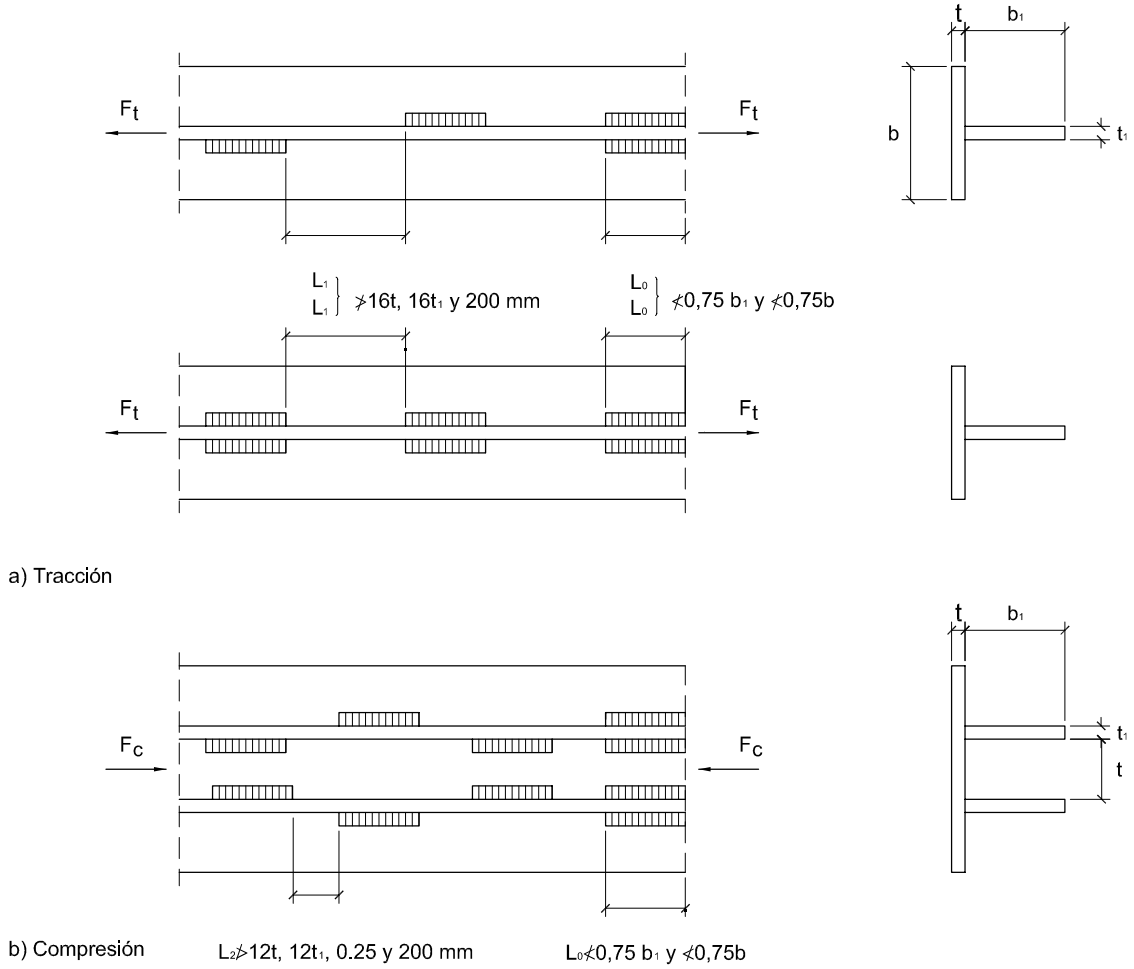



**Figura 8.7 Soldadura en ángulo discontinua**

3 Soldadura a tope. Una soldadura a tope será de penetración total si la fusión entre el material base y el de aportación se produce en todo el espesor de la unión; y se definirá como de penetración parcial, cuando la penetración sea inferior a dicho espesor. En ambos casos el tipo de unión podrá ser a tope o a tope en T.

4 Se evitarán en lo posible las configuraciones que induzcan el desgarro laminar:

a) se tratarán de evitar uniones en las que el flujo de tensiones sea transversal a la dirección de laminación de las chapas que se unen (fuerzas en la dirección del espesor);

b) cuando no sea posible evitar este tipo de uniones, se tomarán medidas para minimizar la posibilidad de que se produzca desgarro laminar en las chapas.

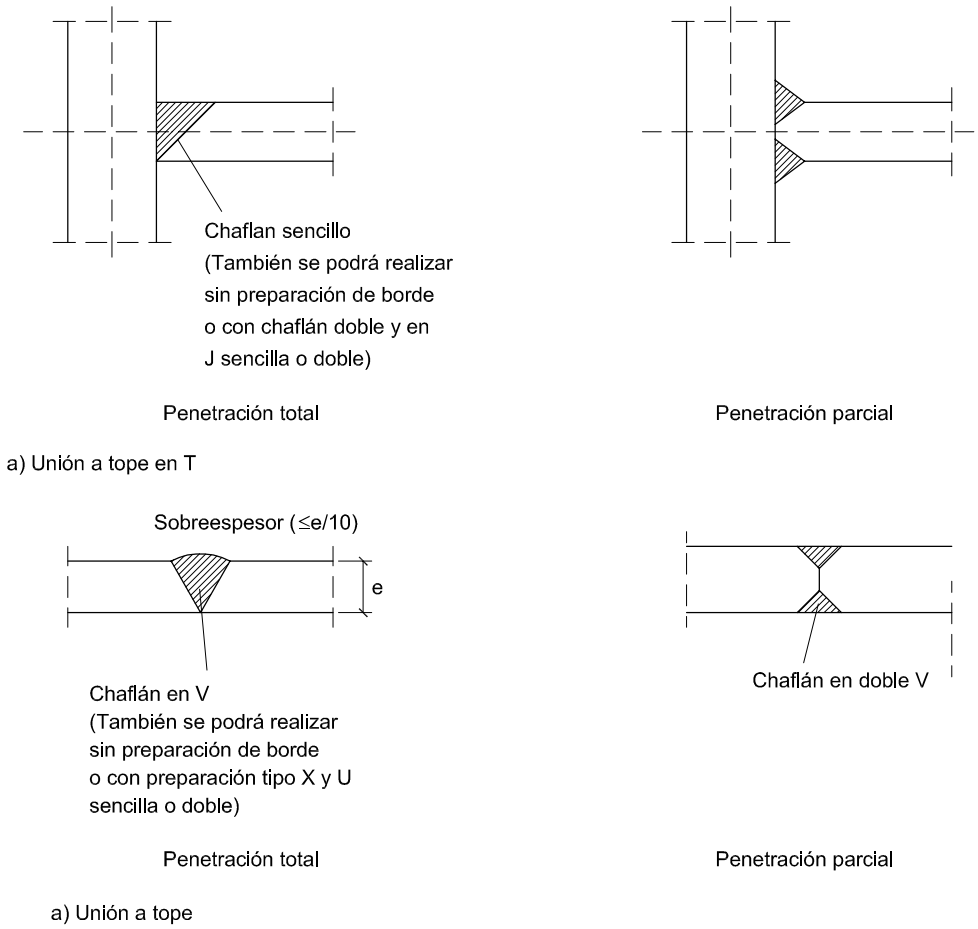



**Figura 8.8 Soldadura a tope**

### 8.6.2 Resistencia de cálculo de las soldaduras en ángulo.

1 La resistencia de un cordón de soldadura en ángulo es suficiente si la resultante de todas las fuerzas transmitidas por el cordón no supera, por unidad de longitud, el valor de su resistencia de cálculo $F_{W.Rd}$. Todo ello con independencia de la orientación del cordón.

2 La resistencia por unidad de longitud de un cordón en ángulo es:

$$F_{W,Rd} = \frac{a f_u / \sqrt{3}}{\beta_W \gamma_{M2}} \qquad (8.20)$$

siendo

$f_u$ tensión de rotura de la chapa de menor resistencia de la unión;

$\beta_W$ coeficiente de correlación dado en la tabla 8.1, en función del tipo de acero.

**Tabla 8.1**

| Acero | $f_u$ (N/mm2) | $b_w$ |
|---|---|---|
| **S 235** | 360 | 0,80 |
| **S 275** | 430 | 0,85 |
| **S 355** | 510 | 0,90 |

a espesor de garganta del cordón en ángulo, que será la altura, medida perpendicularmente a la cara exterior, del mayor triángulo que se puede inscribir entre las superficies de las piezas que hayan alcanzando la fusión y la superficie exterior de la soldadura (figura 8.9.a y b). Se observarán las siguientes limitaciones:

– el espesor de garganta de un cordón de soldadura en ángulo no será menor de 3 mm;

– en el caso de soldadura con penetración profunda se podrá tomar el espesor de garga ta dado en la figura 8.9.c) siempre que se demuestre por ensayos que se puede conseguir de forma estable la penetración requerida;

– en el caso de que se realice la soldadura de forma automática con arco sumergido se podrá considerar, sin necesidad de ensayos, un incremento del 20% del espesor de la garganta, hasta un máximo de 2 mm.

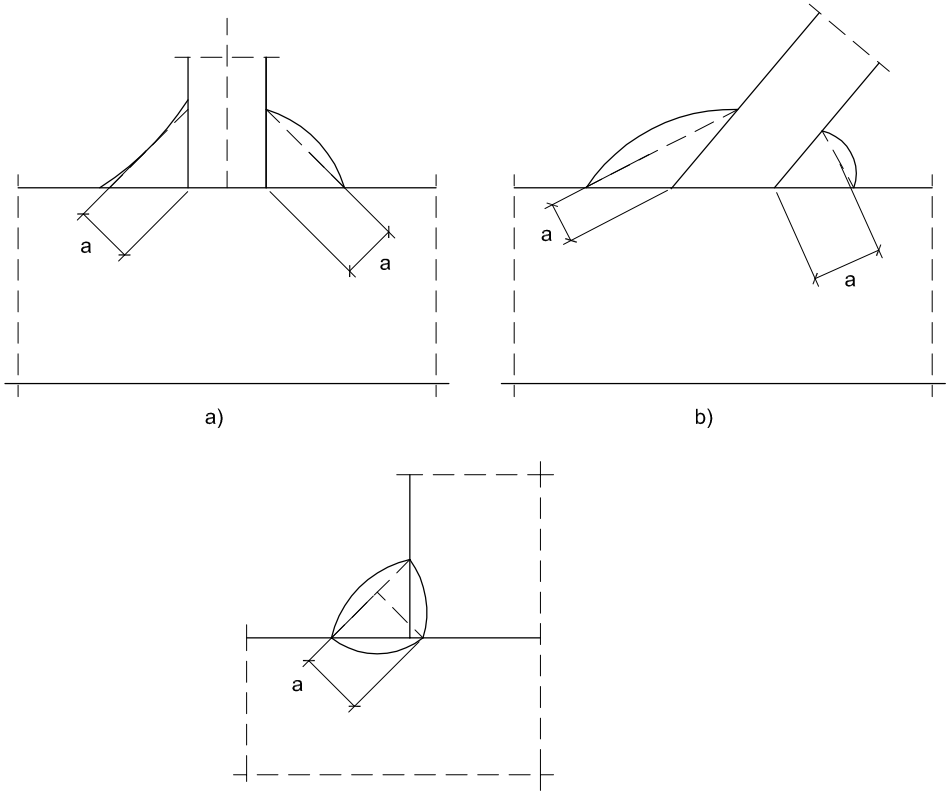



**Figura 8.9 Soldadura en ángulo. Espesores de garganta**

Como longitud del cordón se tomará la nominal. En uniones por solape de longitudes superiores a (150 a), la resistencia de cálculo se reducirá utilizando el coeficiente:

$$\beta_{LW} = 1{,}2 - 0{,}2\frac{L}{150a} \leq 1{,}0 \qquad (8.21)$$

donde

L longitud total del solape en la dirección del esfuerzo.

Esta reducción tiene en cuenta el efecto de la distribución no uniforme de tensiones a lo largo de un cordón de cierta longitud, pero no es de aplicación cuando la citada distribución de tensiones en el cordón se corresponde con la del material base, lo que ocurre, por ejemplo, en el caso de las soldaduras en uniones ala-alma de vigas armadas.

3 Como alternativa al punto anterior, se podrán descomponer los esfuerzos transmitidos por unidad de longitud en sus componentes, suponiendo que sobre la sección de garganta hay una

distribución uniforme de tensiones (figura 8.10). La soldadura de ángulo será suficiente si, con los esfuerzos de cálculo, se cumple:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3\left(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2\right)} \leq \frac{f_u}{\beta_W \gamma_{M2}}$$
$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \qquad (8.22)$$

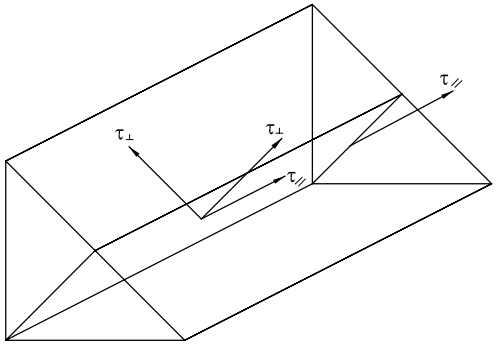



**Figura 8.10 Tensiones en la sección de garganta**

siendo

$\beta_W$ coeficiente de correlación dado en la tabla 8.1;

$f_u$ resistencia última a tracción de la pieza más débil de la unión;

$\sigma_{\perp}$ tensión normal perpendicular al plano de la garganta;

$\sigma_{//}$ tensión normal paralela al eje del cordón. No se tiene en cuenta en las comprobaciones a realizar;

$\tau_{\perp}$ tensión tangencial (en el plano de la garganta) perpendicular al eje del cordón;

$\tau_{//}$ tensión tangencial (en el plano de la garganta) paralelo al eje del cordón.

### 8.6.3 Resistencia de cálculo de las soldaduras a tope.

1 Si la soldadura es de penetración total no es necesaria ninguna comprobación. La resistencia de cálculo será igual a la de la más débil de las piezas unidas.

2 En uniones a tope con penetración parcial la resistencia de cálculo se determinará como la de los cordones de soldadura en ángulo, teniendo en cuenta lo siguiente:

a) el espesor de garganta será la profundidad de la penetración que se pueda conseguir de forma estable, que se debe determinar mediante ensayos;

b) para el caso de que se tenga preparación de bordes en U, V, J o recto, se tomará como espesor de garganta el canto nominal de la preparación menos 2,0 mm, a menos que se puedan justificar mediante ensayos valores superiores.

3 Si la soldadura es en T se comprobará como una soldadura a tope con penetración total si (figura 8.11):

$$a_{nom,1} + a_{nom,2} \geq t$$
$$C_{nom} \leq \frac{t}{5} \qquad (8.23)$$
$$C_{nom} \leq 3\,mm$$

En otro caso se comprobará como una soldadura en ángulo o en ángulo con penetración si se cumplen las condiciones correspondientes.

4 En perfiles en L o en U unidos por una sola cara, se debe tener en cuenta la excentricidad. Esta reducción no es aplicable si la distribución de tensiones en la soldadura se corresponde con la del material base, como es el caso de la soldadura de unión ala-alma en una viga armada.

5 Uniones híbridas. En uniones a cortante con distinto tipo de tornillo o formadas por cordones de soldadura y tornillos, cada uno de estos grupos se dimensionará para transmitir la carga total. Sin embargo, se podrán considerar trabajando conjuntamente con la soldadura, los tornillos de alta resistencia diseñados para trabajar por rozamiento en estado límite último. En este caso, el apriete final de los tornillos se efectuará una vez realizadas las soldaduras.

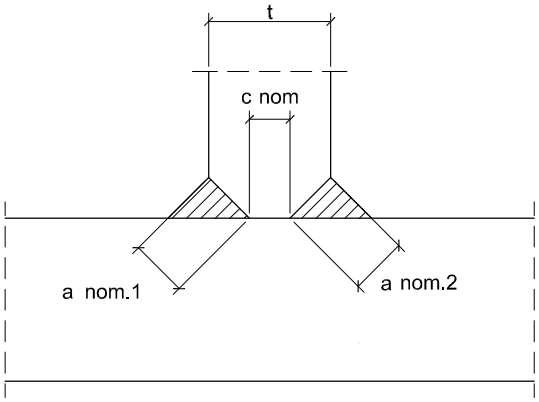



**Figura 8.11 Soldadura en ángulo**

### 8.6.4 Basas de soportes

1 Los soportes dispondrán de basas para distribuir los esfuerzos de compresión, transmitidos por las zonas comprimidas del pilar, sobre una superficie suficiente de hormigón para que no se supere la resistencia de cálculo de éste.

2 Se dispondrán, si es necesario, pernos de anclaje para resistir las tracciones producidas por fuerzas de arrancamiento o por momentos.

3 Si no se disponen elementos específicos para transmitir los esfuerzos cortantes, tales como topes o conectadores de cortante, se debe justificar la capacidad para transmitir el cortante del soporte a la cimentación mediante:

a) el rozamiento entre la placa base y la cimentación;

b) la resistencia a cortante de los pernos de anclaje;

c) la resistencia a cortante de la parte circundante a la cimentación.

4 Resistencia a Cortante:

a) La resistencia de cálculo por rozamiento entre la placa base y el hormigón o mortero de nivelación, será:

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} N_{c,Sd} \tag{8.24}$$

siendo

$C_{f,d}$ coeficiente de rozamiento entre la placa base y el hormigón, que podrá tomar los valores siguientes:

– para mortero de cemento y arena Cf,d = 0,20;

– para morteros especiales Cf,d = 0,30.

$N_{c,Sd}$ fuerza de cálculo a compresión transmitida por el pilar.

b) La resistencia a cortante de un perno de anclaje $F_{vb,Rd}$ será el menor de los valores dados por:

i) la resistencia del perno;

ii) el valor:

$$F_{vb,Rd} = \frac{\alpha_b f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \tag{8.25}$$

siendo

$\gamma_{M2}$ =1,25

$\alpha_b$ = 0,44-0,0003 $f_{yb}$

$f_{yb}$ límite elástico del acero del perno

$f_{ub}$ resistencia última del acero del perno

$A_s$ área resistente a tracción del perno.

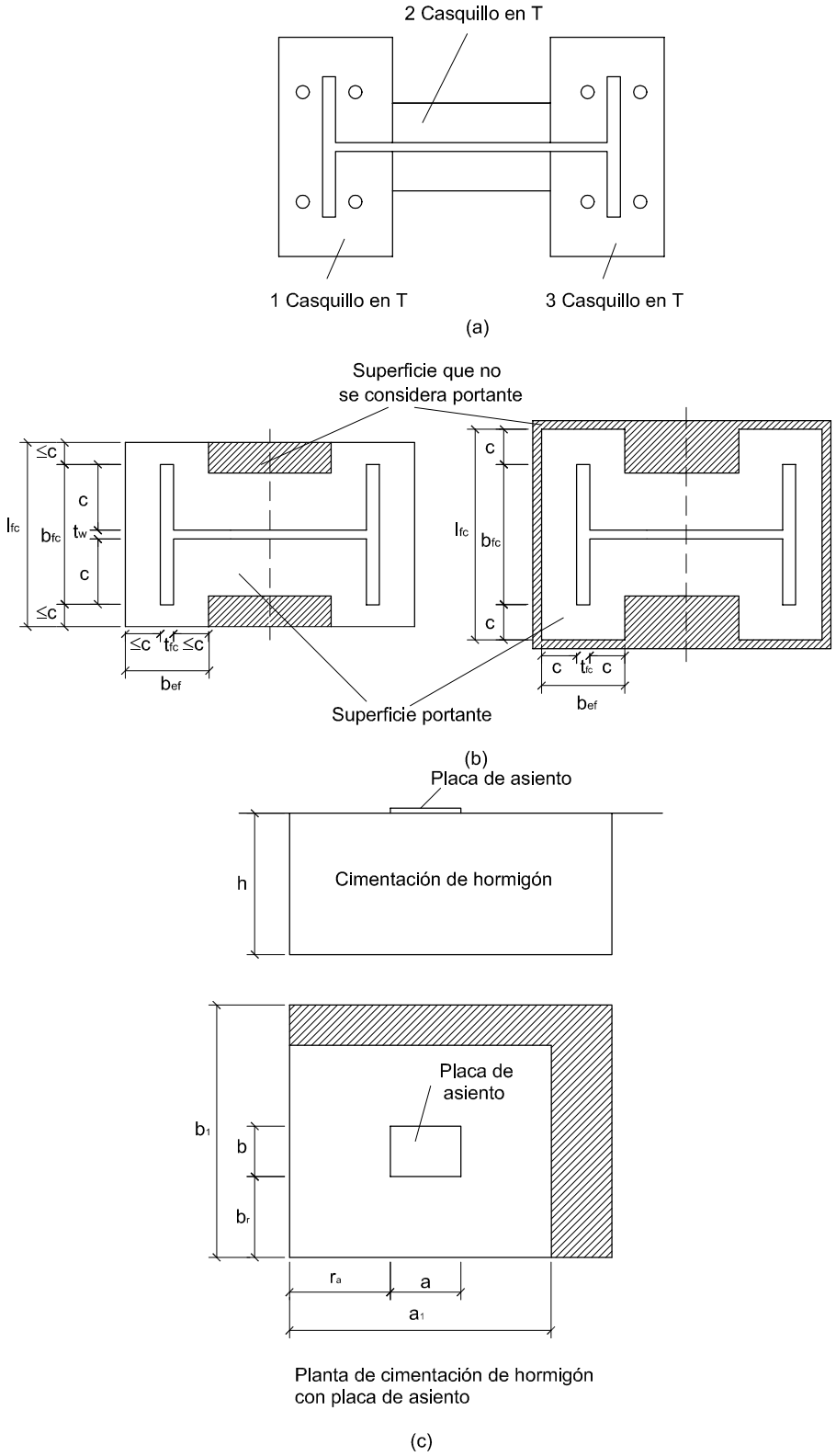



**Figura 8.12 Basas de soportes**

c) En el caso de no disponer de elementos especiales para transmitir el cortante, la resistencia de cálculo a cortante será:

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + nF_{vb,Rd} \tag{8.26}$$

siendo

n número de pernos de la placa base.

5 Resistencia de la placa base y hormigón a compresión:

a) para el cálculo de la resistencia de basas a compresión se podrá suponer que están formadas por varios componentes básicos, de modo que se podrán utilizar como tales casquillos en T con un comportamiento equivalente al del elemento que representan (véase figura 8.12). Así, en el caso de una basa de pilar simétrico sometida a una carga normal de compresión, su resistencia se podrá determinar sumando las resistencias de cada uno de los tres casquillos en T equivalentes (uno bajo el alma y otros dos bajos las alas, como se aprecia en la figura 8.12.a) que se puede considerar que representan sus componentes básicos;

b) la resistencia a compresión del ala de un casquillo de unión en T, será:

$$F_{c,Rd} = f_{jd}\, b_{ef}\, l_{ef} \qquad (8.27)$$

siendo

$f_{jd}$ resistencia portante de la unión;

$$f_{jd} = \beta_j k_j f_{cd} \quad \text{cumpliéndose} \quad f_{jd} \le 3{,}3 f_{cd} \qquad (8.28)$$

$\beta_j$ es el coeficiente de la unión. Se puede tomar $\beta_j = 2/3$ siempre que la resistencia característica del mortero de nivelación no sea inferior a 0,2 veces la resistencia característica del hormigón y que su espesor no sea superior a 0,2 veces el ancho más pequeño de la placa base del acero;

$f_{cd}$ es el valor de cálculo de la resistencia a compresión sobre probeta cilíndrica de hormigón;

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \qquad (8.29)$$

$f_{ck}$ resistencia característica a compresión sobre probeta cilíndrica de hormigón;

$\gamma_c$ coeficiente parcial de seguridad para las propiedades del hormigón;

$k_j$ factor de concentración;

$$k_j = \left[\frac{a_1 b_1}{ab}\right]^{1/2} \quad \text{cumpliéndose } k_j \le 5 \qquad (8.30)$$

a, b: dimensiones de la placa de asiento.

$a_1$, $b_1$: dimensiones del alma efectiva (figura 8.12.c) y sus valores serán los más pequeños obtenidos de la tabla:

| $a_1$ | $b_1$ |
|---|---|
| $a_1 = a + 2\, a_r$ | $b_1 = b + 2\, b_r$ |
| $a_1 = 5\, a$ | $b_1 = 5\, b$ |
| $a_1 = a + h$ | $b_1 = b + h$ |
| $a_1 = 5\, b_1$ pero $a_1 \ge a$ | $b_1 = 5\, a_1$ pero $b_1 \ge b$ |

$l_{ef}$, $b_{ef}$: longitud y anchura eficaces del casquillo en T equivalente que se determinará siguiendo lo indicado en la figura 8.12

siendo

$$c = t\left[\frac{f_y}{3 f_{jd} \gamma_M}\right]^{1/2} \qquad (8.31)$$

donde

$\gamma_M$ = 1,1

t espesor de la placa de asiento;

$f_y$ límite elástico del acero de la placa de asiento.

6 Resistencia a tracción:

a) Pernos:

i) se proyectarán para resistir los efectos de las cargas de cálculo, proporcionando la resistencia a tracción necesaria para soportar fuerzas de arrancamiento y momentos flectores;

ii) al calcular las fuerzas de tracción en los pernos debidas a los momentos, el brazo de palanca no será mayor que la distancia entre los centros de gravedad del área de zona comprimida y del grupo de tornillos traccionados, teniendo en cuenta las tolerancias en la posición de los pernos de anclaje;

iii) la resistencia de cálculo a tracción de los pernos se determinará de la forma indicada en el apartado 8.5;

iv) los pernos de anclarán a la cimentación mediante patillas, placas tipo arandela u otros elementos adecuados para la distribución de fuerzas en la cimentación. En lo relativo al anclaje de los pernos a la cimentación, se cumplirá lo establecido en la Instrucción EHE, tomándose las longitudes de anclaje allí establecidas, asegurándose la hipótesis de que la plastificación del perno se produce antes que la pérdida de adherencia.

b) Placa:

La resistencia y modo de rotura de una laca de asiento sometida a tracción se calculará de acuerdo a lo establecido en los apartados 7.7.2 y 7.7.5.

7 Resistencia a fuerzas axiles y momentos:

a) brazo de palanca. (figura 8.13)

i) se supondrá que el centro de la zona comprimida está en línea con el punto medio del espesor del ala del pilar;

ii) para el caso de una fila de tornillos a tracción, se supondrá la fuerza de tracción aplicada en la línea de tornillos;

iii) para el caso de dos filas de tornillos, situados a la misma distancia a ambos lados del ala traccionada del soporte, se supondrá que la fuerza de tracción está aplicada en el medio de las filas de tornillos;

b) el valor de cálculo de la resistencia al momento flector $M_{j,Rd}$ será el producto de la menor de las fuerzas resistentes obtenidas para los lados derecho e izquierdo de la basa, multiplicado por el brazo de palanca z correspondiente a la situación en estudio obtenido según el apartado anterior. No se considerará la contribución a compresión del casquillo en T equivalente bajo el alma del soporte (número 2 en la figura 8.15).

Como fuerza resistente a compresión, se tomará el menor de los valores de la resistencia de los siguientes componentes básicos:

i) placa base y hormigón a compresión bajo el ala de soporte comprimida;

ii) ala y zona adyacente del alma del soporte a compresión

$$F_{c,fc,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h - t_{fc}} \qquad (8.32)$$

donde:

$M_{c,rd}$ valor de cálculo de la resistencia al momento flector de la sección del pilar

h altura de la sección del pilar.

$t_{fc}$ espesor del ala del pilar.

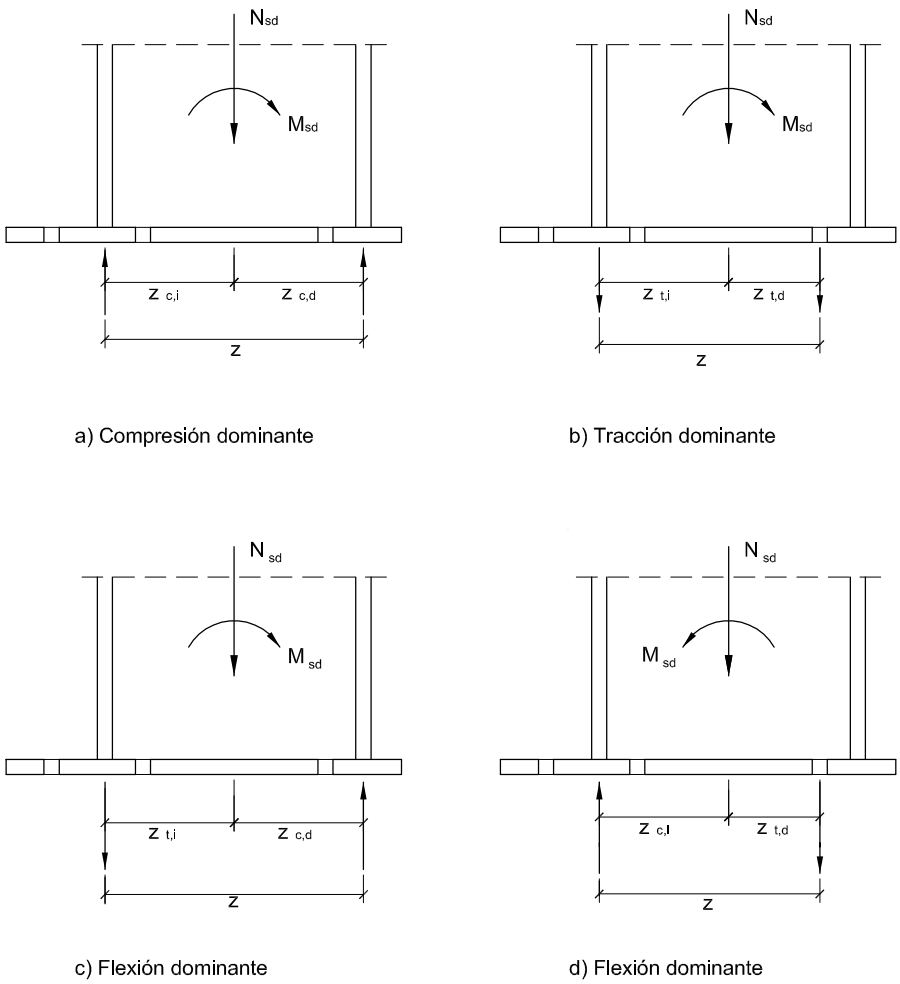



**Figura 8.13 Resistencia a fuerzas axiles y momentos. Brazo de palanca**

8 Resistencia a fuerzas axiles, momentos y esfuerzos cortantes:

Se comprobarán los pernos que resisten los esfuerzos cortantes de acuerdo con el apartado 8.5, considerando que el valor de $F_{v.Rd}$ será el que corresponda a $F_{vb.Rd}$ calculado según este apartado.

9 La comprobación de las basas no exime de la comprobación de las zapatas de hormigón que las soportan, siguiendo lo establecido en la Instrucción EHE.

## 8.7 Uniones normalizadas

### 8.7.1 Empalmes con tornillos en piezas sometidas a axil

1 La transmisión por contacto en elementos comprimidos únicamente se admitirá si las superficies de contacto se han preparado para resultar suficientemente planas y se evita toda posibilidad de desplazamiento en cualquier situación de proyecto. En este caso, el empalme asegurará la continuidad de rigidez y se dimensionará para resistir a tracción donde existan momentos debidos a excentricidades, imperfecciones iniciales y deformaciones de segundo orden u otras causas.

