

# **STEEL BUILDINGS IN EUROPE**

**Edificios de acero de varias plantas**

**Parte 5: Diseño de uniones**



# **Edificios de acero de varias plantas**

## **Parte 5: Diseño de uniones**



## PRÓLOGO

Esta publicación es la parte 5 de la guía de diseño *Edificios de acero de varias plantas* (en inglés, *Multi-Storey Steel Buildings*).

Las 10 partes en que se divide la guía *Edificios de acero de varias plantas* son:

Parte 1: Guía del arquitecto

Parte 2: Diseño conceptual

Parte 3: Acciones

Parte 4: Diseño de detalle

Parte 5: Diseño de uniones

Parte 6: Ingeniería de fuego

Parte 7: Guía de prescripciones técnicas del proyecto

Parte 8: Herramienta para el cálculo de la resistencia de elementos: descripción técnica

Parte 9: Herramienta para el cálculo de la resistencia de uniones: descripción técnica

Parte 10: Guía para el desarrollo de software para el diseño de vigas mixtas

*Edificios de acero de varias plantas*, es una de las dos guías de diseño publicadas. La segunda guía se titula *Edificios de acero de una sola planta* (en inglés, *Single-Storey Steel Buildings*).

Ambas guías han sido editadas dentro del marco del proyecto europeo *Facilitating the market development for sections in industrial halls and low rise buildings (SECHALO) RFS2-CT-2008-0030*.

Ambas guías de diseño han sido redactadas y editadas bajo la dirección de Arcelor Mittal, Peiner Träger y Corus. El contenido técnico ha sido elaborado por CTICM y SCI, colaboradores de Steel Alliance.



## Índice

	<b>Página Nº</b>
PRÓLOGO	III
RESUMEN	VII
1 INTRODUCCIÓN	1
1.1 Acerca de esta guía de cálculo	1
1.2 Comportamiento de las uniones	1
1.3 Uniones estandarizadas	2
1.4 Resistencia de atado	3
1.5 Recomendaciones de cálculo contenidas en esta publicación	4
1.6 Glosario	5
2 CHAPAS FRONTALES DE CANTO PARCIAL	6
2.1 Detalle recomendado	6
2.2 Comprobación del cortante	7
2.3 Comprobaciones de atado	13
2.4 Ejemplo resuelto: chapa frontal de canto parcial	15
3 UNIONES ACARTELADAS	23
3.1 Detalle recomendado	23
3.2 Comprobaciones a cortante vertical	24
3.3 Comprobaciones de atado	35
3.4 Ejemplo resuelto: Unión acartelada	41
4 UNIONES CON ANGULARES DOBLES	54
4.1 Detalle recomendado	54
4.2 Comprobaciones a cortante vertical	55
4.3 Comprobaciones de atado	66
4.4 Ejemplo práctico: Uniones con angulares dobles	71
5 EMPALMES DE PILARES (CON CONTACTO)	86
5.1 Detalle recomendado	86
5.2 Comprobaciones a tracción	89
5.3 Comprobación del atado vertical	94
5.4 Ejemplo resuelto – Empalme de pilares con contacto	96
6 BASES DE PILARES	104
6.1 Dimensiones de la placa base	104
6.2 Cálculo de la proyección (c)	105
6.3 Espesor de la placa base	106
6.4 Soldaduras de la placa base	107
6.5 Ejemplo resuelto – Base de pilar	109
REFERENCIAS	113





## RESUMEN

Esta guía proporciona los procedimientos de cálculo para uniones articuladas en edificios de varias plantas, conforme a lo establecido en los Eurocódigos.

La guía abarca diferentes tipos de uniones:

- Uniones viga-viga y viga-pilar
  - Placas de extremo de canto parcial
  - Uniones acarteladas
  - Uniones con angulares dobles
- Empalmes de pilares
- Bases de pilares

Cada cálculo viene ilustrado por un ejemplo práctico, en base a los valores recomendados que se dan en los Eurocódigos.



# 1 INTRODUCCIÓN

## 1.1 Acerca de esta guía de cálculo

En esta guía técnica se trata el cálculo de uniones simples articuladas para su uso en edificios de varias plantas arriostrados que se hayan proyectado conforme a lo establecido en los Eurocódigos

Se incluyen procedimientos de cálculo para:

- Uniones viga-viga y viga-pilar
  - Chapas frontales de canto parcial
  - Uniones acarteladas
  - Uniones con angulares dobles
- Empalmes de pilares
- Bases de pilares

Al comienzo de cada procedimiento de cálculo se muestra la geometría recomendada para la unión en cuestión, para garantizar un comportamiento dúctil. A continuación se incluyen las comprobaciones en cada fase de la transmisión de la carga a través de la unión completa, incluyendo sus soldaduras, placas, tornillos y almas o alas de los perfiles, según corresponda.

A pesar de que los Eurocódigos sirven como marco común europeo en lo relativo a los cálculos estructurales, la seguridad estructural continúa siendo una responsabilidad de cada país. Por este motivo existen algunos parámetros, denominados “Parámetros de Determinación Nacional” (NDP, por sus siglas en inglés), que pueden determinar los distintos países y que se incluyen en los Anexos Nacionales (AN) que complementan los documentos básicos de los Eurocódigos. No obstante, los Eurocódigos proporcionan ciertas recomendaciones acerca de los valores que deberían adoptarse para cada uno de los NDP. A la hora de diseñar una estructura, se deben utilizar los NDP del AN del país en el que se vaya a construir la estructura.

En los ejemplos prácticos de la presente publicación se han adoptado los valores recomendados incluidos en el Eurocódigo.

Como complemento a esta publicación existe una herramienta de cálculo en forma de hoja de cálculo que permite utilizar los NDP de diversos países. Dicha hoja de cálculo abarca todos los tipos de uniones incluidos en esta publicación y puede utilizarse en diversos idiomas.

## 1.2 Comportamiento de las uniones

La práctica habitual en la construcción simple es calcular las vigas como si estuvieran simplemente apoyadas y los pilares como si estuvieran sometidos a compresión axial y, cuando proceda, a un momento nominal debido a la unión del extremo de la viga. Para garantizar un comportamiento adecuado de la

estructura se deben incluir uniones “simples” (uniones articuladas) conforme a lo especificado en el apartado 5.1.1<sup>[1]</sup>, de la norma EN 1993-1-8, en el que se asume que la unión no transfiere el momento. En otras palabras, las uniones deben poseer una capacidad de rotación y una ductilidad adecuadas.

Las uniones articuladas presentan las siguientes características:

1. Se asume que únicamente transmiten la reacción del esfuerzo cortante de cálculo
2. Son capaces de soportar la rotación resultante
3. Aportan una restricción direccional a los elementos, que se tiene en cuenta a la hora de realizar su cálculo
4. Son lo suficientemente robustas como para cumplir los requisitos de integridad estructural.

La norma EN 1993-1-8<sup>[1]</sup> incluye dos métodos de clasificación de las uniones: en función de su rigidez y en función de su resistencia.

- Clasificación en función de su rigidez: la rigidez rotacional inicial de la unión, calculada de acuerdo con la sección 6.3.1 de la norma EN 1993-1-8, se compara con los límites de clasificación especificados en el apartado 5.2 de esa misma norma.
- Clasificación en función de su resistencia: para poder afirmar que una unión es articulada, ésta debe cumplir los dos requisitos siguientes:
  - la resistencia de la unión al momento flector no debe superar el 25% de la resistencia requerida para una unión rígida
  - la unión debe poder soportar la rotación generada por las cargas de cálculo.

Las uniones también pueden clasificarse en base a la evidencia experimental, a la experiencia de un comportamiento previo satisfactorio en casos similares o por cálculos basados en resultados de ensayos.

En términos generales, los requisitos de las uniones articuladas pueden satisfacerse utilizando placas de espesor relativamente pequeño en combinación con soldaduras de resistencia total. La experiencia y los ensayos han demostrado que utilizando placas de extremo, cartelas y angulares de 8 o 10 mm fabricados en acero S275, junto con tornillos M20 de calidad 8.8, se consiguen uniones que se comportan como articulaciones. Si se seleccionan elementos fuera de estos parámetros recomendados, la unión debe clasificarse conforme a lo establecido en la norma EN 1993-1-8.

### 1.3 Uniones estandarizadas

En una estructura de varias plantas convencional arriostrada, las uniones pueden suponer menos del 5% del peso pero más del 30% del coste total de la misma. Por lo tanto, las uniones más eficientes son aquellas de detalle constructivo, construcción y montaje lo más sencillos posibles y no necesariamente las más ligeras.

El uso de uniones estandarizadas cuyos accesorios, tornillos, soldaduras y geometría estén perfectamente definidos ofrece las siguientes ventajas:

- Reducción en los tiempos de compra, almacenamiento y manipulación;
- Mejora en la disponibilidad y conlleva una reducción de los costes de los materiales;
- Ahorro de tiempo de fabricación y mayor rapidez de montaje;
- Mejor comprensión de su comportamiento de todas las partes implicadas;
- Reducción de errores.

Con el fin de aprovechar estas ventajas, en esta publicación se recomienda el uso de uniones estandarizadas. A continuación se resumen los componentes convencionales adoptados en esta guía:

- Acero de grado S275 para los componentes como las chapas frontales y los angulares
- Tornillos completamente roscados, M20, de calidad 8.8 y 60 mm de longitud
- Orificios de 22 mm, perforados o taladrados
- Soldaduras en ángulo, de espesor de garganta de 4,2 ó 5,6 mm
- 90 mm de distancia entre la parte superior de la viga y la primera fila de tornillos
- 70 mm de separación vertical entre los tornillos
- 90 ó 140 mm de separación horizontal entre los tornillos
- El borde superior de la placa de extremo de canto parcial, del angular o de la cartela se sitúa a 50 mm de la parte superior del ala de la viga.

## 1.4 Resistencia de atado

El requisito de disponer de una resistencia de atado adecuada se incluye con el fin de proteger la estructura frente a un posible colapso desproporcionado. En el Anexo A<sup>[2]</sup> de la norma EN 1991-1-7 se incluyen recomendaciones sobre la fuerza de atado de cálculo que debe poseer una unión.

La norma EN 1993-1-8 no ofrece recomendaciones sobre el cálculo de la resistencia de atado. Otras fuentes de información reconocidas<sup>[3]</sup> recomiendan el uso de la resistencia a la tracción última ( $f_u$ ) para calcular la resistencia de atado, utilizando un factor parcial de atado ( $\gamma_{Mu}$ ) de 1,10. Dicho valor se debe aplicar a la resistencia de cálculo de todos los componentes de la unión: soldaduras, tornillos, placas y vigas.

## 1.5 Recomendaciones de cálculo contenidas en esta publicación

En esta publicación se incluyen comprobaciones de diseño seguidas, en cada caso, por un ejemplo práctico. Dichas recomendaciones abarcan los siguientes elementos:

- chapas frontales flexibles de canto parcial
- cartelas
- uniones con angulares dobles
- empalmes de pilares
- bases de pilares.

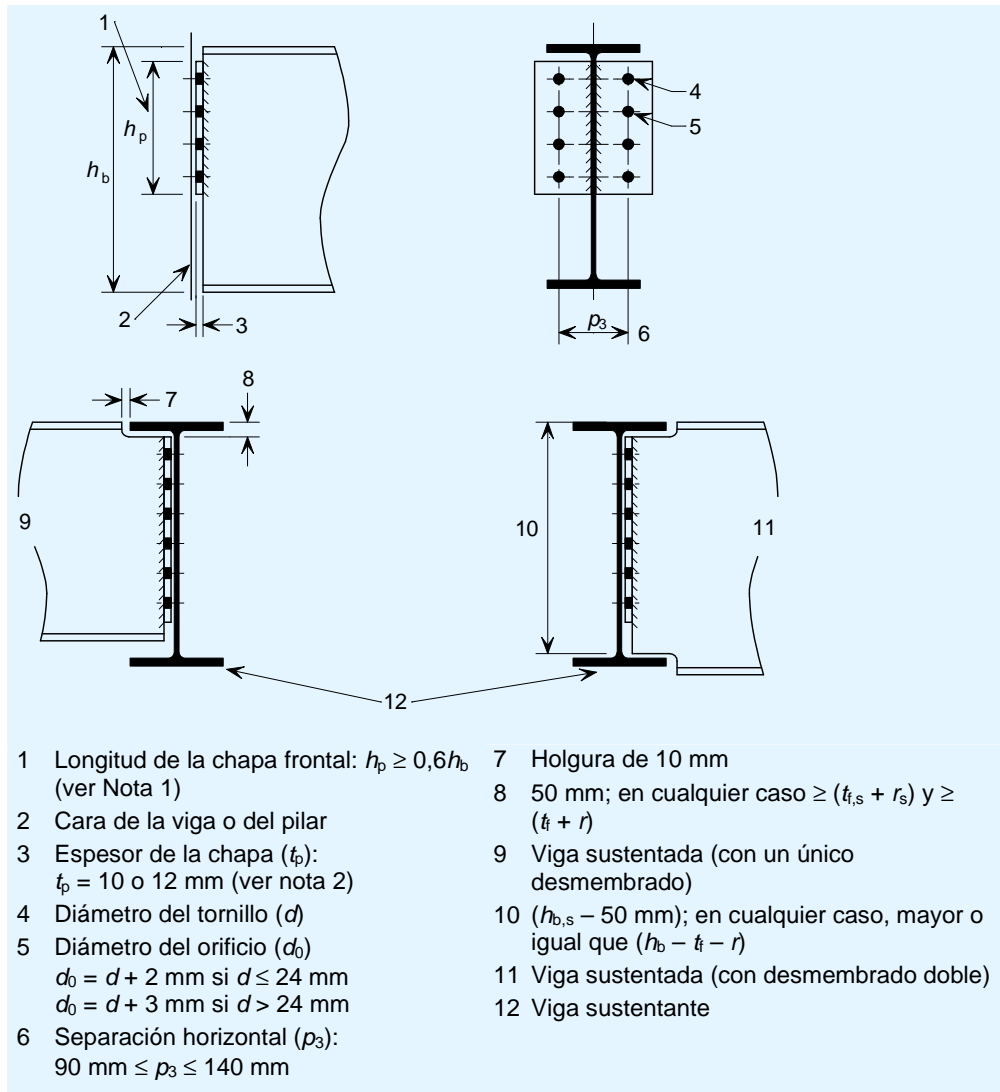
Todos los ejemplos prácticos se han estructurado según la estructura del procedimiento de cálculo que precedente.

## 1.6 Glosario

$a$	garganta de la soldadura en ángulo
$b$	anchura de la viga sustentada
$d$	diámetro del tornillo
$d_0$	diámetro del orificio
$f_{y,b}$	límite elástico de la viga sustentada
$f_{u,b}$	resistencia a la tracción última de la viga sustentada
$f_{y,p}$	límite elástico de la chapa (chapa frontal, cartela, cubrejuntas o placa base)
$f_{u,p}$	resistencia a la tracción última de la chapa (chapa frontal, cartela, cubrejuntas o placa base)
$f_{y,ac}$	límite elástico de los angulares
$f_{u,ac}$	resistencia a la tracción última de los angulares
$f_{ub}$	resistencia a la tracción última del tornillo
$h_b$	canto de la viga sustentada
$h_p$	altura de la chapa (chapa frontal, cartela o cubrejuntas)
$h_{ac}$	altura de los angulares
$n_b$	número total de tornillos en el lado de la viga sustentada
$n_s$	número total de tornillos en el lado de la viga sustentante
$n_1$	número de filas horizontales de tornillos
$n_2$	número de filas verticales de tornillos
$t_f$	espesor del ala de la viga sustentada
$t_w$	espesor del alma de la viga sustentada
$t_p$	espesor de la chapa (chapa frontal, cartela, cubrejuntas o placa base)
$t_{ac}$	espesor de los angulares
$s$	pie de la soldadura en ángulo
$\chi_{M0}$	factor parcial de resistencia de la sección transversal (la norma EN 1993-1-1 recomienda adoptar un valor de $\chi_{M0} = 1,0$ )
$\chi_{M1}$	factor parcial de resistencia de los elementos a las inestabilidades evaluadas mediante la comprobación de dichos elementos (la norma EN 1993-1-1 recomienda adoptar un valor de $\chi_{M1} = 1,0$ )

## 2 CHAPAS FRONTALES DE CANTO PARCIAL

### 2.1 Detalle recomendado



$h_b$  canto de la viga sustentada

$h_{b,s}$  canto de la viga sustentante (si procede)

$t_f$  espesor del ala de la viga sustentada

$t_{f,s}$  espesor del ala de la viga sustentante (si procede)

$r$  radio de acuerdo de la viga sustentada

$r_s$  radio de acuerdo de la viga sustentante (si procede)

Notas:

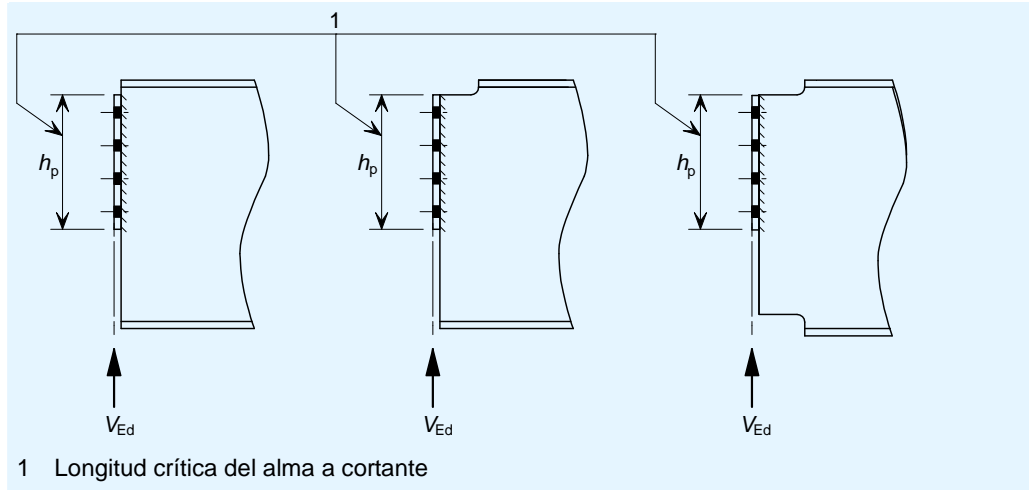
1. La chapa frontal habitualmente se sitúa cerca del ala superior de la viga, con el fin de conseguir una restricción adecuada. Habitualmente se adopta una chapa con una altura mínima de  $0,6h_b$ , para garantizar una restricción torsional nominal.



- Aunque podrían cumplirse los requisitos de diseño utilizando un valor de  $t_p < 8$  mm, en la práctica esto no se recomienda debido a la probabilidad de que se produzcan deformaciones durante el proceso de fabricación y daños durante el transporte.

## 2.2 Comprobación del cortante

### 2.2.1 Resistencia al cortante del alma de la viga



Resistencia a cortante del alma de la viga en la chapa frontal

Requisito básico:  $V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$

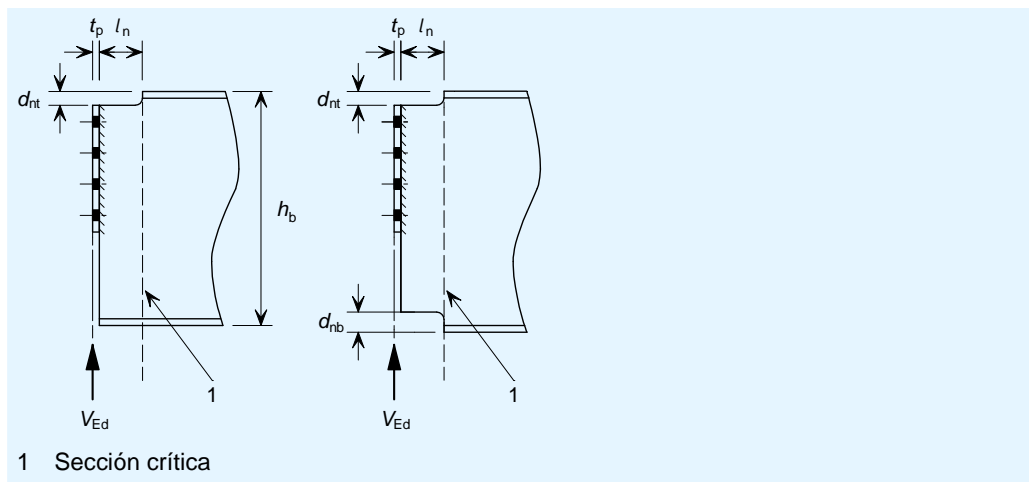
$V_{c,Rd}$  resistencia a cortante de diseño de la viga sustentada conectada a la chapa frontal.

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_{y,b} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}; \quad (\text{EN 1993-1-1, §6.2.6(1)})$$

donde:

$A_v$  área sometida a esfuerzo cortante:  $A_v = h_p t_w$  [Referencia 8]

### 2.2.2 Resistencia a la flexión en el desmembrado



$$V_{Ed} \times (t_p + l_n) \leq M_{v,N,Rd} \text{ or } M_{v,DN,Rd}$$

$M_{v,N,Rd}$  resistencia al momento flector de la viga sustentada con un desmembrado a la altura del mismo, en presencia de cortante.

$M_{v,DN,Rd}$ : resistencia al momento flector de la viga sustentada con desmembrado doble, a la altura del mismo, en presencia de cortante.

### 2.2.2.1 Vigas con un único desmembrado

Para esfuerzos cortantes pequeños ( $V_{Ed} \leq 0,5V_{pl,N,Rd}$ )

$$M_{v,N,Rd} = \frac{f_{y,b} W_{el,N,y}}{\gamma_{M0}} \quad [\text{Referencia 4}]$$

Para esfuerzos cortantes grandes ( $V_{Ed} > 0,5V_{pl,N,Rd}$ )

$$M_{v,N,Rd} = \frac{f_{y,b} W_{el,N,y}}{\gamma_{M0}} \left[ 1 - \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{pl,N,Rd}} - 1 \right)^2 \right] \quad [\text{Referencia 4}]$$

### 2.2.2.2 Vigas con desmembrado doble

Para esfuerzos cortantes pequeños ( $V_{Ed} \leq 0,5V_{pl,DN,Rd}$ )

$$M_{v,DN,Rd} = \frac{f_{y,b} t_w}{6\gamma_{M0}} (h_b - d_{nt} - d_{nb})^2 \quad [\text{Referencia 4}]$$

Para esfuerzos cortantes grandes ( $V_{Ed} > 0,5V_{pl,DN,Rd}$ )

$$M_{v,DN,Rd} = \frac{f_{y,b} t_w}{6\gamma_{M0}} (h_b - d_{nt} - d_{nb})^2 \left[ 1 - \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{pl,DN,Rd}} - 1 \right)^2 \right] \quad [\text{Referencia 4}]$$

$V_{pl,N,Rd}$ : resistencia a cortante a la altura del desmembrado, para vigas con un único desmembrado

$$V_{pl,N,Rd} = \frac{A_{v,N} f_{y,b}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

$$A_{v,N} = A_{Tee} - bt_f + (t_w + 2r) \frac{t_f}{2}$$

$A_{Tee}$ : área de la sección en "T"

$V_{pl,DN,Rd}$ : resistencia a cortante a la altura del desmembrado, para vigas con desmembrado doble

$$V_{pl,DN,Rd} = \frac{A_{v,DN} f_{y,b}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

$$A_{v,DN} = t_w (h_b - d_{nt} - d_{nb});$$

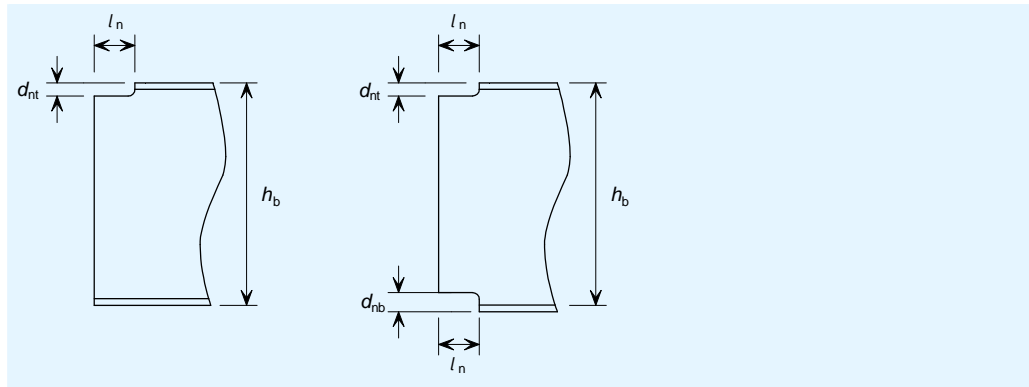
donde:

$W_{el,N,y}$ : módulo elástico de la sección a la altura del desmembrado

$d_{nt}$  es la profundidad del desmembrado superior

$d_{nb}$  es la profundidad del desmembrado inferior

### 2.2.3 Estabilidad local de las vigas con desmembrado



Cuando se arriestre la viga para evitar el pandeo lateral, no es necesario considerar la estabilidad del desmembrado siempre que se cumplan las siguientes condiciones:

#### Requisitos básicos para vigas con desmembrado en una de sus alas:<sup>[5][6]</sup>

$$d_{nt} \leq h_b / 2 \quad \text{y:}$$

$$l_n \leq h_b \quad \text{para } h_b / t_w \leq 54,3 \quad (\text{acero S275})$$

$$l_n \leq \frac{160000 h_b}{(h_b / t_w)^3} \quad \text{para } h_b / t_w > 54,3 \quad (\text{acero S275})$$

$$l_n \leq h_b \quad \text{para } h_b / t_w \leq 48,0 \quad (\text{acero S355})$$

$$l_n \leq \frac{110000 h_b}{(h_b / t_w)^3} \quad \text{para } h_b / t_w > 48,0 \quad (\text{acero S355})$$

#### Requisitos básicos para vigas con desmembrados en ambas alas:<sup>[7]</sup>

$$\max (d_{nt}, d_{nb}) \leq h_b / 5 \quad \text{y:}$$

$$l_n \leq h_b \quad \text{para } h_b / t_w \leq 54,3 \quad (\text{acero S275})$$

$$l_n \leq \frac{160000 h_b}{(h_b / t_w)^3} \quad \text{para } h_b / t_w > 54,3 \quad (\text{acero S275})$$

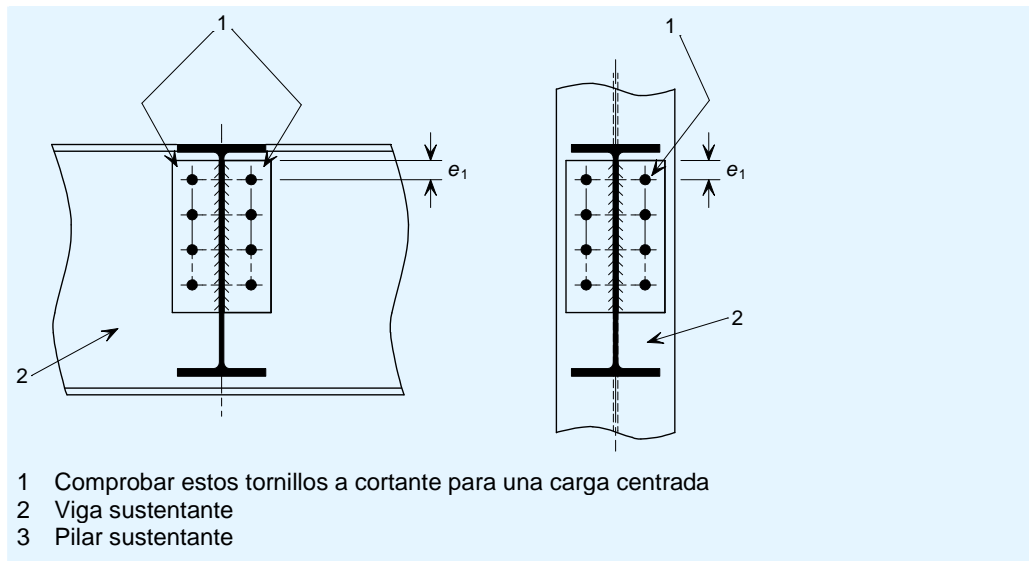
$$l_n \leq h_b \quad \text{para } h_b / t_w \leq 48,0 \quad (\text{acero S355})$$

$$l_n \leq \frac{110000 h_b}{(h_b / t_w)^3} \quad \text{para } h_b / t_w > 48,0 \quad (\text{acero S355})$$

Cuando la longitud del desmembrado ( $l_n$ ) supere estos límites, se debería aumentar la rigidez de manera adecuada o se debería comprobar que el desmembrado cumple lo especificado en las referencias 5, 6 y 7.

Para elementos en acero S235 y S460, consultar las referencias 5, 6 y 7.

## 2.2.4 Resistencia del grupo de tornillos



Requisito básico:  $V_{Ed} \leq F_{Rd}$

$F_{Rd}$  es la resistencia del grupo de tornillos [EN 1993-1-8, §3.7(1)]

Si  $(F_{b,Rd})_{\text{máx}} \leq F_{v,Rd}$ , entonces  $F_{Rd} = \sum F_{b,Rd}$

Si  $(F_{b,Rd})_{\text{mín}} \leq F_{v,Rd} \leq (F_{b,Rd})_{\text{máx}}$ , entonces  $F_{Rd} = n_s (F_{b,Rd})_{\text{mín}}$

Si  $F_{v,Rd} < (F_{b,Rd})_{\text{mín}}$ , entonces  $F_{Rd} = 0,8 n_s F_{v,Rd}$

### 2.2.4.1 Resistencia de los tornillos a cortante

$F_{v,Rd}$  es la resistencia de un tornillo a cortante

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}; \quad [\text{EN 1993-1-8, tabla 3.4}]$$

donde:

$\alpha_v = 0,6$  para tornillos de clase 4.6 y 8.8  
 $= 0,5$  para tornillos de clase 10.9

$A$  es el área resistente del tornillo a tracción ( $A_s$ )

$\gamma_{M2}$  es el factor parcial de resistencia de los tornillos

### 2.2.4.2 Resistencia al aplastamiento

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,p} d t_p}{\gamma_{M2}}; \quad [\text{EN 1993-1-8, tabla 3.4}]$$

donde:

$\gamma_{M2}$  es el factor parcial de la placa al aplastamiento

– Para los tornillos de los extremos (paralelo a la dirección de transmisión de la carga):

$$\alpha_b = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{ub}}{f_{u,p}}; 1,0 \right)$$

- Para tornillos interiores (paralelo a la dirección de transmisión de la carga)

$$\alpha_b = \min\left(\frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{u,p}}; 1,0\right)$$

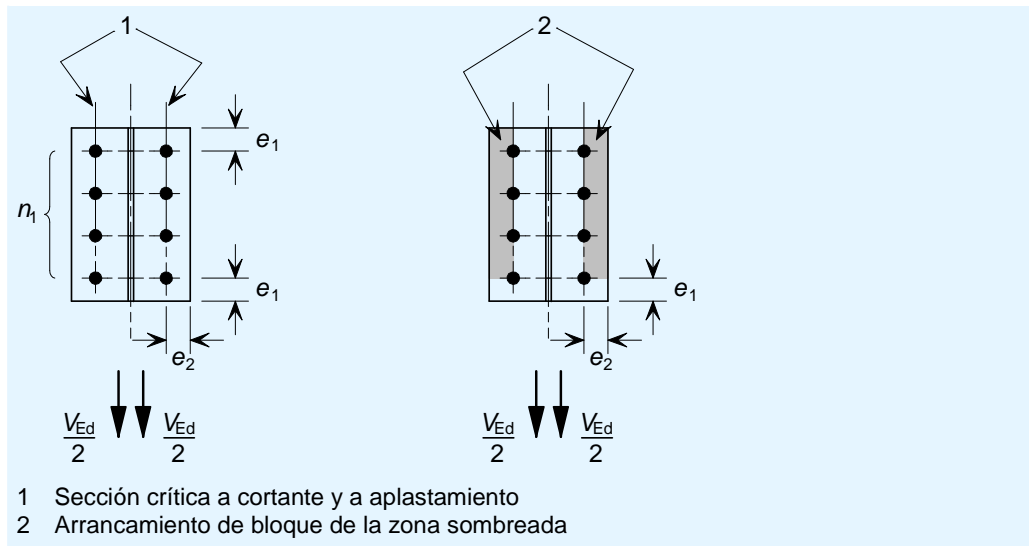
- Para los tornillos de los bordes (perpendicular a la dirección de transmisión de la carga)

$$k_1 = \min\left(2,8\frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right)$$

- Para tornillos interiores (perpendicular a la dirección de transmisión de la carga)

$$k_1 = \min\left(1,4\frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right)$$

## 2.2.5 Resistencia a cortante de la chapa frontal



Requisito básico:  $V_{Ed} \leq V_{Rd,min}$

$$V_{Rd,min} = \min(V_{Rd,g}; V_{Rd,n}; V_{Rd,b});$$

donde:

$V_{Rd,g}$  es la resistencia a cortante de la sección bruta

$V_{Rd,n}$  es la resistencia a cortante de la sección neta

$V_{Rd,b}$  es la resistencia al arrancamiento de bloque

### 2.2.5.1 Resistencia a cortante de la sección bruta

$$V_{Rd,g} = 2 \times \frac{h_p t_p}{1,27} \frac{f_{y,p}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \quad [\text{Referencia 8}]$$

Nota: el coeficiente 1,27 tiene en cuenta la reducción de la resistencia a cortante debido a la presencia de la flexión nominal en el plano, que genera tracción en los tornillos<sup>[9]</sup>.