2 Los empalmes a tracción se podrán realizar con cubrejuntas o por solape (figura 8.14). En la última disposición indicada aparecerá un momento debido a la excentricidad que se tendrá en cuente en el dimensionado de la unión, por lo que únicamente se utilizará en el caso de barras que transmitan esfuerzos reducidos o en uniones de atado.

3 Se admite que la carga se reparte por igual entre los tornillos situados en una fila en la dirección de la carga. No obstante, cuando la distancia L entre los ejes de los tornillos extremos de una unión

en la dirección de la carga es mayor de 15 d, en la que d es el diámetro del tornillo, la resistencia de cálculo $F_{v.Rd}$ de cada tornillo, obtenida según el apartado 8.5, se reducirá multiplicándola por el coeficiente:

$$\beta_{Lf} = 1 - \frac{L - 15d}{200d} \tag{8.33}$$

siendo

$1.0 \geq \beta_{Lf} \geq 0{,}75$

No se aplicará esta reducción en casos de distribución uniforme de transmisión del esfuerzo sobre toda la longitud de la unión, como es el caso de transmisión del cortante entre ala y alma de una sección.

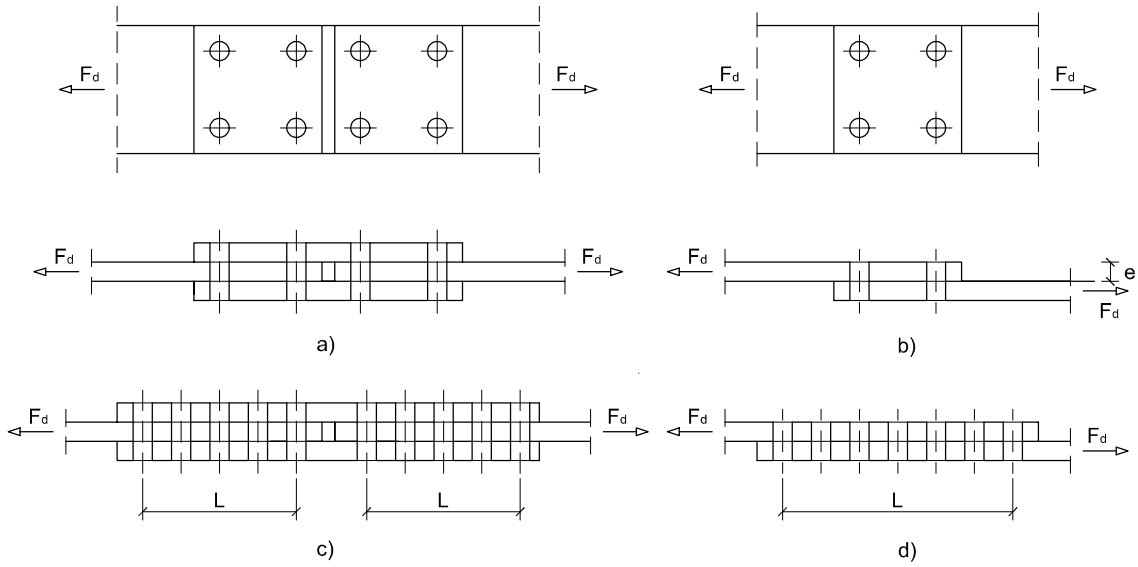



**Figura 8.14 Empalmes con tornillos**

4 Si los tornillos deben atravesar forros intermedios con espesor total:

$$t_p > \frac{d}{3} \tag{8.34}$$

donde d es el diámetro del vástago, se reducirá la resistencia última a cortadura del tornillo, utilizando el factor:

$$\beta_p = \frac{9d}{8d + 3t_p} \leq 1 \tag{8.35}$$

En uniones a doble cortadura con forros a ambos lados del eje de la unión se tomará como valor de $t_p$ el mayor de los espesores de dichos forros.

5 En uniones a solape con un solo tornillo, se dispondrán arandelas bajo la tuerca y bajo la cabeza, limitándose la resistencia a aplastamiento $F_{b.Rd}$ al valor:

$$F_{b,Rd} \leq \frac{1{,}5 f_u d\, t}{\gamma_{M2}} \tag{8.36}$$

siendo

t menor espesor de las placas que se unen;

$f_u$ resistencia a rotura del acero de las chapas que se unen.

### 8.7.2 Uniones en T atornilladas.

1 La carga de rotura será la menor de las obtenidas:

a) Por rotura a tracción del alma.

b) Por rotura a tracción de los tornillos.

$$F_{d,max} = \sum F_{t,Rd} \tag{8.37}$$

Donde el sumatorio se refiere a todos los tornillos de la unión y $F_{t,Rd}$ es la resistencia de cálculo a tracción de un tornillo.

Esto supone una forma rígida de rotura e implica la utilización de rigidizadores adecuados o un ala muy gruesa.

c) Por rotura a tracción de los tornillos y formación simultanea de rótulas en la zona de entronque ala-alma, lo que supone un mecanismo menos rígido de rotura.

$$F_{d,max} = F_{t,Rd} - Q = \frac{2\,b\,M_p + s\sum F_{t,Rd}}{m + s} \tag{8.38}$$

siendo

$M_p$ momento plástico por unidad de longitud en la rótula formada:

$$M_p = \frac{t_f^2\, f_y}{4\,\gamma_{M0}} \tag{8.39}$$

($f_y$ es el límite elástico del acero del perfil)

m distancia del eje del tornillo a la rótula:

En vigas armadas:

$$m = \frac{w - t_w}{2} - 0{,}8\,a\sqrt{2} \tag{8.40}$$

En perfiles laminados:

$$m = \frac{w - t_w}{2} - 0{,}8\,r \tag{8.41}$$

b longitud del casquillo. No será superior a un valor eficaz, $b_{ef}$, que se podrá determinar mediante la teoría de líneas de rotura siempre que esté suficientemente contrastado experimentalmente. Véase (8.48), (8.49) y (8.42);

s toma los siguientes valores:

$$s \le 1{,}25\,m \le e \tag{8.42}$$

$s = e$, en el caso de la chapa frontal o unión de dos alas, debiéndose tomar en este último caso el menor de los valores de e.

El resto de los parámetros están definidos en la figura 8.15.

d) Por formación de dos rótulas plásticas en cada ala de la T, una de ellas en el entronque ala-alma (véase figura 8.15) y otra en la línea de tornillos, que es el mecanismo más flexible de rotura.

$$F_{d,max} = F_{t,Sd} - Q = \frac{4\,b\,M_p}{m} \tag{8.43}$$

Se debe comprobar también la soldadura ala-alma en el caso de casquillos en T soldados.

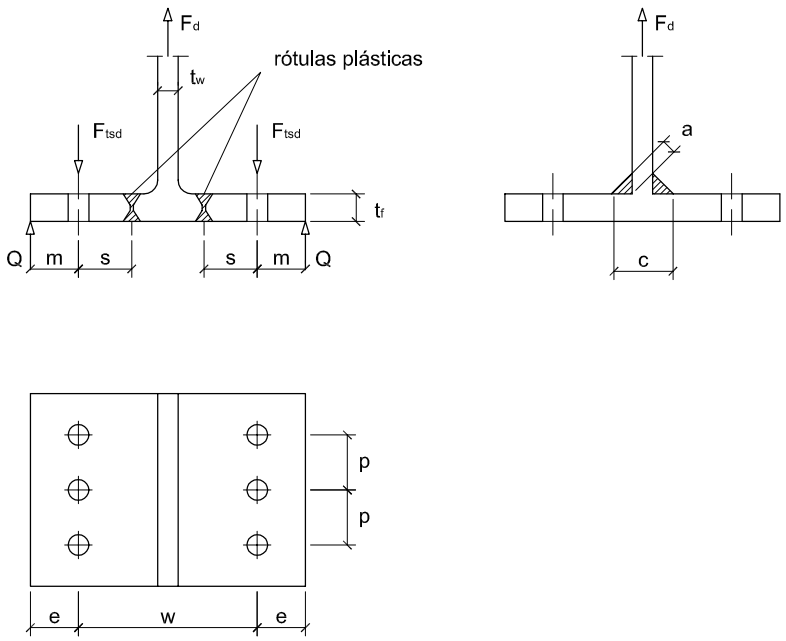



**Figura 8.15**

### 8.7.3 Empalmes con tornillos en piezas flectadas

1 Con cubrejuntas:

a) Empalme con cubrejuntas de alma.

Estos empalmes deben ser capaces de absorber un momento mayor que el momento de cálculo de la viga, como si no tuviera unión, en la posición correspondiente a la sección media del empalme. La distribución de carga entre tornillos en estado límite último se podrá realizar de forma plástica o de forma proporcional a la distancia desde el centro de giro. Está última se utilizará en el caso de uniones pretensadas en las que se deba impedir el desplazamiento en estado límite último y si la resistencia de cálculo a cortante, $F_{v.Rd}$, del tornillo es menor que la resistencia de cálculo a aplastamiento, $F_{b.Rd}$, de las chapas.

b) Empalme con cubrejuntas en ala y alma.

Generalmente se considera que es una unión rígida, admitiéndose un reparto del axil proporcional al área de la sección de cada cubrejuntas, que el cortante se absorbe por las cubrejuntas del alma, y el momento flector se reparte entre las cubrejuntas de las alas, $M_f$, y del alma, $M_w$, de forma proporcional a sus inercias. Los tornillos de las alas se comprobarán para soportar el par de fuerzas equivalente al momento flector correspondiente a las alas, $M_f$, junto con su parte del axil, y los tornillos de las cubrejuntas del alma, siguiendo lo indicado en el punto anterior.

2 Con chapa frontal.

El fallo de la unión se producirá, como en el caso de uniones en T, por rotura a tracción de los tornillos con formación simultanea de rótulas en la chapa, o bien por formación de dos rótulas en la chapa. La resistencia de la unión a cortante podrá calcularse como si no existiese el momento flector. Se podrá realizar el cálculo siguiendo lo indicado para las uniones viga-pilar con chapa frontal atornillada. En el caso de elementos unidos con tornillos iguales sin pretensar, que sean suficientemente rígidos o dispongan de suficientes rigidizadores para poder considerarlos como indeformables, el cálculo puede efectuarse de la forma indicada:

La posición de la línea neutra se obtiene de la ecuación:

$$\frac{c_1}{c} = \sqrt{\frac{d}{b}} \qquad (8.44)$$

siendo

c, c1 y b vienen definidos en la figura 8.17;

d ancho del área equivalente de sección de los tornillos, dada por:

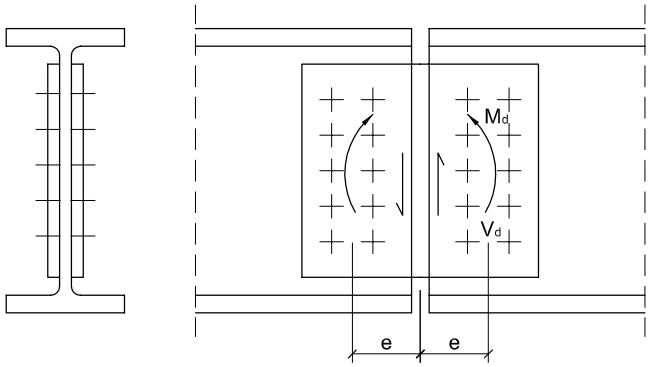
$$d = \frac{A \cdot N}{p} \tag{8.45}$$

donde

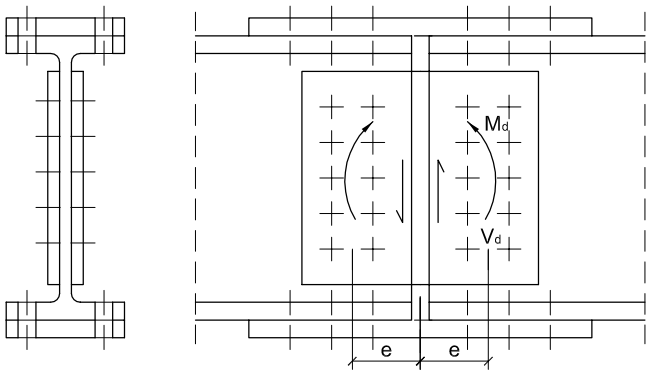
A área de un tornillo;

p separación vertical entre tornillos;

N número de columnas de tornillos.




con cubrejuntas de alma




con cubrejuntas de ala y alma (también podría llevar cubre juntas interiores en las alas)

**Figura 8.16 Empalmes con cubrejuntas**

El momento último que podrá transmitir la unión, será el que se produzca cuando el tornillo más alejado alcance su resistencia última a tracción, $F_{t,Rd}$, y su valor es:

$$M_u = \frac{F_{t,Rd}}{A\,c}\left[\frac{d\,c^3}{3} + \frac{b\,c_1^3}{3}\right] \tag{8.46}$$

Si en lugar de comportarse de forma rígida toda la unión únicamente lo hace la parte interior, teniendo la zona exterior un mecanismo de rotura flexible, el momento último podrá calcularse añadiendo al momento obtenido como se ha indicado anteriormente para la parte interior, el momento obtenido para los tornillos exteriores siguiendo un mecanismo flexible de cálculo.

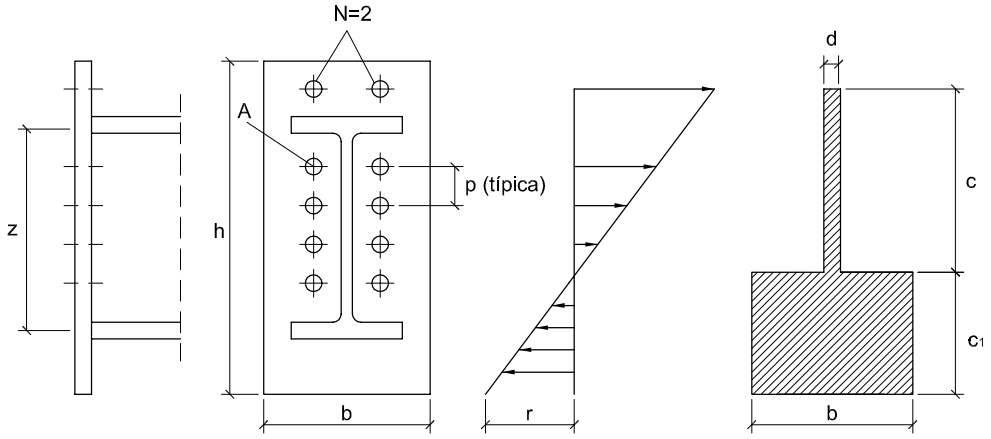



**Figura 8.17 Empalmes con chapa frontal**

### 8.7.4 Uniones viga-soporte con doble casquillo de angular atornillado

1 Si el pilar o la viga soporte no impide el giro de la unión se considerará la reacción situada entre la cara del casquillo y el soporte (viga o pilar).

2 La comprobación de la unión entre viga y casquillo se hará con la menor de las posibles cargas de agotamiento entre las correspondientes al tornillo a cortadura y a las de aplastamiento del alma de la viga y de los casquillos.

3 No se precisa comprobación de la unión de los casquillos al soporte si se utilizan los mismos tornillos que en la unión entre el casquillo y la viga.

4 Si el soporte no gira, bien sea por la rigidez del pilar o porque la viga soporte tiene vigas por ambos lados (figura 8.18.d), la viga gira debido a la deformación plástica de los casquillos. En este caso, la viga mantiene un momento que se puede calcular considerando el angular como una T con un mecanismo flexible de agotamiento.

5 La distribución de fuerzas interiores entre tornillos, en estado límite último, puede considerarse proporcional a la distancia desde el centro de giro.

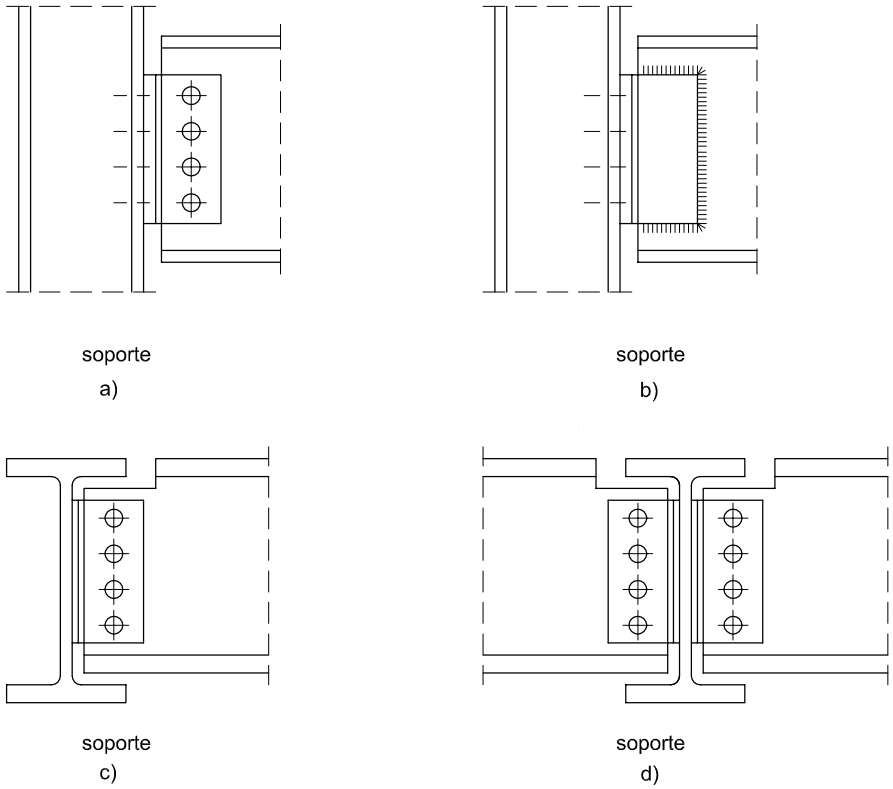



**Figura 8.18 Uniones con doble casquillo**

### 8.7.5 Uniones viga-pilar atornilladas con chapa frontal

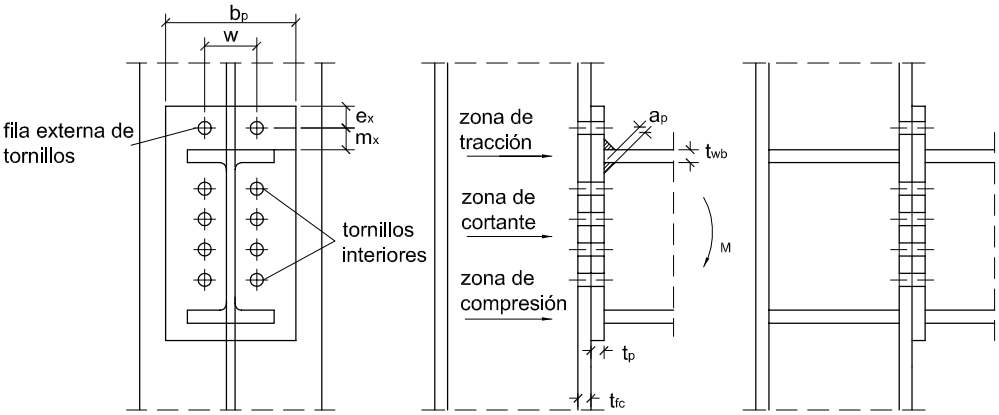
1 La comprobación de la resistencia a flexión de una unión viga-pilar (véase figura 8.19.a) exige:

$$M_{Rd} \geq M_{Sd} \tag{8.47}$$

siendo

$M_{Rd}$ momento resistente de cálculo;

$M_{Sd}$ momento de cálculo aplicado.




a) sin rigidizadores y chapa frontal prolongada

b) con rigidizadores y chapa frontal prolongada

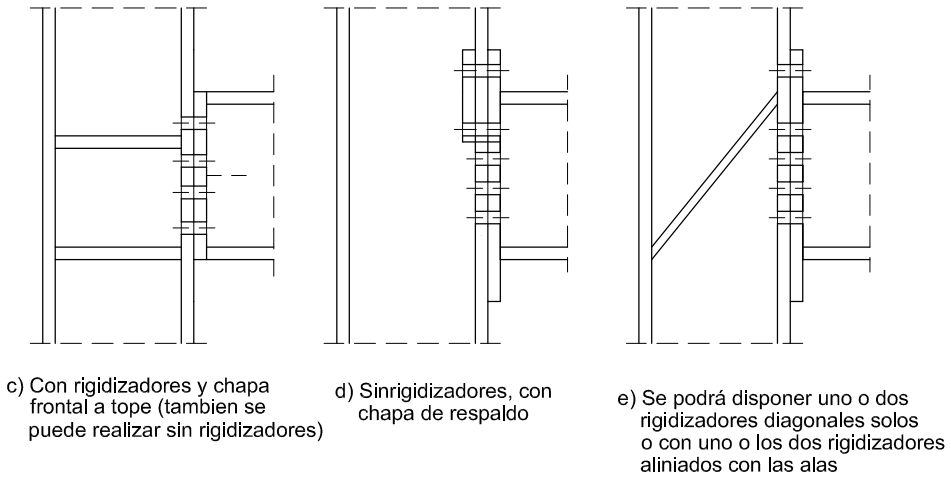



**Figura 8.19 Uniones viga-pilar con chapa frontal atornillada**

2 El momento resistente de cálculo dependerá de la resistencia de los componentes de la unión, que se agrupan en tres zonas críticas: de tracción, de comprensión y de cortante. Este momento resistente de cálculo será la suma de los valores de cálculo de las resistencias eficaces de cada fila de tornillos traccionados, por su distancia al centro de la zona de compresión.

a) Resistencia de la zona solicitada a tracción.

i) los componentes de la zona de tracción son el ala de la viga, el ala del pilar (rigidizado o no, con chapa dorsal o sin ella), la chapa frontal y el alma del pilar (con o sin rigidizadores o chapa de refuerzo);

ii) solamente se considera en este apartado el caso de que haya dos tornillos por fila, que la chapa frontal prolongada no está rigidizada y que en ella hay una fila de tornillos;

iii) la resistencia de los componentes de la zona de tracción se obtendrán considerando que se comportan como casquillos en T con una longitud igual a la suma de las longitudes eficaces, $b_{ef}$, de cada fila de tornillos, definidas como el menor valor de los que se indican a continuación:

- Siempre se debe verificar:

$$b_{ef} \leq 2\pi m \qquad b_{ef} \leq 4m + 1{,}25e \tag{8.48}$$

- Para tornillos interiores, además se verificará:

$$b_{ef} \leq p \tag{8.49}$$

- Para tornillos externos, la condición será:

$$b_{ef} \leq 0{,}5p + 2m + 0{,}625e \tag{8.50}$$

iv) las resistencias de las zonas de tracción y compresión se reducirán en caso necesario para evitar que se supere la resistencia en el alma del pilar.

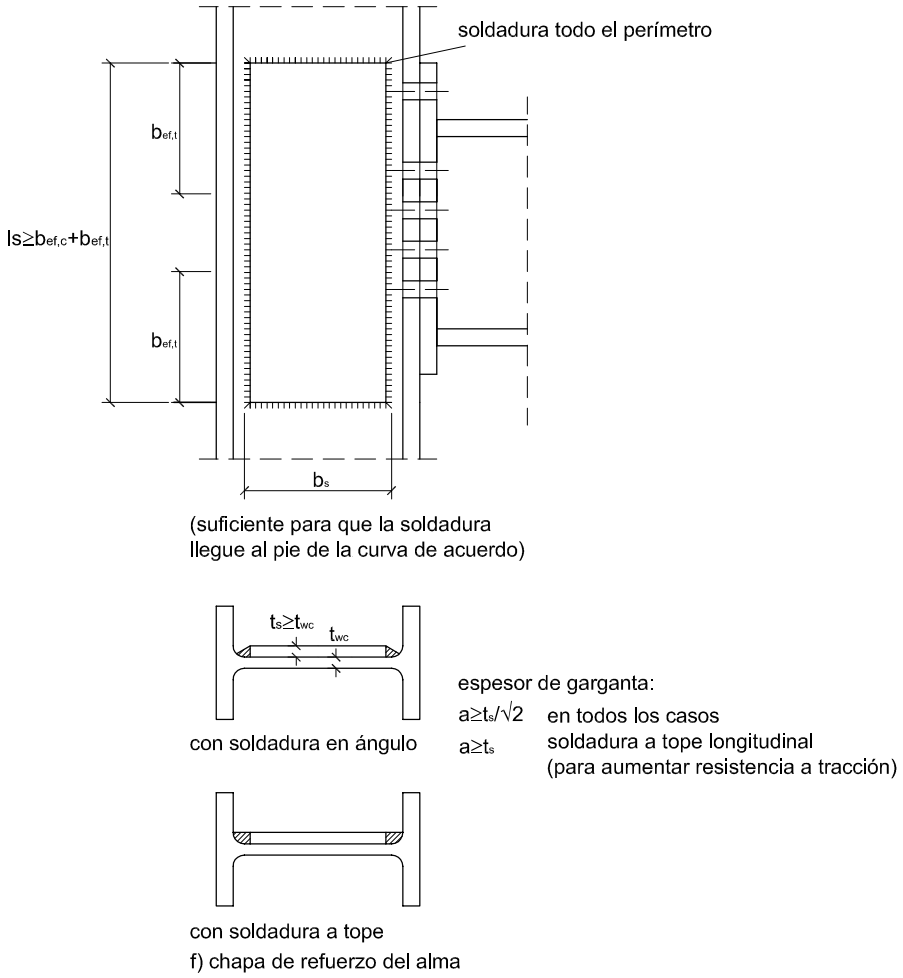



**Figura 8.19 (cont.) Uniones viga-pilar con chapa frontal atornillada**

3 En el caso de chapa frontal prolongada sin rigidizador en la zona exterior, se considerará el ala de la viga como alma de la T para el cálculo de las longitudes eficaces, comprobándose además con:

$$b_{ef} = 0{,}5 b_p \qquad (8.51)$$

siendo

$b_p$ ancho de la chapa frontal (figura 8.19).

El comportamiento, a efectos de cálculo, de la chapa frontal se asimila al de un conjunto de casquillos en T equivalentes con las longitudes eficaces y criterios expuestos en este apartado.

4 En el caso de tornillos del ala del pilar adyacentes a un rigidizador o aquellos tornillos de la chapa frontal que se encuentran por debajo del ala a tracción de la viga, se podrán aumentar las longitudes eficaces en función de la geometría, siempre que se utilicen valores sancionados experimentalmente.

5 Si la tensión normal, $\sigma_n$, en el ala del pilar, debida a su esfuerzo axil y momento flector, supera los 180 N/ mm$^2$ en el emplazamiento de la zona solicitada a tracción, el valor del momento plástico, $M_p$, se reducirá utilizando el factor:

$$k_r = \frac{2f_y - 180 - \sigma_n}{2f_y - 360} \leq 1 \qquad (f_y \text{ y } \sigma_n \text{ en N/mm}^2) \qquad (8.52)$$

6 La resistencia de cálculo de la zona de tracción se determinará a partir de las resistencias de las filas de tornillos que se encuentren traccionados y debe estar en equilibrio con la resistencia de cálculo de la zona de compresión.

7 Las resistencias de cálculo eficaces de cada fila de tornillos se supondrá que actúa en el eje de la fila. Su valor se obtendrá obligando a que exista equilibrio entre las resistencias obtenidas para el ala del pilar y la chapa frontal, lo que se podrá lograr realizando una redistribución entre filas con comportamiento análogo (sin pasar un ala o rigidizador) y, si es necesario, realizando una reducción de dichos valores.

8 La resistencia del alma del pilar sin rigidizar a tracción transversal es:

$$F_{t.Rd} = \frac{f_y t_{wc} b_{ef}}{\gamma_{M0}} \tag{8.53}$$

siendo

$b_{ef}$ anchura efectiva del alma que debe tomarse igual a la longitud eficaz total del ala del pilar correspondiente a la disposición de los tornillos en la zona de la unión solicitada a tracción, $t_{wc}$.

El alma se puede reforzar mediante una chapa de refuerzo o rigidizadores (figura 8.19). En este último caso, la resistencia de cálculo del alma será, como mínimo, igual a la del ala de la viga, siempre que los rigidizadores cumplan las siguientes condiciones:

a) el espesor de los rigidizadores no debe ser menor que el de las alas de la viga y la longitud de los mismos $l_s$ debe cubrir totalmente la longitud del alma del pilar correspondiente a las longitudes eficaces de las zonas traccionada y comprimida de la unión;

b) la clase de acero de los rigidizadores no debe ser inferior a la de la viga;

c) las soldaduras de unión con las alas deben resistir los esfuerzos transversales que éstas transmiten;

d) la soldadura de unión con el alma debe resistir los esfuerzos que se transmitan desde el ala de la viga hasta el alma del pilar.

9 Resistencia de la zona solicitada a compresión. La resistencia de cálculo a aplastamiento del alma sin rigidizar del pilar, viene dada por:

$$F_{c.Rd} = \frac{f_y t_{wc.ef}\left(1{,}25 - 0{,}5\gamma_{M0}\dfrac{\sigma_n}{f_y}\right) b_{ef}}{\gamma_M} \tag{8.54}$$

$$\text{con}: \quad F_{c.Rd} \le \frac{f_y t_{wc} b_{ef}}{\gamma_{M0}}$$

siendo

$\sigma_n$ tensión máxima de compresión en el alma del pilar debida a su esfuerzo axial y momento flector;

$b_{ef}$ anchura efectiva del alma del pilar a compresión:

Perfil laminado: $b_{ef} = t_{fb} + 2\sqrt{2}\, a_p + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$ Las variables están indicadas en la figura 8.21. En este caso, $t_{fb}$ se refiere al ala de la viga que transmite la compresión, y $a_p$ es el espesor de garganta de la soldadura de dicha ala con la chapa frontal.

Perfil armado: es igual al anterior haciendo $r_c = \sqrt{2}\, a_c$, donde $a_c$ es el espesor eficaz de garganta de la soldadura entre el ala y alma del perfil.

$t_{wc.ef}$ espesor del alma del pilar. También en este caso es posible reforzar el alma en las mismas condiciones y con los mismos resultados expuestos en 8). La valoración del refuerzo del alma del pilar mediante chapa de espesor $t_s$, en las condiciones indicadas en la figura 8.21, pero sin ser tal espesor menor que el de las alas de la viga, es la siguiente:

- Espesor eficaz del alma reforzada $t_{wc.ef}$ cuando está sometida a tracción:

  Sin chapa de refuerzo: $t_{wc.ef} = t_{wc}$

  Con una chapa de refuerzo: $t_{wc.ef} = 1{,}5\, t_{wc}$

Con una chapa de refuerzo a cada lado: $t_{wc.ef} = 2{,}0\ t_{wc}$

Siempre que las soldaduras longitudinales sean a tope y cumplan con el espesor de garganta indicado en la figura 8.21. Si las soldaduras longitudinales son en ángulo, con el espesor de garganta indicado en la citada figura, el valor eficaz de la garganta se limita a 1,4 $t_{wc}$ para los dos casos expuestos, con una o dos chapas (una a cada lado del alma).

- Espesor eficaz del alma reforzada twc.ef cuando está sometida a aplastamiento:

  Sin chapa de refuerzo: $t_{wc.ef} = t_{wc}$

  Con una chapa de refuerzo: $t_{wc.ef} = 1{,}5\ t_{wc}$

  Con una chapa de refuerzo a cada lado: $t_{wc.ef} = 2{,}0\ t_{wc}$

  En este caso es suficiente con soldaduras longitudinales en ángulo que cumplan con el espesor de garganta indicado en la figura 8.21.