### 2.2.5.2 Resistencia a cortante de la sección neta

$$V_{Rd,n} = 2 \times A_{v,net} \frac{f_{u,p}}{\sqrt{3}\gamma_{M2}} \quad [\text{Referencia 8}]$$

$$A_{v,net} = t_p (h_p - n_1 d_0)$$

$\gamma_{M2}$  es el coeficiente parcial para la resistencia a fractura de las secciones transversales a tracción

### 2.2.5.3 Resistencia al arrancamiento de bloque

$$V_{Rd,b} = 2 \left( \frac{f_{u,p} A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_{y,p} A_{nv}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} \right) \quad [\text{Referencia 8}]$$

Pero si  $h_p < 1,36p_3$  y  $n_1 > 1$ , entonces:

$$V_{Rd,b} = 2 \left( \frac{0,5 f_{u,p} A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_{y,p} A_{nv}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} \right)$$

$$A_{nt} = t_p (e_2 - 0,5d_0)$$

$$A_{nv} = t_p (h_p - e_1 - (n_1 - 0,5)d_0);$$

donde:

$p_3$  es la distancia entre centros de los tornillos (perpendicular a la dirección de la carga)

### 2.2.6 Resistencia de las soldaduras

Se recomienda realizar soldaduras de resistencia total con cordones de soldadura simétricos.

Las soldaduras de resistencia total deben cumplir los siguientes requisitos en cuanto al tamaño de garganta<sup>[8]</sup>:

$$a \geq 0,46 t_w \text{ para vigas sustentadas de acero S235}$$

$$a \geq 0,48 t_w \text{ para vigas sustentadas de acero S275}$$

$$a \geq 0,55 t_w \text{ para vigas sustentadas de acero S355}$$

$$a \geq 0,74 t_w \text{ para vigas sustentadas de acero S460}$$

donde:

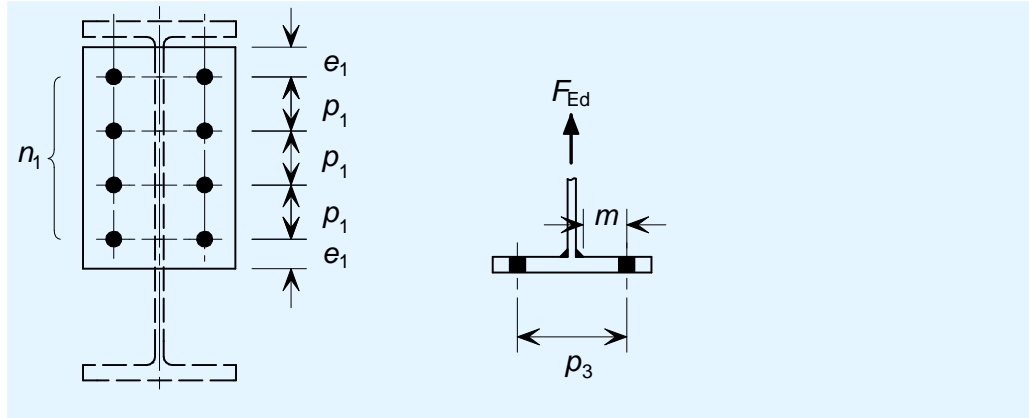
$a$  es el espesor de garganta efectivo de la soldadura

El pie del cordón se define mediante la siguiente expresión:  $s = a\sqrt{2}$

## 2.3 Comprobaciones de atado

La norma EN 1993-1-8 no incluye un coeficiente parcial para las comprobaciones de la integridad estructural. En esta publicación se ha utilizado el factor  $\gamma_{Mu}$ , para el que se recomienda adoptar un valor de  $\gamma_{Mu} = 1,1$ .

### 2.3.1 Resistencia a la flexión de las chapas frontales



Existen tres modos de fallo para las chapas frontales sometidas a flexión:

- Modo 1: plastificación completa del ala
- Modo 2: fallo de los tornillos con plastificación del ala
- Modo 3: fallo de los tornillos

Requisito básico:  $F_{Ed} \leq \min(F_{Rd,u,1}; F_{Rd,u,2}; F_{Rd,u,3})$

Modo 1: plastificación completa de la chapa frontal

$$F_{Rd,u,1} = \frac{(8n - 2e_w) M_{pl,1,Rd,u}}{2mn - e_w(m+n)} \quad [\text{EN 1993-1-8, tabla 6.2}]$$

Modo 2: fallo de los tornillos con plastificación de la chapa frontal

$$F_{Rd,u,2} = \frac{2M_{pl,2,Rd,u} + n\Sigma F_{t,Rd,u}}{m+n} \quad [\text{EN 1993-1-8, tabla 6.2}]$$

Modo 3: fallo de los tornillos

$$F_{Rd,u,3} = \Sigma F_{t,Rd,u} \quad [\text{EN 1993-1-8, tabla 6.2}]$$

$$F_{t,Rd,u} = \frac{k_2 f_{ub} A}{\gamma_{Mu}};$$

donde:

$$M_{pl,1,Rd,u} = \frac{0,25\Sigma l_{eff} t_p^2 f_{u,p}}{\gamma_{Mu}}$$

$$M_{pl,2,Rd,u} = M_{pl,1,Rd,u}$$

$$m = \frac{p_3 - t_w - 2 \times 0,8 \times a \sqrt{2}}{2}$$

$$n = e_{\min} \text{ pero } n \leq 1,25m; \text{ siendo } e_{\min} = e_2$$

$$e_w = \frac{d_w}{4}$$

$d_w$  es el diámetro de la arandela

$$k_2 = 0,63 \text{ para tornillos avellanados}$$

$$= 0,9 \text{ para el resto}$$

$A$  es el área del tornillo resistente a tracción ( $A_s$ )

$\Sigma l_{\text{eff}}$  es la longitud total eficaz de un casquillo en T equivalente

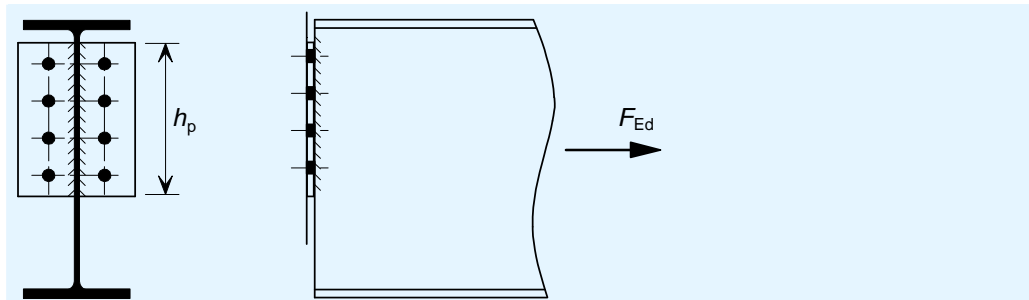
$$\Sigma l_{\text{eff}} = 2e_{1A} + (n_1 - 1)p_{1A}$$

$$e_{1A} = e_1 \text{ pero } e_1 \leq 0,5(p_3 - t_w - 2a\sqrt{2}) + \frac{d_0}{2}$$

$$p_{1A} = p_1 \text{ pero } p_1 \leq p_3 - t_w - 2a\sqrt{2} + d_0$$

El pie del cordón se define mediante la siguiente expresión:  $s = a\sqrt{2}$

### 2.3.2 Resistencia del alma de la viga



Requisito básico:  $F_{Ed} \leq F_{Rd}$

$$F_{Rd} = \frac{t_w h_p f_{u,b}}{\gamma_{Mu}} \quad [\text{Referencia 8}]$$

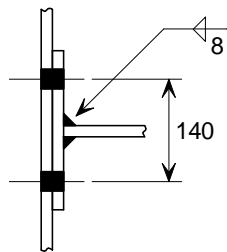
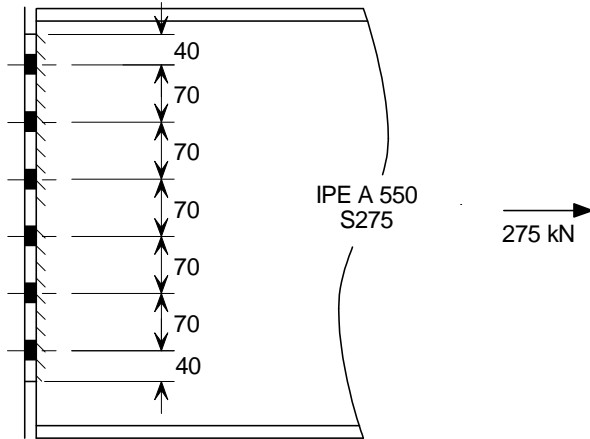
### 2.3.3 Resistencia de las soldaduras

El tamaño de soldadura especificado para los esfuerzos cortantes también resulta adecuado desde el punto de vista de la resistencia de atado, al tratarse de soldaduras de resistencia total.



## 2. Chapa frontal de canto parcial

### Geometría de la unión y datos



Viga: perfil IPE A 550 de acero S275.

Chapa frontal flexible de canto parcial, de dimensiones  $430 \times 200 \times 12$  y fabricada en acero S275.

Tornillos M20 de clase 8.8.

Soldaduras: pie del cordón de 8 mm; garganta:  $a = 5,6$  mm

## Resumen de las comprobaciones de cálculo

### Fuerzas de cálculo

$$V_{Ed} = 550 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} = 275 \text{ kN} \quad (\text{fuerza de atado})$$

### Resistencias a cortante

Resistencia a cortante del alma de la viga: 614 kN

Resistencia a la flexión en el desmembrado: N.A.

Estabilidad local de la viga con desmembrado: N.A.

Resistencia del grupo de tornillos: 902 kN

Resistencia de la chapa frontal: 1.182 kN

Resistencia de las soldaduras: OK

### Resistencias de atado

Resistencia a flexión de la chapa frontal: 493 kN

Resistencia a tracción del alma de la viga: 1.513 kN

Resistencia de las soldaduras: OK

## 2.1. Detalle recomendado

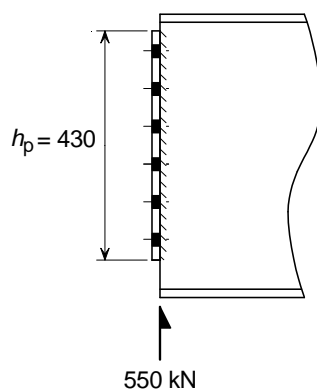
Chapa frontal: 200 × 12 mm

Altura de la chapa:  $h_p = 430 \text{ mm} > 0,6h_b$  OK

Tornillos: M20 de clase 8.8, con una separación de 140 mm

## 2.2. Comprobación del cortante

### 2.2.1. Resistencia al cortante del alma de la viga



Requisito básico:  $V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$

$$\text{Resistencia a cortante del alma de la viga: } V_{c,Rd} = \frac{A_v f_{y,b} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

Área del alma de la viga sometida a esfuerzo cortante:

$$A_v = 430 \times 9 = 3.870 \text{ mm}^2$$

Salvo que se especifique lo contrario, todas las referencias hacen mención a la norma EN 1993-1-8

EN 1993-1-1  
§ 6.2.6(1)

Resistencia a cortante del alma de la viga:

$$V_{pl,Rd} = \frac{3.870 \times 275 / \sqrt{3}}{1,0} \times 10^{-3} = 614 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 550 \text{ kN} \leq 614 \text{ kN OK}$$

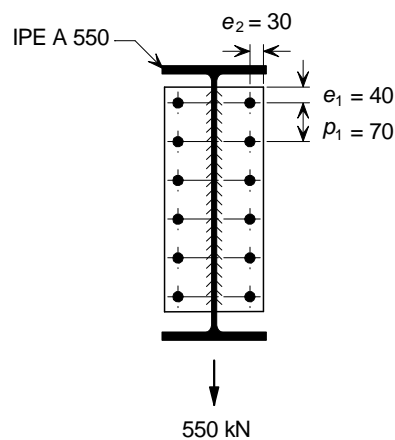
### 2.2.2. Resistencia a la flexión en el desmembrado

No procede (no existe desmembrado).

### 2.2.3. Estabilidad local de las vigas con desmembrado

No procede (no existe desmembrado)

### 2.2.4. Resistencia del grupo de tornillos



Requisito básico:  $V_{Ed} \leq F_{Rd}$

Resistencia de cálculo del grupo de tornillos ( $F_{Rd}$ ):

$$\text{si } (F_{b,Rd})_{\max} \leq F_{v,Rd}, \quad \text{entonces } F_{Rd} = \sum F_{b,Rd}$$

$$\text{si } (F_{b,Rd})_{\min} \leq F_{v,Rd} < (F_{b,Rd})_{\max}, \quad \text{entonces } F_{Rd} = n_s (F_{b,Rd})_{\min}$$

$$\text{si } F_{v,Rd} < (F_{b,Rd})_{\min}, \quad \text{entonces } F_{Rd} = 0,8 n_s F_{v,Rd}$$

#### 2.2.4.1. Resistencia de los tornillos a cortante

$$\text{Resistencia de un solo tornillo a cortante: } F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$$

$$\text{Para tornillos M20 de clase 8.8: } F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 245}{1,25} \times 10^{-3} = 94 \text{ kN}$$

§ 3.7

Tabla 3.4

**2.2.4.2. Resistencia al aplastamiento**

$$\text{Resistencia al aplastamiento: } F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,p} dt_p}{\gamma_{M2}}$$

$$\begin{aligned} \text{Para los tornillos de los bordes: } k_1 &= \min\left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2\right) 5 \\ &= \min\left(2,8 \times \frac{30}{22} - 1,7; 2,5\right) = \min(2,12; 2,5) = 2,12 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Para los tornillos de los extremos: } \alpha_b &= \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{ub}}{f_{u,p}}; 1,0\right) = \\ &\min\left(\frac{40}{3 \times 22}; \frac{800}{430}; 1,0\right) = \min(0,61; 1,86; 1,0) = 0,61 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Para los tornillos interiores: } \alpha_b &= \min\left(\frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{u,p}}; 1,0\right) = \\ &\min\left(\frac{70}{3 \times 22} - \frac{1}{4}; \frac{800}{430}; 1,0\right) = \min(0,81; 1,86; 1,0) = 0,81 \end{aligned}$$

Tornillos de los extremos:

$$\begin{aligned} F_{b,Rd,end} = (F_{b,Rd})_{\min} &= \frac{2,12 \times 0,61 \times 430 \times 20 \times 12}{1,25} \times 10^{-3} \\ &= 107 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tornillos interiores:

$$F_{b,Rd,inner} = (F_{b,Rd})_{\max} = \frac{2,12 \times 0,81 \times 430 \times 20 \times 12}{1,25} \times 10^{-3} = 142 \text{ kN}$$