Además se debe comprobar la resistencia a pandeo para un modo de pandeo intraslaccional (con alas fijas), debiéndose evitar, mediante las adecuadas disposiciones constructivas, el modo de pandeo con desplazamiento lateral de las alas.

10 Si se rigidiza el alma del pilar, su resistencia será, como mínimo, igual a la del ala de la viga, siempre que los rigidizadores cumplan con las condiciones establecidas en 8).

11 Resistencia de la zona solicitada a esfuerzo cortante. La resistencia de cálculo del alma, no rigidizada, del pilar a esfuerzo cortante ($V_{pl.Rd}$) es:

$$V_{pl.Rd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3}\ \gamma_{M0}} \qquad (8.55)$$

siendo

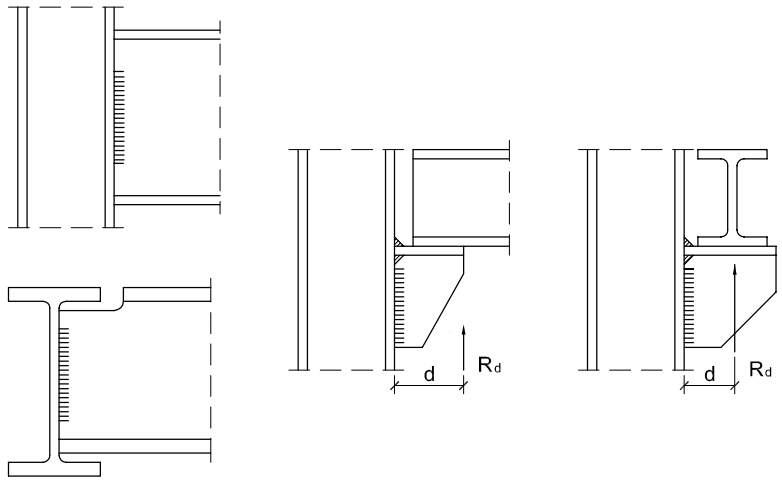
$A_v$ área de cortante. Si se añade una chapa se puede aumentar en $b_s t_{wc}$, aunque no se contará con más aumentos al colocar otra chapa al otro lado del alma.

Además se debe comprobar la resistencia a la abolladura.

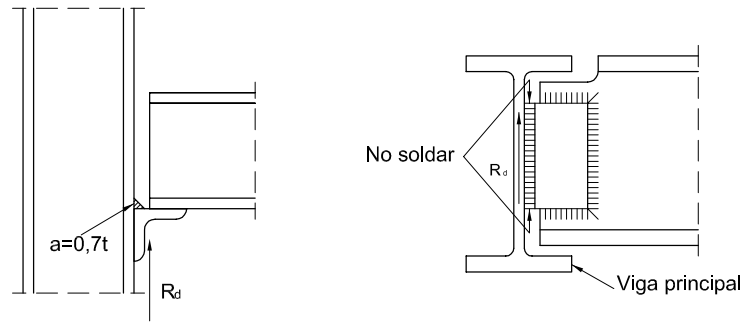
### 8.7.6 Articulaciones con soldadura.

1 Se consideran los siguientes tipos:

a) Soldadura de alma (figura 8.20.a). Debe comprobarse que el elemento (soporte, carrera, etc.) al que se une la viga permite en su extremo el giro suficiente.




a) Soldadura de alma b) Casquillo rigidizado




c) Casquillo sin rigidizador

d) Doble casquillo soldado

**Figura 8.20 Articulaciones soldadas**

b) Apoyo de viga sobre casquillo de angular. Se debe comprobar la resistencia del alma de la viga y, por tanto, la necesidad de incluir rigidizadores. Se considerará que la reacción, $R_d$, está situada como se indica en la figura 8.20.b, para casquillos rigidizados y que actúa sobre el extremo de la viga (véase figura 8.20.c) cuanto no lo están.

Se comprobará el ala del casquillo de angular a cortante (se considerará válido en este caso el cordón de soldadura si tiene una anchura de garganta de 0,7 veces el espesor del ala del angular) si éste no está rigidizado, y el rigidizador así como las soldaduras en caso contrario.

c) Articulación con doble casquillo soldado. Se debe asegurar que la viga principal o soporte al que se une la viga articulada, permite un giro suficiente.

Para la comprobación de las soldaduras se considerará la reacción situada en la cara de los casquillos soldados a la viga principal (figura 8.20.d).

### 8.7.7 Uniones viga-pilar soldadas

1 La comprobación de la resistencia a flexión consistirá en verificar:

$$M_{Rd} \geq M_{Sd} \tag{8.56}$$

2 El momento resistente de cálculo, $M_{Rd}$, dependerá de la resistencia de los componentes de las zonas solicitadas a tracción, compresión y cortante. Este momento resistente se calculará multiplicando la menor de las resistencias obtenidas para las zonas sometidas a tracción y compresión, por la distancia entre sus centros de resistencia.

3 Las resistencias de las zonas de tracción y compresión se reducirán en su caso para evitar que se supere la resistencia de cálculo a cortante en el alma del pilar.

4 Resistencia de la zona solicitada a tracción.

a) La resistencia a tracción de cálculo del ala del pilar, para perfiles laminados, es:

$$F_{t,Rd} = \frac{\left(f_{yb} t_{fb} \left(t_{wc} + 2r_c\right) + 7 f_{yc} t_{fc}^2\right)}{\gamma_{M0}}$$
$$\text{con:}\quad F_{t,Rd} \leq \frac{f_{yb} t_{fb} \left(t_{wc} + 2r_c + 7 f_{yc}\right)}{\gamma_{M0}} \tag{8.57}$$

siendo

los subíndices b y c añadidos al límite elástico o cualquier otro parámetro, hacen referencia a la viga y pilar respectivamente (véase figura 8.21.b).

Para perfiles soldados, son válidas las expresiones anteriores sin más que hacer $r_c = \sqrt{2}\ a_c$, siendo $a_c$ el espesor de garganta de la soldadura de unión ala-alma del perfil soldado que forma el pilar.

Si $F_{t.Rd}$ es menor que el 70% de la resistencia completa del ala de la viga ($f_{yb}t_{fb}b_{fb}/\gamma_{M0}$), la unión debe rigidizarse.

La soldadura de unión entre el ala de pilar y la viga, debe dimensionarse para asegurar la resistencia completa del ala de la viga.

b) La resistencia de cálculo a tracción transversal del alma del pilar sin rigidizar es:

$$F_{t,Rd} = \frac{f_{yc} t_{wc} b_{er}}{\gamma_{M0}} \tag{8.58}$$

siendo

$b_{ef}$ es el ancho eficaz, dado por:

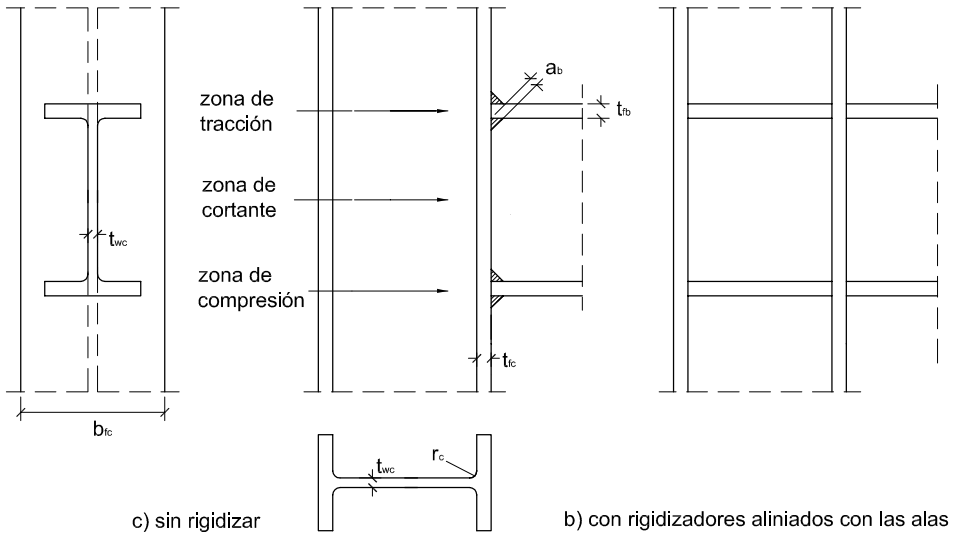
Perfiles laminados: $b_{ef} = t_{fb} + 2\sqrt{2}\ a_b + 5(t_{fc} + r_c)$

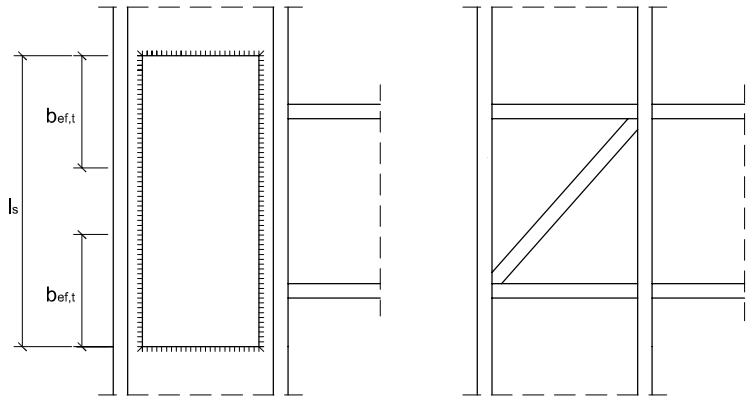
Perfiles soldados: igual que el anterior haciendo $r_c = \sqrt{2}\ a_c$

El alma se puede reforzar mediante una chapa de alma o rigidizadores.

5 Resistencia de la zona solicitada a compresión. La resistencia de cálculo a aplastamiento es igual que la indicada más atrás, teniendo en cuenta que los anchos eficaces $b_{ef}$ son en este caso los indicados en el punto anterior para el alma del pilar sin rigidizar a tracción, o reforzada.

6 Resistencia de la zona solicitada a esfuerzo cortante. La resistencia de cálculo de un panel de alma sin rigidizar a cortadura es igual que el obtenido más atrás.






c) con refuerzo de chapa de alma)

c) con rigidizadores alineados con alas y diagonal (se podrán eliminar)

**Figura 8.21 Uniones viga-pilar soldadas**

## 8.8 Capacidad de rotación

1 Cuando se realice un análisis global plástico, las uniones con resistencia parcial y aquellas totalmente resistentes que lo precisen (verifican $M_{iRd} < 1{,}2M_{PlRd}$), deben tener una capacidad de giro suficiente.

2 En general, salvo los supuestos incluidos en este y siguientes apartados, la capacidad de giro se determinará mediante ensayos, pudiéndose asimismo usar modelos de cálculo apropiados, siempre que estén suficientemente contrastados.

3 Una unión atornillada en la que el valor de la resistencia al momento flector esté regida por la resistencia de los tornillos a cortante, no podrá suponerse que tiene capacidad de giro suficiente para un análisis global plástico.

4 Uniones viga-pilar soldadas. Se podrá suponer que una unión viga-pilar soldada tiene capacidad de giro suficientes para un análisis plástico en los supuestos siguientes:

a) si se trata de una unión de resistencia completa;

b) si el pilar está rigidizado en las zonas de tracción y compresión, incluso si la unión no es de resistencia completa;

c) si el pilar está rigidizado en la zona solicitada a tracción y no en la zona de compresión.

Si la unión no está rigidizada y se ha dimensionado siguiendo las reglas enunciadas más atrás, puede suponerse que tiene una capacidad de giro $\Phi_{cd}$ de valor:

$$\Phi_{cd} = 0{,}015 \quad \text{radianes} \tag{8.59}$$

Si el alma del pilar está rigidizado en la zona de compresión pero no en la zona de tracción, siempre que la resistencia al momento flector no esté regida por la resistencia a cortante del alma del pilar, la capacidad de giro $\Phi_{cd}$ puede suponerse:

$$\Phi_{cd} = 0{,}025\frac{h_c}{h_b} \tag{8.60}$$

siendo

$h_c$ y $h_b$ respectivamente, las alturas de la sección normal del pilar y la viga.

5 Uniones viga-pilar atornilladas. Una unión viga-pilar atornillada con chapa frontal, se puede suponer que tiene suficiente capacidad de rotación para un análisis plástico, si se satisfacen las dos condiciones siguientes:

a) el valor de la resistencia al momento esta regido por alguno de los siguientes componentes de la unión:

i) el ala del pilar a flexión;

ii) la chapa frontal a flexión;

b) el espesor t del ala del pilar o de la chapa frontal, cumple la condición siguiente:

$$t \leq 0{,}36d\sqrt{\frac{f_{ub}}{f_y}} \qquad (8.61)$$

siendo

d diámetro nominal de los tornillos;

$f_{ub}$ tensión de rotura de los tornillos;

$f_y$ límite elástico del componente básico relevante de la unión.

6 En una unión viga-pilar, tanto atornillada como soldada, en la que la resistencia al momento flector esté condicionada por la resistencia de la zona solicitada a cortante, puede suponerse que tiene capacidad de giro suficiente para un análisis plástico.

## 8.9 Uniones de perfiles huecos en las vigas de celosía

1 El presente apartado se refiere los nudos de las vigas planos en las estructuras de celosía constituidas por perfiles huecos (rectangulares, circulares o cuadrados) o por perfiles huecos combinados con perfiles abiertos.

2 Se supone la continuidad de los cordones y, por tanto, las uniones a las que se refiere este apartado son de las barras de alma (diagonales y montantes) a los cordones.

3 Las resistencias de los nudos se expresan en función de las resistencias de cálculo ante esfuerzos axiles de las vigas de alma.

4 Estas reglas son aplicables tanto a perfiles huecos laminados en caliente conforme a EN 10210 como conformados en frío conforme a EN 10219.

5 El coeficiente parcial de seguridad $\gamma_{Mj}$ para la resistencia de los nudos será $\gamma_{Mj}$ = 1,1

6 En este apartado se entiende por “nudo plano” de la estructura de celosía, cualquier unión entre elementos estructurales situados en un mismo plano y que transmiten esfuerzos esencialmente axiales.

7 Los símbolos utilizados en las tablas de este apartado se definen en el apartado 8.9.6.

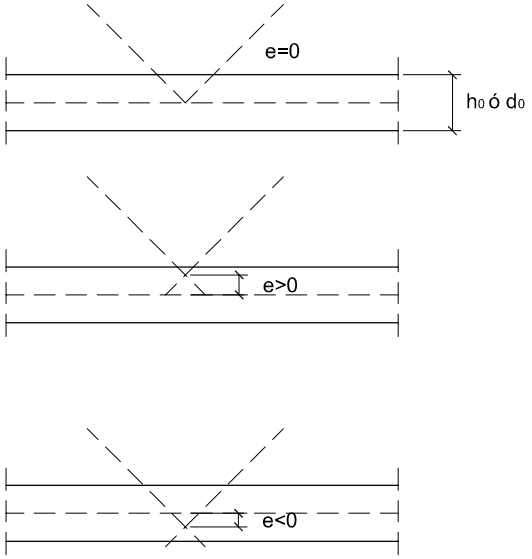



**Figura 8.22 Excentricidad de los nudos**

8 Las reglas de aplicación que se dan en este apartado sólo pueden utilizarse cuando se cumplen las condiciones siguientes:

a) las secciones de las barras comprimidas son de clase 1 ó 2 ante esfuerzos de flexión;

b) los ángulos entre los cordones y las barras de alma y entre estas últimas deben ser mayores de 30°;

c) los momentos que resultan de las excentricidades pueden despreciarse durante el cálculo de la resistencia del nudo con la condición de que dichas excentricidades permanezcan dentro de los límites que a continuación se indican:

$$-0{,}55\ d_o \leq e \leq 0{,}25\ d_o \qquad (8.62)$$

$$-0{,}55\ h_o \leq e \leq 0{,}25\ h_o \qquad (8.63)$$

siendo

e es la excentricidad (figura 8.22);

$d_o$ es el diámetro del cordón;

$h_o$ es la altura del cordón en el plano de la viga de celosía.

d) el límite elástico del material de los perfiles huecos no superará los 355 N/mm$^2$;

e) el espesor nominal de las paredes de los perfiles huecos no debe ser inferior de 2,5 mm ni superior a 25 mm a menos que se hayan tomado medidas especiales para asegurarse de que las propiedades del material a través de su espesor serán las adecuadas.

9 Las barras que confluyen en un nudo deben presentar extremos preparados de manera que no se produzca modificación de forma de sus secciones transversales.

10 En los nudos con separación ésta no debe ser inferior a ($t_1$ + $t_2$), con el fin de asegurar una holgura suficiente para realizar soldaduras satisfactorias.

11 En los nudos con solape éste debe ser suficiente para asegurar que en la unión de las barras de alma se produce una transferencia satisfactoria del esfuerzo cortante de una barra a la otra y nunca menor del 25%.

12 Cuando se solapan barras de arriostramiento que tienen espesores diferentes o materiales diferentes, la barra con menor valor del producto $t \cdot f_y$ debe recubrir a la de mayor valor.

### 8.9.1 Análisis

1 En el análisis de una viga de celosía se puede suponer que las barras están conectadas por nudos articulados cuando:

a) La geometría de los nudos esté dentro del campo de validez especificado en la tabla 8.2, la tabla 8.4 y la tabla 8.6.

b) La relación entre la longitud de la barra y su canto o altura en el plano de la viga no sea menor que:

- 12 para los cordones.
- 24 para las barras de alma.

2 Las excentricidades que permanezcan dentro de los límites especificados en 8.9.8) pueden despreciarse.

### 8.9.2 Soldaduras

1 Se debe soldar todo perímetro del perfil con una soldadura a tope, en ángulo, o una combinación de ambas. Sin embargo, en los nudos con solape, sólo es necesario soldar la parte escondida de la unión cuando los valores de los axiles son tales que las componentes perpendiculares al cordón no difieren en más de un 20%.

2 La resistencia de cálculo de la soldadura por unidad de longitud sobre el perímetro de la unión no debe ser inferior a la resistencia de cálculo a tracción de la sección transversal de la barra por

unidad de longitud del perímetro. Se exceptúan aquellos casos en que puedan justificarse técnicamente soldaduras más pequeñas con vistas tanto a la resistencia del nudo como a su capacidad de deformación y/o a su capacidad de giro.

### 8.9.3 Nudos soldados entre perfiles huecos circulares

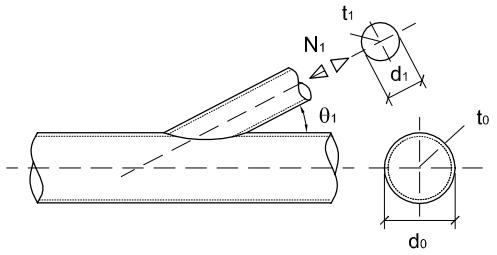
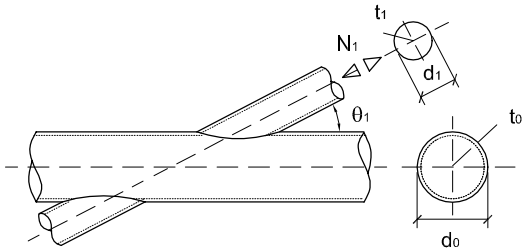
1 Siempre que la geometría de los nudos permanezca dentro del campo de validez dado en la tabla 8.2, las resistencias de cálculo de los nudos deben determinarse aplicando las fórmulas dadas en la tabla 8.3.

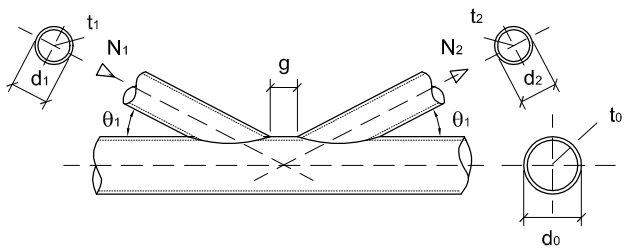
**Tabla 8.2 Campo de validez para los nudos soldados entre perfiles huecos circulares**

| |
|---|
| $0{,}2 \leq d_i/d_o \leq 1{,}0$ |
| Clase 1 ó 2 y $(10 \leq d_i/t_i \leq 50)$ |
| Clase 1 ó 2 y $(10 \leq d_o/t_o \leq 50)$ en general, pero $(10 \leq d_o/t_o \leq 40)$ para nudos en X |
| $\lambda_{ov} \geq 25\%$ |
| $g \geq t_1 + t_2$ |

2 Para los nudos que queden fuera del campo de validez dado en la tabla 8.2, debe realizarse un análisis más detallado, que debe considerar los momentos secundarios en los nudos provocados por su rigidez a flexión.

**Tabla 8.3 Resistencias de cálculo de nudos soldados entre perfiles huecos circulares**

| Tipo de nudo | Resistencia de cálculo i = 1 ó 2 |
|---|---|
| Nudos en T o Y | Plastificación del cordón |
|  | $N_{1,Rd} = \frac{f_{yo}\, t_o^2}{\text{sen}(\theta_1)} (2.8 + 14.2\,\beta^2)\, \gamma^{0,2}\, k_p \left[\frac{1,1}{\gamma_{Mj}}\right]$ |
| Nudos en X | Plastificación del cordón |
|  | $N_{1,Rd} = \frac{f_{yo}\, t_o^2}{\text{sen}(\theta_1)} \frac{5.2}{(1 - 0.81\beta)} k_p \left[\frac{1,1}{\gamma_{Mj}}\right]$ |
| Nudos en K y N con separación o recubrimiento (solape) | Plastificación del cordón |




$$N_{1.Rd} = \frac{f_{yo}\, t_o^2}{\text{sen}\,(\theta_1)}\,(1.8 + 10.2\, d_1/d_o)\, k_p\, k_g \left[\frac{1{,}1}{\gamma_{Mj}}\right]$$

$$N_{2.Rd} = \frac{\sin(\theta_1)}{\text{sen}\,(\theta_2)}\, N_{1.Rd}$$

| | |
|---|---|
| Nudos en T, Y, X y<br>Nudos en K, N, KT con separación<br>cuando $d_i \le d_o - 2\, t_o$ | Punzonamiento por esfuerzo cortante<br>$N_{i,.Rd} = \frac{f_{yo}}{\sqrt{3}}\, t_o\, \pi\, d_i\, \frac{1 + \text{sen}\,(\theta_1)}{2\,\text{sen}^2(\theta_1)} \left[\frac{1{,}1}{\gamma_{Mj}}\right]$ |

**Funciones**

| | |
|---|---|
| $k_p = 1.0$ | para $n_p \le 0$ (tracción) |
| $k_p = 1 - 0.3\, n_p (1 - n_p)$ | para $n_p > 0$ (compresión) pero $k_p \le 1.0$ |

$$k_g = \gamma^{0.2} \left[1 + \frac{0.024\, \gamma^{1.2}}{\exp(0.5\, g/t_o - 1.33) + 1}\right]$$

(véase figura 8.23)

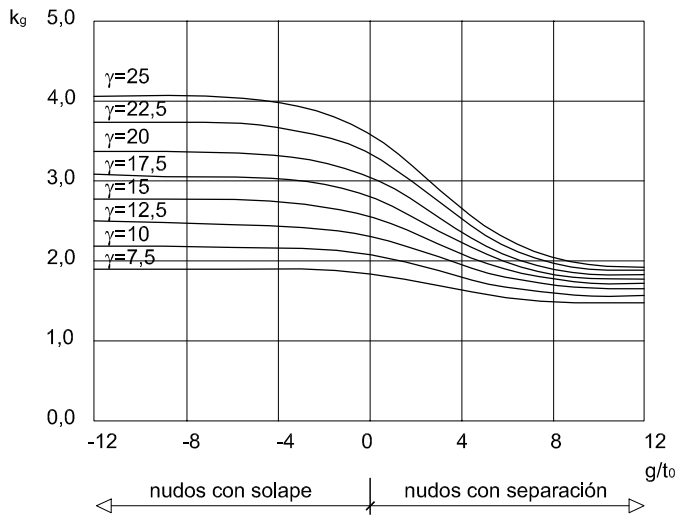



**Figura 8.23 Valores del coeficiente Kg**

### 8.9.4 Nudos soldados entre barras de alma y cordones de sección cuadrada o rectangular

#### 8.9.4.1 Barras de alma de sección cuadrada o circular y cordones de sección cuadrada

1 Siempre que la geometría de los nudos permanezca dentro del campo de validez especificado en la tabla 8.4, las resistencias de cálculo de los nudos deben determinarse aplicando las fórmulas que se dan en la tabla 8.5.

2 Para los nudos que quedan fuera del campo de validez especificado en la tabla 8.2, se aplicará el apartado 8.8.4.2.

#### 8.9.4.2 Secciones rectangulares

1 Las resistencias de cálculo de los nudos entre secciones huecas rectangulares y de los nudos entre secciones huecas cuadradas fuera del campo de validez de la tabla 8.4 deben basarse en los criterios siguientes:

a) fallo por plastificación de la superficie o de la sección transversal del cordón;

b) inicio de una fisura que conduzca a la rotura de las barras (punzonamiento por esfuerzo cortante);

c) fisuración en las soldaduras o en las barras de alma (anchura efectiva);

d) hundimiento o pandeo local de las paredes laterales del cordón bajo la barra de alma solicitada a compresión;

e) pandeo local en las zonas solicitadas a compresión de las barras;

f) fallo por esfuerzo cortante del cordón;

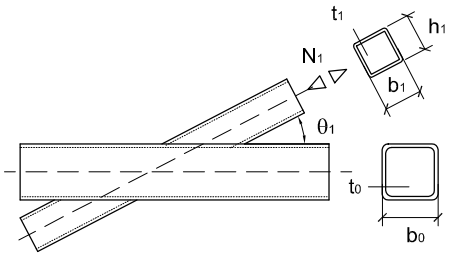
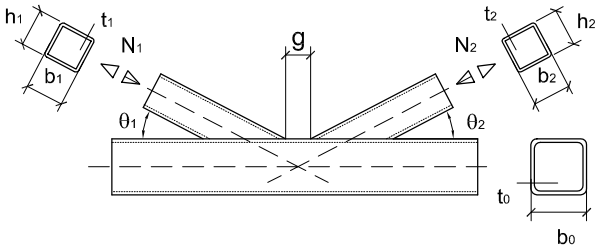
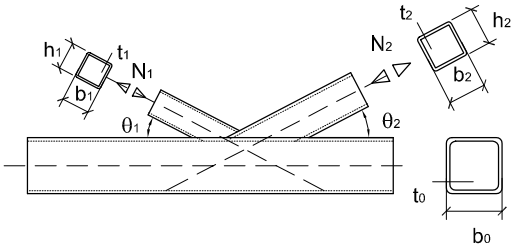
La figura 8.24 ilustra los modos de fallo.

**Tabla 8.4 Campo de validez para nudos soldados entre barras de alma de sección cuadrada o circular y cordones de sección cuadrada**

| Tipo de nudo | Parámetros de nudo (i=1 ó 2, j = barra de alma solapada) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | $\frac{b_i}{b_o}$ o $\frac{d_j}{b_o}$ | $\frac{b_i}{t_i}$ o $\frac{d_i}{t_i}$ | | $\frac{b_o}{t_o}$ | $\frac{b_1+b_2}{2\,b_1}$ o $\frac{b_i}{b_j}$ y $\frac{t_i}{t_j}$ | Separación o solape |
| | | Compresión | Tracción | | | |
| **Nudos en T, Y o X** | $0{,}25 \le \frac{b_i}{b_o} \le 0{,}85$ | $\frac{b_i}{t_i} \le 1{,}25\sqrt{\frac{E}{f_{y1}}}$ y $\frac{b_i}{t_i} \le 35$ | $\frac{b_i}{t_i} \le 35$ | $10 \le \frac{b_o}{t_o} \le 35$ | | |
| **Nudo en K con separación**<br>**Nudo en N con separación** | $\frac{b_i}{b_o} \ge 0{,}35$ y $\frac{b_i}{b_o} \ge 0{,}1 + 0{,}01\frac{b_o}{t_o}$ | | | $15 \le \frac{b_o}{t_o} \le 35$ | $0{,}6 \le \frac{b_1+b_2}{2\,b_1} \le 1{,}3$ | $\frac{g}{b_o} \ge 0{,}5(1-\beta)$ pero $\frac{g}{b_o} \le 1{,}5(1-\beta)$ $g \ge t_1 + t_2$ |
| **Nudo en K con solape**<br>**Nudo en N con solape** | $\frac{b_i}{b_o} \ge 0{,}25$ | $\frac{b_i}{t_i} \le 1{,}1\sqrt{\frac{E}{f_{y1}}}$ | | $\frac{b_o}{t_o} \ge 40$ | $\frac{b_i}{b_j} \le 0{,}75$ $\frac{t_i}{t_j} \le 1{,}0$ | $\lambda_{ov} \ge 25\%$ $\lambda_{ov} \le 100\%$ |
| **Barra de alma de sección circular** | $0.4 \le \frac{d_j}{b_o} \le 0{,}8$ | $\frac{b_i}{t_i} \le 1{,}5\sqrt{\frac{E}{f_{y1}}}$ | $\frac{d_i}{t_i} \le 50$ | Las mismas limitaciones que las antecitadas pero sustituyendo $b_i$ por $d_i$ | | |

Fuera de estos límites de parámetros, la resistencia del nudo puede calcularse como si el cordón tuviera una sección rectangular.

**Tabla 8.5 Resistencias de cálculo de nudos soldados entre riostras de sección hueca circular o cuadrada y un cordón de sección cuadrada**

| Tipo de nudo | Resistencia de cálculo i = 1 ó 2, j = barra solapada |
|---|---|
| Nudos en X, Y y T | Plastificación de la cara del cordón $\beta \leq 0{,}85$ |
|   | $N_{1,Rd} = \frac{f_{yo}\, t_o^2}{(1-\beta)\,\mathrm{sen}(\theta_1)} \left[ \frac{2\beta}{\mathrm{sen}(\theta_1)} + 4\,(1-\beta)^{0,5} \right] k_n \left[ \frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$ |
| Nudos en K y N con separación | Plastificación de la cara del cordón $\beta \leq 1{,}0$ |
|   | $N_{i,Rd} = \frac{8.9\, f_{yo}\, t_o^2}{\mathrm{sen}(\theta_1)} \left[ \frac{b_1 + b_2}{2\, b_o} \right] \gamma^{0,5}\, k_n \left[ \frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$ |
| Nudos en K y N con solape* | Anchura efectiva $25\% \leq \lambda_{ov} \leq 50\%$ |
|   | $N_{i,Rd} = f_{yi}\, t_i \left[ \frac{\lambda_{ov}}{50} (2\, h_i - 4\, t_i) + b_{eff} + b_{e,ov} \right] \left[ \frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$ |
| | Anchura efectiva $50\% \leq \lambda_{ov} \leq 80\%$ |
| | $N_{i,Rd} = f_{yi}\, t_i\, (2\, h_i - 4\, t_i + b_{eff} + b_{e,ov}) \left[ \frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$ |
| | Anchura efectiva $\lambda_{ov} \geq 80\%$ |
| | $N_{i,Rd} = f_{yi}\, t_i\, (2\, h_i - 4\, t_i + b_i + b_{e,ov}) \left[ \frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$ |
| Riostras de sección circular | Multiplicar las resistencias antecitadas por $\pi/4$ y sustituir $b_1$ y $h_1$ por $d_1$ y sustituir $b_2$ y $h_2$ por $d_2$ |
| **Funciones** | |
| $k_n = 1{,}0$ para $n \leq 0$ (tracción) | $k_n = 1{,}3 - (0{,}4\, n/\beta)$ para $n \leq 0$ (compresión) pero $k_n \leq 1{,}0$ |
| $b_{eff} = \frac{10}{b_o / t_o} \frac{f_{yo}\, t_o}{f_{yi}\, t_i} b_i$ pero $b_{eff} \leq b_i$ | $b_{e,ov} = \frac{10}{b_1 / t_1} \frac{f_{yi}\, t_i}{f_{y1}\, t_1} b_i$ pero $b_{e,ov} \leq b_i$ |
| Sólo hay que comprobar la barra solapante. La eficacia de la barra solapada (es decir, la resistencia de cálculo del nudo dividida por la resistencia plástica de la barra) no debe considerarse superior a la de la barra solapante | |

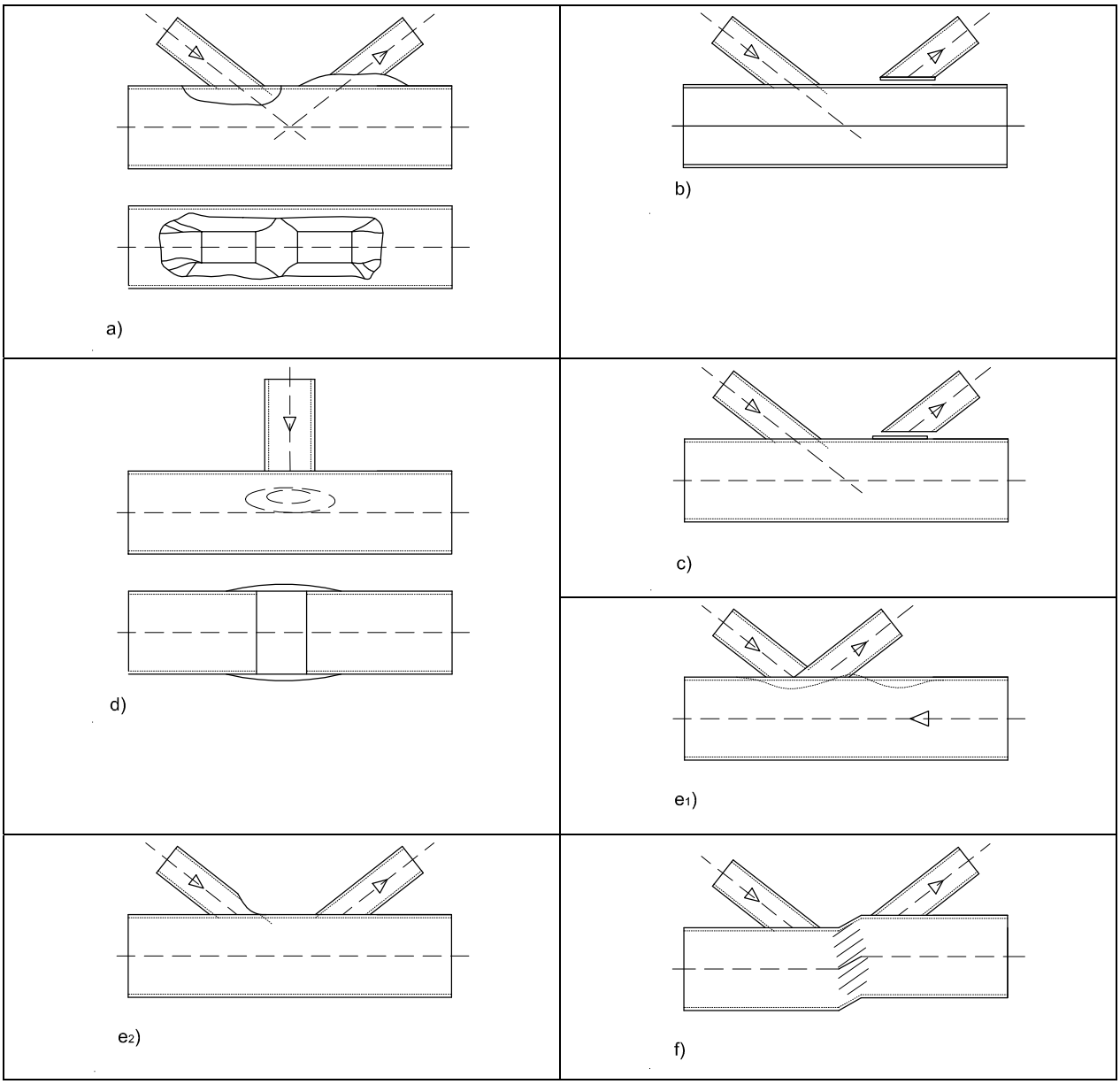



**Figura 8.24 Modos de ruina. Secciones rectangulares**

### 8.9.5 Nudos soldados entre barras de alma de sección hueca y cordón de sección en I o en H

1 En los nudos de tipo separación, las resistencias de cálculo de los cordones teniendo en cuenta el esfuerzo cortante transmitido entre las barras de arriostramiento a los cordones deben determinarse despreciando los momentos secundarios asociados, de la forma siguiente:

Si $V_{sd}/V_{pl,Rd} \leq 0{,}5$: $N_{o,Rd} = f_{yo}\, A_o / \gamma_{Mo}$ (8.64)

Si $V_{sd}/V_{pl,Rd} > 0{,}5$ pero $V_{sd}/V_{pl,Rd} \geq 1{,}0$: $N_{o,Rd} = f_{yo}\left[A_o - A_v\left(V_{sd}/V_{pl,Rd} - 1\right)^2\right] / \gamma_{Mo}$ (8.65)

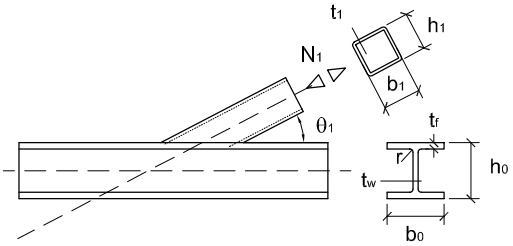
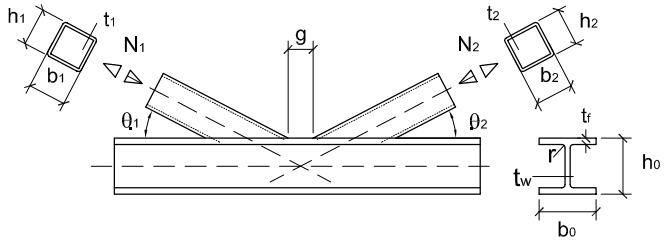
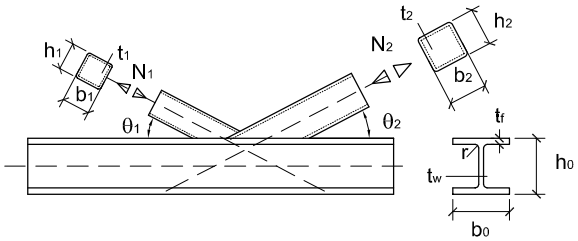
2 Siempre que la geometría de los nudos quede dentro del campo de validez dado en la tabla 8.6 las resistencias de cálculo de los nudos deben determinarse aplicando las fórmulas dadas en la tabla 8.7.

3 Para los nudos que queden fuera del campo de validez dado en la tabla 8.6, habrá que realizar un análisis más detallado. Este análisis debe tener en cuenta, también, los momentos secundarios en los nudos causados por su rigidez a la flexión.

**Tabla 8.6 Campo de validez para los nudos soldados entre barras de alma de sección hueca y cordones de sección en I o en H**

<table>
<tr><th rowspan="3">Tipo de nudo</th><th colspan="6">Parámetros de nudo (i =1 ó 2, j = riostra solapada)</th></tr>
<tr><th rowspan="2">$\frac{h_i}{b_i}$</th><th rowspan="2">$\frac{b_j}{b_i}$</th><th rowspan="2">$\frac{d_w}{t_w}$</th><th rowspan="2">$\frac{b_o}{t_o}$</th><th colspan="2">$\frac{b_1}{t_1}, \frac{h_1}{t_1}, \frac{d_1}{t_1}$</th></tr>
<tr><th>Compresión</th><th>Tracción</th></tr>
<tr><td>Nudo en X</td><td>$0{,}5 \le \frac{h_i}{b_i} \le 2{,}0$</td><td></td><td>$\frac{d_w}{t_w} \le 1{,}2\sqrt{\frac{E}{f_{yo}}}$<br>y<br>$d_w \le 400$ mm</td><td rowspan="5">$\frac{b_o}{t_o} \le 0{,}75\sqrt{\frac{E}{f_{yo}}}$</td><td rowspan="5">$\frac{h_1}{t_1} \le 1{,}1\sqrt{\frac{E}{f_{y1}}}$<br>$\frac{b_1}{t_1} \le 1{,}1\sqrt{\frac{E}{f_{y1}}}$<br>$\frac{d_1}{t_1} \le 1{,}1\sqrt{\frac{E}{f_{y1}}}$</td><td rowspan="5">$\frac{h_1}{t_1} \le 35$<br>$\frac{b_1}{t_1} \le 35$<br>$\frac{d_1}{t_1} \le 35$</td></tr>
<tr><td>Nudo en T<br>Nudo en Y</td><td rowspan="3">$\frac{h_i}{b_i} = 1{,}0$</td><td rowspan="3"></td><td rowspan="3">$\frac{d_w}{t_w} \le 15\sqrt{\frac{E}{f_{yo}}}$<br>y<br>$d_w \le 400$ mm</td></tr>
<tr><td>Nudo en K con separación<br>Nudo en N con separación</td></tr>
<tr><td>Nudo en K con solape<br>Nudo en N con solape</td><td>$0{,}5 \le \frac{h_i}{b_i} \le 2{,}0$</td><td>$\frac{b_j}{b_i} \ge 0{,}75$</td></tr>
</table>

**Tabla 8.7 Resistencias de cálculo de nudos soldados entre barras de alma de sección hueca y cordones de sección en I o en H**

| Tipo de nudo | Resistencia de cálculo i = 1 ó 2, j = riostra solapada | |
|---|---|---|
| Nudos en X, Y y T | Plastificación del alma del cordón | |
|  | $N_{1,Rd} = \frac{f_{yo}\, t_w\, b_w}{\text{sen}(\theta_1)} \left[\frac{1,1}{\gamma_{Mj}}\right]$ | |
| | Anchura efectiva | |
| | $N_{1,Rd} = 2\, f_{y1}\, t_1\, b_{eff} \left[\frac{1,1}{\gamma_{Mj}}\right]$ | |
| Nudos en K y N con separación | Estabilidad del alma del cordón | No es necesaria la comprobación de anchura efectiva si: $g/t_1 \geq 20 - 28\,\beta$ $\beta \leq 1,0 - 0,03\,\gamma$ y $0,75 \leq d_1/d_2 \leq 1,33$ para perfil hueco circular $0,75 \leq b_1/b_2 \leq 1,33$ para perfil hueco rectangular |
|  | $N_{i,Rd} = \frac{f_{yo}\, t_w\, b_w}{\text{sen}(\theta_1)} \left[\frac{1,1}{\gamma_{Mj}}\right]$ | |
| | Anchura efectiva | |
| | $N_{1,Rd} = 2\, f_{y1}\, t_i\, b_{eff} \left[\frac{1,1}{\gamma_{Mj}}\right]$ | |
| | Cizallamiento del cordón | |
| | $N_{1,Rd} = \frac{f_{yo}\, A_v}{\sqrt{3}\, \text{sen}(\theta_1)} \left[\frac{1,1}{\gamma_{Mj}}\right]$ | |
| Nudos en K y N con solape (1) | Anchura efectiva $25\% \leq \lambda_{ov} \leq 50\%$ | |
|  | $N_{i,Rd} = f_{yi}\, t_i \left[\frac{\lambda_{ov}}{50}(2\,h_i - 4\,t_i) + b_{eff} + b_{e,ov}\right] \left[\frac{1,1}{\gamma_{Mj}}\right]$ | |
| | Anchura efectiva $50\% \leq \lambda_{ov} \leq 80\%$ | |
| | $N_{i,Rd} = f_{yi}\, t_i\, (2\,h_i - 4\,t_i + b_{eff} + b_{e,ov}) \left[\frac{1,1}{\gamma_{Mj}}\right]$ | |
| $N_{i,Rd} = f_{yi}\, t_i \left[\frac{\lambda_{ov}}{50}(2\,h_i - 4\,t_i) + b_{eff} + b_{e,ov}\right] \left[\frac{1,1}{\gamma_{Mj}}\right]$ | Anchura efectiva $\lambda_{ov} \geq 80\%$ | |
| | $N_{i,Rd} = f_{yi}\, t_i\, (2\,h_i - 4\,t_i + b_i + b_{e,ov}) \left[\frac{1,1}{\gamma_{Mj}}\right]$ | |
| **Funciones** | | |
| Sección hueca rectangular<br>$b_w = \frac{h_i}{\text{sen}(\theta_1)} + 5\,(t_f + r)$ $b_w \leq 2\,t_1 + 10\,(t_f + r)$<br>Sección hueca circular<br>$b_w = \frac{d_i}{\text{sen}(\theta_1)} + 8\,(t_f + r)$ $b_w \leq 2\,t_1 + 10\,(t_f + r)$ | $A_v = A_o + (2-\sigma)\, b_o\, t_f + (t_w + 2r)\, t_f$<br>Sección hueca rectangular<br>$\alpha = \left[\frac{1}{1 + \frac{4\,g}{3\,t_f}}\right]^{0.5}$<br>Sección hueca circular<br>$\alpha = 0$ | |
| $b_{eff} = t_w + 2\,r + 7\,\frac{f_{yo}}{f_{yi}}\,t_i$ pero $b_{eff} \leq b_i$ | $b_{e,ov} = \frac{10}{b_1/t_1}\,\frac{f_{yi}\,t_i}{f_{y1}\,t_1}\,b_i$ pero $b_{e,ov} \leq b_i$ | |

(1) Sólo debe comprobarse la barra solapante. La eficacia de la barra solapada (es decir la resistencia de cálculo del nudo dividida por la resistencia plástica de la barra) no debe considerarse superior a la de la solapante.

### 8.9.6 Símbolos utilizados en las tablas

$A_i$ es el área de la sección transversal de la barra i.

$A_v$ e el área de esfuerzo cortante de la sección del cordón.

$N_i$ es el esfuerzo axil en la barra i.

$N_{i,\,Rd}$ es la resistencia de cálculo del nudo para un esfuerzo axial en la barra i.

a es el espesor de garganta de una soldadura de ángulo.

$b_i$ es la anchura exterior de la sección hueca cuadrada o rectangular de la barra i (i = 0, 1 ó 2).

b es la anchura efectiva del enlace o conexión de una barra de alma con un cordón.

$b_{e.ov}$ es la anchura efectiva del enlace o unión de la barra de alma solapante con la solapada.

$b_w$ es la anchura efectiva del alma del cordón.

$d_i$ es el diámetro de la sección hueca circular de la barra i (i = 0, 1 ó 2).

$d_w$ es la altura del alma de un cordón de sección en I o en H.

e es la excentricidad de un nudo.

$f_{yi}$ es el valor de cálculo del límite elástico de la barra i (i = 0, 1 ó 2).

g es la separación entre las barras de alma de un nudo en K o N.

$h_i$ es la altura exterior de una sección de una barra i ( i = 0, 1 ó 2).

i es un subíndice utilizado para designar una barra de un nudo, i = 0 denota un cordón e i = 1 y 2 designa a las barras de alma. En los nudos con dos barras de alma, i = 1 designa normalmente a la riostra comprimida e i = 2 a la riostra traccionada.

i, j son subíndices utilizados para designar a las barras solapante y solapada.

Kg, $k_p$ son coeficientes definidos en la tabla 8.3.

$k_n$ es un coeficiente definido en la tabla 8.5.

n $= \sigma_o/f_{yo}$

$n_p$ $= \sigma_p/f_{yo}$

$r_o$ es el radio del acuerdo de un cordón de sección en I o en H

$t_i$ es el espesor de pared de la barra i ( i = 0, 1 ó 2).

$t_f$ es el espesor del ala de una sección en I o en H.

$t_w$ es el espesor del alma de una sección en I o en H.

$\alpha$ es el factor que da la contribución del ala del cordón frente a la resistencia al esfuerzo cortante.

$\beta$ es la relación entre el diámetro medio (o la anchura media) de la barra de alma y del cordón.

$$\left[\frac{d_1}{d_o}, \frac{d_1+d_2}{2\,d_o}, \frac{b_1}{b_o} \text{ o } \frac{b_1+b_2}{2\,b_o}\right]$$

$\gamma$ es la relación entre el radio (o la mitad de la anchura) del cordón y el espesor de pared de éste.

$$\left[\frac{d_0}{2\,t_o} \text{ o } \frac{b_0}{2\,t_o}\right]$$

$\theta_i$ es el ángulo incluido entre el cordón y una barra de alma i (i = 1 ó 2).

$\sigma_o$ es la tensión máxima de compresión en el cordón debida al esfuerzo axial y al momento flector.

$\sigma_p$ es el valor de $\sigma_o$ después de deducir la tensión debida a las componentes horizontales de los esfuerzos en las barras del nudo.

Los nudos K, N, T, X y KT son descripciones abreviadas para los tipos de uniones o nudos representados en la figura 8.25.

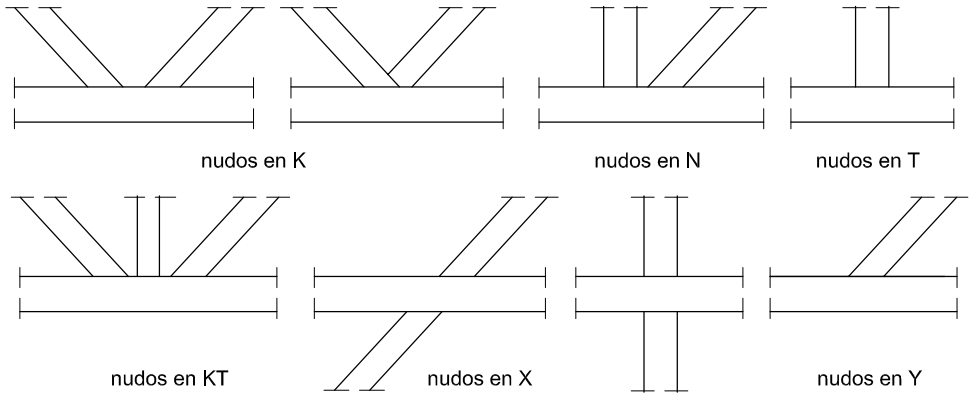



**Figura 8.25 Tipos de nudos**

# 9 Fatiga

## 9.1 Generalidades

1 Se denomina daño de fatiga en un elemento estructural al debido a la iniciación y/o propagación de fisuras provocadas por la fluctuación repetida de tensiones.

2 En el anejo C se incluye un método (método de las curvas S-N) para la comprobación a fatiga, basado en ensayos de fatiga sobre probetas a gran escala que incluyen los efectos geométricos y de imperfecciones estructurales debidas a la fabricación y montaje de la estructura (por ejemplo, las tensiones residuales de soldadura en los cordones realizados conforme a la buena práctica).

3 El método es aplicable a todos los tipos de acero estructural, acero inoxidable y aceros con resistencia mejorada a la corrosión, a menos que se indique lo contrario en la clasificación correspondiente.

4 No se consideran las estructuras situadas en ambientes agresivos como, por ejemplo, el marino. Tampoco se consideran las sometidas a temperaturas superiores a los 150ºC.

5 No es necesaria la comprobación a fatiga en las estructuras de edificios salvo en los elementos o conjuntos estructurales que se relacionan:

a) los que soportan grúas, aparatos de elevación y/o transporte, caminos de rodadura, vigas carrileras, etc;

b) los que soportan máquinas que induzcan vibraciones (prensas, máquinas alternativas, etc.);

c) elementos esbeltos sometidos a vibraciones inducidas por el viento.

# 10 Ejecución

## 10.1 Materiales

1 El presente capítulo se refiere a los elementos y estructuras fabricados con los materiales relacionados en el presente DB y, en particular:

a) los aceros en chapas y perfiles serán de calidad S 235 a S 450, ambos inclusive. Si el material va a sufrir durante la fabricación algún proceso capaz de modificar su estructura metalográfica (deformación con llama, tratamiento térmico específico, etc.) el pliego de condiciones debe definir los requisitos adicionales pertinentes;

b) las características mecánicas de los tornillos, tuercas y arandelas serán las correspondientes a los tipos 4,6 a 10,9;

c) el material de aportación para soldadura debe ser apropiado para los materiales a soldar y debe cumplir con las condiciones que establezca el procedimiento de soldeo. El valor máximo de carbono equivalente, debe calcularse a partir del análisis de o mediante la declaración del fabricante si éste tiene un sistema de control de la producción certificado;

d) en aceros de resistencia mejorada a la corrosión atmosférica es importante que la resistencia a la corrosión del material de aportación sea equivalente a la del material base. Cuando se suelden este tipo de aceros, el valor del carbono equivalente no debe exceder de 0,54 %;

e) el metal de relleno o de la chapa dorsal, debe ser un acero con valor máximo de carbono equivalente no superior al 0,43% o ser del mismo material que el más soldable de los materiales de base a unir.

19 No deben cambiarse, sin autorización de la dirección facultativa, las calidades de material especificadas en proyecto, aunque tal cambio implique aumento de características mecánicas.

### 10.1.1 Identificación de los materiales

1 Las características de los materiales suministrados deben estar documentadas de forma que puedan compararse con los requisitos del pliego de condiciones. Además, los materiales deben poderse identificar en todas las etapas de fabricación, de forma única y por un sistema apropiado.

2 La identificación puede basarse en registros documentados para lotes de producto asignados a un proceso común de producción, pero cada componente debe tener una marca duradera, distinguible, que no le produzca daño y resulte visible tras el montaje.

3 En general y salvo que lo prohíba el pliego de condiciones, están permitidos los números estampados y las marcas punzonadas para el marcado, pero no las entalladuras cinceladas. En todo caso el pliego de condiciones debe indicar todas las zonas en que no se permita el uso de estampadoras, troqueles o punzones para realizar marcas.

### 10.1.2 Características Especiales

1 El pliego de condiciones debe especificar:

a) toda restricción especial sobre discontinuidades o reparación de defectos de superficie;

b) todos los ensayos para identificar imperfecciones o defectos internos, laminaciones o fisuras en zonas a soldar de los materiales;

c) todo requisito para material con resistencia mejorada a la deformación en la dirección perpendicular a la superficie.

### 10.1.3 Manipulación y almacenamiento

1 El material debe almacenarse siguiendo las instrucciones de su fabricante y no usarse si ha superado la vida útil en almacén especificada. Si por la forma o el tiempo de almacenaje pudieran

haber sufrido un deterioro importante, antes de su utilización deben comprobarse que siguen cumpliendo con la norma de producto correspondiente.

2 Los componentes estructurales deben manipularse y almacenarse de forma segura, evitando que se produzcan deformaciones permanentes y de manera que los daños superficiales sean mínimos. Cada componente debe protegerse de posibles daños en los puntos en donde se sujete para su manipulación. Los componentes estructurales se almacenarán apilados sobre el terreno pero sin contacto con él, evitando cualquier acumulación de agua.

## 10.2 Operaciones de fabricación

### 10.2.1 Corte

1 Se debe realizar por medio de sierra, cizalla, corte térmico (oxicorte) automático y, solamente si éste no es practicable, oxicorte manual.

2 Se aceptarán cortes obtenidos directamente por oxicorte siempre que no tengan irregularidades significativas y se hayan eliminado los restos de escoria.

3 El pliego de condiciones especificará las zonas que no es admisible material endurecido tras procesos de corte.

### 10.2.2 Conformado

1 El acero se puede doblar, prensar o forjar hasta que adopte la forma requerida, utilizando procesos de conformado en caliente o en frío, siempre que las características del material no queden por debajo de los valores especificados.

2 Para el conformado en caliente se seguirán las recomendaciones del productor siderúrgico. El conformado se realizará con el material en estado rojo cereza, manejando de forma adecuada la temperatura, el tiempo y la velocidad de enfriamiento. No se permitirá el doblado o conformado en el intervalo de calor azul (250ºC a 380ºC), ni para aceros termomecánicos o templados y autorevenidos, salvo que se realicen ensayos que demuestren que, tras el proceso, siguen cumpliendo los requisitos especificados en el pliego de condiciones.

3 Se puede emplear la conformación mediante la aplicación controlada de calor siguiendo los criterios del párrafo anterior.

4 Se permite el conformado en frío, pero no la utilización de martillazos.

5 Los radios de acuerdo mínimos para el conformado en frío son:

| Espesor de la chapa (mm) | Radio (interior) del acuerdo |
|---|---|
| $t \leq 4$ | t |
| $4 < t \leq 8$ | 1,5 t |
| $8 < t \leq 12$ | 2 t |
| $12 < t \leq 24$ | 3t |

### 10.2.3 Perforación

1 Los agujeros deben realizarse por taladrado u otro proceso que proporcione un acabado equivalente.

2 El punzonado se admite para materiales de hasta 25 mm de espesor, siempre que el espesor nominal del material no sea mayor que el diámetro nominal del agujero (o dimensión mínima si el agujero no es circular). Se pueden realizar agujeros mediante punzonado sin escariado excepto en las zonas en que el pliego de condiciones especifique que deban estar libres de material endurecido. Una posibilidad es punzonar hasta un tamaño 2 mm inferior al diámetro definitivo y taladrar hasta el diámetro nominal.

3 Los agujeros alargados se realizarán mediante una sola operación de punzonado o mediante taladrado o punzonado de dos agujeros y posterior oxicorte.

4 Las rebabas se deben eliminar antes del ensamblaje, no siendo necesario separar las diferentes partes cuando los agujeros están taladrados en una sola operación a través de dichas partes unidas firmemente entre sí.

5 El avellanado se realizará tras el taladro o punzonado del agujero normal.

### 10.2.4 Ángulos entrantes y entallas

1 Estos puntos deben tener un acabado redondeado, con un radio mínimo de 5 mm.

2 Cuando este acabado se realice mediante punzonado en chapas de más de 16 mm de espesor, los materiales deformados se deben eliminar mediante amolado.

### 10.2.5 Superficies para apoyo de contacto

1 Los requisitos de planeidad y grado de acabado en apoyos por contacto deben especificarse en el pliego de condiciones.

2 Las superficies deben estar acabadas formando ángulos rectos, cumpliendo las tolerancias geométricas especificadas en el presente DB. En el caso de que se compruebe la planeidad antes del armado de una superficie simple contrastándola con un borde recto, el espacio entre superficie y borde no superará los 0,5 mm.

3 Se deben tener en cuenta durante la fabricación los requisitos para el ajuste después de la alineación y el atornillado que muestra la figura 10.1.

4 Si la separación supera los límites indicados podrán utilizarse cuñas y forros para reducirla y que cumpla con los límites especificados. Las cuñas pueden ser pletinas de acero inoxidable, no debiéndose utilizar más de tres en cualquier punto y pudiéndose fijar en su posición mediante soldaduras en ángulo o a tope con penetración parcial

5 Si hay rigidizadores con objeto de transmitir esfuerzos en apoyos de contacto total, la separación entre superficies de apoyo no será superior a 1 mm y menor que 0,5 mm sobre, al menos, las dos terceras partes del área nominal de contacto.

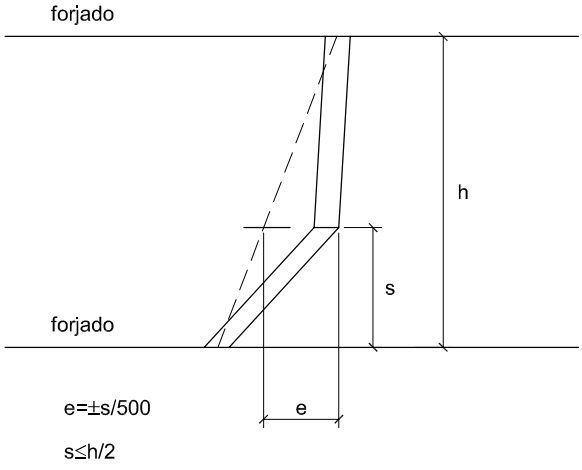



**Figura 10.1 Localización de un empalme en relación a la recta que pasa por los puntos de unión a forjados**

### 10.2.6 Empalmes

1 No se permitirán más empalmes que los establecidos en el proyecto u autorizados por el director de la obra. Dichos empalmes se realizarán conforme al procedimiento establecido.

## 10.3 Soldeo

### 10.3.1 Plan de soldeo

1 Se debe proporcionar al personal encargado un plan de soldeo, que como mínimo, incluirá todos los detalles de la unión, las dimensiones y el tipo de soldadura, la secuencia de soldeo, las especificaciones sobre el proceso y las medidas necesarias para evitar el desgarro laminar.

### 10.3.2 Cualificación

#### 10.3.2.1 Cualificación del Procedimiento de soldeo

1 Si en el pliego de condiciones se requiere la realización de ensayos del Procedimiento de soldeo, se debe realizar antes del comienzo de la producción. Si no se utiliza un proceso de soldeo cualificado por ensayo durante más de tres años, se debe inspeccionar una probeta de una prueba de producción para que sea aceptado.

2 Se deben realizar ensayos para procesos totalmente automáticos, soldeo de chapas con imprimación en taller ó con penetración profunda. En el último caso señalado, así como si se emplea el soldeo con doble pasada por ambos lados sin toma de raíz, debe ensayarse una probeta cada seis meses.

#### 10.3.2.2 Cualificación de soldadores

1 Los soldadores deben estar certificados por un organismo acreditado y cualificarse de acuerdo con la norma EN 287-1, y si realizan tareas de coordinación del soldeo, tener experiencia previa en el tipo de operación que supervisa.

2 Cada tipo de soldadura requiere la cualificación específica del soldador que la realiza.

### 10.3.3 Preparación para el soldeo

1 Las superficies y bordes deben ser los apropiados para el proceso de soldeo que se utilice y estar exentos de fisuras, entalladuras, materiales que afecten al proceso ó calidad de las soldaduras y humedad.

2 Los componentes a soldar deben estar correctamente colocados y fijos mediante dispositivos adecuados ó soldaduras de punteo, pero no mediante soldaduras adicionales, y deben ser accesibles para el soldador. Se comprobará que las dimensiones finales están dentro de tolerancias, estableciéndose los márgenes adecuados para la distorsión ó contracción.

3 Los dispositivos provisionales para el montaje, deben ser fáciles de retirar sin dañar la pieza. Las soldaduras que se utilicen deben ejecutarse siguiendo las especificaciones generales y, si se cortan al final del proceso, la superficie del metal base debe alisarse por amolado. Se eliminarán todas las soldaduras de punteo no incorporadas a las soldaduras finales.

4 Se debe considerar la utilización de precalentamiento cuando el tipo de material del acero y/o la velocidad de enfriamiento puedan producir un endurecimiento de la zona térmicamente afectada por el calor. Cuando se utilice, se extenderá 75 mm en cada componente del metal base.

### 10.3.4 Tipos de soldadura

1 A continuación se indican requisitos para la ejecución de los tipos de soldadura más habituales, debiendo figurar en el pliego de condiciones los correspondientes a cualquier otro tipo de soldadura y siempre tener nivel de calidad análogo al de este DB.