94 kN < 107 kN, por lo tanto  $F_{v,Rd} < (F_{b,Rd})_{\min}$

$$F_{Rd} = 0,8n_s (F_{v,Rd})_{\min} = 0,8 \times 12 \times 94 = 902 \text{ kN}$$

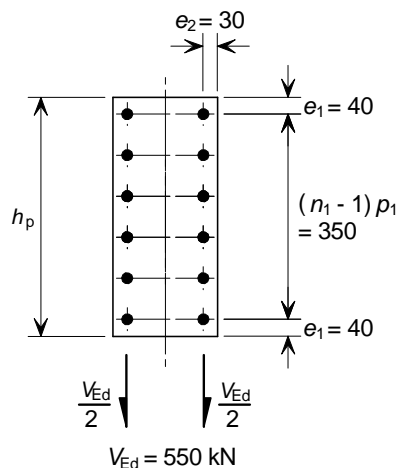
$$V_{Ed} = 550 \text{ kN} \leq 902 \text{ kN}, \quad \text{OK}$$

**2.2.5. Resistencia a cortante de la chapa frontal**

Requisito básico:  $V_{Ed} \leq V_{Rd,min}$

$$V_{Rd,min} = (V_{Rd,g}; V_{Rd,n}; V_{Rd,b})$$

Tabla 3.4



**2.2.5.1. Resistencia a cortante de la sección bruta**

$$V_{Rd,g} = \frac{2h_p t_p}{1,27} \frac{f_{y,p}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} = \frac{2 \times 430 \times 12 \times 275}{1,27 \times \sqrt{3} \times 1,0} \times 10^{-3} = 1290 \text{ kN}$$

Ref (8)

**2.2.5.2. Resistencia a cortante de la sección neta**

$$V_{Rd,n} = 2 \times A_{v,net} \frac{f_{u,p}}{\sqrt{3}\gamma_{M2}}$$

Ref (8)

Área neta:  $A_{v,net} = 12(430 - 6 \times 22) = 3576 \text{ mm}^2$

$$V_{Rd,n} = 2 \times 3576 \times \frac{430}{\sqrt{3} \times 1,25} \times 10^{-3} = 1420 \text{ kN}$$

**2.2.5.3. Resistencia al arrancamiento de bloque**

$h_p = 430$  y  $1,36 p_3 = 1,36 \times 140 = 190 \text{ mm}$

Ref (8)

$h_p > 1,36 p_3$  por lo tanto

$$V_{Rd,b} = 2 \times \left( \frac{f_{u,p} A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_{y,p} A_{nv}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} \right)$$

Área neta sometida a tracción:  $A_{nt} = t_p (e_2 - 0,5 d_0)$   
 $= 12(30 - 0,5 \times 22) = 228 \text{ mm}^2$

Área neta sometida a esfuerzo cortante:  $A_{nv} = t_p (h_p - e_1 - (n_1 - 0,5) d_0)$   
 $= 12(430 - 40 - (6 - 0,5) 22) = 3228 \text{ mm}^2$

$$V_{Rd,b} = 2 \times \left( \frac{430 \times 228}{1,25} + \frac{275 \times 3228}{\sqrt{3} \times 1,0} \right) \times 10^{-3} = 1182 \text{ kN}$$

$V_{Rd,min} = \min(1290; 1420; 1182) = 1182 \text{ kN}$

$V_{Ed} = 550 \text{ kN} \leq 1182 \text{ kN}, \quad \text{OK}$

### 2.2.6. Resistencia de las soldaduras

Para una viga fabricada en acero S275:

Requisito básico:  $a \geq 0,48 t_w$

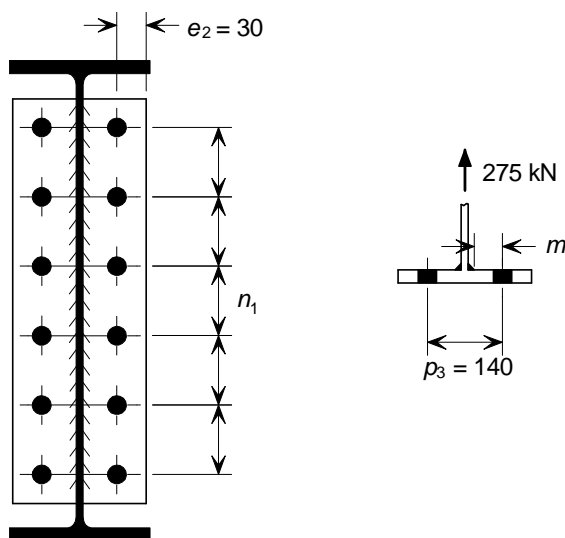
$$0,48t_p = 0,48 \times 9 = 4,32 \text{ mm}$$

$$a = 5,7 \text{ mm} \geq 0,48 t_w \text{ OK}$$

### 2.3. Comprobaciones de atado

#### 2.3.1. Resistencia a la flexión de las chapas frontales

Requisito básico:  $F_{Ed} \leq \min(F_{Rd,u,1}, F_{Rd,u,2}, F_{Rd,u,3})$



Modo<sup>o</sup>1:

$$F_{Rd,u,1} = \frac{(8n - 2e_w)M_{pl,1,Rd,u}}{2mn - e_w(m + n)}$$

$$\Sigma l_{eff} = 2e_{1A} + (n_1 - 1)p_{1A}$$

$$e_{1A} = e_1, \text{ y a su vez } e_1 \leq 0,5(p_3 - t_w - 2a\sqrt{2}) + \frac{d_0}{2}$$

$$0,5(140 - 9 - 2 \times 5,6\sqrt{2}) + \frac{22}{2} = 69 \text{ mm}$$

$$\therefore e_{1A} = 40$$

$$p_{1A} = p_1, \text{ y a su vez } p_1 \leq p_3 - t_w - 2a\sqrt{2} + d_0$$

$$p_3 - t_w - 2a\sqrt{2} + d_0 = 140 - 9 - 2 \times 5,6\sqrt{2} + 22 = 137 \text{ mm}$$

$$\therefore p_{1A} = 70$$

$$\Sigma l_{eff} = 2e_{1A} + (n_1 - 1)p_{1A} = 2 \times 40 + (6 - 1)70 = 430 \text{ mm}$$

$$M_{pl,1,Rd,u} = \frac{0,25 \Sigma l_{eff,1} t_p^2 f_{u,p}}{\gamma_{Mu}} = \frac{0,25 \times 430 \times 12^2 \times 430}{1,1} \times 10^{-6} = 6,05 \text{ kNm}$$

Ref (8)

Tabla 6.2

$$m = \frac{p_3 - t_w - 2 \times 0,8 \times a \sqrt{2}}{2} = \frac{140 - 9 - 2 \times 0,8 \times 5,6 \times \sqrt{2}}{2} = 59 \text{ mm}$$

$$e_w = \frac{d_w}{4} = \frac{37}{4} = 9,25 \text{ mm}$$

$$n = \min(e_2; 1,25m) = \min(30; 76) = 30 \text{ mm}$$

$$F_{Rd,u,1} = \frac{(8 \times 30 - 2 \times 9,25) 6,05 \times 10^3}{2 \times 59 \times 30 - 9,25(59 + 30)} = 493 \text{ kN}$$

Modo°2:

$$F_{Rd,u,2} = \frac{2M_{pl,2,Rd,u} + n \Sigma F_{t,Rd,u}}{m + n}$$

$$M_{pl,2,Rd,u} = M_{pl,1,Rd,u} = 6,05 \text{ kNm}$$

$$F_{t,Rd,u} = \frac{k_2 f_{ub} A}{\gamma_{Mu}} = \frac{0,9 \times 800 \times 245}{1,1} \times 10^{-3} = 160 \text{ kN}$$

$$F_{Rd,u,2} = \frac{2 \times 6,05 \times 10^3 + 30 \times 12 \times 160}{59 + 30} = 793 \text{ kN}$$

Modo°3:

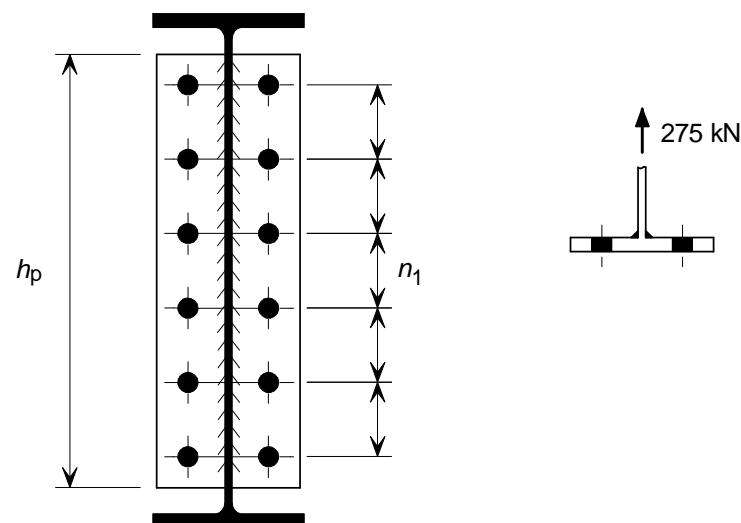
$$F_{Rd,u,3} = \Sigma F_{t,Rd,u} = 12 \times 160 = 1920 \text{ kN}$$

$$\min(F_{Rd,u,1}, F_{Rd,u,2}, F_{Rd,u,3}) = \min(493; 793; 1920) = 493 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} = 275 \text{ kN} \leq 493 \text{ kN}, \quad \text{OK}$$

### 2.3.2. Resistencia del alma de la viga

Requisito básico:  $F_{Ed} \leq F_{Rd}$



$$F_{Rd} = \frac{t_w h_p f_{u,b}}{\gamma_{Mu}} = \frac{9 \times 430 \times 430}{1,1} \times 10^{-3} = 1513 \text{ kN}$$

Tabla 6.2

Tabla 6.2

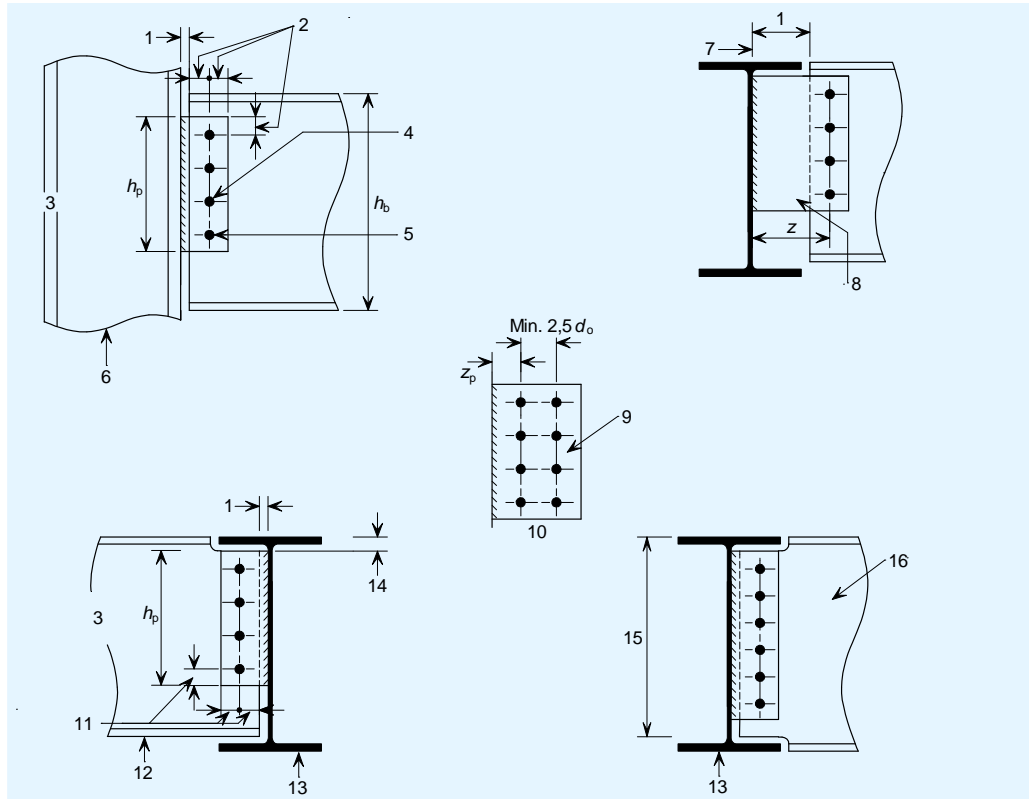
Ref (8)

Título	<b>2.4 Ejemplo práctico: placa de extremo de profundidad parcial</b>	<b>8 de 8</b>
<p data-bbox="193 219 694 253"><math>F_{Ed} = 275 \text{ kN} \leq 1513 \text{ kN}, \quad \text{OK}</math></p> <p data-bbox="193 286 770 320"><b>2.3.3. Resistencia de las soldaduras</b></p> <p data-bbox="193 342 1185 448">El tamaño de soldadura especificado para los esfuerzos cortantes también resulta adecuado desde el punto de vista de la resistencia de atado, al tratarse de soldaduras de resistencia total.</p>		



### 3 UNIONES ACARTELADAS

#### 3.1 Detalle recomendado



- 1 Proyección del extremo,  $g_n$
- 3 Todas las distancias de extremo y de borde deben ser  $\geq 2d$
- 4 Altura de la cartela:  $h_p \geq 0,6h_b$
- 5 Diámetro del tornillo,  $d$ . Utilizar únicamente tornillos clase 8.8, sin apriete en orificios pasantes
- 6 Diámetro del orificio ( $d_0$ ):  $d_0 = d + 2 \text{ mm}$  si  $d \leq 24 \text{ mm}$ ;  $d_0 = d + 3 \text{ mm}$  si  $d > 24 \text{ mm}$
- 7 Pilar sustentante
- 8 Cara del alma
- 9 La cartela se considera larga si  $z \geq \frac{t_p}{0,15}$ , siendo  $t_p$  es el espesor de la cartela
- 10 Espesor de la cartela:  $t_p \leq 0,5d$
- 11 Dos filas de tornillos
- 12 Todas las distancias de extremo y de borde deben ser  $\geq 2d$
- 13 Viga sustentada (con un único desmembrado)
- 14 Viga sustentante
- 15 50 mm, pero siempre  $\geq (t_f + r)$  y  $(t_{f,s} + r_s)$
- 16  $(h_{b,s} - 50 \text{ mm})$ , pero siempre  $\leq (h_s - t_{f,s} - r_s)$
- 4 Viga sustentada (con desmembrado doble)

$h_b$  es la altura de la viga sustentada

$h_{b,s}$  es la altura de la viga sustentante (si procede)

$t_f$  es el espesor del ala de la viga sustentada

$t_{f,s}$  es el espesor del ala de la viga sustentante (si procede)

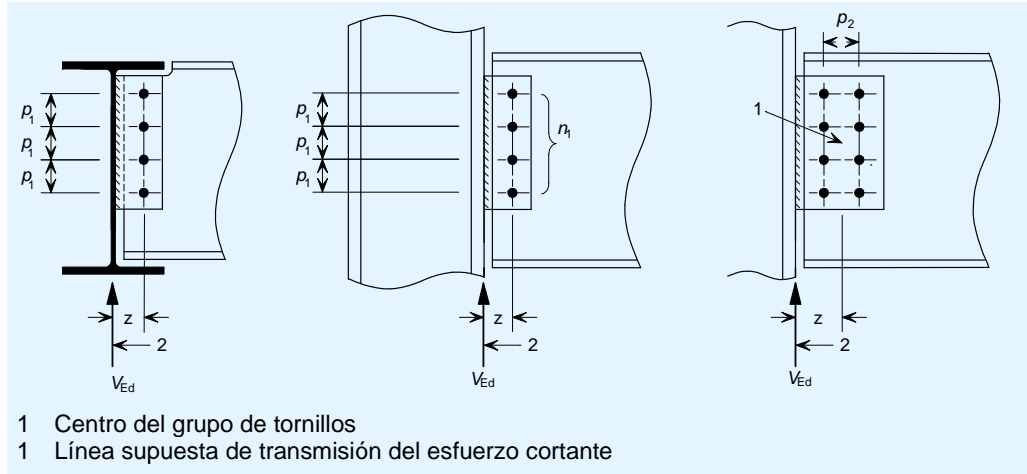
$r$  es el radio de acuerdo de la viga sustentada

$r_s$  es el radio de acuerdo de la viga sustentante (si procede)

## 3.2 Comprobaciones a cortante vertical

### 3.2.1 Resistencia de los grupos de tornillos

#### 3.2.1.1 Resistencia de los tornillos a cortante



Requisito básico:  $V_{Ed} \leq V_{Rd}$

$$V_{Rd} = \frac{n_b F_{v,Rd}}{\sqrt{(1 + \alpha n_b)^2 + (\beta n_b)^2}} \quad [\text{Referencia 3}]$$

$F_{v,Rd}$  es la resistencia a cortante de un solo tornillo

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}};$$

donde:

$A$  es el área resistente a tracción del tornillo ( $A_s$ )

$\alpha_v = 0,6$  para tornillos de clase 4.6 y 8.8  
 $= 0,5$  para tornillos de clase 10.9

$\gamma_{M2}$  es el coeficiente parcial de resistencia de los tornillos

Para una única fila vertical de tornillos ( $n_2 = 1$ ):

$$\alpha = 0 \text{ y } \beta = \frac{6z}{n_1(n_1 + 1)p_1}$$

Para dos filas verticales de tornillos ( $n_2 = 2$ ):

$$\alpha = \frac{zp_2}{2I} \text{ y } \beta = \frac{zp_1}{2I}(n_1 - 1)$$

$$I = \frac{n_1}{2} p_2^2 + \frac{1}{6} n_1 (n_1^2 - 1) p_1^2$$

$z$  es la distancia perpendicular entre la cara del elemento sustentante y el centro del grupo de tornillos

### 3.2.1.2 Resistencia a aplastamiento de los tornillos sobre la cartela

Requisito básico:  $V_{Ed} \leq V_{Rd}$

$$V_{Rd} = \frac{n_b}{\sqrt{\left(\frac{1 + \alpha n_b}{F_{b,ver,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{\beta n_b}{F_{b,hor,Rd}}\right)^2}} \quad [\text{Referencia 3}]$$

La resistencia a aplastamiento de un solo tornillo es:  $F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,p} d t_p}{\gamma_{M2}}$

La resistencia a aplastamiento vertical de un tornillo sobre la cartela se calcula mediante la siguiente expresión:

$$F_{b,ver,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,p} d t_p}{\gamma_{M2}}$$

La resistencia a aplastamiento horizontal de un tornillo sobre la cartela se calcula mediante la siguiente expresión:

$$F_{b,hor,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,p} d t_p}{\gamma_{M2}}$$

$\alpha$  y  $\beta$  se calculan de la forma especificada previamente.

Para  $F_{b,ver,Rd}$ :

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right)$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{u,p}}; 1,0\right)$$

Para  $F_{b,hor,Rd}$ :

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_1}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_1}{d_0} - 1,7; 2,5\right)$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_2}{3d_0}; \frac{p_2}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{u,p}}; 1,0\right)$$

### 3.2.1.3 Resistencia a aplastamiento de los tornillos sobre el alma de la viga

Requisito básico:  $V_{Ed} \leq V_{Rd}$

$$V_{Rd} = \frac{n_b}{\sqrt{\left(\frac{1 + \alpha n_b}{F_{b,ver,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{\beta n_b}{F_{b,hor,Rd}}\right)^2}} \quad [\text{Referencia 3}]$$

$$F_{b,ver,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,b} d t_w}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{b,hor,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,b} d t_w}{\gamma_{M2}}$$

$\alpha$  y  $\beta$  se calculan de la forma especificada previamente.

$\gamma_{M2}$  es el coeficiente parcial para el aplastamiento del alma de la viga

Para  $F_{b,ver,Rd}$  :

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_{2,b}}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right)$$

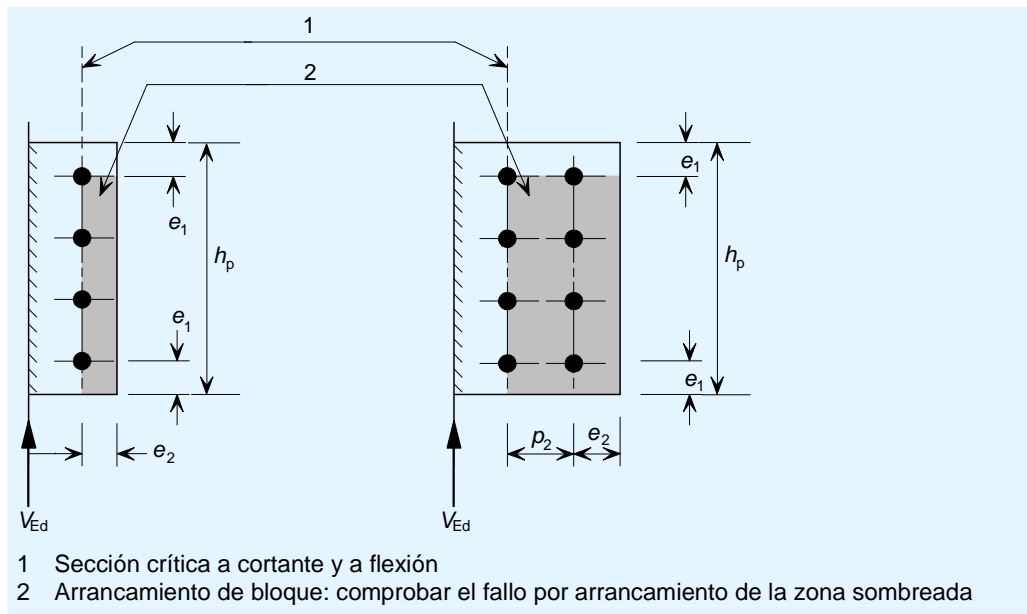
$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_{1,b}}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{u,b}}; 1,0\right)$$

Para  $F_{b,hor,Rd}$  :

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_{1,b}}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_1}{d_0} - 1,7; 2,5\right)$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_{2,b}}{3d_0}; \frac{p_2}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{u,b}}; 1,0\right)$$

### 3.2.2 Resistencia a cortante de la cartela



Requisito básico:  $V_{Ed} \leq V_{Rd,min}$

$$V_{Rd,min} = \min(V_{Rd,g}; V_{Rd,n}; V_{Rd,b})$$

### 3.2.2.1 Resistencia a cortante de la sección bruta

$$V_{Rd,g} = \frac{h_p t_p}{1,27} \frac{f_{y,p}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \quad [\text{Referencia 8}]$$

Nota: el coeficiente 1,27 tiene en cuenta la reducción de la resistencia a cortante debido a la presencia de la flexión nominal en el plano, lo que genera tensiones en los tornillos<sup>[9]</sup>.

### 3.2.2.2 Resistencia a cortante de la sección neta

$$V_{Rd,n} = A_{v,net} \frac{f_{u,p}}{\sqrt{3} \gamma_{M2}} \quad [\text{Referencia 8}]$$

$$A_{v,net} = t_p (h_p - n_1 d_0)$$

### 3.2.2.3 Resistencia al arrancamiento de bloque

$$V_{Rd,b} = \frac{0,5 f_{u,p} A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_{y,p} A_{nv}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \quad [\text{Referencia 8}]$$

donde:

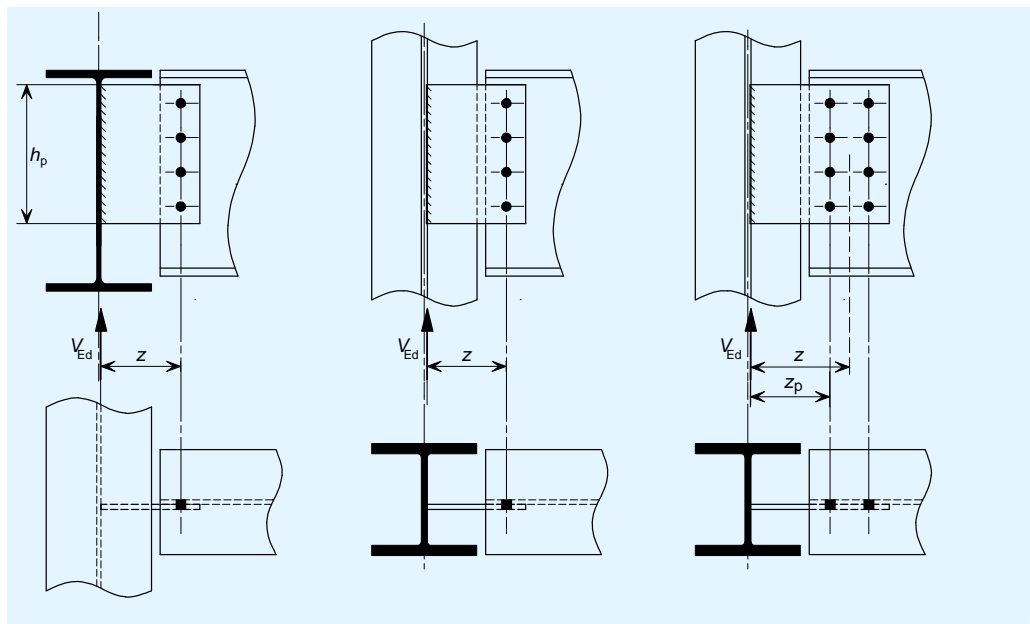
$$\text{Para una única fila vertical de tornillos: } A_{nt} = t_p (e_2 - 0,5 d_0)$$

$$\text{Para dos filas verticales de tornillos: } A_{nt} = t_p \left( e_2 + p_2 - \frac{3}{2} d_0 \right)$$

$$A_{nv} = t_p (h_p - e_1 - (n_1 - 0,5) d_0)$$

$\gamma_{M2}$  es el coeficiente parcial para la resistencia a fractura de las secciones transversales a tracción

### 3.2.3 Resistencia a flexión de la cartela



Requisito básico:  $V_{Ed} \leq V_{Rd}$

Si  $h_p \geq 2,73 \times z$  entonces  $V_{Rd} = \infty$  [Referencia 8]

$$\text{En caso contrario } V_{Rd} = \frac{W_{el,p}}{z} \frac{f_{y,p}}{\gamma_{M0}}$$

donde :

$$W_{el,p} = \frac{t_p h_p^2}{6}$$

### 3.2.4 Resistencia al pandeo de la cartela

Pandeo lateral de la cartela<sup>8</sup>.

Requisito básico:  $V_{Ed} \leq V_{Rd}$

$$\text{Si } z > \frac{t_p}{0,15} \text{ entonces } V_{Rd} = \min\left(\frac{W_{el,p}}{z} \frac{f_{p,LT}}{0,6\gamma_{M1}}; \frac{W_{el,p}}{z} \frac{f_{y,p}}{\gamma_{M0}}\right)$$

$$\text{En caso contrario: } V_{Rd} = \frac{W_{el,p}}{z} \frac{f_{y,p}}{\gamma_{M0}}$$

donde :

$$W_{el,p} = \frac{t_p h_p^2}{6}$$

$f_{p,LT}$  es la resistencia al pandeo lateral de la cartela, extraída de la Tabla 17 de la norma BS 5950-1<sup>10]</sup> (consultar el Anexo A), calculando el factor  $\lambda_{LT}$  según la expresión siguiente:

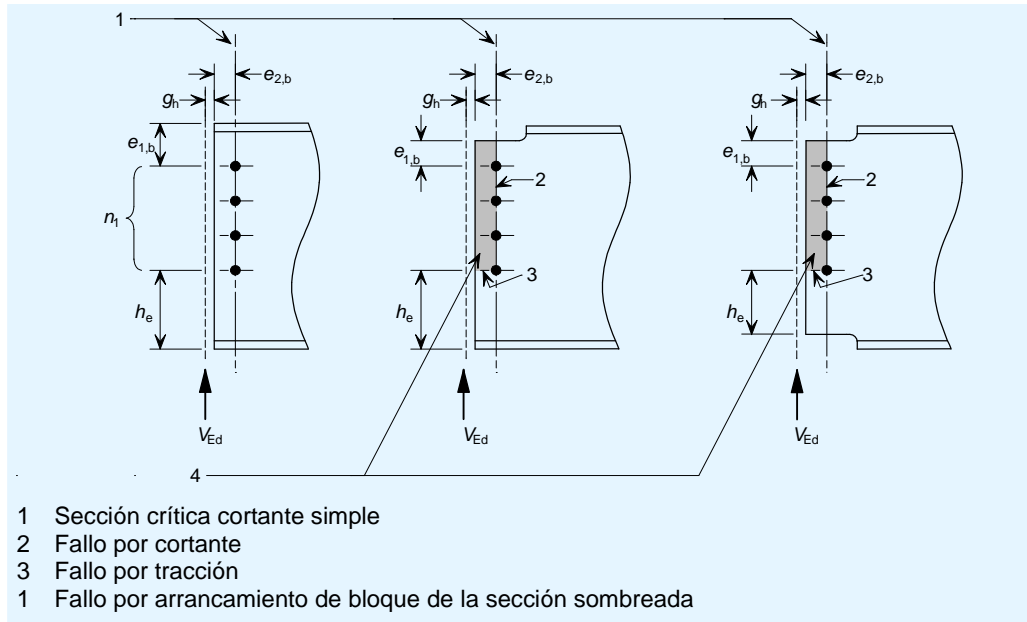
$$\lambda_{LT} = 2,8 \left( \frac{z_p h_p}{1,5 t_p^2} \right)^{1/2}$$

$z$  es el brazo de palanca

$z_p$  es la distancia horizontal desde el alma o ala sustentante hasta la primera línea vertical de tornillos

### 3.2.5 Resistencia a cortante del alma de la viga

#### 3.2.5.1 Resistencia a cortante y resistencia al arrancamiento de bloque



Requisito básico:  $V_{Ed} \leq V_{Rd,min}$

$$V_{Rd,min} = \min(V_{Rd,g}; V_{Rd,n}; V_{Rd,b})$$

#### Resistencia a cortante de la sección bruta

$$V_{Rd,g} = A_{v,wb} \frac{f_{y,b}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} \quad [\text{Referencia 8}]$$

donde :

$$A_{v,wb} = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \quad \text{pero } \geq \eta h_w t_w \quad \text{para vigas sin desmembrado}$$

$$A_{v,wb} = A_{Tee} - bt_f + (t_w + 2r)t_f/2 \quad \text{para vigas con un único desmembrado}$$

$$A_{v,wb} = t_w (e_{1,b} + (n_1 - 1)p_1 + h_e) \quad \text{para vigas con desmembrado doble}$$

$\eta$  es un factor de la norma EN 1993-1-5 (conservadoramente, considerar un valor de 1,0; el Anejo Nacional podría indicar un valor alternativo)

$A_{Tee}$  es el área de la sección en "T"

$d_{nt}$  es la profundidad del desmembrado superior

$d_{nb}$  es la profundidad del desmembrado inferior

#### Resistencia a cortante de la sección neta

$$V_{Rd,n} = A_{v,wb,net} \frac{f_{u,b}}{\sqrt{3}\gamma_{M2}} \quad [\text{Referencia 8}]$$

donde:

$$A_{v,wb,net} = A_{v,wb} - n_1 d_0 t_w$$

**Resistencia al arrancamiento de bloque**

$$V_{Rd,b} = \frac{0,5 f_{u,b} A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_{y,b} A_{nv}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} \quad [\text{Referencia 8}]$$

donde:

Para una única fila vertical de tornillos:  $A_{nt} = t_w (e_{2,b} - 0,5d_0)$

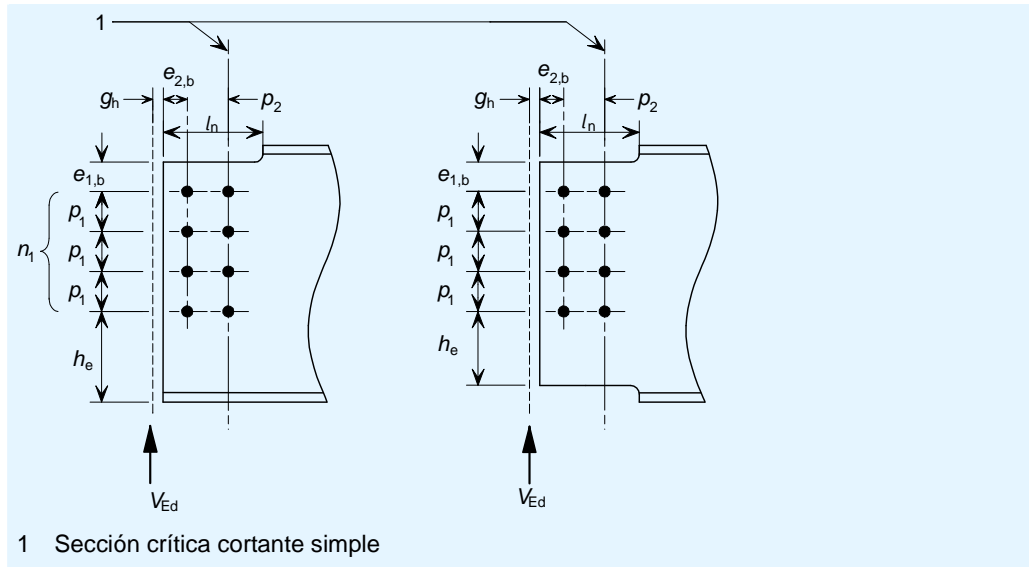
Para dos filas verticales de tornillos:  $A_{nt} = t_w \left( e_{2,b} + p_2 - \frac{3}{2}d_0 \right)$

Para una viga con desmembrado:  $A_{nv} = t_w (e_{1,b} + (n_1 - 1)p_1 - (n_1 - 0,5)d_0)$

Para una viga sin desmembrado:  $A_{nv} = t_w (e_{1,b} + (n_1 - 1)p_1 - (n_1 - 1)d_0)$

$\gamma_{M2}$  es el coeficiente parcial para la resistencia a fractura de las secciones transversales a tracción.