#### 10.3.4.1 Soldaduras por puntos

1 Una soldadura de punteo debe tener una longitud mínima de cuatro veces el espesor de la parte más gruesa de la unión ó 50 mm.

2 El proceso de soldeo debe incluir las condiciones de deposición de soldaduras de punteo, cuando éste sea mecánico ó totalmente automatizado. Estas soldaduras deben estar exentas de defectos de deposición y, si están fisuradas, deben rectificarse y limpiarse a fondo antes del soldeo final.

#### 10.3.4.2 Soldadura en ángulo

1 Debe existir un contacto lo más estrecho posible entre las partes a que se van a unir mediante una soldadura en ángulo.

2 La soldadura depositada no será menor que las dimensiones especificadas para el espesor de garganta y/o la longitud del lado del cordón.

#### 10.3.4.3Soldadura a tope

1 Debe garantizarse que las soldaduras son sanas, con el espesor total de garganta y con final adecuado en los extremos. Se debe especificar en el pliego de condiciones si se deben utilizar chapas de derrame para garantizar las dimensiones del cordón.

2 Se pueden realizar soldaduras con penetración completa soldadas por un sólo lado utilizando ó no chapa dorsal. La utilización de esta última debe estar autorizada en el pliego de condiciones y ha de ser estrechamente fijada al metal base.

3 La toma de raíz en el dorso del cordón tendrá forma de "v" simple, podrá realizarse por arco-aire, o por medios mecánicos, hasta una profundidad que permita garantizar la penetración completa en el metal de la soldadura previamente depositado.

#### 10.3.4.4 Soldadura en tapón y ojal

1 Las dimensiones de los agujeros para estas soldaduras deben especificarse en el pliego de condiciones y ser suficientes para que se tenga un acceso adecuado al soldeo. Si se requiere que se rellenen con metal de soldadura, se comprobará previamente que es satisfactoria la soldadura en ángulo.

## 10.4 Uniones atornilladas

### 10.4.1 Utilización de tornillos

1 El diámetro nominal mínimo de los tornillos debe ser 12 mm, salvo que se especifique otra cosa en el pliego de condiciones.

2 La rosca puede estar incluida en el plano de corte excepto en el caso de que se utilice el tornillo como calibrado.

3 La espiga del tornillo debe salir de la rosca de la tuerca después del apriete y entre la superficie de apoyo de la tuerca y la parte no roscada de la espiga, además de la salida de rosca, debe haber:

a) cuatro filetes de rosca completos para tornillos pretensados;

b) un filete de rosca completo para tornillos sin pretensar.

4 No deben soldarse los tornillos, salvo que lo indique el pliego de condiciones.

5 Cuando los tornillos se dispongan en posición vertical, la tuerca se situará por debajo de la cabeza del tornillo.

### 10.4.2 Utilización de tuercas

1 Debe comprobarse antes de la instalación, que las tuercas pueden desplazarse libremente sobre el tornillo correspondiente.

2 Para asegurar las tuercas no serán precisas medidas adicionales al apriete normal, ni se deben soldar, salvo que así lo indique el pliego de condiciones.

### 10.4.3 Utilización de arandelas

1 En agujeros redondos normales y con tornillos sin pretensar, normalmente no es necesario utilizar arandelas, aunque su empleo puede reducir daños en los recubrimientos. El diámetro de las arandelas que se deben usar con agujeros sobredimensionados o de dimensiones especiales, así como los requisitos para el empleo de arandelas en cuña ó arandelas que indican la presión, debe indicarse en el pliego de condiciones.

2 Si se utilizan arandelas bajo la cabeza de los tornillos, éstas deben ser achaflanadas y situarse con el chaflán hacia la cabeza del tornillo.

3 Para tornillos pretensados, se utilizarán arandelas planas endurecidas de la forma siguiente:

a) para tornillos 10,9, debajo de la cabeza del tornillo y de la tuerca;

b) para tornillos 8,8, debajo del elemento que se gira (la cabeza del tornillo ó la tuerca).

### 10.4.4 Apriete de los tornillos sin pretensar

1 Cada conjunto de tornillo, tuerca y arandela(s) debe alcanzar la condición de "apretado a tope" sin sobrepretensar los tornillos. Esta condición es la que conseguiría un hombre con una llave normal, sin brazo de prolongación.

2 Para los grupos grandes de tornillos el apriete debe realizarse desde los tornillos centrales hacia el exterior e incluso realizar algún ciclo de apriete adicional.

### 10.4.5 Apriete de los tornillos pretensados

1 Los tornillos de un grupo, antes de iniciar el pretensado, deben estar apretados como si fueran tornillos sin pretensar.

2 Con objeto de alcanzar un pretensado uniforme, el apriete se realizará progresivamente desde los tornillos centrales de un grupo hasta los bordes y posteriormente realizar ciclos adicionales de apriete. Pueden utilizarse lubricantes entre las tuercas y tornillos o entre las arandelas y el componente que gira, siempre que no se alcance la superficie de contacto, esté contemplado como posibilidad por el procedimiento y lo admita el pliego de condiciones.

3 Si un conjunto tornillo, tuerca y arandela (s) se ha apretado hasta el pretensado mínimo y luego aflojado, debe ser retirado y descartar su utilización, salvo que lo admita el pliego de condiciones.

4 El apriete se realizará siguiendo uno de los procedimientos que se indican a continuación, el cual, debe estar calibrado mediante ensayos de procedimiento adecuados.

a) Método de control del par torsor

Se utiliza una llave dinamométrica ajustada al par mínimo requerido para alcanzar el pretensado mínimo anteriormente especificado.

b) Método del giro de tuerca

Se marca la posición de "apretado a tope " y luego se da el giro de la tuerca indicado en la tabla 10.1

c) Método del indicador directo de tensión.

Las separaciones medidas en las arandelas indicadoras de tensión pueden promediarse para establecer la aceptabilidad del conjunto tornillo, tuerca y arandelas.

**Tabla 10.1 Valores indicativos del giro en el método de giro de tuerca**

| Espesor nominal total de la unión e | Ángulo de giro a aplicar (grados) |
|---|---|
| $e < 2d$ | 120 |
| $2d \leq e < 4d$ | 150 |
| $4d \leq e < 6d$ | 180 |
| $6d \leq e < 8d$ | 210 |

| | |
|---|---|
| $8d \leq e \leq 10d$ | 240 |
| $e > 10\ d$ | - |

Tabla sólo válida para superficies a unir perpendiculares al eje del tornillo y para tornillos tipo 8,8

d) Método combinado

Se realiza un apriete inicial por el método a), con una llave ajustada a un par torsor con el que alcance el 75% del pretensado mínimo definido en este apartado, a continuación se marca la posición de la tuerca (como en el método b) y, por último, se da el giro de tuerca indicado en la tabla 10.2.

**Tabla 10.2 Valores indicativos del giro adicional en el método combinado**

| Espesor nominal total de la unión e | Ángulo de giro a aplicar (grados) |
|---|---|
| $e < 2d$ | 60 |
| $2d \leq e < 6d$ | 90 |
| $6d \leq e \leq 10\ d$ | 120 |
| $e > 10\ d$ | - |

Tabla sólo válida para superficies a unir perpendiculares al eje del tornillo y para tornillos tipo 8,8

### 10.4.6 Superficies de contacto en uniones resistentes al deslizamiento

1 Se puede preparar una superficie de contacto para producir la clase de superficie especificada en el pliego de condiciones, pudiéndose utilizar tratamientos o recubrimientos garantizados por ensayos que se especifiquen en el citado Pliego.

## 10.5 Otros tipos de tornillos

1 Tornillos avellanados.

Se puede emplear este tipo de tornillos en uniones tanto pretensados como sin pretensar. El pliego de condiciones incluirá la definición del avellanado y tolerancias de forma que el tornillo quede nominalmente enrasado con la superficie de la chapa exterior.

2 Tornillos calibrados y pernos de articulación.

Se pueden utilizar en uniones tanto pretensadas como sin pretensar.

Las espigas de estos elementos deben ser de clase de tolerancia h 13 y los agujeros de la clase H 11 según ISO 286-2.

La rosca de un tornillo o perno calibrado no debe estar incluida en el plano de cortante.

Los agujeros para ser escariados posteriormente en obra, se harán inicialmente, al menos, 3 mm más pequeños.

3 Tornillos hexagonales de inyección.

Las características de este tipo de tornillos se definirán en el pliego de condiciones.

## 10.6 Tratamientos de protección

1 Los requisitos para los tratamientos de protección deben incluirse en el pliego de condiciones.

### 10.6.1 Preparación de las superficies

1 Las superficies se prepararán adecuadamente. Pueden tomarse como referencia las normas ISO 8504-1 e ISO 8504-2 para limpieza por chorro abrasivo, e ISO 8504-3 para limpieza por herramientas mecánicas y manuales.

2 Se realizarán ensayos de procedimiento de los procesos por chorreado a lo largo de la producción, con objeto de asegurar su adecuación para el proceso de recubrimiento posterior.

3 Se repararán, de acuerdo con esta norma, todos los defectos de superficie detectados en el proceso de preparación.

4 Las superficies que esté previsto que vayan a estar en contacto con el hormigón, no deben en general pintarse, sino simplemente limpiarse.

5 El sistema de tratamiento en zonas que lindan una superficie que estará en contacto con el hormigón, debe extenderse al menos 30 mm de dicha zona.

6 Se debe extremar el cuidado y acuerdo con lo especificado en el pliego de condiciones en el caso de superficies de rozamiento, siguiendo lo indicado en el punto de ejecución y montaje en taller. En cualquier caso estas superficies deben protegerse tras su preparación hasta su armado con cubiertas impermeables.

7 No se utilizarán materiales que perjudiquen la calidad de una soldadura a menos de 150 mm de la zona a soldar y tras realizar la soldadura, no se debe pintar sin antes haber eliminado las escorias.

### 10.6.2 Métodos de recubrimiento

1 Galvanización:

a) se realizará de acuerdo con ISO 1459, ISO 1460 o ISO 1461, según proceda;

b) en su caso, las soldaduras deben estar selladas antes de usar un decapado previo a la galvanización;

c) si hay espacios cerrados en el elemento fabricado se dispondrán agujeros de venteo o purga donde indique el pliego de condiciones;

d) las superficies galvanizadas deben limpiarse y tratarse con pintura de imprimación anticorrosiva con diluyente ácido o chorreado barredor antes de ser pintadas.

2 Pintura:

a) inmediatamente antes de comenzar a pintar se comprobará que las superficies cumplen los requisitos del fabricante;

b) se pintará siguiendo las instrucciones del fabricante y si se da más de una capa, se usará en cada una de ellas una sombra de color diferente;

c) se protegerá las superficies pintadas de la acumulación de agua durante cierto período, de acuerdo con los datos del fabricante de pintura.

### 10.6.3 Tratamiento de los elementos de fijación.

1 Para el tratamiento de estos elementos se debe considerar su material y el de los elementos a unir junto con el tratamiento que éstos lleven previamente, el método de apretado, la clasificación contra la corrosión y cualquier otra circunstancia indicada en el pliego de condiciones.

## 10.7 Ejecución de soldeo y montaje en taller (Tratamiento de protección)

1 Los componentes deben estar ensamblados de forma que no resulten dañados o deformados mas allá de las tolerancias especificadas.

2 Todas las uniones para piezas provisionales para propósitos de fabricación debe estar hechas de acuerdo con esta norma y serán coherentes con el pliego de condiciones.

3 Todos los requisitos relativos a contraflechas o ajustes previos que se indique en el pliego de condiciones para ser incorporados en componentes prefabricados, debe comprobarse después de completar la fabricación.

4 Después de completar la fabricación, la fijación entre componentes que están interconectados en interfaces de conexión múltiples deben comprobarse utilizando plantillas dimensionales o mediante fijación conjunta de los componentes.

5 Debe evitarse:

a) la proyección de chispas erráticas del arco y, si se produce, debe sanearse la superficie del acero e inspeccionarse;

b) la proyección de soldadura y, si se produce, debe ser eliminada.

6 Los defectos no deben cubrirse con soldaduras posteriores y deben eliminarse de cada pasada antes de la siguiente. Lo mismo debe hacerse con cualquier escoria.

7 Las reparaciones de soldadura deben realizarse siguiendo una especificación de procedimiento de soldeo.

8 El rectificado con muela abrasiva de la superficie de las soldaduras completas debe estar especificado en el pliego de condiciones.

9 El pliego de condiciones debe contemplar los procedimientos para el tratamiento térmico de componentes soldados.

10 Se debe controlar la temperatura máxima del acero y el proceso de enfriamiento, cuando se realicen correcciones de distorsiones de soldeo mediante aplicación local de calor.

11 Durante la fabricación y el montaje deben adoptarse todas las precauciones para garantizar que se alcanza la clase especificada de superficie de rozamiento para uniones resistentes al deslizamiento.

12 En el momento del montaje en taller, las superficies de contacto deben estar libres de cualquier producto contaminante, tales como aceite, suciedad o pintura. Deben eliminarse las rebabas que imposibilitarían un asentamiento sólido de las partes a unir. El aceite debe eliminarse de la superficie del acero mediante el uso de limpiadores químicos y no mediante limpieza por soplete.

20 Si las superficies sin recubrir no se pueden armar directamente después de la preparación de las superficies de contacto, se las debe librar de todas las películas delgadas de óxido y cualquier otro material suelto, mediante cepillado con cepillo metálico. Se pondrá cuidado de no dañar ni pulir la superficie rugosa.

21 Las zonas cerradas o con difícil acceso después del armado, deben ser tratadas previamente, debiéndose especificar en el pliego de condiciones si se va a utilizar un tratamiento de protección interno o si se va a sellar por soldeo, en cuyo caso también se especificará el sellado de las zonas cerradas que se atraviesen con elementos de fijación mecánicos.

22 No se realizará ningún tratamiento superficial sobre los elementos de fijación antes de que se hayan inspeccionado.

## 10.8 Control de fabricación

1 Todas estas operaciones deben estar documentadas y si se detecta una disconformidad, si es posible, se corregirá y se volverá a ensayar y, si no es posible, se podrá compensar realizando las oportunas modificaciones de acuerdo con el pliego de condiciones.

### 10.8.1 Materiales y productos fabricados.

1 Se comprobará mediante los documentos suministrados con los materiales y productos fabricados, que éstos coinciden con los pedidos. Si no se incluye una declaración del suministrador de que los productos o materiales cumplen con el pliego de condiciones, se tratarán como productos o materiales no conformes.

### 10.8.2 Dimensiones geométricas.

1 Los métodos e instrumentos para las mediciones dimensionales se podrán seleccionar de entre los indicados en ISO 7976-1 y 2, y la precisión de las medidas se podrá establecer de acuerdo con ISO 8322.

2 Debe haber un plan de inspección y ensayos en que se fijen la localización y frecuencia de las mediciones, así como los criterios de recepción que estarán de acuerdo con las tolerancias de fabricación establecidas en este DB.

### 10.8.3 Ensayos de procedimiento.

1 Si tras el ensayo los procesos no son conformes, no deben utilizarse hasta que se hayan corregido y vuelto a ensayar.

#### 10.8.3.1 Oxicorte

1 La capacidad del proceso debe comprobarse periódicamente produciendo cuatro muestras de los ensayos de procedimiento:

a) una muestra de corte recto del material de mayor espesor cortado;

b) una muestra de corte recto del material de menor espesor cortado;

c) una muestra de esquina viva;

d) un arco curvado.

2 Sobre cada una de las dos muestras rectas, en una longitud no inferior a 200 mm se evaluará la superficie, de forma que la desviación del ángulo recto en el corte (u) en mm y la profundidad de las estrías en las caras de la chapa oxicortada (Rz) en micras, cumplan:

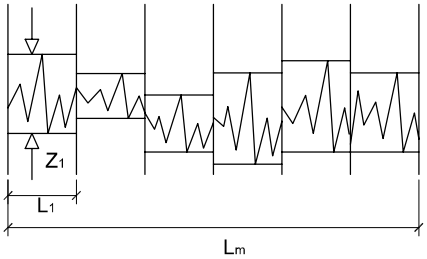
$u \leq 1 + 0{,}015\ a$

$Rz \leq 110 + 1{,}8\ a$

siendo

a espesor del material en mm.

3 El valor de Rz será el valor medio de las amplitudes (z) de cinco longitudes individuales de medición (véase figura 10.2).




$L_m$ longitud total de medida
$L_1$ longitud individual de medida
$Z_1$ profundidad individual de rugosidad

**Figura 10.2 Bordes oxicortados. Profundidad de las estrías**

#### 10.8.3.2 Procesos en que se pueden producir durezas locales.

1 La capacidad del proceso se comprobará produciendo cuatro muestras a partir de los ensayos de procedimiento, abarcando la gama de materiales utilizados en los que sea más fácil que se produzca endurecimiento local. Sobre cada muestra se harán cuatro ensayos de dureza local de acuerdo con ISO 6507 en las zonas más afectadas, no debiendo pasar de 380 HV 10 el peor valor obtenido.

#### 10.8.3.3 Proceso de perforación.

1 La capacidad del proceso se comprobará periódicamente produciendo ocho muestras a partir de los ensayos del procedimiento que abarquen toda la gama de diámetros de agujeros, espesores y tipos de materiales utilizados. Los tamaños de los agujeros deben cumplir en ambos extremos con la clase de tolerancia H11 de la ISO 286-2.

### 10.8.4 Soldeo

1 Cualquier ensayo no incluido en este apartado debe ser indicado en el pliego de condiciones.

2 La inspección final por ensayos no destructivos debe realizarse después de 16 horas de su realización (40 horas en el caso de soldaduras a tope en espesores mayores de 40 mm.), y antes de que pueda resultar inaccesible.

3 La realización de correcciones en distorsiones no conformes obliga a inspeccionar las soldaduras situadas en esa zona.

4 En el pliego de condiciones se deben incluir los criterios para la aceptación de las soldaduras, debiendo cumplir las soldaduras reparadas los mismos requisitos que las originales.

#### 10.8.4.1 Alcance de la inspección

1 En el pliego de condiciones se indicará si se realizarán o no ensayos no destructivos, los métodos a emplear y la localización de las soldaduras que se van a inspeccionar, pero se debe realizar siempre una inspección visual sobre toda la longitud de todas las soldaduras, en la que al menos se comprobará la presencia y situación de las mismas, el tamaño y posición, se inspeccionarán las superficies y formas, se detectarán defectos de superficie y salpicaduras.

2 En las zonas de unión y fuera de la unión en piezas armadas, las soldaduras transversales (en chapas de alma y ala antes del armado o en ángulo en extremos de uniones con solape), se ensayarán las cinco primeras uniones de cada tipo con análogas dimensiones, los mismos materiales y geometría de soldadura y en las que se utiliza el mismo procedimiento. Si estas cinco primeras cumplen los criterios de aceptación, se ensayará una en cinco uniones de cada tipo.

3 En soldaduras longitudinales, se ensayarán 0,5 m cada 10 m o parte, de todas las uniones (incluyendo uno en cuatro extremos de soldadura).

4 En soldadura de atado (correas, rigidizadores de pandeo, etc.) se ensayará uno en veinte puntos de fijación.

5 En el caso de que aparezcan más imperfecciones de las admitidas, se aumentará la frecuencia de los ensayos.

6 Una inspección parcial exigirá una selección de zonas a ensayar aleatoria, teniendo en cuenta el tipo de nudo, material y procedimiento de soldadura.

#### 10.8.4.2 Métodos de ensayos no destructivos.

1 Además de la inspección visual, se contemplan aquí los siguientes métodos: Inspección por partículas magnéticas, ensayo por líquidos penetrantes, ensayo por ultrasonidos y ensayos radiográficos.

2 La inspección por partículas magnéticas o si estos no son posibles, los ensayos por líquidos penetrantes, podrán usarse para cualquier espesor en uniones con penetración completa, soldaduras en ángulo y con penetración parcial.

3 Se pueden emplear ensayos por ultrasonidos para uniones a tope, en T, en cruz y en esquina, todas ellas por penetración completa, cuando el espesor en el elemento de mayor espesor es mayor de 10 mm. En las uniones a tope con penetración total pueden emplearse ensayos radiográficos en lugar de ultrasonidos si el máximo espesor es menor de 30 mm., aunque con alguna reserva con relación a la detección de defectos de raíz cuando se suelda por un solo lado con chapa de respaldo.

4 Para soldaduras en ángulo y con penetración parcial en uniones en T, en cruz y en esquina, se podrán utilizar ensayos por ultrasonidos cuando el lado más corto del cordón de soldadura no sea menor de 20 mm. En estas soldaduras se pueden utilizar ensayos por ultrasonidos para comprobar el desgarro laminar.

### 10.8.5 Uniones mecánicas

1 Todas las uniones mecánicas, pretensadas o sin pretensar tras el apriete inicial, y las superficies de rozamiento se comprobarán visualmente. Tras la comprobación de los criterios de aceptación, la unión debe rehacerse si la disconformidad proviene de que se excedan los criterios establecidos para los espesores de chapa, otras disconformidades podrán corregirse, debiendo volverse a inspeccionar tras su arreglo.

**10.8.5.1 Inspecciones adicionales en uniones con tornillos pretensados.**

1 El inspector estará presente como mínimo en la instalación del 10 % de los elementos de fijación, y presenciará la retirada y reinstalación de todos los tornillos a los que no se haya aplicado el método definido o si el ajuste del indicador final de la pretensión no está dentro de los límites especificados. Posteriormente inspeccionará el grupo total de estos tornillos.

2 Cuando se haya aplicado el método de control del par de apriete, se comprobará el 10 % de los tornillos (con un mínimo de dos), aplicando de nuevo una llave dinamométrica capaz de dar una precisión del + 5 %. Si cualquier tuerca o tornillo gira 15 º por aplicación del par de inspección, se ensayarán todos los tornillos del grupo.

3 Las no conformidades se corregirán actuando sobre todos los tornillos de grupo no conforme, utilizando la secuencia correcta y hasta que todos ellos alcancen el par de apriete correcto.

**10.8.5.2 Ensayo de procedimiento.**

1 Si no es posible realizar ensayos adecuados de los elementos de fijación ya instalados tras completar una unión, se inspeccionarán los métodos de trabajo. El pliego de condiciones especificará los requisitos para los ensayos de procedimiento sobre el pretensado de tornillos.

**10.8.6 Tratamiento de protección.**

1 Si se emplea el proceso de limpieza por chorreado, se comprobará la idoneidad del proceso cada tres meses, seleccionando al menos, cuatro puntos que distan entre sí 300 mm. Si el proceso no resulta conforme, no se utilizará hasta que no sea corregido.

2 Se realizará una inspección visual de la superficie para garantizar que se cumplen los requisitos del fabricante del recubrimiento. Las áreas que resulten no conformes, se volverán a preparar y serán evaluadas de nuevo.

**10.8.6.1 Ensayo sobre el espesor del recubrimiento.**

1 Se realizará un ensayo después de secado, con controles de muestreo sobre, al menos cuatro lugares en el 10 %, como mínimo, de los componentes tratados, usando un método de ISO 2808. El espesor medio debe ser superior al requerido y no habrá más de una lectura por componente, inferior al espesor normal y siempre superior al 80% del nominal.

2 Los componentes no conformes se tratarán y se ensayarán de nuevo y si aparecen muchos fallos se empleará un ensayo de película húmeda hasta que se mejore el proceso. En este ensayo se realizará el mismo control que en el ensayo de espesor después de secado. En este ensayo todas las lecturas de película húmeda deben exceder el espesor requerido para el espesor de la película seca.

3 Las reparaciones en los recubrimientos deben cumplir con las instrucciones del fabricante y ser comprobadas visualmente.

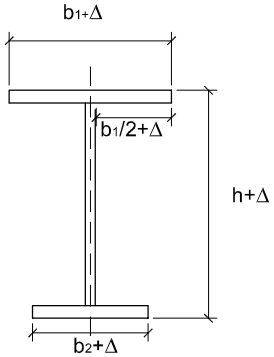
# 11 Tolerancias

## 11.1 Tolerancias de fabricación

1 En este capítulo se definen tipos de desviaciones geométricas correspondientes a estructuras de edificación, debiéndose identificar en el pliego de condiciones los requisitos de tolerancia admitidos.

2 En general, al incorporar un elemento a un componente prefabricado, se le aplicarán las desviaciones correspondientes al producto completo.

**Perfiles en I soldados**



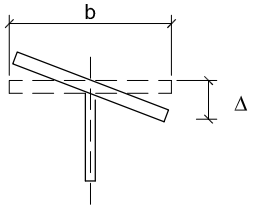

Altura del perfil:

- para $h \leq 900$ mm $\Delta = \pm 3$ mm
- para 900 mm$<h\leq$900 mm $\Delta = \pm 5$ mm
- para h>1800 mm $\Delta = +8$ mm -5 mm

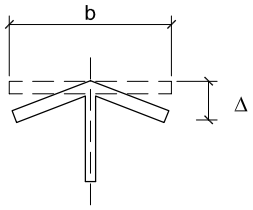
Anchura $b_1$ o $b_2$:

- para $b_1 < 300$ mm $\Delta = \pm 3$ mm
- para $b_1 \leq 300$ mm $\Delta = \pm 5$ mm

Posición del alma: $\Delta = \pm 5$ mm



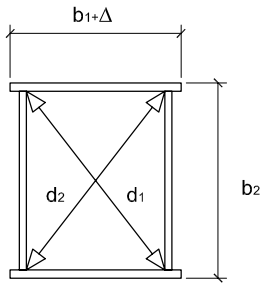

Falta de perpendicularidad: $|\Delta|$ = el mayor de: $\left[\begin{array}{c} \dfrac{b}{100} \\ 5\,\text{mm} \end{array}\right]_i$




Falta de planeidad: $|\Delta|$ = el mayor de: $\left[\begin{array}{c} \dfrac{b}{100} \\ 3\,\text{mm} \end{array}\right]_i$

Nota: si la viga (de alma llena) va a utilizarse como una viga carril, el ala o cabeza superior debe de tener una desviación menor que ±1 mm sobre una anchura igual al ancho del carril +20 mm

## Secciones en cajón



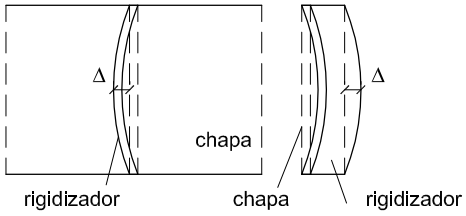

Desviación Δ en las anchuras de una chapa individual:

- para b<300 mm $\Delta=\pm 3$ mm
- para b≥300 mm $\Delta=\pm 5$ mm

Diferencia entre distancias de diagonales nominalmente similares:

$\Delta=(d1-d2)$ con $d_1 \geq d_2$

$$|\Delta| = \text{el mayor de: } \begin{bmatrix} \dfrac{d_1+d_2}{400} \\ 5\,\text{mm} \end{bmatrix}$$

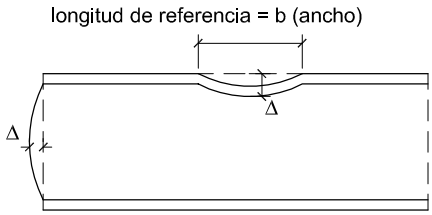



Desviación Δ de la rectitud en el plano de la chapa:

$$|\Delta| = \text{el mayor de: } \begin{bmatrix} \dfrac{b}{250} \\ 3\,\text{mm} \end{bmatrix}$$

Desviación Δ de la rectitud normal al plano de la chapa:

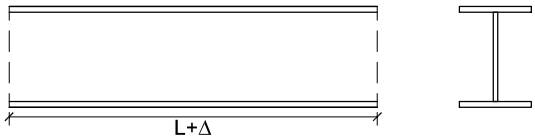
$$|\Delta| = \text{el mayor de: } \begin{bmatrix} \dfrac{b}{500} \\ 3\,\text{mm} \end{bmatrix}$$




Distorsión Δ en la anchura de la chapa o longitud de referencia:

$$|\Delta| = \text{el mayor de: } \begin{bmatrix} \dfrac{b}{250} \\ 3\,\text{mm} \end{bmatrix}$$

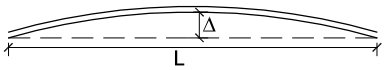
**Componentes estructurales**




Longitud medida en el eje central o en la esquina de un angular:

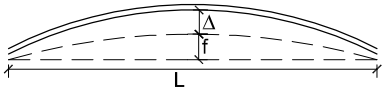
- longitud exacta: $\Delta = \pm(2+L/5000)$ en mm

- componentes con ambos extremos acabados para apoyo de contacto total incluyendo chapas de extremo si procede: $\Delta = \pm 1$ mm



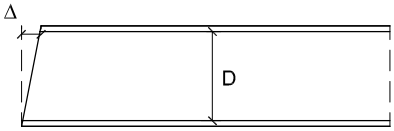

Planeidad en ambos ejes:

$$|\Delta| = \text{el mayor de: } \begin{bmatrix} \dfrac{L}{1000} \\ 3\,\text{mm} \end{bmatrix}$$




Contraflecha f en el medio de la longitud medida con la horizontal del alma:

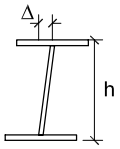
$$|\Delta| = \text{el mayor de: } \begin{bmatrix} \dfrac{L}{1000} \\ 6\,\text{mm} \end{bmatrix}$$




Perpendicularidad al eje longitudinal:

- No acabado para apoyo de contacto total: $\Delta = \pm D/300$

- Acabado para apoyo de contacto total: $\Delta = \pm D/1000$

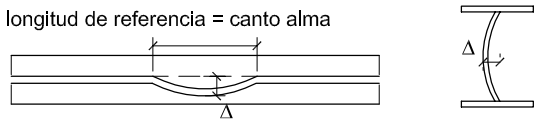



Verticalidad del alma en los soportes para componentes sin rigidizadores de apoyo:

$$|\Delta| = \text{el mayor de: } \begin{bmatrix} \dfrac{h}{300} \\ 3\,\text{mm} \end{bmatrix}$$

**Almas y rigidizadores**

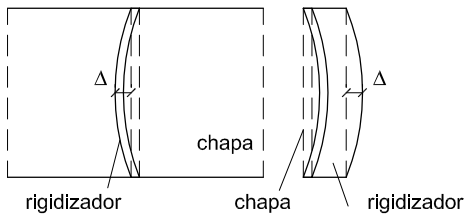
Las desviaciones admitidas para la distorsión del alma, son aplicables también para la distorsión del ala.




Distorsión Δ en la altura del alma o en la longitud de referencia:

$$|\Delta| = \text{el mayor de: } \begin{bmatrix} \dfrac{d}{100} \\ 5\,\text{mm} \end{bmatrix}$$

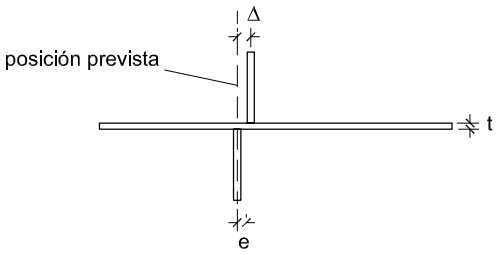
Desviación Δ de la rectitud en el plano del alma:




$$|\Delta| = \text{el mayor de: } \begin{bmatrix} \dfrac{d}{250} \\ 3\,\text{mm} \end{bmatrix}$$

Desviación Δ de rectitud normal (perpendicular) al plano del alma:

$$|\Delta| = \text{el mayor de: } \begin{bmatrix} \dfrac{d}{500} \\ 3\,\text{mm} \end{bmatrix}$$



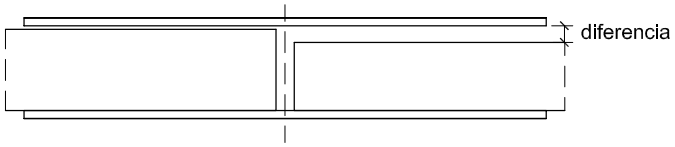

Desviación Δ de la posición prevista: $|\Delta| = \pm$ 5mm

Excentricidad e entre un par de rigidizadores: e= t/2

**Agujeros y entalladuras, bordes y espesor de chapa en uniones atornilladas.**

La desviación de un eje central de un agujero individual de su posición prevista dentro de un grupo de agujeros no será mayor de 2 mm Se podrá rectificar un agujero 0,5 mm como máximo para ser alineado.