**3.2.5.2 Interacción entre cortante y flexión en la segunda fila de tornillos, cuando la longitud del desmembrado es  $l_n > (e_{2,b} + p_2)$**



Requisito básico:  $V_{Ed} (g_h + e_{2,b} + p_2) \leq M_{c,Rd}$

$M_{c,Rd}$  es la resistencia al flexión de la viga con desmembrado sujeta a cortante.

**Viga con un único desmembrado**

Para esfuerzos cortantes pequeños ( $V_{Ed} \leq 0,5V_{pl,N,Rd}$ )

$$M_{c,Rd} = \frac{f_{y,b} W_{el,N}}{\gamma_{M0}} \quad [\text{Referencia 4}]$$

Para esfuerzos cortantes grandes ( $V_{Ed} > 0,5V_{pl,N,Rd}$ )

$$M_{c,Rd} = \frac{f_{y,b} W_{el,N}}{\gamma_{M0}} \left[ 1 - \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{pl,N,Rd}} - 1 \right)^2 \right] \quad [\text{Referencia 4}]$$

$$V_{pl,N,Rd} = \min(V_{Rd,g}; V_{Rd,b})$$



$W_{el,N}$  es el módulo elástico de la sección bruta en "T" en el desmembrado

### Viga con desmembrado doble

Para esfuerzos cortantes pequeños ( $V_{Ed} \leq 0,5V_{pl,DN,Rd}$ )

$$M_{c,Rd} = \frac{f_{y,b} t_w}{6 \gamma_{M0}} (e_1 + (n_1 - 1) p_1 + h_e)^2 \quad [\text{Referencia 4}]$$

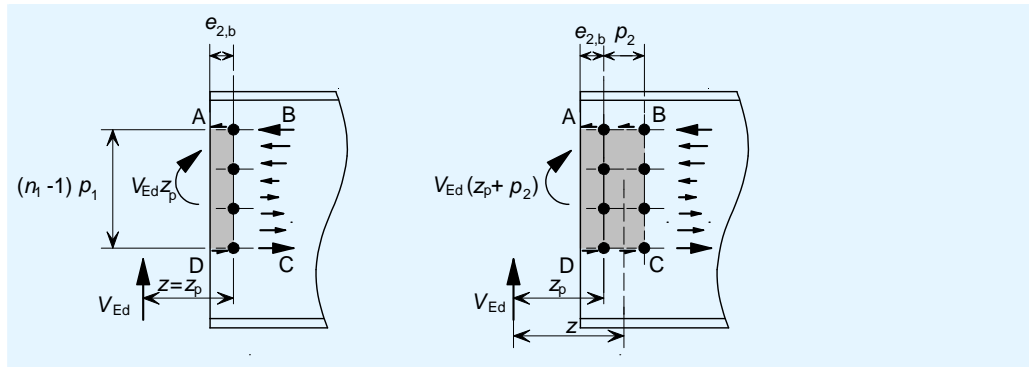
Para esfuerzos cortantes grandes ( $V_{Ed} > 0,5V_{pl,DN,Rd}$ )

$$M_{c,Rd} = \frac{f_{y,b} t_w}{6 \gamma_{M0}} [e_1 + (n_1 - 1) p_1 + h_e]^2 \left[ 1 - \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{pl,DN,Rd}} - 1 \right)^2 \right] \quad [\text{Referencia 4}]$$

$$V_{pl,DN,Rd} = \min(V_{Rd,g}; V_{Rd,b})$$

$h_e$  es la distancia entre la fila de tornillos inferior y la parte inferior de la sección

### 3.2.5.3 Interacción entre cortante y flexión en vigas sin desmembrado



Para cartelas cortas ( $z \leq t_p/0,15$ ) no es necesario comprobar la resistencia del alma <sup>[4]</sup>.

Para cartelas largas ( $z > t_p/0,15$ ) se debe comprobar si la sección indicada como ABCD en la figura es capaz de resistir un momento igual a  $V_{Ed} z_p$ , para una única fila de tornillos, o de  $V_{Ed}(z_p + p_2)$ , para dos filas de tornillos (los planos AB y CD estarán sometidos a cortante y el plano BC a flexión).

Requisito básico:

#### Para una única fila vertical de tornillos ( $n_2 = 1$ )

$$V_{Ed} z_p \leq M_{c,BC,Rd} + F_{pl,AB,Rd} (n_1 - 1) p_1 \quad [\text{Referencia 4}]$$

#### Para dos filas verticales de tornillos ( $n_2 = 2$ )

$$V_{Ed} (z_p + p_2/2) \leq M_{c,BC,Rd} + F_{pl,AB,Rd} (n_1 - 1) p_1 \quad [\text{Referencia 4}]$$

$M_{c,BC,Rd}$  es la resistencia al flexión del plano BC del alma de la viga

Para esfuerzos cortantes pequeños ( $V_{BC,Ed} \leq 0,5F_{pl,BC,Rd}$ )

$$M_{c,BC,Rd} = \frac{f_{y,b} t_w}{6 \gamma_{M0}} [(n_1 - 1) p_1]^2$$

Para esfuerzos cortantes grandes ( $V_{BC,Ed} > 0,5F_{pl,BC,Rd}$ )

$$M_{c,BC,Rd} = \frac{f_{y,b} t_w}{4\gamma_{M0}} [(n_1 - 1)p_1]^2 \left[ 1 - \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{Rd,min}} - 1 \right)^2 \right]$$

$F_{pl,AB,Rd}$  es la resistencia a cortante del plano AB del alma de la viga

$F_{pl,BC,Rd}$  es la resistencia a cortante del plano BC del alma de la viga

donde :

Para una única fila vertical de tornillos ( $n_2 = 1$ ):

$$F_{pl,AB,Rd} = \min \left( \frac{e_{2,b} t_w f_{y,b}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}; \frac{(e_{2,b} - d_0/2) t_w f_{u,b}}{\sqrt{3} \gamma_{M2}} \right)$$

$$F_{pl,BC,Rd} = \min \left( \frac{(n_1 - 1) p_1 t_w f_{y,b}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}; \frac{[(n_1 - 1) p_1 - (n_1 - 1) d_0] t_w f_{u,b}}{\sqrt{3} \gamma_{M2}} \right)$$

Para dos filas verticales de tornillos ( $n_2 = 2$ ):

$$F_{pl,AB,Rd} = \min \left( \frac{(e_{2,b} + p_2) t_w f_{y,b}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}; \frac{(e_{2,b} + p_2 - 3d_0/2) t_w f_{u,b}}{\sqrt{3} \gamma_{M2}} \right)$$

$$F_{pl,BC,Rd} = \min \left( \frac{(n_1 - 1) p_1 t_w f_{y,b}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}; \frac{[(n_1 - 1) p_1 - (n_1 - 1) d_0] t_w f_{u,b}}{\sqrt{3} \gamma_{M2}} \right)$$

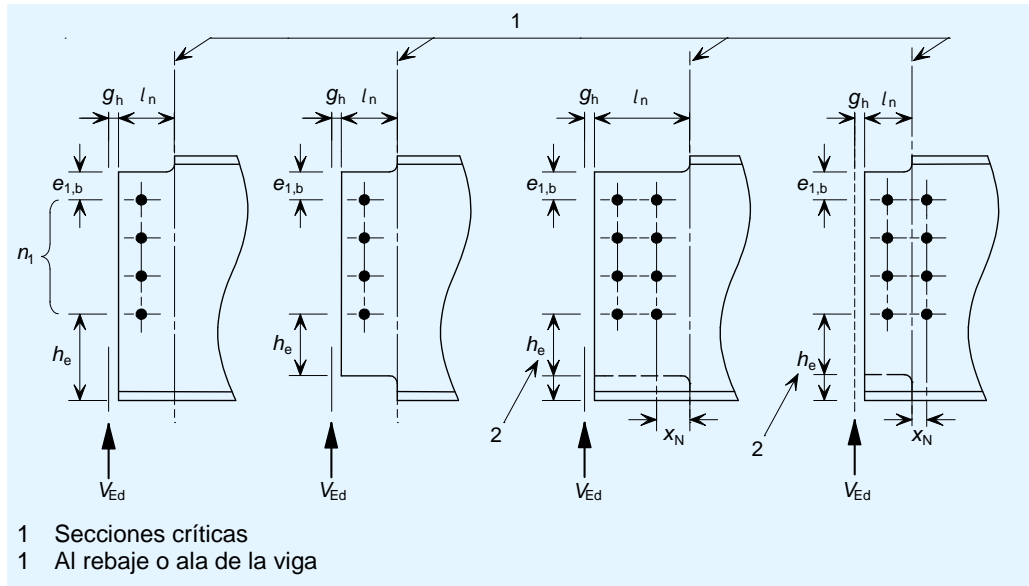
$V_{BC,Ed}$  es el cortante aplicado sobre el plano BC del alma de la viga  
 $= V_{Ed} - (V_{Rd,min} - F_{pl,BC,Rd})$  pero  $\geq 0$

$$V_{Rd,min} = \min(V_{Rd,g}; V_{Rd,n})$$

$z$  es la distancia entre la cara del elemento sustentante y el centro del grupo de tornillos

$\gamma_{M2}$  es el coeficiente parcial para la resistencia a fractura de las secciones transversales a tracción

### 3.2.6 Resistencia a flexión en el desmembrado



#### 3.2.6.1 Para una única fila o dos filas de tornillos, si $x_N \geq 2d$ :

$$V_{Ed} (g_h + l_n) \leq M_{v,N,Rd} \quad [\text{Referencia 4}]$$

$M_{v,N,Rd}$  es la resistencia a flexión de la viga en la zona del rebaje, en presencia de cortante

##### **Para vigas con un único desmembrado:**

Para esfuerzos cortantes pequeños ( $V_{Ed} \leq 0,5V_{pl,N,Rd}$ )

$$M_{v,N,Rd} = \frac{f_{y,b} W_{el,N}}{\gamma_{M0}}$$

Para esfuerzos cortantes grandes ( $V_{Ed} > 0,5V_{pl,N,Rd}$ )

$$M_{v,N,Rd} = \frac{f_{y,b} W_{el,N}}{\gamma_{M0}} \left[ 1 - \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{pl,N,Rd}} - 1 \right)^2 \right]$$

##### **Para vigas con desmembrado doble:**

Para esfuerzos cortantes pequeños ( $V_{Ed} \leq 0,5V_{pl,DN,Rd}$ )

$$M_{v,DN,Rd} = \frac{f_{y,b} t_w}{6 \gamma_{M0}} (e_{1,b} + (n_1 - 1)p_1 + h_e)^2$$

Para esfuerzos cortantes grandes ( $V_{Ed} > 0,5V_{pl,DN,Rd}$ )

$$M_{v,DN,Rd} = \frac{f_{y,b} t_w}{4 \gamma_{M0}} (e_{1,b} + (n_1 - 1)p_1 + h_e)^2 \left[ 1 - \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{pl,DN,Rd}} - 1 \right)^2 \right]$$

#### 3.2.6.2 Para dos filas de tornillos, si $x_N < 2d$ :

$$\max (V_{Ed} (g_h + l_n); V_{Ed} (g_h + e_{2,b} + p_2)) \leq M_{v,N,Rd} \quad [\text{Referencia 4}]$$

$M_{v,N,Rd} = M_{c,Rd}$  de la comprobación anterior

donde:

$W_{el,N}$  es el módulo elástico de la sección bruta en "T" en el desmembrado

$V_{pl,N,Rd}$  es la resistencia a cortante en el desmembrado para vigas con un único desmembrado

$$= \frac{A_{v,N} f_{y,b}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

$$A_{v,N} = A_{Tee} - bt_f + (t_w + 2r) \frac{t_f}{2}$$

$V_{pl,DN,Rd}$  es la resistencia a cortante en el desmembrado para vigas con desmembrado doble

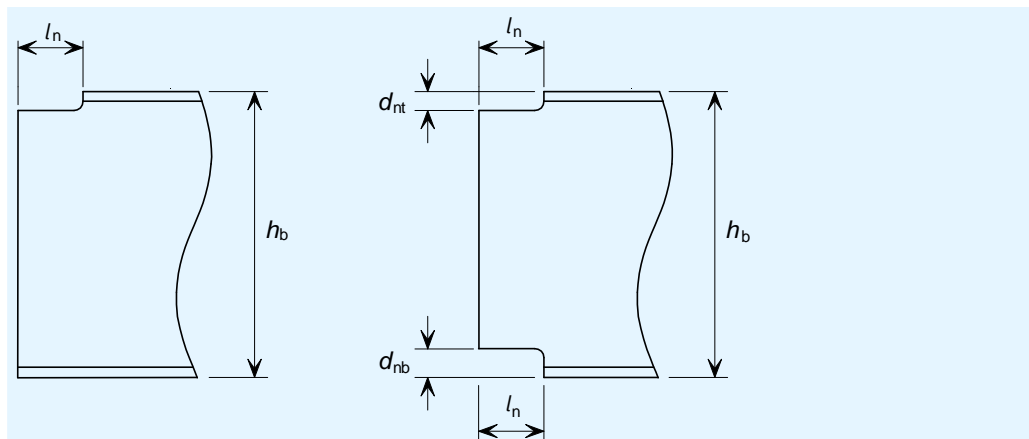
$$= \frac{A_{v,DN} f_{y,b}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

$$A_{v,DN} = t_w (e_{1,b} + (n_1 - 1) p_1 + h_e)$$

$h_e$  es la distancia entre la fila de tornillos inferior y la parte inferior de la sección

$A_{Tee}$  es el área de la sección en "T"

### 3.2.7 Estabilidad local de las vigas con desmembrados



Cuando se arriestre la viga para evitar el pandeo lateral, no se deberá tomar en consideración la estabilidad del rebaje siempre que se cumplan las siguientes condiciones:

**Requisitos básicos para vigas con desmembrado en una de sus alas** <sup>[5],[6]</sup>

$$d_{nt} \leq h_b / 2$$

y:

$$l_n \leq h_b$$

para  $h_b / t_w \leq 54,3$  (acero S275)

$$l_n \leq \frac{160000 h_b}{(h_b / t_w)^3}$$

para  $h_b / t_w > 54,3$  (acero S275)

$$l_n \leq h_b$$

para  $h_b / t_w \leq 48,0$  (acero S355)

$$l_n \leq \frac{110000 h_b}{(h_b / t_w)^3}$$

for  $h_b / t_w > 48,0$  (acero S355)

### Requisitos básicos para vigas con desmembrados en ambas alas <sup>[7]</sup>

$\max (d_{nb}, d_{nb}) \leq h_b / 5$  y:

$$l_n \leq h_b \quad \text{para } h_b / t_w \leq 54,3 \quad (\text{acero S275})$$

$$l_n \leq \frac{160000 h_b}{(h_b / t_w)^3} \quad \text{for } h_b / t_w > 54,3 \quad (\text{acero S275})$$

$$l_n \leq h_b \quad \text{para } h_b / t_w \leq 48,0 \quad (\text{acero S355})$$

$$l_n \leq \frac{110000 h_b}{(h_b / t_w)^3} \quad \text{for } h_b / t_w > 48,0 \quad (\text{acero S355})$$

Cuando la longitud del desmembrado ( $l_n$ ) supere estos límites, se debería aumentar la rigidez de manera adecuada o se debería comprobar que el desmembrado cumple lo especificado en las referencias 5, 6 y 7.