La diferencia de espesor entre chapas que forman una sola capa, no debe ser superior a 2 mm en general ó 1 mm si se usan tornillos pretensados (véase figura), pudiéndose incorporar para su cumplimiento chapas de forro de acero de espesor no superior de 2 mm.

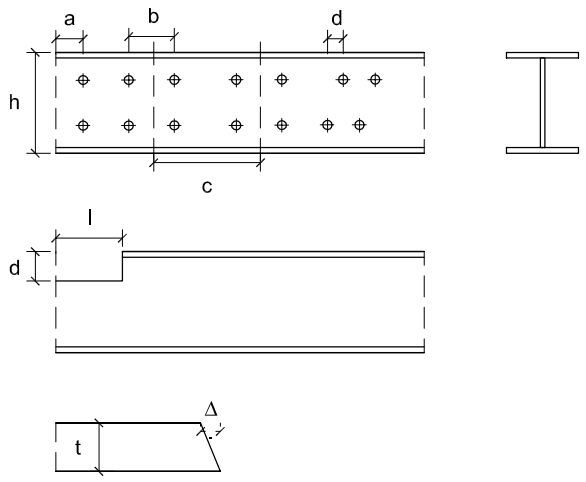



Tamaño de los agujeros en mm

**Tabla 11.1 Tamaño nominal de agujeros**

| Tipo de agujero | M12 | M14 | M16 a M22 | M24 | M27 y mayor |
|---|---|---|---|---|---|
| **Redondo normal y en ranura (en anchura)** | 1 | 1 | 2 | 2 | 3 |
| **Redondo sobredimensionado** | 3 | 4 | 4 | 6 | 8 |
| **En ranura cortos (en sentido longitudinal de la pieza)** | 4 | 4 | 6 | 8 | 10 |

La longitud nominal de los agujeros en ranura no debe ser superior a 2,5 veces el diámetro nominal del tornillo




Desviación Δ de un grupo de agujeros de su posición prevista:
- dimensión a: Δ=± 5 mm
- dimensión b: Δ=± 2 mm
- dimensión c: Δ=± 5 mm
- dimensión d: cuando h≤1000 mm Δ=± 5 mm
  cuando h>1000 mm Δ=± 4 mm

Desviación Δ de las dimensiones principales de la entalladura:
- dimensión d: Δ=± 2 mm-0 mm
- dimensión l: Δ=± 2 mm-0 mm

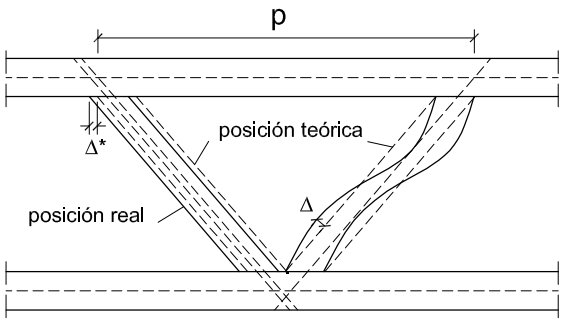
Desviación Δ de un borde cortado de la forma a 90º: Δ=+0,1 t

**Empalmes y placas de asiento de pilares.**

La excentricidad no intencionada de un pilar en un empalme o en una placa de asiento no superará el valor de 5 mm. Las desviaciones admitidas para las placas de asiento se aplicarán también a las placas de capitel.

**Componentes de celosías**

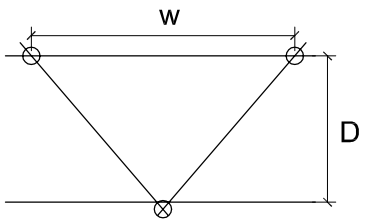
Las desviaciones de los componentes de celosía fabricados no deben exceder los valores que se dan en la figura

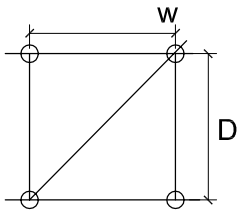



Desviaciones para la excentricidad de nudo en componentes de celosía fabricados:
- dimensión del rectángulo(panel) p=± 5 mm
- dimensión acumulada ∑p=± 10 mm
- rectitud del arriostramiento:

$$|\Delta| = \text{el mayor de: } \left[ \begin{array}{c} \dfrac{L}{500} \\ 6\,\text{mm} \end{array} \right]$$

Desviaciones para la excentricidad de nudo en componentes de celosía fabricados:
- excentricidad en el nudo: $|\Delta^*|$=B/20+ 5 mm
- B es la dimensión característica de la sección transversal de arriostramiento.




Desviaciones para componentes de celosía fabricados de sección transversal total después del soldeo:

D: altura (canto)
W: anchura
X: diagonal

| | |
|---|---|
| $D \leq 300$ mm: | $\Delta = \pm 3$ mm |
| $300 < D < 1000$ mm | $\Delta = \pm 5$ mm |
| $D \geq 1000$ mm: | $\Delta = \pm 10$ mm |

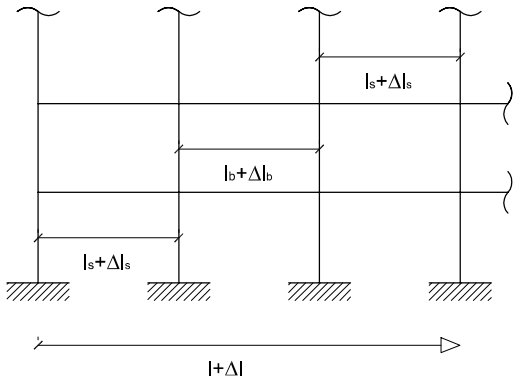
Y análogamente con respecto a W y X sustituyendo a D

## 11.2 Tolerancias de montaje

| Descripción | Símbolo | $a_{máx}$ | Figura | Observaciones |
|---|---|---|---|---|
| Dimensiones totales del conjunto del edificio | $\Delta l$ | ±20 mm para l ≤30 mm<br>±(20 + 0,25 (l-30)) mm para 30 m < l < 210 m | 1<br>2 | Para la altura del edificio, reemplazar l por h |
| Nivel superior del plano del piso | $\Delta h_l$ | ±5 mm | 2 | En el caso de elementos de forjado en que no exista margen para la nivelación de las desviaciones con relación a la altura nominal, puede ser adecuado especificar<br>H= +0 mm / -10 mm |
| Inclinación de los pilares:<br>a) entre forjados (distancia $h_c$)<br>b) máxima desviación de la vertical | <br>$V_h$<br>$V_l$ | <br>0,0035 $h_l$<br>0,0035 ($\sum h_l$) 3/(n+2) | 3 | La tolerancia máxima en el piso "n" depende de la altura $h_l$ y del número n de pisos[1)] |
| Flecha del pilar entre forjados consecutivos (altura $l_b$) | $f_e$ | 0,015 $h_l$ | 3 | |
| Flecha lateral de una viga (luz $l_b$) | f | 0,0015 $l_b$<br>≤ 40 mm | 4 | En el caso de vigas que soporten losas prefabricadas de hormigón, la altura mínima de apoyo debe respetarse (véase también $\Delta l_s$) |
| Excentricidad no intencionada del apoyo de una viga | $e_0$ | 5 mm | 5 | |
| Distancia entre pilares adyacentes de cualquier sección | $\Delta l_s$ | ± 15 mm | 1 | |
| Distancia entre vigas adyacentes de cualquier sección | $\Delta l_t$ | ± 20 mm | 2 | |

| Descripción | Símbolo | $a_{máx}$ | Figura | Observaciones |
|---|---|---|---|---|
| Vigas y pilares soldados:<br>- flecha local del alma entre las alas superior e inferior<br>- inclinación del alma entre las alas<br>- excentricidad del alma con relación al centro de una de las alas | <br>$f_w$<br>$v_w$<br>$v_{we}$ | <br>$h_w$ /150<br>$v_w$ /75<br>b / 40 | 6 | $f_w$= altura del alma<br>b= ancho del ala<br>El valor $f_w$ se refiere a la deformación total del alma<br>Las deformaciones locales no deben sobrepasar de $f_w$ = 6 mm en 1000 mm de longitud |

| Descripción | Símbolo | $a_{máx}$ | Figura | Observaciones |
|---|---|---|---|---|
| Partes unidas a una viga o un pilar | $e_1$ | 5 mm en cualquier dirección | 7 | Ejemplo: cubrejuntas, placas de base |
| Base de un pilar con relación al eje vertical que pasa por la cabeza del pilar inferior | $e_2$ | 5 mm en cualquier dirección | 8 | |
| Cubrejuntas adyacentes de una viga | $e_1$ | 5 mm en cualquier dirección | 7 | |
| Nivel de las superficies de apoyo de los pilares | $\Delta h_c$ | + 0 mm<br>- 10 mm | 9 | |
| Posicionamiento de las superficies de apoyo a los pilares | $e_3$ | ± 5 mm | 10 | |
| Falta de planicidad de placas en el caso de superficies de contacto, si las hipótesis de cálculo no requieren tolerancias especiales o admiten tolerancias menos estrictas | - | 1 mm sobre una longitud de 300 mm | - | |
| Flecha de pilares o de vigas | f | 0,001 $h_l$ ó 0,001 $l_b$ | 3<br>4 | Pilar: altura de piso $h_l$ |
| Longitud de componentes prefabricados a intercalar entre otros componentes | | + 0<br>- 5 mm | 1<br>2 | |




$l_s$ distancia entre pilares

$\Delta l_s$ desviación de la distancia entre pilares

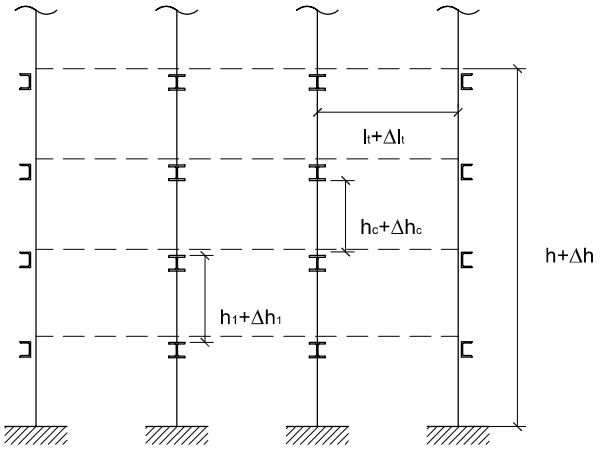
$l$ longitud del edificio

$\Delta l$ desviación de la longitud del edificio

$l_b$ longitud de la viga

$\Delta l_b$ desviación de la longitud de la viga

**Figura 11.1**




$h_1$ nivel de la cara superior de una losa de piso apoyada en el pilar

$\Delta h_1$ desviación respecto a $h_1$

$h_c$ longitud del pilar con sus componentes intermedios

$\Delta h_c$ desviación con respecto a $h_c$

$l_t$ distancia entre vigas adyacentes

$\Delta l_t$ desviación con respecto a $l_t$

**Figura 11.2**

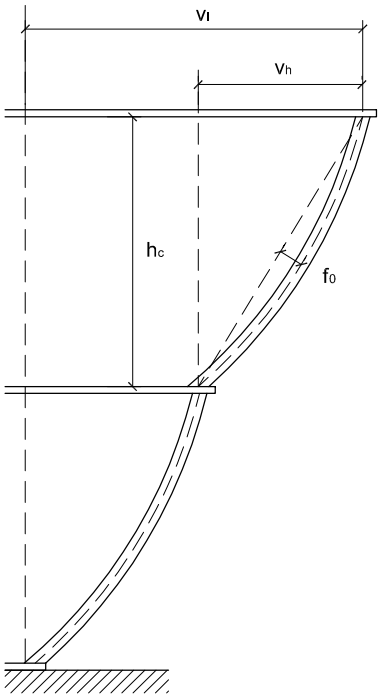



**Figura 11.3**

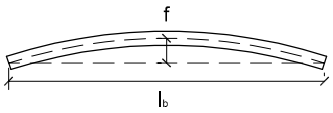



**Figura 11.4**

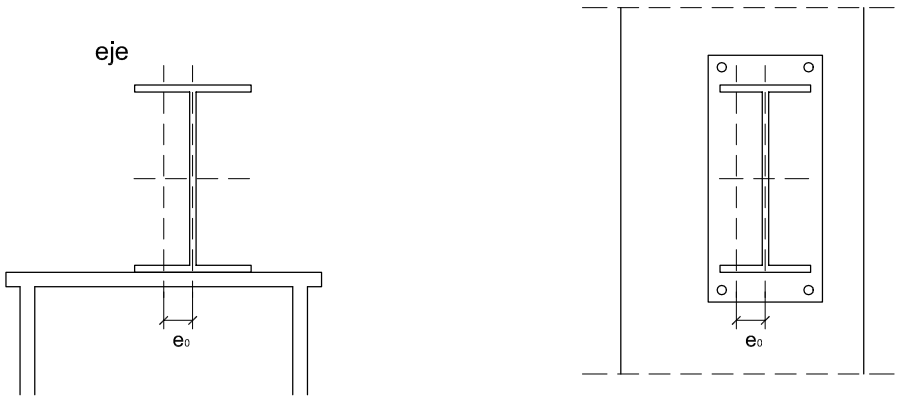
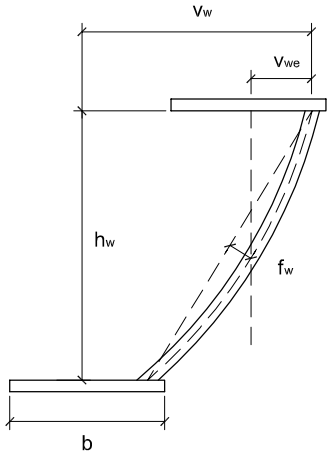



**Figura 11.5**



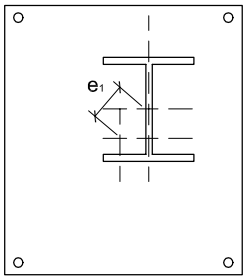




**Figura 11.6**

**Figura 11.7**

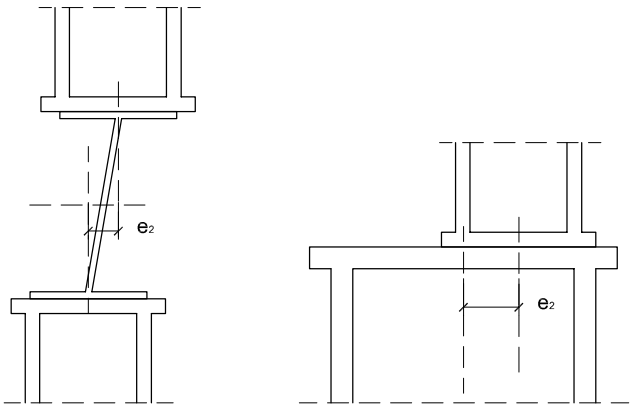



**Figura 11.8**

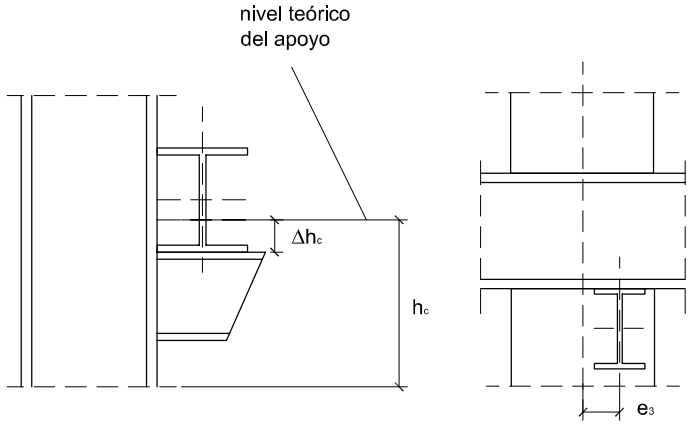
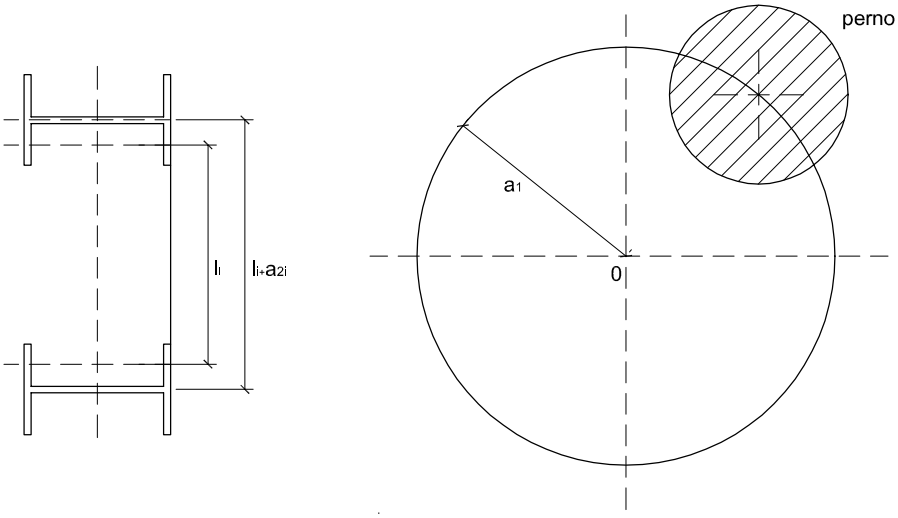



**Figura 11.9**




el punto 0 representa la posición
teórica del eje del perno

**Figura 11.10**

# 12 Control de calidad

## 12.1 Generalidades

1 Se entiende por control de calidad el conjunto de actividades que, desarrolladas a lo largo de todo el proceso de construcción, tienen como objetivo comprobar que el edificio cumple lo especificado en el presente DB (bien de forma directa bien mediante referencia a otros documentos), así como lo contenido en el pliego de prescripciones técnicas particulares.

2 El contenido del apartado se refiere al control de recepción, con independencia del realizado por el constructor.

3 Cada una de las actividades de control que, con carácter de mínimos se especifican en el siguiente DB, así como los resultados que de ella se deriven, ha de quedar registrada documentalmente en una memoria de control de calidad.

## 12.2 Control de calidad de la documentación de proyecto

1 Tiene por objeto comprobar que la documentación define en forma precisa tanto la solución estructural adoptada como su justificación y los requisitos necesarios para la construcción.

## 12.3 Control de calidad de los materiales

1 En el caso de materiales cubiertos por un certificado expedido por el fabricante el control podrá limitarse al establecimiento de la traza que permita relacionar de forma inequívoca cada elemento de la estructura con el certificado de origen que lo avala.

2 Cuando en la documentación de proyecto se especifiquen características no avaladas por el certificado de origen del material (por ejemplo, el valor máximo del límite elástico en el caso de cálculo en capacidad), se establecerá un procedimiento de control mediante ensayos realizados por un laboratorio independiente.

3 Cuando se empleen materiales que por su carácter singular no queden cubiertos por una normativa nacional específica a la que referir la certificación (arandelas deformables, tornillos sin cabeza, conectadores, etc.) se podrán utilizar normativas o recomendaciones de prestigio reconocido.

## 12.4 Control de calidad de la fabricación

1 La calidad de cada proceso de fabricación se define en la documentación de taller y su control tiene por objetivo comprobar su coherencia con la especificada en la documentación general de proyecto (por ejemplo, que las tolerancias geométricas de cada dimensión respetan las generales, que la preparación de cada superficie será adecuada al posterior tratamiento o al rozamiento supuesto, etc.)

2 El control de calidad de la fabricación tiene por objetivo asegurar que ésta se ajusta a la especificada en la documentación de taller.

### 12.4.1 Control de calidad de la documentación de taller

1 La documentación de fabricación, elaborada por el taller, deberá ser revisada y aprobada por la dirección facultativa. Se comprobará que la documentación consta, al menos, los siguientes documentos:

a) Una memoria de fabricación que incluya:

i) el cálculo de las tolerancias de fabricación de cada componente, así como su coherencia con el sistema general de tolerancias, los procedimientos de corte, de doblado, el movimiento de las piezas, etc.

ii) Los procedimiento de soldadura que deban emplearse, preparación de bordes, precalentamientos requeridos etc.

iii) el tratamiento de las superficies, distinguiendo entre aquellas que formarán parte de las uniones soldadas, las que constituirán las superficies de contacto en uniones atornilladas por rozamiento o las destinadas a recibir algún tratamiento de protección.

b) Los planos de Taller para cada elemento de la estructura (viga, tramo de pilar, tramo de cordón de celosía, elemento de triangulación, placa de anclaje, etc.) o para cada componente simple si el elemento requiriese varios componentes simples, con toda la información precisa para su fabricación y, en particular:

i) El material de cada componente.

ii) La identificación de perfiles y otros productos.

iii) Las dimensiones y sus tolerancias.

iv) Los procedimientos de fabricación (tratamientos térmicos, mecanizados, forma de ejecución de los agujeros y de los acuerdos, etc.) y las herramientas a emplear.

v) Las contraflechas.

vi) En el caso de uniones atornilladas, los tipos, dimensiones forma de apriete de los tornillos (especificando los parámetros correspondientes).

vii) En el caso de uniones soldadas, las dimensiones de los cordones, el tipo de preparación, el orden de ejecución, etc.

c) Un plan de puntos de inspección donde se indiquen los procedimientos de control interno de producción desarrollados por el fabricante, especificando los elementos a los que se aplica cada inspección, el tipo (visual, mediante ensayos no destructivos, etc.) y nivel, los medios de inspección, las decisiones derivadas de cada uno de los resultados posibles, etc.

2 Asimismo, se comprobará, con especial atención, la compatibilidad entre los distintos procedimientos de fabricación y entre éstos y los materiales empleados (por ejemplo, no se utilizará el doblado por calor en materiales de tipo termomecánico o QST).

### 12.4.2 Control de calidad de la fabricación

1 Establecerá los mecanismos necesarios para comprobar que los medios empleados en cada proceso son los adecuados a la calidad prescrita.

2 En concreto, se comprobará que cada operación se efectúa en el orden y con las herramientas especificadas (especialmente en el caso de las labores de corte de chapas y perfiles), que el personal encargado de cada operación posee la cualificación adecuada (especialmente en el caso de los soldadores), que se mantiene el adecuado sistema de trazado que permita identificar el origen de cada incumplimiento, etc.

## 12.5 Control de calidad del montaje

1 La calidad de cada proceso de montaje se define en la documentación de montaje y su control tiene por objetivo comprobar su coherencia con la especificada en la documentación general de proyecto (por ejemplo, que las tolerancias de posicionamiento respetan las generales, que los puntos de izado no inducen esfuerzos locales excesivos, etc.)

2 El control de calidad del montaje tiene por objetivo asegurar que ésta se ajusta a la especificada en la documentación de taller.

### 12.5.1 Control de Calidad de la documentación de montaje

1 La documentación de montaje, elaborada por el montador, deberá ser revisada y aprobada por la dirección facultativa. Se comprobará que la documentación consta, al menos, los siguientes documentos:

a) Una memoria de montaje que incluya:

i) el cálculo de las tolerancias de posicionamiento de cada componente la descripción de las ayudas al montaje (casquillos provisionales de apoyo, orejetas de izado, elementos de guiado, etc.), la definición de las uniones en obra, los medios de protección de soldaduras, los procedimientos de apriete de tornillos, etc.

ii) Las comprobaciones de seguridad durante el montaje, incluyendo aquellas que se consideren necesarias para evitare que, como consecuencia del proceso de montaje, se generen solicitaciones permanentes sobre la estructura diferentes a las consideradas en su dimensionado.

b) Unos planos de montaje que Indiquen de forma esquemática la posición y movimientos de las piezas durante el montaje, los medios de izado, los apuntalamientos provisionales y en, general, toda la información necesaria para el correcto manejo de las piezas.

c) Un plan de puntos de inspección que indique los procedimientos de control interno de producción desarrollados por el montador, especificando los elementos a los que se aplica cada inspección, el tipo (visual, mediante ensayos no destructivos, etc.) y nivel, los medios de inspección, las decisiones derivadas de cada uno de los resultados posibles, etc.

2 Asimismo, se comprobará que las tolerancias de posicionamiento de cada componente son coherentes con el sistema general de tolerancias (en especial en lo que al replanteo de placas base se refiere),

### 12.5.2 Control de Calidad del montaje

1 Establecerá los mecanismos necesarios para comprobar que los medios empleados en cada proceso son los adecuados a la calidad prescrita.

2 En concreto, se comprobará que cada operación se efectúa en el orden y con las herramientas especificadas, que el personal encargado de cada operación posee la cualificación adecuada, que se mantiene el adecuado sistema de trazado que permita identificar el origen de cada incumplimiento, etc.

# 13 Inspección y mantenimiento

## 13.1 Inspección

1 Las estructuras convencionales de edificación, situadas en ambientes normales y protegidas conforme a las prescripciones del presente DB y a las del DB SI (Seguridad en caso de incendio) no requieren un nivel de inspección superior al que se deriva de las inspecciones técnicas rutinarias de los edificios, según se especifique en los documentos de proyecto o en la normativa correspondiente. Es recomendable que estas inspecciones se realicen al menos cada 10 años, salvo en el caso de la primera, que podrá desarrollarse en un plazo superior.

En este tipo de inspecciones se prestará especial atención a la identificación de los síntomas de daños estructurales, que normalmente serán de tipo dúctil y se manifiestan en forma de daños de los elementos inspeccionados (deformaciones excesivas causantes de fisuras en cerramientos, por ejemplo). También se identificarán las causas de patologías potenciales (humedades por filtración o condensación, actuaciones inadecuadas de uso, etc.)

Es conveniente que en la inspección del edificio se realice una específica de la estructura, estinada a la identificación de patologías de carácter frágil como los que afectan a secciones o uniones (corrosión localizada, deslizamiento no previsto de uniones atornilladas, etc.) patologías que no pueden ser identificadas a través de sus efectos en los elementos no estructurales. Es recomendable que este tipo de inspecciones se realicen al menos cada 20 años.

2 Las estructuras convencionales de edificación industrial (naves, cubiertas, etc.) resultan normalmente accesibles para la inspección. Si la estructura permanece en un ambiente interior y no agresivo, no requiere inspecciones con periodicidad superior a la citada en el apartado anterior.

3 No se contempla en el presente apartado la inspección específica de las estructuras sometidas a acciones que induzcan fatiga. En este caso se redactará un plan de inspección independiente del general incluso en el caso de adoptar el planteamiento de vida segura en la comprobación a fatiga.

Si en la comprobación a fatiga se ha adoptado el criterio de tolerancia al daño, el plan de inspección se adecuará en cada momento a los datos de carga disponibles, sin que en ningún caso ello justifique reducción alguna del nivel de inspección previsto.

4 Tampoco se contempla en el presente apartado la inspección específica de aquellos materiales cuyas propiedades se modifiquen en el tiempo. Es el caso de los aceros con resistencia mejorada a la corrosión, en los que se justifica la inspección periódica de la capa protectora de óxido, especialmente mientras ésta se forma.

### 13.2 Mantenimiento

1 El mantenimiento de la estructura metálica se hará extensivo a los elementos de protección, especialmente a los de protección ante incendio.

2 Las actividades de mantenimiento se ajustarán a los plazos de garantía declarados por los fabricantes (de pinturas, por ejemplo).

3 No se contemplan en el presente apartado las operaciones de mantenimiento específicas de los edificios sometidos a acciones que induzcan fatiga. En el proyecto de estas estructuras se redactará un plan de mantenimiento independiente del general incluso en el caso de adoptar el planteamiento de vida segura en la comprobación a fatiga.

4 Si en la comprobación a fatiga se ha adoptado el criterio de tolerancia al daño, el plan de mantenimiento debe especificar el procedimiento para evitar la propagación de las fisuras, así como el tipo de maquinaria a emplear, el acabado, etc.

# Anejo A. Terminología

1 Los términos utilizados en el presente documento se ajustan a las definiciones contenidas en el DB SE.

# Anejo B. Notación y Unidades

## B.1 Notación

1 letras mayúsculas latinas

A: área

A: Acciones accidentales

E: módulo de Elasticidad

E: efecto de una acción

F: acción

G: módulo de elasticidad transversal

G: acciones permanentes

I: momento de Inercia

L: longitud, Luz

M: momento flector

N: esfuerzo axil

Q: acciones variables

R: resistencia

S: esfuerzo (con subíndices)

S: acero (designación)

V: esfuerzo cortante

W: módulo resistente

2 letras minúsculas latinas

a: distancia

a: garganta de un cordón

b: ancho (usualmente de una sección)

c: ancho (usualmente del ala de una sección)

d: diámetro

d: canto (usualmente de alma de una sección)

e: flecha, imperfección geométrica

h: altura

h: canto (usualmente de una sección)

i: radio de giro de una sección

l: longitud, luz

p: paso, separación

q: carga uniforme

s: distancia

t: espesor

u: desplazamiento horizontal de una estructura o parte de la misma

w: desplazamiento vertical de una estructura o parte de la misma

w: flecha, imperfección geométrica

3 letras minúsculas griegas

$\alpha$: relación

$\alpha$: coeficiente de dilatación térmica

$\alpha$: factor de imperfección

$\gamma$: coeficiente parcial (de seguridad o de servicio)

$\delta$: desplazamiento

$\varepsilon$: deformación

$\lambda$: esbeltez

$\mu$: coeficiente de rozamiento

$\nu$: coeficiente de poisson

$\rho$: factor de reducción

$\rho$: densidad

$\sigma$: tensión normal

$\tau$: tensión tangencial

$\phi$: ángulo

$\chi$: coeficiente de reducción (resistencias)

$\Psi$: factor de reducción (acciones)

4 subíndices

b: aplastamiento

b: tornillo

cr: valor crítico

d: valor de cálculo

E: euler

e eficaz

eff: efectivo, eficaz

el: elástico

eq: equivalente

f: ala

k: valor característico

LT: pandeo Lateral

M: material

M: relativo al momento flector

max: valor máximo

min: valor mínimo

N: relativo al axil

net: valor neto

pl: plástico

R: resistencia

S: esfuerzo

U: ùltima (resistencia)

w: alma

y: relativo al límite elástico

5 Con independencia de la notación específica a utilizar en cada apartado, en el presente DB se utilizará la notación indicada en la figura B.1.