Para elementos en acero S235 y S460, consulte las referencias 5, 6 y 7.

#### 3.2.8 Resistencia de las soldaduras

Se recomienda realizar soldaduras de resistencia total con cordones de soldadura simétricos.

Las soldaduras de resistencia total deben cumplir los siguientes requisitos en cuanto al tamaño de garganta<sup>[8]</sup>:

$$a \geq 0,46 \cdot t_p \quad \text{para cartelas de acero S235;}$$

$$a \geq 0,48 \cdot t_p \quad \text{para cartelas de acero S275;}$$

$$a \geq 0,55 \cdot t_p \quad \text{para cartelas de acero S355;}$$

$$a \geq 0,75 \cdot t_p \quad \text{para cartelas de acero S460;}$$

donde:

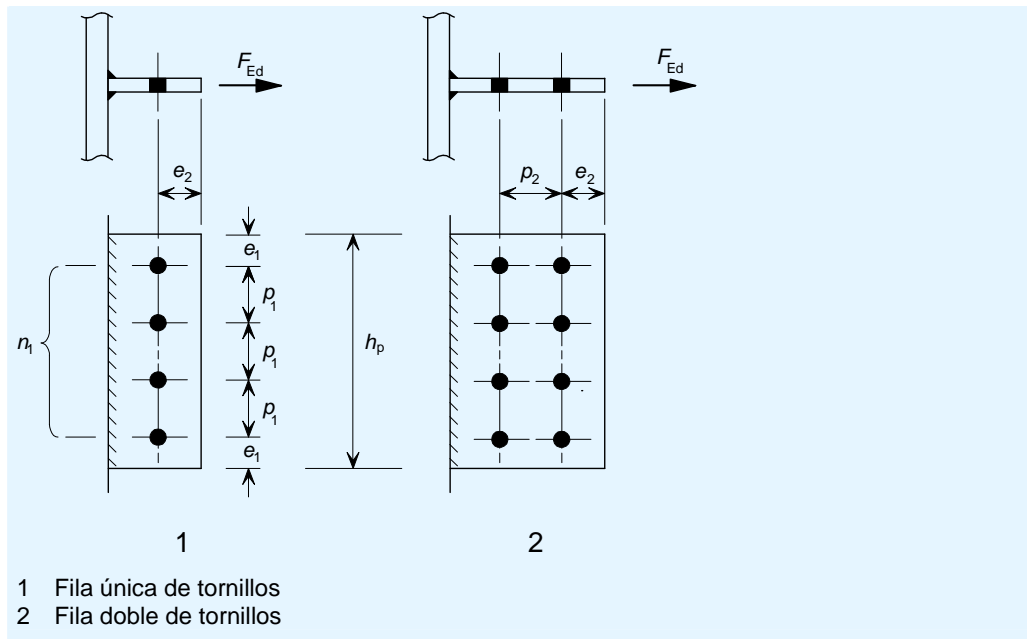
$a$  es el espesor de garganta efectivo de la soldadura

El pie del cordón se define mediante la siguiente expresión:  $s = a \sqrt{2}$

### 3.3 Comprobaciones de atado

La norma EN 1993-1-8 no incluye un coeficiente parcial para las comprobaciones de integridad estructural. En esta publicación se ha utilizado el coeficiente  $\gamma_{Mu}$ , para el que se recomienda adoptar un valor de  $\gamma_{Mu} = 1,1$ .

### 3.3.1 Resistencia de la cartela y del grupo de tornillos



#### 3.3.1.1 Resistencia a cortante de los tornillos

Requisito básico:  $F_{Ed} \leq F_{Rd}$

$$F_{Rd} = n_b F_{v,u}$$

[Referencia 8]

$$F_{v,u} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{Mu}}$$

donde :

$$\alpha_v = 0,6 \text{ para tornillos de clase 4.6 y 8.8}$$

$$= 0,5 \text{ para tornillos de clase 10.9}$$

$A$  es el área resistente a tracción del tornillo ( $A_s$ )

#### 3.3.1.2 Resistencia a aplastamiento de los tornillos sobre la cartela

Requisito básico:  $F_{Ed} \leq F_{Rd}$

$$F_{Rd} = n_b F_{b,hor,u,Rd}$$

$$F_{b,hor,u,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,p} d t_p}{\gamma_{Mu}}$$

[Referencia 8]

donde:

$$k_1 = \min \left( 2,8 \frac{e_1}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_1}{d_0} - 1,7; 2,5 \right)$$

$$\alpha_b = \min \left( \frac{e_2}{3d_0}; \frac{p_2}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{u,p}}; 1,0 \right)$$

#### 3.3.1.3 Resistencia a tracción de la cartela

Requisito básico:  $F_{Ed} \leq F_{Rd}$

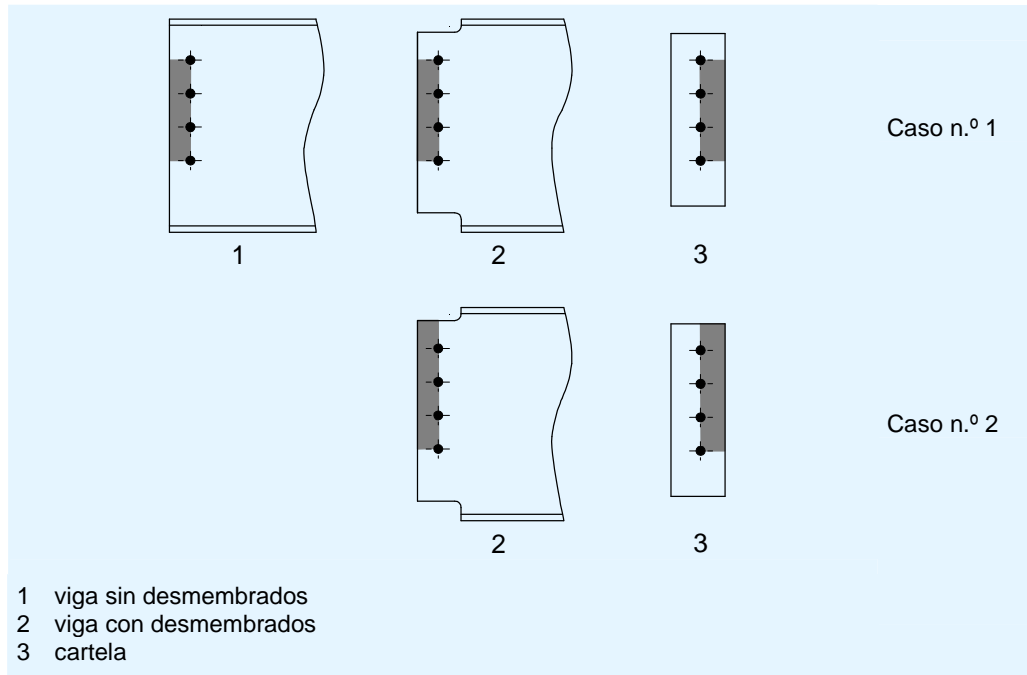
$$F_{Rd} = \min(F_{Rd,n}; F_{Rd,b})$$

**Resistencia a tracción de la sección neta**

$$F_{Rd,n} = 0,9 A_{net} \frac{f_{u,p}}{\gamma_{Mu}} \quad [\text{Referencia 8}]$$

$$A_{net} = t_p (h_p - d_0 n_1)$$

**Resistencia al arrancamiento de bloque**



$$F_{Rd,b} = \frac{f_{u,p} A_{nt}}{\gamma_{Mu}} + \frac{f_{y,p} A_{nv}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \quad [\text{Referencia 8}]$$

Caso 1:

$$A_{nt} = t_p ((n_1 - 1)p_1 - (n_1 - 1)d_0)$$

Para una única fila vertical de tornillos:  $A_{nv} = 2t_p (e_2 - 0,5d_0)$

Para dos filas verticales de tornillos:  $A_{nv} = 2t_p \left( e_2 + p_2 - \frac{3}{2}d_0 \right)$

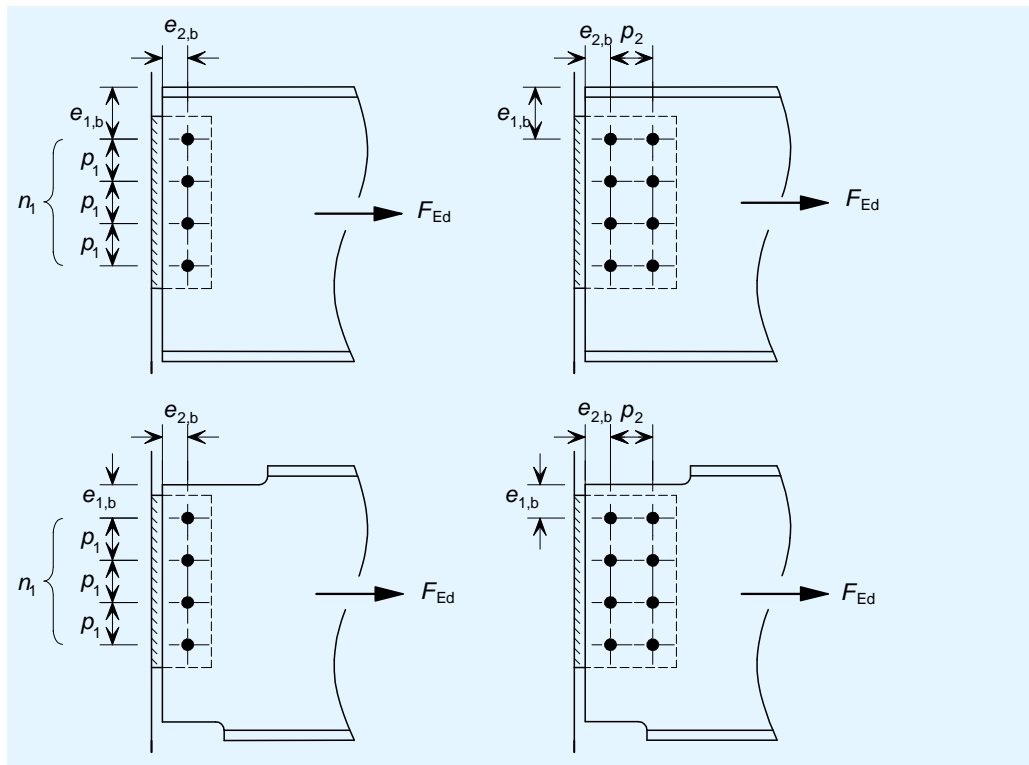
Caso 2:

$$A_{nt} = t_p (e_1 + (n_1 - 1)p_1 - (n_1 - 0,5)d_0)$$

Para una única fila vertical de tornillos:  $A_{nv} = t_p (e_2 - 0,5d_0)$

Para dos filas verticales de tornillos:  $A_{nv} = t_p \left( e_2 + p_2 - \frac{3}{2}d_0 \right)$

### 3.3.2 Resistencia del alma de la viga



#### 3.3.2.1 Resistencia a aplastamiento de los tornillos sobre el alma de la viga

Requisito básico:  $F_{Ed} \leq F_{Rd}$

$$F_{Rd} = n_b F_{b,hor,u,Rd}$$

$$F_{b,hor,u,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,b} d t_w}{\gamma_{Mu}}$$

donde:

$$k_1 = \left( 2,8 \frac{e_{1,b}}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_1}{d_0} - 1,7; 2,5 \right)$$

$$\alpha_b = \left( \frac{e_{2,b}}{3d_0}; \frac{p_2}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{u,b}}; 1,0 \right)$$

$$\alpha_v = 0,6 \text{ para tornillos de clase 4.6 y 8.8}$$

$$= 0,5 \text{ para tornillos de clase 10.9}$$

#### 3.3.2.2 Resistencia a tracción del alma de la viga

Requisito básico:  $F_{Ed} \leq F_{Rd}$

$$F_{Rd} = \min(F_{Rd,n}; F_{Rd,b})$$



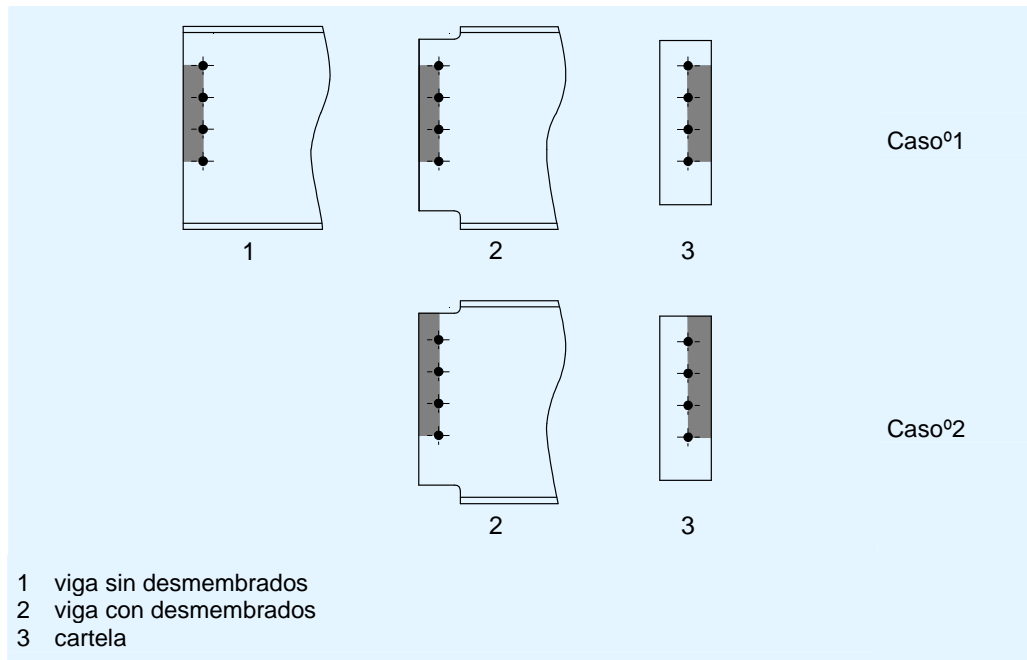
**Resistencia a tracción de la sección neta**

$$F_{Rd,n} = 0,9 A_{net,wb} \frac{f_{u,b}}{\gamma_{Mu}}$$

$$A_{net} = t_w h_{wb} - d_0 n_1 t_w$$

$h_{wb}$  se puede tomar como el canto de la cartela (valor conservador)

**Resistencia al arrancamiento de bloque**



$$F_{Rd,b} = \frac{f_{u,b} A_{nt}}{\gamma_{Mu}} + \frac{f_{y,b} A_{nv} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

Caso°1:

$$A_{nt} = t_w ((n_1 - 1)p_1 - (n_1 - 1)d_0)$$

Para una única fila vertical de tornillos,  $A_{nv} = 2t_w (e_{2,b} - 0,5d_0)$

Para dos filas verticales de tornillos:  $A_{nv} = 2t_w \left( e_{2,b} + p_2 - \frac{3}{2}d_0 \right)$

Caso°2 (únicamente para vigas con desmembrados):

$$A_{nt} = t_w (e_{1,b} + (n_1 - 1)p_1 - (n_1 - 0,5)d_0)$$

Para una única fila vertical de tornillos:  $A_{nv} = t_w (e_{2,b} - 0,5d_0)$

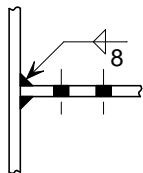
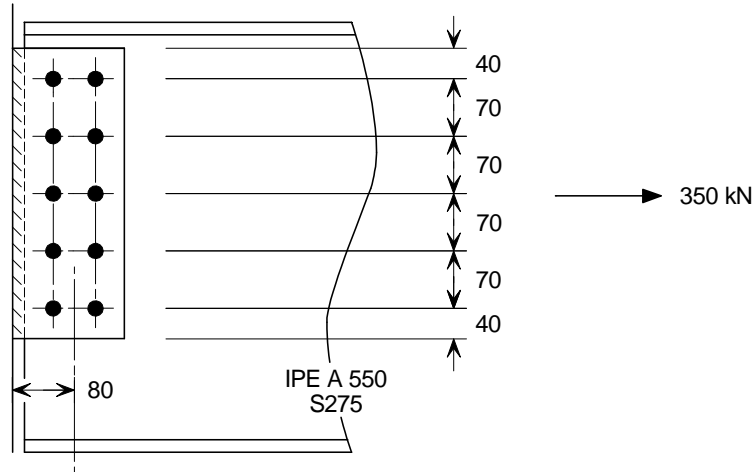
Para dos filas verticales de tornillos:  $A_{nv} = t_w \left( e_{2,b} + p_2 - \frac{3}{2}d_0 \right)$

### **3.3.3 Resistencia de las soldaduras**

El tamaño de soldadura especificado para los esfuerzos cortantes también resulta adecuado desde el punto de vista de la resistencia de atado, al tratarse de soldaduras de resistencia total.