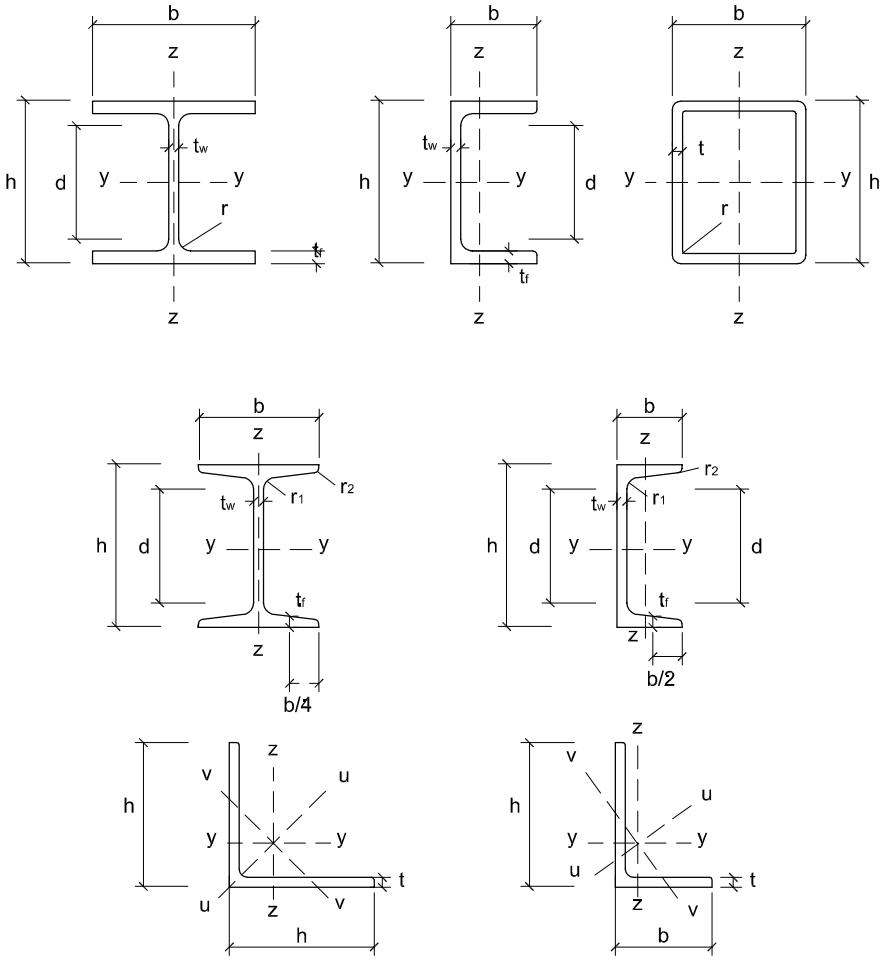



**Figura B.1 Dimensiones y ejes de las secciones**

6 En el caso de las uniones entre perfiles huecos se utilizan los términos adicionales descritos en la figura B.2. En particular:

a) Separación (g).

La distancia, medida a lo largo de la cara del cordón, entre los cordones de las barras de alma (figura B.2.a).

b) Solape o recubrimiento ($\lambda_{ov}$).

El valor (q/p) × 100% (figura B.2.b).

7 En el caso de las vigas de celosía se utilizan los términos adicionales descritos en la figura B.3

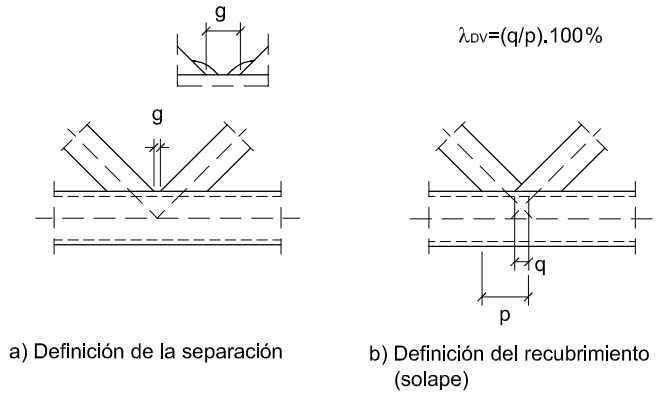



**Figura B.2 Separación y recubrimiento de los nudos**

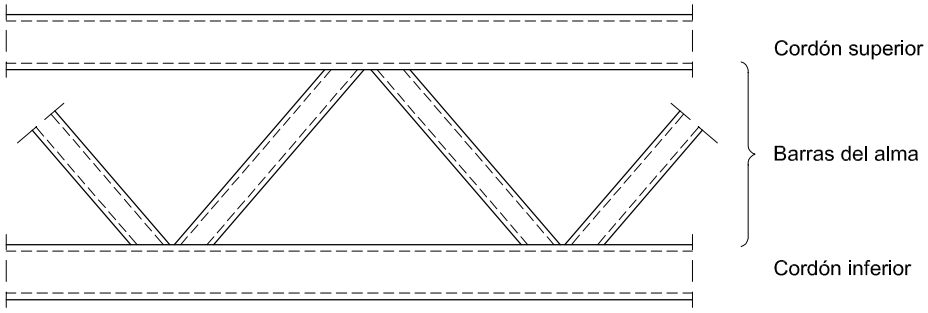



**Figura B.3 Vigas de celosía**

## B.2 Unidades

1 En general, las fórmulas y relaciones expresadas en este DB tienen carácter adimensional.

2 Se utiliza el Sistema Internacional de Unidades de Medida, SI.

3 Para los cálculos se recomienda el uso de las unidades siguientes:

- fuerzas y cargas: kN, kN/m, kN/m²
- masa: kg
- longitud: m, mm
- tensiones: N/mm²
- momentos: kN ·m

4 A efectos prácticos se podrá considerar la siguiente correspondencia entre las unidades de fuerza de los sistemas MKS y SI: 1 kilopondio [1 kp] = 10 Newton [10 N]

# Anejo C. Fatiga. Método de las curvas S-N

## C.1 Generalidades

1 El método de las curvas S-N que se presenta está basado en ensayos de fatiga sobre probetas a gran escala que incluyen los efectos geométricos y de imperfecciones estructurales debidas a la fabricación y montaje de la estructura (por ejemplo, las tensiones residuales de soldadura en los cordones realizados conforme a la buena práctica).

## C.2 Símbolos

1 Además de los relacionados en el anejo A, en el presente anejo se utilizarán los siguientes símbolos específicos:

| | |
|---|---|
| $\Delta\sigma$ | carrera nominal de tensiones normales |
| $\Delta\tau$ | carrera nominal de tensiones tangenciales |
| $\Delta\sigma_E$; $\Delta\tau_E$ | carreras de tensión de amplitud constante equivalente correspondiente al número máximo de ciclos $n_{max}$ |
| $\Delta\sigma_{E,2}$; $\Delta\tau_{E,2}$ | carreras de tensión de amplitud constante equivalente correspondiente a 2 millones de ciclos |
| $\Delta\sigma_C$; $\Delta\tau_C$ | resistencia a la fatiga para $N_C$ = 2 millones de ciclos |
| $\Delta\sigma_D$; $\Delta\tau_D$ | límite de fatiga para carreras de tensión de amplitud constante |
| $\Delta\sigma_L$; $\Delta\tau_L$ | límite de truncamiento para carreras de tensión a un número de ciclos $N_L$ |
| $\Delta\sigma_{C,\,red}$ | valor de referencia reducido para la resistencia a fatiga |
| $\gamma_{Ff}$ | factor parcial para las carreras de tensión de amplitud constante equivalente $\Delta\sigma_E$; $\Delta\tau_E$ |
| $\gamma_{Mf}$ | factor parcial para la resistencia a la fatiga $\Delta\sigma_C$; $\Delta\tau_C$ |
| m | pendiente de la curva de resistencia a la fatiga |
| $\lambda_i$ | factores de daño equivalente |

## C.3 Comprobación de la fatiga

1 Debe comprobarse que, para la carga de fatiga:

$$\frac{\gamma_{Ff}\ \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}} \leq 1 \qquad \text{(C.1)}$$

$$\frac{\gamma_{Ff}\ \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_C / \gamma_{Mf}} \leq 1 \qquad \text{(C.2)}$$

y, en caso de tensiones combinadas:

$$\left(\frac{\gamma_{Ff}\ \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}}\right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff}\ \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_C / \gamma_{Mf}}\right)^5 \leq 1 \qquad \text{(C.3)}$$

2 Las carreras de tensión debidas a las cargas frecuentes $\psi_1 Q_k$ se limitan a:

$$\Delta\sigma \leq 1.5\, f_y \qquad \Delta\tau \leq 1.5\, f_y / \sqrt{3} \qquad \text{(C.4)}$$

3 Las tensiones nominales se calculan en régimen lineal y, como en el estado límite de servicio, usando las propiedades de la sección bruta.

4 En vigas en celosía se puede utilizar un modelo de barras articuladas si los efectos de segundo orden en los nudos se tienen en cuenta mediante factores k aplicados a las tensiones nominales según las tablas siguientes:

**Tabla C.1 Coeficientes k1 para tener en cuenta los momentos en uniones de vigas en celosía de tubos circulares huecos**

| Tipo de Unión | | Cordones | Montantes | Diagonales |
|---|---|---|---|---|
| Juntas con huelgo | Tipo K | 1,5 | 1,0 | 1,3 |
| | Tipo N / Tipo KT | 1,5 | 1,8 | 1,4 |
| Juntas con solape | Tipo K | 1,5 | 1,0 | 1,2 |
| | Tipo N / Tipo KT | 1,5 | 1,65 | 1,25 |

**Tabla C.2 Coeficientes k1 para tener en cuenta los momentos en uniones de vigas en celosía de tubos rectangulares huecos**

| Tipo de Unión | | Cordones | Montantes | Diagonales |
|---|---|---|---|---|
| Juntas con huelgo | Tipo K | 1,5 | 1,0 | 1,5 |
| | Tipo N / Tipo KT | 1,5 | 2,2 | 1,6 |
| Juntas con solape | Tipo K | 1,5 | 1,0 | 1,3 |
| | Tipo N / Tipo KT | 1,5 | 2,0 | 1,4 |

5 Se distinguen dos conceptos de fiabilidad: tolerancia al daño y vida segura. El primer caso presupone la inspección y el mantenimiento de la estructura al objeto de detectar el progreso de las fisuras y proceder a su reparación en caso necesario. Se aplica a situaciones en las que en caso de daño por fatiga se pueda producir una redistribución de tensiones entre componentes o piezas de la estructura. El planteamiento de vida segura no requiere de la inspección ni el mantenimiento regulares y es de aplicación cuando la formación de fisuras locales en unos elementos puede conducir rápidamente al fallo de la estructura.

### C.3.1 Factores parciales de seguridad para la resistencia a la fatiga

1 Los valores de $\gamma_{Mf}$ se tomarán de la tabla C.3.

**Tabla C.3 Factores parciales**

| Concepto de fiabilidad | Consecuencias del fallo | |
|---|---|---|
| | Ligeras | Graves |
| **Tolerancia del daño** | 1,00 | 1,15 |
| **Vida segura** | 1,15 | 1,35 |

### C.3.2 Cálculo de las carreras de tensiones

1 Para los detalles típicos se utiliza el cálculo en tensiones nominales, definidas como las que se producen en el material de base de acuerdo con la teoría elástica excluyendo todos los efectos de concentración de tensiones.

2 El valor de cálculo de la carrera de tensiones nominales se calcula mediante:

$$\gamma_{Ff}\ \Delta\sigma_{E,2} = \lambda_1\ \lambda_2 \cdots \lambda_n\ \Delta\sigma\left(\gamma_{Ff}\ Q_k\right)$$
$$\gamma_{Ff}\ \Delta\tau_{E,2} = \lambda_1\ \lambda_2 \cdots \lambda_n\ \Delta\tau\left(\gamma_{Ff}\ Q_k\right) \qquad \text{(C.5)}$$

siendo

$\Delta\sigma\left(\gamma_{Ff}\ Q_k\right), \Delta\tau\left(\gamma_{Ff}\ Q_k\right)$

la carrera de tensiones causada por las cargas de fatiga especificadas para el edificio en concreto e incluidas en su acta de utilización (según DB SE). La especificación de dichas cargas incluirá en sus valores para el cálculo el coeficiente parcial de seguridad $\gamma_{Ff}$;

$\lambda_i$ factores de daño equivalente que dependen del espectro de cálculo.

3 Para uniones de perfiles huecos mediante soldadura se utiliza el cálculo en tensiones geométricas, definidas como las máximas tensiones principales en el material base adyacente a la raíz de la soldadura, teniendo en cuenta los efectos de concentración de tensiones debidas a la geometría particular del detalle en estudio. En este caso, el valor de la carrera nominal modificada es:

$$\gamma_{Ff}\ \Delta\sigma_{E,2} = k_1\ \left(\gamma_{Ff}\ \Delta\sigma^*_{E,2}\right) \qquad \text{(C.6)}$$

siendo

$\gamma_{Ff}\ \Delta\sigma^*_{E,2}$ valor de la carrera de tensiones calculada con un modelo simplificado de nudos articulados;

$k_1$ factor de amplificación dado en las tablas anteriores.

4 En los detalles que no incluyen soldaduras o cuando éstas han sido sometidas a un tratamiento de alivio de tensiones, se puede considerar una carrera efectiva de tensión formada por la parte de tracción de la real y únicamente el 60% de la de compresión.

5 El efecto escala para espesores mayores de 25 mm del material base en el que puede iniciarse y propagarse una fisura debe considerarse en los casos indicados en las tablas de categorías de detalle. La resistencia a la fatiga viene dada por:

$$\Delta\sigma_{C,red} = k_s\ \Delta\sigma_C \qquad \text{(C.7)}$$

siendo

$\Delta\sigma_c$ valor dado como categoría de detalle en dichas tablas y $k_s$ el coeficiente minorador de la resistencia a fatiga por efecto escala, para espesores mayores de 25 mm, indicado en las mismas.

### C.3.3 Resistencia a la fatiga

1 La resistencia a la fatiga en tensiones nominales se define mediante las curvas S-N de las figuras C.1 y C.2 que se aplican a cada categoría del detalle. Esta se designa mediante un número que representa en N/mm$^2$ los valores de referencia $\Delta\sigma_c$ o $\Delta\tau_c$ para la resistencia a fatiga a 2 millones de ciclos.

Las curvas de las figuras C.1 y C.2 se definen para tensiones nominales de amplitud constante mediante las expresiones:

$$\Delta\sigma_R^m\ N_R = \Delta\sigma_C^m\ 2\cdot 10^6 \quad \text{con } m = 3 \quad \text{para } N \le 5\cdot 10^6 \ \text{(figura C.1)} \qquad \text{(C.8)}$$

$$\Delta\tau_R^m\ N_R = \Delta\tau_C^m\ 2\cdot 10^6 \quad \text{con } m = 5 \quad \text{para } N \le 10^8 \ \text{(figura C.2)} \qquad \text{(C.9)}$$

siendo

$$\Delta\sigma_D = \left[\frac{2}{5}\right]^{1/m} \Delta\sigma_C \quad \text{límite de fatiga de amplitud constante (figura C.1)} \qquad \text{(C.10)}$$

$$\Delta\tau_L = \left[\frac{2}{100}\right]^{1/m} \Delta\tau_C \quad \text{límite de truncamiento (figura C.2)} \qquad \text{(C.11)}$$

Para el espectro de tensiones nominales con carreras de tensión por encima y por debajo del límite de fatiga de amplitud constante, el daño de fatiga se representa mediante las curvas prolongadas:

$$\Delta\sigma_R^m \, N_R = \Delta\sigma_C^m \, 2 \cdot 10^6 \quad \text{con } m = 3 \quad \text{para } N \leq 5.10^6 \tag{C.12}$$

$$\Delta\sigma_R^m \, N_R = \Delta\sigma_D^m \, 5 \cdot 10^6 \quad \text{con } m = 5 \quad \text{para } 5 \cdot 10^6 \leq N_R \leq 10^8 \tag{C.13}$$

donde

$$\Delta\sigma_L = \left[\frac{5}{100}\right]^{1/m} \Delta\sigma_D \text{ es el límite de truncamiento (figura C.1)} \tag{C.14}$$

2 Las categorías de resistencia a la fatiga $\Delta\sigma_c$ o $\Delta\tau_c$ se encuentran en las tablas:

| Tabla | Detalle |
|---|---|
| Tabla C.4 | Detalles sin soldaduras |
| Tabla C.5 | Secciones armadas mediante soldadura |
| Tabla C.6 | Soldaduras a tope transversales |
| Tabla C.7 | Soldaduras y rigidizadores soldados |
| Tabla C.8 | Uniones soldadas |
| Tabla C.9 | Unión ala superior-alma en vigas carril |
| Tabla C.8 | Uniones de perfiles huecos |
| Tabla C.9 | Uniones de vigas de celosía |

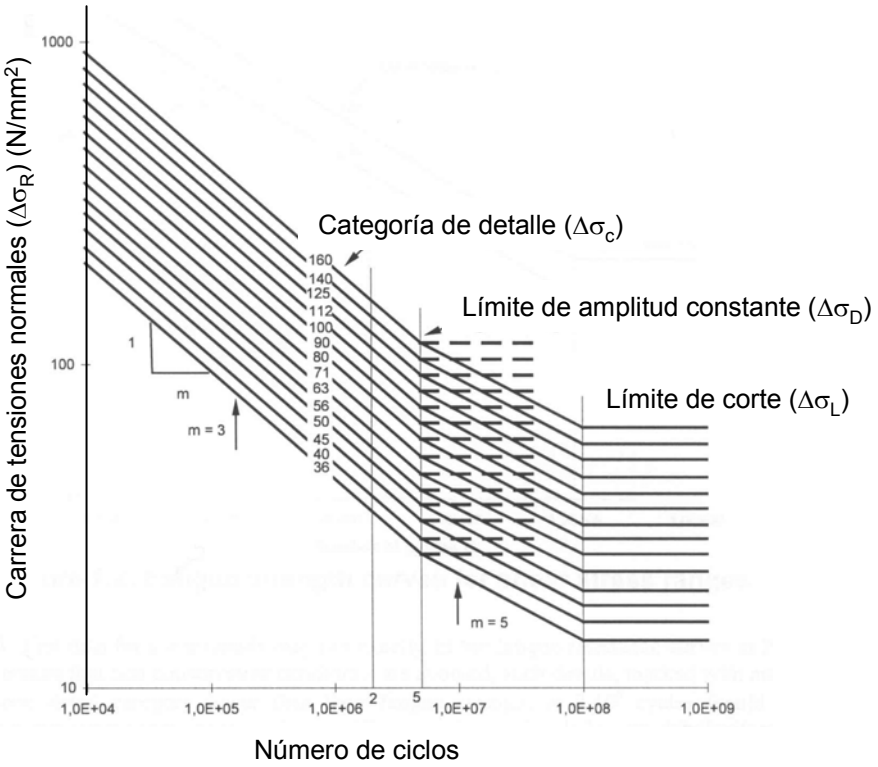



**Figura C.1 Curvas de resistencia a la fatiga para rangos de tensiones normales**

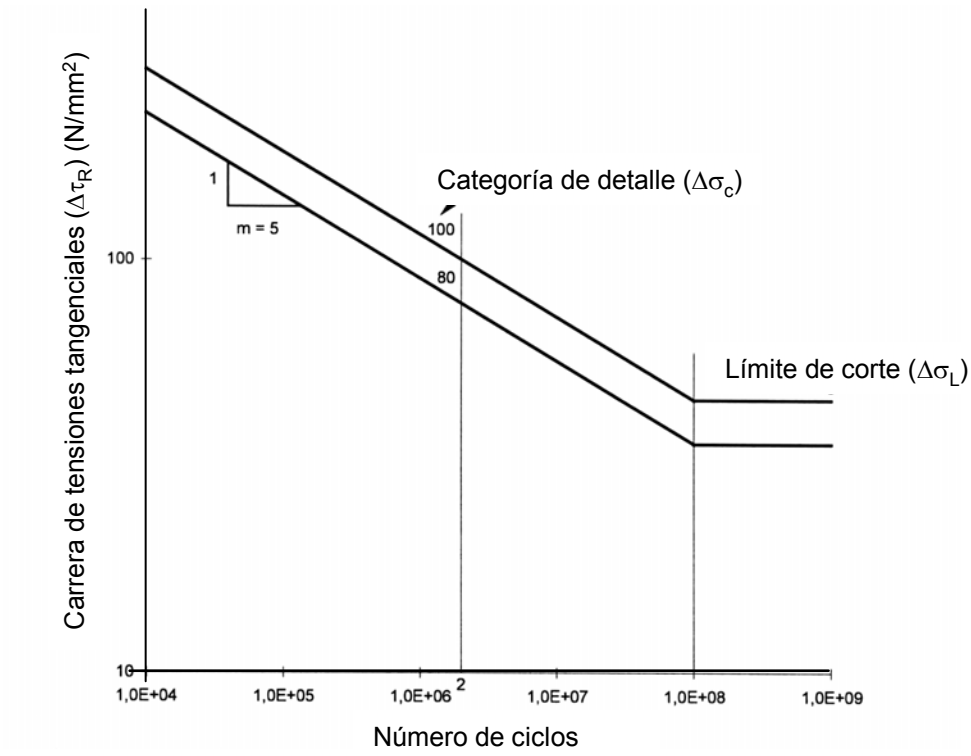
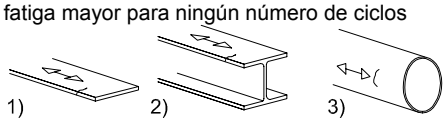
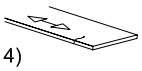
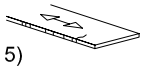
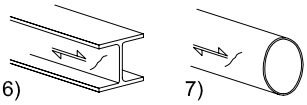
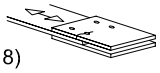
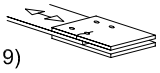
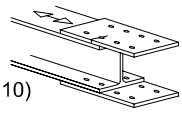
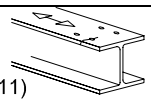



**Figura C.2 Curvas de resistencia a la fatiga para rangos de tensiones tangenciales**

3 La clasificación de los detalles ha sido establecida en función de las tensiones en las direcciones indicadas en las tablas por las flechas, tanto sobre la sección, cuando las fisuras pueden producirse en el material base, como las calculadas en los cordones de soldadura cuando la rotura se puede producir en ellos.

**Tabla C.4 Detalles sin soldaduras**

| Categoría del detalle | Detalles constructivos | Descripción | Requisitos |
|---|---|---|---|
| 160 | Nota: la curva de resistencia a la fatiga correspondiente a la categoría 160 es la más alta. Ningún detalle puede alcanzar una resistencia a la fatiga mayor para ningún número de ciclos   | Productos laminados y extruidos:<br>1/ Placas y planos<br>2/ Perfiles laminados<br>3/Secciones huecas circulares o rectangulares sin soldadura | Detalles 1) a 3):<br>Los cortes vivos, las fisuras superficiales y de laminación deben tratarse mediante amolado hasta eliminarlas y dejar acuerdos suaves |
| 140 |   | Placas cizalladas u oxicortadas:<br><br>4/ Material cortado con gas o con cizalla con repaso posterior.<br>5/ Material con bordes cortados con gas presentando líneas de arrastre someras y regulares o material cortado con máquina de gas con posterior eliminación de las marcas de borde. Corte con gas con calidad acorde con la EN 1090 | 4) Deben eliminarse todos los signos visibles de discontinuidades de borde.<br>Las áreas oxicortadas deben ser esmeriladas o rectificadas hasta eliminar todas las marcas.<br>Cualquier marca de mecanizado provocado, por ejemplo, por el amolado, sólo puede ser paralela a las direcciones de carga.<br>Detalles 4) y 5)<br>Los ángulos entrantes deben suavizarse mediante amolado (pendiente ≤ ¼) o evaluadas mediante los adecuados factores de concentración de tensiones.<br>No se admiten las reparaciones mediante relleno con soldadura. |
| 125 |   | | |
| 100<br>m=5 |   | 6) y 7)<br>Productos laminados y extruidos como en los detalles 1), 2) y 3) | Detalles 6) y 7)<br>$\Delta\tau$ calculado mediante:<br>$\tau = \frac{VS(t)}{It}$ |
| Cuando en los detalles 1-5 se utilicen aceros con resistencia mejorada a la corrosión utilícese la categoría siguiente inferior | | | |
| 112 |   | 8/ Junta simétrica con doble platabanda con tornillos pretensados de alta resistencia<br>8/ Junta simétrica con doble platabanda con tornillos de inyección pretensados | Para uniones atornilladas (Detalles 8 a 13) en general:<br>Distancia al extremo:<br>$e_1 \geq 1'5\ d$<br>Distancia al borde:<br>$e_2 \geq 1'5\ d$<br>Espaciado:<br>$P_1 \geq 2'5\ d$<br>$P_2 \geq 2'5\ d$ |
| 90 |   | 9/ Junta simétrica con doble platabanda y tornillos calibrados<br>9/ Junta simétrica con doble platabanda y tornillos de inyección sin pretensar | 9/ $\Delta\tau$ calculado sobre la sección neta |
| |   | 10/ Unión mediante una platabanda mediante tornillos pretensados de alta resistencia<br>10/ Unión mediante una platabanda con tornillos pretensados de inyección | 10/ $\Delta\tau$ calculado sobre la sección bruta |
| |   | 11/ Pieza con agujeros sometida a flexión y axil | 11/ $\Delta\tau$ calculado sobre la sección neta |

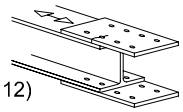
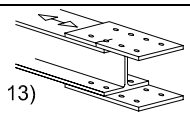
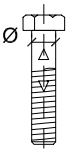
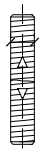
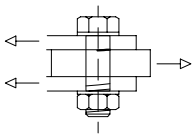
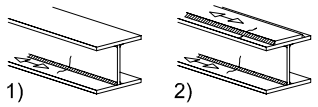
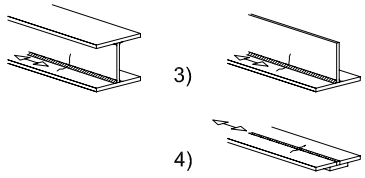
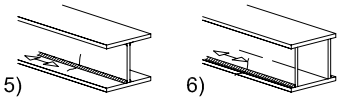
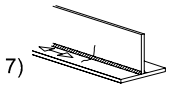
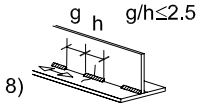
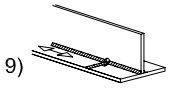
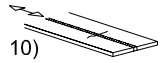
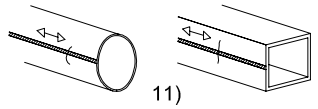
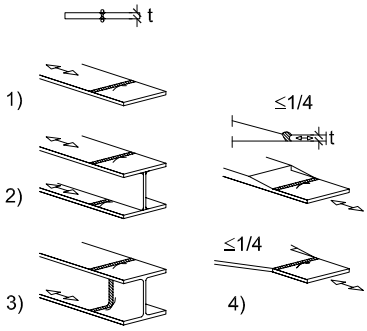
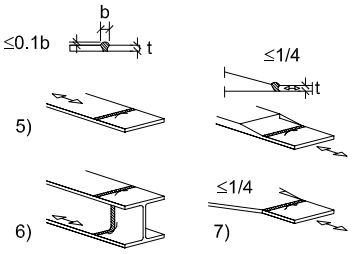
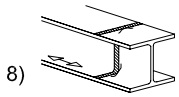
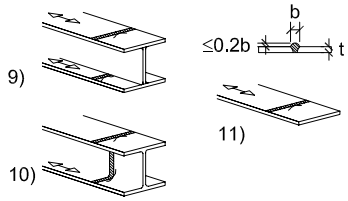
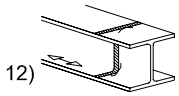
| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 80 | 12)  | 12/ Unión mediante una platabanda con tornillos calibrados<br>12/ Unión mediante una platabanda con tornillos de inyección sin pretensar | 12/ $\Delta\sigma$ calculado sobre la sección neta | |
| 50 | 13)  | | 13/ $\Delta\sigma$ calculado sobre la sección neta | |
| 50 | Efecto de escala<br>$\varnothing > 30$ mm<br>$k_s = \left(\frac{30}{\phi}\right)^{1/4}$ | Ø  14) Ø  | 14/ Tornillos y barras en tracción con rosca laminada o aterrajada.<br><br>Para diámetros grandes (tornillos de anclaje) considérese el factor de escala. | 14/ $\Delta\sigma$ se calcula usando el área a tracción del tornillo. Deben considerarse las flexiones y tracciones resultantes del apalancamiento o de otras fuentes. En tornillos pretensados debe considerarse la reducción de la carrera de tensión. |
| 100<br>m=5 | 15)  | | Tornillos a corte simple o doble<br>Con la rosca fuera del plano de corte<br>- Tornillos calibrados<br>- Tornillos normales sin inversiones de carga (tornillos de clase 5,6, 8,8 ó 10,9) | 15/ $\Delta\tau$ se calcula para el área resistente. Se tendrán en cuenta las cargas y flexiones adicionales debidas al efecto palanca, así como el efecto (favorable) del pretensado. |

**Tabla C.5 Secciones armadas soldadas**

| Categoría del detalle | Detalle constructivo | Descripción | Requisitos |
|---|---|---|---|
| 125 |   | Cordones longitudinales continuos<br>Cordones a tope automáticos por ambos lados.<br>Cordones en ángulo automáticos.<br>Los extremos de las platabandas deben comprobarse usando los detalles 5) ó 6) de la tabla C,6 | Detalles 1) y 2)<br>No se permite interrupción alguna del cordón excepto si lo repara un especialista y se inspecciona la reparación |
| 112 |   | Cordones automáticos a tope o en ángulo hechos desde ambos lados pero con interrupciones en el soldeo.<br>Cordones a tope automáticos hechos desde un solo lado con una chapa dorsal continua sin interrupciones en el soldeo. | 4) Si en este detalle se producen interrupciones en el soldeo debe utilizarse la clase 100 |
| 100 |   | Cordones manuales a tope o en ángulo<br>Cordones a tope manuales o automáticos hechos desde un solo lado en vigas cajón | 6) Es esencial un ajuste perfecto entre las chapas de ala y alma. El borde del alma debe prepararse de modo que se consiga penetración regular en la raíz sin interrupciones |
| 100 |   | 7) Cordones a tope o en ángulo, ejecutados automática o manualmente (detalles 1 a 6) y reparados. | 7) La categoría original se puede recuperar si un especialista procede a un amolado para eliminar los defectos visibles y si se lleva un control adecuado |
| 80 |   | 8) Cordones en ángulo longitudinales intermitentes | 8) $\Delta\sigma$ calculado a partir de las tensiones normales en el ala |
| 71 |   | 9) Cordones longitudinales a tope y en ángulo, continuos o intermitentes con groeras de diámetro no superior a 60 mm | 9) $\Delta\sigma$ calculado a partir de las tensiones normales en el ala |
| 125 |   | 10) Cordones a tope longitudinales con ambos lados rectificados en paralelo a la dirección de carga, 100% END | |
| 112 | | 10) Sin amolado ni interrupciones | |
| 90 | | 10) Con interrupciones | |
| 140 |   | 11) Costura longitudinal con soldadura automática sin interrupciones en secciones huecas | 11) Libre de defectos fuera de las tolerancias de $EN_{yyy}$[2]<br>Espesor de pared $t \leq 12{,}5$ mm |
| 125 | | 11) Costura longitudinal con soldadura automática sin interrupciones en secciones huecas | 11) Espesor de pared $t > 12{,}5$ mm |
| 90 | | 11) Con posiciones de arranque/parada | |

Para los detalles 1 a 11 repasados mediante mecanizado se pueden aplicar las categorías correspondientes a soldadura automática.

**Tabla C.6 Soldaduras a tope transversales (de fuerza)**

| Categoría del detalle | Detalle constructivo | | Descripción | Requisitos |
|---|---|---|---|---|
| 112 | Efecto de escala para t > 25 mm $k_s = \left(\frac{25}{t}\right)^{0,2}$ |  | Sin chapa dorsal<br>Empalmes de chapas<br>Empalmes de ala y alma en vigas armadas soldados antes de su ensamble<br>Cordones a tope de sección completa en perfiles lami-nados sin groeras<br>Empalmes en chapas de ancho o canto variable con pendientes<br>≤ ¼ | Todas los cordones enrasados en la dirección de la flecha<br>Chapas de derrame eliminadas tras su uso, bordes de placas rectificados en dirección de las tensiones<br>Soldadas desde ambos lados; comprobadas mediante END.<br>Detalle 3:<br>Secciones laminadas con las mismas dimensiones sin diferencias de tolerancia |
| 90 | |  | Empalmes de chapas<br>Cordones a tope de penetración total en perfiles laminados sin groeras<br>Empalmes transversales en chapas de ancho o canto variable con pendientes ≤ 1/4 | La altura del sobreespesor del cordón no superará el 10% de su anchura, con transición suave a la superficie de la placa<br>Chapas de derrame eliminadas tras su uso; bordes de placas rectificados en dirección de las tensiones.<br>Soldado desde ambos lados; comprobados con END<br>Detalles 5 y 7<br>Soldaduras hechas en posición plana |
| 90 | |  | Cordones a tope de penetración total de perfiles laminados con groeras | Todas los cordones enrasados en la dirección de la flecha<br>Chapas de derrame eliminadas tras su uso; bordes de placas rectificados en dirección de las tensiones<br>Soldadas desde ambos lados; comprobadas mediante END<br>Secciones laminadas con las mismas dimensiones sin diferencias de tolerancia |
| 80 | |  | Empalmes transversales en vigas armadas soldadas sin groeras<br>Cordones a tope en sección completa de perfiles laminados con groeras<br>Empalmes transversales en chapas, secciones laminadas o vigas armadas | La altura del sobreespesor del cordón no superará el 10% de su anchura, con transición suave a la superficie de la placa<br>Soldadura no aislada<br>Chapas de derrame eliminadas tras su uso; bordes de placas rectificados en dirección de las tensiones<br>Soldadas desde ambos lados; comprobadas mediante END<br>Detalle 10<br>La altura del sobreespesor del cordón no mayor del 10% de su anchura, con transición suave a la superficie de la placa |
| 63 |  | | 12) Soldadura a tope en sección completa de perfiles laminados sin groeras | Chapas de derrame eliminadas tras su uso; bordes de placas rectificados en dirección de las tensiones.<br>Soldadas desde ambos lados |

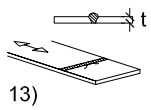
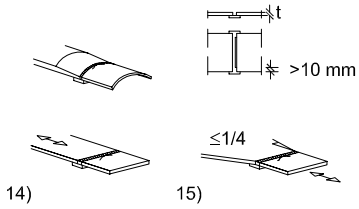
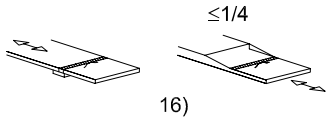
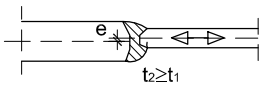
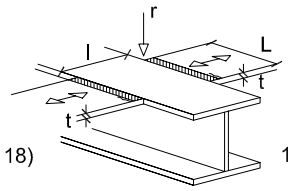
| Categoría del detalle | Detalle constructivo | | Descripción | Requisitos |
|---|---|---|---|---|
| | | | | |
| 36 | |  | 13) Cordones a tope desde un solo lado | 13) Sin chapa dorsal |
| 71 | Efecto de la escala para t > 25 mm<br>$k_s = \left(\frac{25}{t}\right)^{0,2}$ | | 13) Cordones a tope desde un lado. Sólo cuando la penetración total se comprueba mediante un adecuado END | |
| 71 | |  | Con chapa dorsal<br>14) Empalme transversal<br>15) Empalme transversal con ancho o canto variable con pendiente ≤ 1/4 También es válido para placas curvas | Detalles 14) y 15)<br>Las soldaduras en ángulo que sujetan la chapa dorsal deben terminar ≥ 10 mm desde los bordes de la placa cargada |
| 50 | |  | 16) Cordones transversal a tope en una chapa dorsal permanente con canto o ancho variable con una pendiente ≤ 1/4 También es válido para placas curvas | Cuando los cordones en ángulo de la chapa dorsal terminan < 10 mm del borde de la placa, o si no se puede garantizar un buen ajuste |
| 71 | Efecto de escala para t > 25 mm y generalización para la excentricidad<br>$k_s = \left[1 + \frac{6l}{t_1} \frac{t_1'^{5}}{t_1'^{5} + t_2^{1,5}}\right] \left(\frac{25}{t_1}\right)^{0,2}$ |  | 17) Soldadura a tope transversal, diferentes espesores sin transición, ejes alineados | |
| Igual al detalle 1 en tabla C,6 | |  | 18) Cordones a tope en alas cruzadas | Detalles 18) y 19)<br>La resistencia a fatiga en dirección perpendicular tiene que comprobarse con la tabla C,5, detalles 4 ó 5 |
| Igual al detalle 4 en tabla C,5 | | | 19) Con radio de transición según tabla C,5 detalle 4 | |

**Tabla 9.7 Casquillos y rigidizadores soldados**

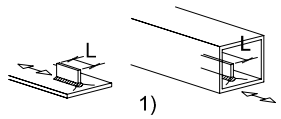
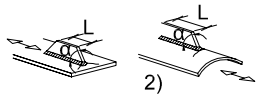
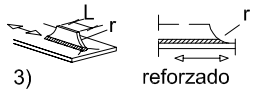
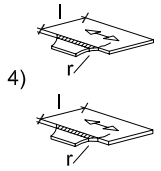
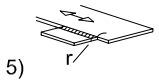
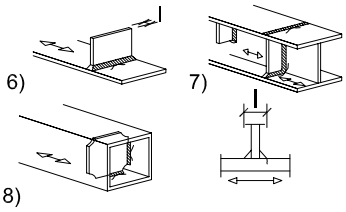
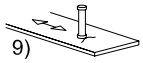
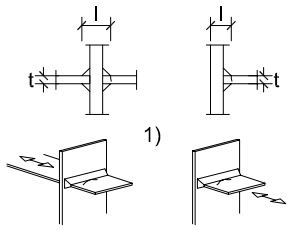
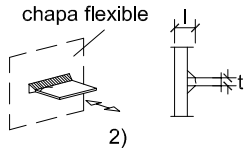
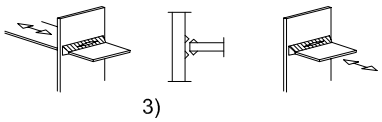
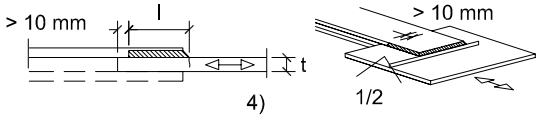
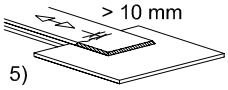
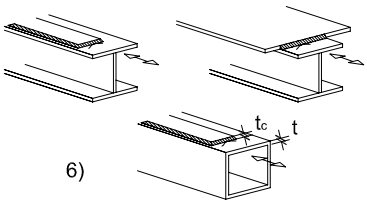
| Categoría del detalle | Detalle constructivo | | Descripción | Requisitos |
|---|---|---|---|---|
| 80 | $L \leq 50$ mm |   | Casquillos longitudinales<br>1) La categoría varía según la longitud L del casquillo | El espesor del casquillo debe ser inferior a su altura. En caso contrario véase la tabla C,6 detalles 5 ó 6 |
| 71 | $50 < L \leq 80$ mm | | | |
| 63 | $80 < L \leq 100$ mm | | | |
| 56 | $L > 100$ mm | | | |
| 71 | $L > 100$ mm<br>$\alpha < 45º$ |   | 2) Casquillo longitudinal a la placa o al tubo | |
| 80 | $r > 150$ mm |   | 3) Cartela soldada con cordón longitudinal y acuerdo de transición a la placa o tubo; el final del cordón reforzado (penetración total); longitud del cordón reforzado > r | Detalles 3) y 4)<br>El radio del acuerdo de transición formado mediante mecanizado o corte con gas de la cartela antes de la soldadura, amolado posterior del área de cordón paralela a la dirección de la flecha de modo que la raíz de la soldadura transversal quede eliminado completamente |
| 90 | $\frac{r}{L} \geq 1/3$<br>o bien<br>$r > 150$ mm |   | 4) Cartela soldada al borde de la placa o ala de la viga | |
| 71 | $\frac{1}{6} \leq \frac{r}{L} \leq \frac{1}{3}$ | | | |
| 50 | $\frac{r}{L} < \frac{1}{6}$ | | | |
| 40 |   | | 5) Soldado sin radio de transición | |
| 80 | $t \leq 50$ mm |   | Casquillos transversales<br>6) Soldados a placa<br>Rigidizadores verticales soldados a una viga o viga armada<br>Diafragmas de vigas cajón soldadas al ala o alma. No es posible para perfiles huecos. También válido para rigidizadores anulares | Detalles 6) y 7)<br>Extremos de cordón depositados cuidadosamente para eliminar cualquier rebaje que pueda estar presente.<br>7) $\Delta\sigma$ se calcula usando las tensiones principales si el rigidizador termina en el alma. |
| 71 | $50 < t \leq 80$ mm | | | |
| 80 |   | | 9) Conectores soldados al metal base | |

**Tabla C.8 Uniones soldadas de fuerza**

| Categoría del detalle | Detalle constructivo | | | Descripción | Requisitos |
|---|---|---|---|---|---|
| 80 | L < 50 | Todo t |  | Juntas cruciformes y en T<br>1) Fallo de la raíz en soldaduras a tope de penetración total y uniones de penetración parcial | Como resultado de la inspección se comprueba que está libre de discontinuidades y desalineaciones que excedan EN 1090<br>Se usan las tensiones nominales modificadas para calcular $\Delta\sigma$<br>En juntas con penetración parcial se precisan 2 comprobaciones de fatiga. Se comprueban primero las fisuras de la raíz mediante las tensiones definidas en la sección 5 usando la categoría 36* para $\Delta\sigma_W$ y la 80 para $\Delta\tau_W$.<br>A continuación se calcula la fisuración de la raíz calculando $\Delta\sigma$ en las placas portantes<br>Detalles 1) a 3)<br>La desalineación de las placas portantes no debe superar el 15% del espesor de la placa intermedia |
| 71 | 50 < L < 80 | | | | |
| 63 | 80 < L < 100 | | | | |
| 56 | 100 < L < 120 | | | | |
| 56 | L > 120 | t < 20 | | | |
| 50 | 120 < L ≤ 200<br>L > 200 | t > 20<br>20 < t < 30 | | | |
| 45 | 200 < L ≤ 300<br>L > 300 | t > 30<br>30 < t < 50 | | | |
| 40 | L > 300 | t > 50 | | | |
| Como el detalle 1 |  | | | 2) Fallo de la raíz desde el borde del Casquillo a la placa, con picos de tensión en los extremos del cordón debido a deformaciones locales de la placa | |
| 36* |  | | | 3) Fallo de la raíz en uniones a tope con sección T y penetración parcial o cordones en ángulo y penetración total efectiva en unión en T a tope | |
| Según el detalle 1 |  <br>área de tensiones del panel principal: pendiente 1/2 | | | Uniones soldadas con cubrejunta<br>4) Unión soldada en ángulo con cubrejunta | $\Delta\sigma$ en la placa principal se calcula basándose en el área mostrada en el croquis.<br>$\Delta\sigma$ se calcula en las placas cubrejunta<br>Detalles 4) y 5)<br>Final del cordón a más de 10 mm del extremo de la placa. Debe comprobarse (usando el detalle 8) la fisuración a cortante en la soldadura |
| 45* |  | | | Cubrejunta<br>5) Unión soldada en ángulo con cubrejunta | |
| | $t_c$ < t | $t_c \geq$ t |  | Platabandas en vigas y vigas armadas<br>6) Zonas extremas de platabandas sencillas o múltiples con o sin soldadura frontal | 6) Si la platabanda es más ancha que el ala, se precisa un cordón frontal. Esta soldadura debe depositarse cuidadosamente para eliminar rebajes. La longitud máxima de la platabanda es de 300 mm. Para casquillos más cortos consúltese el detalle 1) |
| 56* | t ≤ 20 | -- | | | |
| 50 | 20 < t ≤ 30 | t ≤ 20 | | | |
| 45 | 30 < t ≤ 50 | 20 < t ≤ 30 | | | |
| 40 | t > 50 | 30 < t ≤ 50 | | | |
| 36 | -- | t > 50 | | | |

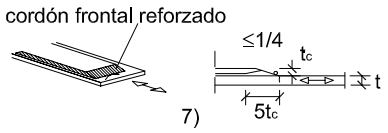
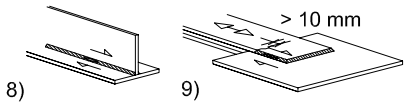
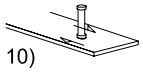
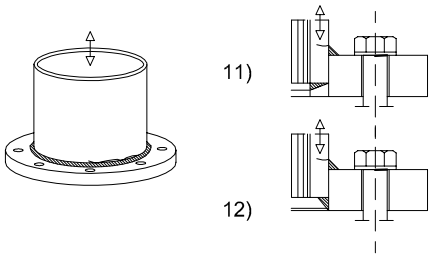
| | | | |
|---|---|---|---|
| 56 |  | 7) Cubrejuntas en vigas y vigas armadas | 7) Cordón frontal depositado y rebajado. Además, si $t_c$ > 20 mm el frente de la placa en el extremo de contacto con una pendiente < ¼ |
| 80<br>m = 5 |  | 8) Cordones en ángulo continuos transmitiendo un flujo de cortante, tal como en un alma soldada a un ala en vigas armadas<br>Cordón en ángulo con cubrejunta. | 8) $\Delta\tau$ se calcula a partir del área de garganta del cordón<br>9) $\Delta\tau$ se calcula a partir del área de garganta considerando la longitud total de la soldadura. El final de los cordones a más de<br>10 mm del borde de la placa |
| Véase EN 1994-2 (90 m = 8) |  | Conectadores de corte<br>10) Para uso en estructuras mixtas | 10) $\Delta\tau$ se calcula en la sección nominal del conector |
| 71 |  | 11) Junta articulada tubular con 80% de soldadura a tope con penetración total | 11) Raíz depositada de la soldadura. $\Delta\tau$ se calcula en el tubo |
| 40 | | 12) Junta articulada tubular con soldaduras en ángulo | 12) $\Delta\sigma$ calculado en el tubo |

**Tabla C.9 Unión de alas superiores a almas de vigas carril**

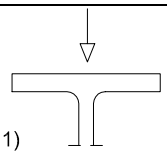
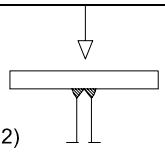
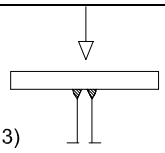
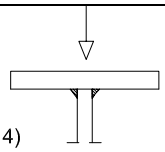
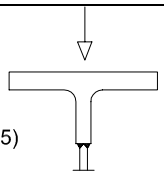
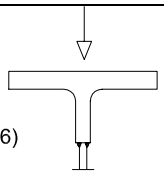
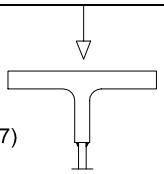
| Categoría del detalle | Detalle constructivo | Descripción | Requisitos |
|---|---|---|---|
| 160 |  1) | 1) Perfiles laminados I ó H | 1) Rango de tensiones verticales de compresión $\Delta\sigma_{vert}$ en el alma debido a la carga de ruedas |
| 71 |  2) | 2) Soldadura a tope con penetración total | |
| 36* |  3) | 3) Cordones a tope de penetración parcial o penetración total efectiva (EN.1993-1.8) | 3) Carrera de tensiones de compresión $\Delta\sigma_{vert}$ en la garganta de la soldadura debida a carga de ruedas |
| 36* |  4) | 4) Soldaduras en ángulo | |
| 71 |  5) | 5) Ala de la sección T con penetración completa en soldadura a tope | 5) La carrera de tensiones verticales de compresión $\Delta\sigma_{vert}$ en el alma debida a carga de ruedas |
| 36* |  6) | 6) Ala de sección T con penetración parcial en soldadura a tope o penetración total efectiva según EN.1993-1.8 | 6) Carrera de tensiones de compresión $\Delta\sigma_{vert}$ en la garganta de la soldadura debida a carga de ruedas |
| 36* |  7) | 7) Ala de sección T con soldaduras en ángulo | |

**Tabla C.10 Secciones huecas**

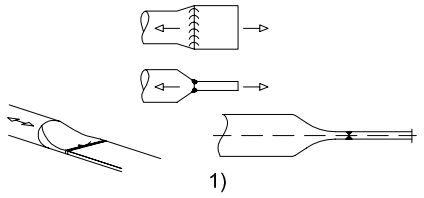
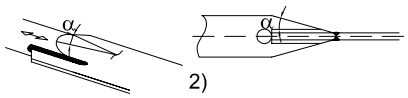
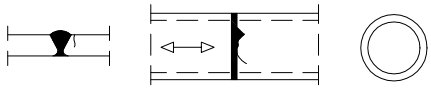
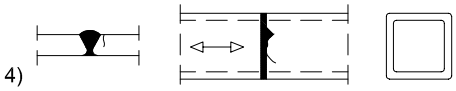
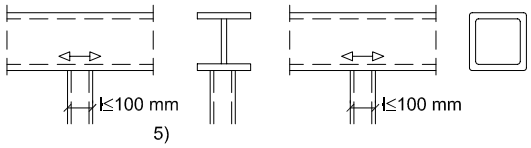
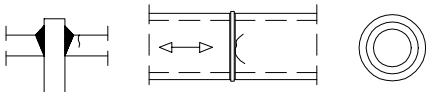
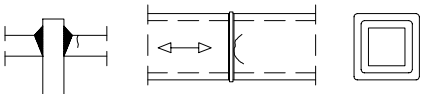
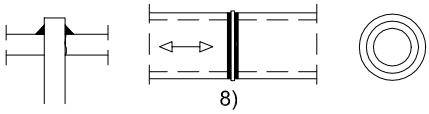
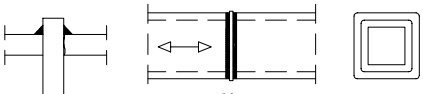
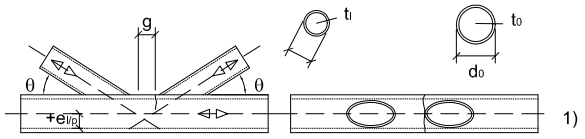
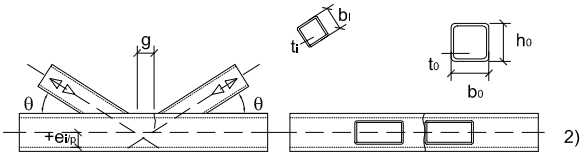
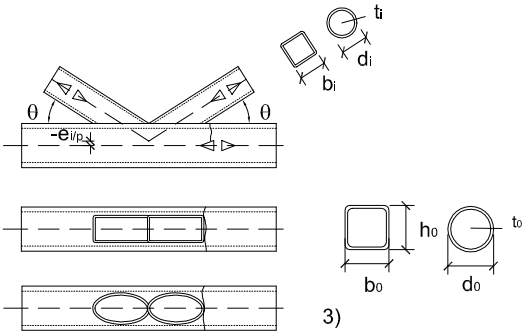
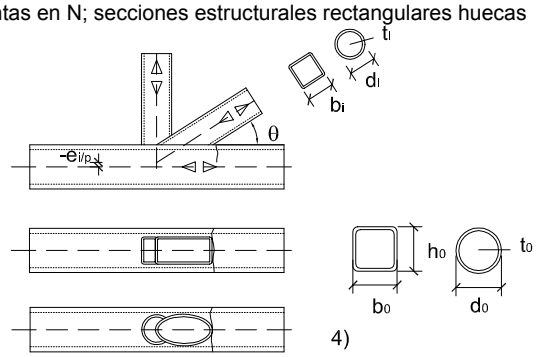
| Categoría del detalle | Detalle constructivo | Descripción | Requisitos |
|---|---|---|---|
| 71 |  1) | 1) Uniones tubo-placa; tubos aplastados, soldadura a tope (acanaladura en X) | 1) $\Delta\sigma$ calculado en el tubo. Sólo válido para diámetros de tubo inferiores a 200 mm |
| 71<br>63 | $\alpha \leq 45º$<br>$\alpha > 45º$  2) | 2) unión tubo-placa; tubo ranurado y soldado a la placa. Agujeros en el extremo de la ranura | 2) $\Delta\sigma$ calculado en el tubo. La fisuración a cortante en la soldadura debe comprobarse usando la tabla 8,5, detalle 8) |
| 71 |  3) | Uniones a tope transversales<br>3) Uniones mediante soldadura a tope, extremo a extremo entre secciones estructurales circulares huecos | Detalles 3) y 4)<br>La convexidad de la soldadura ≤ 10% del ancho del cordón, con transiciones suaves.<br>Soldado en posición plana, inspeccionado y libre de defectos superiores a las tolerancias $EN_{yyy}$[2]<br>Clasificable en 2 categorías más altas si t > 8 mm |
| 56 |  4) | 4) Secciones estructurales huecas circulares o rectangulares unidas mediante cordones de ángulo | |
| 71 |   5) | Accesorios soldados<br>5) Secciones estructurales huecas, circulares o rectangulares unidas mediante cordones en ángulo a otra sección | 1) Soldaduras que no transmitan cargas.<br>- anchura paralela a dirección de tensiones L ≤ 100 mm<br>- para otros casos véase tabla 8,4 |
| 50 |  6) | Empalmes soldados<br>6) Secciones estructurales circulares huecas; soldadas a tope, extremo a extremo con una placa intermedia | Detalles 6) y 7)<br>- Soldaduras portantes<br>- Tras inspección y sin encontrar defectos superiores a las tolerancias $EN_{yyy}$[2]<br>- Clasificable en 1 categoría más alta si t > 8 mm |
| 45 |  7) | 7) Secciones estructurales rectangulares huecas; soldadas a tope, extremo a extremo con una placa intermedia | |
| 40 |  8) | 8) Secciones estructurales circulares huecas, soldadas a tope, extremo a extremo con placa intermedia | Detalles 8) y 9)<br>- Soldaduras portantes<br>- Espesor de pared t ≤ 8 mm |
| 36 |  9) | 9) Secciones estructurales rectangulares huecas, soldadas a tope, extremo a extremo con placa intermedia | |

**Tabla C.11 Secciones huecas**

| Categoría del detalle | | Detalle constructivo | Requisitos |
|---|---|---|---|
| 90<br>m = 5 | $\frac{t_0}{t_i} \geq 2.0$ | Uniones con huelgo: detalle 1); juntas K y N; secciones estructurales circulares huecas<br>  <br> | Detalles 1) y 2)<br>Se precisa una comprobación por separado para los cordones y las diagonales.<br>Para valores intermedios del índice $\frac{t_0}{t_i}$ interpólese linealmente entre las categorías de los detalles.<br>Se permiten soldaduras en ángulo para diagonales con espesor de pared t ≤ 8 mm<br>$t_0$ y $t_i$ ≤ 8 mm<br>35º ≤ θ ≤ 50º<br>$b_0/t_0$ . $t_0/t_i$ ≤ 25<br>$d_0/t_0$ . $t_0/t_i$ ≤ 25<br>0,4 ≤ $b_i/b_0$ ≤ 1,0<br>0,25 ≤ $d_i/d_0$ ≤ 1,0<br>$b_0$ ≤ 200 mm<br>$d_0$ ≤ 300 mm<br>- 0,5 $h_0$ ≤ $l_{i/p}$ ≤ 0,25 $h_0$<br>- 0,5 $d_0$ ≤ $l_{i/p}$ ≤ 0,25 $d_0$<br>$e_{o/p}$ ≤ 0,02 $b_0$ ó ≤ 0,02 $d_0$<br>($e_{o/p}$ es la excentricidad fuera del plano)<br>Detalle 2)<br>0,5 ($b_0$ – $b_i$) ≤ g ≤ 1,1 ($b_0$ – $b_i$)<br>g ≥ 2 $t_0$ |
| 45<br>m = 5 | $\frac{t_0}{t_i} \geq 1.0$ | | |
| 71<br>m = 5 | $\frac{t_0}{t_i} \geq 2.0$ | Uniones con huelgo: detalle 2): juntas K y N; secciones estructurales circulares huecas<br>  <br> | |
| 36<br>m = 5 | $\frac{t_0}{t_i} \geq 1.0$ | | |
| 71<br>m = 5 | $\frac{t_0}{t_i} \geq 1.4$ | Juntas superpuestas: detalle 4):<br>Juntas en N; secciones estructurales circulares huecas<br>  <br> | Detalles 3) y 4)<br>30% ≤ solape≤ 100 %<br>Se precisa comprobación por separado de cordones y diagonales.<br>Para valores intermedios del índice $t_0/t_i$ interpólese linealmente entre categorías de detalles.<br>Se permiten soldaduras en ángulo para diagonales con espesor de pared t ≤ 8 mm<br>$t_0$ y $t_i$ ≤ 8 mm<br>35º ≤ θ ≤ 50º<br>$b_0/t_0$ . $t_0/t_i$ ≤ 25<br>$d_0/t_0$ . $t_0/t_i$ ≤ 25<br>0,4 ≤ $b_i/b_0$ ≤ 1,0<br>0,25 ≤ $d_i/d_0$ ≤ 1,0<br>$b_0$ ≤ 200 mm<br>$d_0$ ≤ 300 mm<br>- 0,5 $h_0$ ≤ $l_{i/p}$ ≤ 0,25 $h_0$<br>- 0,5 $d_0$ ≤ $l_{i/p}$ ≤ 0,25 $d_0$<br>$e_{o/p}$ ≤ 0,02 $b_0$ ó ≤ 0,02 $d_0$<br>($e_{o/p}$ es la excentricidad fuera del plano) |
| 56<br>m = 5 | $\frac{t_0}{t_i} = 1$ | | |
| 71<br>m = 5 | $\frac{t_0}{t_i} \geq 1'4$ | Juntas superpuestas: detalle 4):<br>Juntas en N; secciones estructurales rectangulares huecas<br>  <br> | |
| 50<br>m = 5 | $\frac{t_0}{t_i} = 1$ | | |

## C.4 Comprobación

1 Son admisibles los formatos de acumulación de daño o de carrera equivalente. Comprende los siguientes pasos, cada uno de los cuales se reflejará en el apartado correspondiente de la memoria de proyecto:

a) definición del registro elemental de cargas (por ejemplo, cada pasada del carro en un puente grúa) y del número de veces que se repite a lo largo de la vida útil de la estructura. La definición del registro de cargas y del número de repeticiones vendrá dada en cada caso por las especificaciones particulares del sistema;

b) definición de los detalles estructurales a comprobar (por ejemplo, los cordones de ala de un empalme soldado en una viga carrilera) y obtención del registro elemental de tensiones (por ejemplo, las tensiones normales en las alas en la sección del citado empalme). El procedimiento de cálculo de tensiones seguirá lo establecido en los apartados precedentes y tendrá en cuenta, cuando proceda, los posibles efectos de amplificación por el carácter dinámico de las acciones;

c) determinación del número de ciclos y de su amplitud (carrera). Son aceptables los métodos de "vaciado de la alberca" o de "flujo de agua". No es necesario considerar los ciclos cuyas carreras sean inferiores al límite de corte. El resultado de esta operación, ponderado por el número de veces que se repite el ciclo de carga a lo largo de la vida útil de la estructura, se representa en forma de espectro;

d) dibujo del espectro de amplitudes (carreras);

e) obtención, para cada carrera de tensiones, del número de ciclos hasta fallo. Entrando en las curvas S-N correspondientes al detalle analizado con la carrera de tensión de cálculo (multiplicada por $\gamma_{Ff}$) se obtiene el número de ciclos a fallo $N_{Ri}$;

f) obtención del daño acumulado conforme a la regla de Palmgren- Miner.

2 Una vez obtenido el daño total el criterio de comprobación puede formularse en daño (simplemente comprobar que el daño acumulado sea inferior a la unidad) o en la carrera equivalente de tensiones.

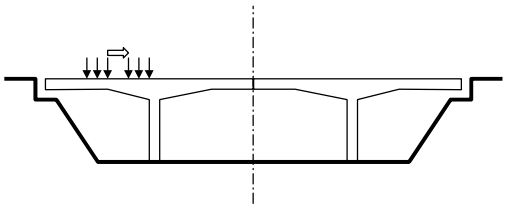
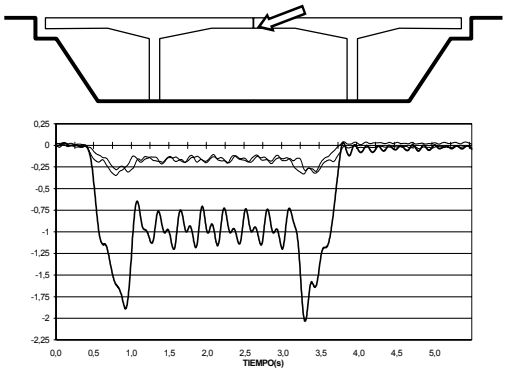
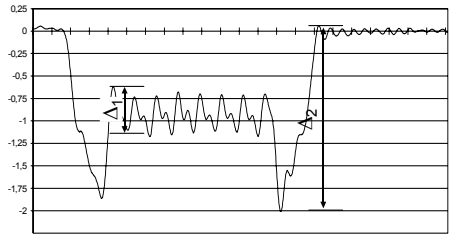
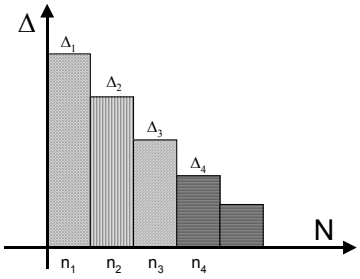
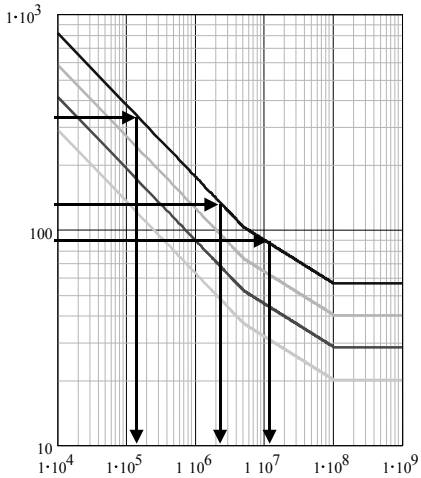
| | |
|---|---|
| Definición del registro elemental de cargas |  |
| Definición de los detalles a comprobar y obtención del registro de tensiones en cada uno |   |
| Determinación del número de ciclos y de su amplitud |   |
| Representación del espectro |   |
| Obtención del número de ciclos hasta el fallo |   |
| Comprobación (criterio de Palmgren-Miner) | $\sum \frac{n_i}{N_i} = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_1}{N_1} + \ldots \leq D_d$ |

**Figura C.3 Formato de comprobación**