## 3. Cartela

### Geometría de la unión y datos



Viga: perfil IPE A 550 de acero S275.

Cartela de dimensiones  $360 \times 160 \times 10$ , fabricada en acero S275.

Tornillos M20 de clase 8.8.

Soldaduras: pie del cordón de 8 mm; garganta:  $a = 5,6$  mm

Título	3.4 Ejemplo práctico – Cartela	2 de 13
<p><b>Resumen de todas las comprobaciones de cálculo</b></p>		
<p><b>Fuerzas de cálculo</b></p>		
<p><math>V_{Ed} = 350 \text{ kN}</math></p>		
<p><math>F_{Ed} = 350 \text{ kN}</math> (Esfuerzo de atado)</p>		
<p><b>Resistencia a cortante</b></p>		
<p>Resistencia del grupo de tornillos</p>		
<p>Resistencia a cortante de los tornillos</p>	<p>584 kN</p>	
<p>Resistencia a aplastamiento de los tornillos sobre la cartela</p>	<p>605 kN</p>	
<p>Resistencia a aplastamiento de los tornillos sobre el alma de la viga</p>	<p>624 kN</p>	
<p>Resistencia a cortante de la cartela</p>	<p>450 kN</p>	
<p>Resistencia a flexión de la cartela</p>	<p><math>\infty</math></p>	
<p>Resistencia a pandeo de la cartela</p>	<p>743 kN</p>	
<p>Resistencia a cortante del alma de la viga</p>		
<p>Resistencia a cortante y resistencia al arrancamiento de bloque</p>	<p>545 kN</p>	
<p>Interacción entre el esfuerzo cortante y la flexión en la segunda fila de tornillos</p>	<p>N/A</p>	
<p>Interacción entre el esfuerzo cortante y la flexión en una viga sin desmembrados</p>	<p>66 kNm</p>	
<p>Resistencia a flexión en el desmembrado</p>	<p>N/A</p>	
<p>Estabilidad local de las vigas con desmembrado</p>	<p>N/A</p>	
<p>Resistencia de las soldaduras</p>	<p>OK</p>	
<p><b>Resistencias de atado</b></p>		
<p>Resistencia de la cartela y del grupo de tornillos</p>		
<p>Resistencia a cortante de los tornillos</p>	<p>1070 kN</p>	
<p>Resistencia a aplastamiento de los tornillos sobre la cartela</p>	<p>1290 kN</p>	
<p>Resistencia a tracción de la cartela</p>	<p>880 kN</p>	
<p>Resistencia del alma de la viga</p>		
<p>Resistencia a aplastamiento de los tornillos sobre el alma de la viga</p>	<p>1070 kN</p>	
<p>Resistencia a tracción del alma de la viga</p>	<p>792 kN</p>	
<p>Resistencia de las soldaduras</p>	<p>OK</p>	

### 3.1. Detalle recomendado

Espesor de la cartela:  $t_p = 10\text{mm} \leq 0,5d$

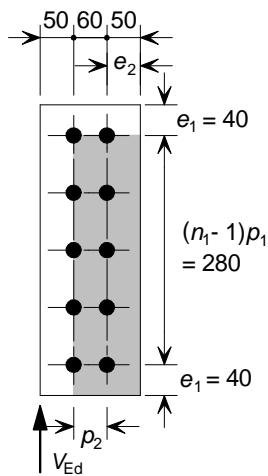
Altura de la cartela:  $h_p = 360\text{mm} > 0,6h_b$

Salvo que se especifique lo contrario, todas las referencias hacen mención a la norma EN 1993-1-8

### 3.2. Comprobaciones a cortante vertical

#### 3.2.1. Resistencia de los grupos de tornillos

##### 3.2.1.1. Resistencia de los tornillos a cortante



Requisito básico:  $V_{Ed} \leq V_{Rd}$

$$V_{Rd} = \frac{n_b F_{v,Rd}}{\sqrt{(1 + \alpha n_b)^2 + (\beta n_b)^2}}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$$

Para tornillos M20 de clase 8.8:  $F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 245}{1,25} \times 10^{-3} = 94\text{ kN}$

Para dos filas verticales de tornillos (es decir,  $n_2 = 2$  y  $n_1 = 5$ ),

$$\alpha = \frac{z p_2}{2I}$$

$$I = \frac{n_1}{2} p_2^2 + \frac{1}{6} n_1 (n_1^2 - 1) p_1^2 = \frac{5}{2} 60^2 + \frac{1}{6} 5(5^2 - 1) 70^2 = 107000\text{ mm}^2$$

$$\alpha = \frac{80 \times 60}{2 \times 107000} = 0,022$$

$$\beta = \frac{z p_1}{2I} (n_1 - 1) = \frac{80 \times 70}{2 \times 107000} (5 - 1) = 0,105$$

Ref (3)

Tabla 3.4

Por lo tanto:  $V_{Rd} = \frac{10 \times 94}{\sqrt{(1 + 0,022 \times 10)^2 + (0,105 \times 10)^2}} = 584 \text{ kN}$

$V_{Ed} = 350 \text{ kN} \leq 584 \text{ kN}, \quad \text{OK}$

**3.2.1.2. Resistencia a aplastamiento de los tornillos sobre la cartela**

Requisito básico:  $V_{Ed} \leq V_{Rd}$

$$V_{Rd} = \frac{n_b}{\sqrt{\left(\frac{1 + \alpha n_b}{F_{b,ver,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{\beta n_b}{F_{b,hor,Rd}}\right)^2}}$$

$\alpha = 0,022$  y  $\beta = 0,105$ , como en el apartado anterior

La resistencia a aplastamiento vertical de un solo tornillo es:

$$F_{b,ver,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,p} d t_p}{\gamma_{M2}}$$

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right)$$

$$= \min\left(2,8 \frac{50}{22} - 1,7; 1,4 \frac{60}{22} - 1,7; 2,5\right) = \min(4,67; 2,12; 2,5) = 2,12$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{u,p}}; 1,0\right) = \min\left(\frac{40}{3 \times 22}; \frac{70}{3 \times 22} - \frac{1}{4}; \frac{800}{430}; 1,0\right)$$

$$= \min(0,61; 0,81; 1,86; 1,0) = 0,61$$

$$F_{b,ver,Rd} = \frac{2,12 \times 0,61 \times 430 \times 20 \times 10}{1,25} \times 10^{-3} = 89 \text{ kN}$$

La resistencia a aplastamiento horizontal de un solo tornillo es:

$$F_{b,hor,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,p} d t_p}{\gamma_{M2}}$$

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_1}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_1}{d_0} - 1,7; 2,5\right)$$

$$= \min\left(2,8 \frac{40}{22} - 1,7; 1,4 \frac{70}{22} - 1,7; 2,5\right) = \min(3,39; 2,75; 2,5) = 2,5$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_2}{3d_0}; \frac{p_2}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_{u,p}}; 1,0\right)$$

$$= \min\left(\frac{50}{3 \times 22}; \frac{60}{3 \times 22} - 0,25; \frac{800}{430}; 1,0\right) = \min(0,75; 0,66; 1,0) = 0,66$$

$$F_{b,hor,Rd} = \frac{2,5 \times 0,66 \times 430 \times 20 \times 10}{1,25} \times 10^{-3} = 114 \text{ kN}$$

Ref [3]

Tabla 3.4

Tabla 3.4

$$V_{Rd} = \frac{10}{\sqrt{\left(\frac{1+0,022 \times 10}{89}\right)^2 + \left(\frac{0,105 \times 10}{114}\right)^2}} = 605 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 350 \text{ kN} \leq 605 \text{ kN}, \quad \text{OK}$$

**3.2.1.3. Resistencia a aplastamiento de los tornillos sobre el alma de la viga**

Requisito básico:  $V_{Ed} \leq V_{Rd}$

$$V_{Rd} = \frac{n_b}{\sqrt{\left(\frac{1+\alpha n_b}{F_{b,ver,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{\beta n_b}{F_{b,hor,Rd}}\right)^2}}$$

$\alpha = 0,022$  and  $\beta = 0,105$ , como en el apartado anterior

La resistencia a aplastamiento vertical de un solo tornillo es:

$$F_{b,ver,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,b} d t_w}{\gamma_{M2}}$$

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right)$$

$$= \min\left(2,8 \frac{40}{22} - 1,7; 1,4 \frac{60}{22} - 1,7; 2,5\right) = \min(3,39; 2,12; 2,5) = 2,12$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{u,b}}; 1,0\right) = \min\left(\frac{70}{3 \times 22} - \frac{1}{4}; \frac{800}{430}; 1,0\right)$$

$$= \min(0,81; 1,86; 1,0) = 0,81$$

$$F_{b,ver,Rd} = \frac{2,12 \times 0,81 \times 430 \times 20 \times 9}{1,25} \times 10^{-3} = 106 \text{ kN}$$

La resistencia a aplastamiento horizontal de un solo tornillo es:

$$F_{b,hor,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,b} d t_w}{\gamma_{M2}}$$

$$k_1 = \min\left(1,4 \frac{p_1}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = \min\left(1,4 \frac{70}{22} - 1,7; 2,5\right)$$

$$= \min(2,75; 2,5) = 2,5$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_{2,b}}{3d_0}; \frac{p_2}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{u,b}}; 1,0\right) = \min\left(\frac{40}{3 \times 22}; \frac{60}{3 \times 22} - \frac{1}{4}; \frac{800}{430}; 1,0\right)$$

$$= \min(0,61; 0,81; 1,86; 1,0) = 0,61$$

$$F_{b,hor,Rd} = \frac{2,5 \times 0,61 \times 430 \times 20 \times 9}{1,25} \times 10^{-3} = 94 \text{ kN}$$

Ref (3)

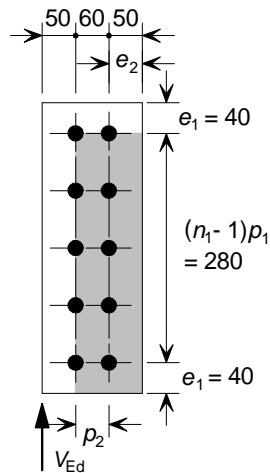
Tabla 3.4

Tabla 3.4

$$V_{Rd} = \frac{10}{\sqrt{\left(\frac{1 + 0,022 \times 10}{106}\right)^2 + \left(\frac{0,105 \times 10}{94}\right)^2}} = 624 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 350 \text{ kN} \leq 624 \text{ kN}, \quad \text{OK}$$

### 3.2.2. Resistencia a cortante de la cartela



Requisito básico:  $V_{Ed} \leq V_{Rd,min}$

$$V_{Rd,min} = \min(V_{Rd,g}; V_{Rd,n}; V_{Rd,b})$$

#### 3.2.2.1. Resistencia a cortante de la sección bruta

$$V_{Rd,g} = \frac{h_p t_p}{1,27} \frac{f_{y,p}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{360 \times 10 \times 275}{1,27 \times \sqrt{3} \times 1,0} \times 10^{-3} = 450 \text{ kN}$$

Ref [8]

#### 3.2.2.2. Resistencia a cortante de la sección neta

$$V_{Rd,n} = A_{v,net} \frac{f_{u,p}}{\sqrt{3} \gamma_{M2}}$$

Ref [8]

$$\text{Área neta: } A_{v,net} = t_p (h_p - n d_0) = 10 (360 - 5 \times 22) = 2500 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd} = 2500 \times \frac{430}{\sqrt{3} \times 1,25} \times 10^{-3} = 497 \text{ kN}$$

#### 3.2.2.3. Resistencia al arrancamiento de bloque

$$V_{Rd,b} = \left( \frac{0,5 f_{u,p} A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_{y,p} A_{nv}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \right) \times 10^{-3}$$

Ref [8]

$$\begin{aligned} \text{Área neta sometida a tracción: } A_{nt} &= t_p (p_2 + e_2 - 1,5 d_0) \\ &= 10 (60 + 50 - 1,5 \times 22) = 770 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Área neta sometida a cortante: } A_{nt} &= t_p (h_p - e_1 - (n_1 - 0,5) d_0) \\ &= 10 (360 - 40 - (5 - 0,5) 22) = 2210 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

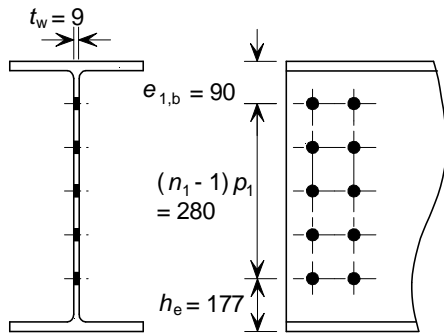


Título	3.4 Ejemplo práctico – Cartela	7 de 13
<p> <math display="block">V_{Rd,b} = \frac{0,5 \times 430 \times 770}{1,25} + \frac{275 \times 2210}{\sqrt{3} \times 1,0} = 483 \text{ kN}</math> </p> <p> <math display="block">V_{Rd,min} = \min(450; 497; 483) = 450 \text{ kN}</math> </p> <p> <math display="block">V_{Ed} = 350 \text{ kN} \leq 450 \text{ kN}, \quad \text{OK}</math> </p> <p><b>3.2.3. Resistencia a flexión de la cartela</b></p> <p>Requisito básico: <math>V_{Ed} \leq V_{Rd}</math></p> <p> <math display="block">2,73 \times z = 2,73 \times 80 = 218 \text{ mm}</math> </p> <p> <math display="block">h_p = 360 \text{ mm} &gt; 218 \text{ mm}</math> </p> <p>Entonces <math>V_{Rd} = \infty</math></p> <p> <math display="block">V_{Ed} \leq V_{Rd}, \quad \text{OK}</math> </p> <p><b>3.2.4. Resistencia al pandeo de la cartela</b></p> <p>Requisito básico: <math>V_{Ed} \leq V_{Rd}</math></p> <p> <math display="block">t_p/0,15 = \frac{10}{0,15} = 67 \text{ mm}</math> </p> <p> <math display="block">z = 80 \text{ mm} &gt; 67 \text{ mm}</math> </p> <p> <math display="block">V_{Rd} = \min\left(\frac{W_{el,p}}{z} \frac{f_{p,LT}}{0,6\gamma_{M1}}; \frac{W_{el,p}}{z} \frac{f_{y,p}}{\gamma_{M0}}\right)</math> </p> <p> <math display="block">W_{el,p} = \frac{t_p h_p^2}{6} = \frac{10 \times 360^2}{6} = 216000 \text{ mm}^3</math> </p> <p> <math display="block">z_p = 80 \text{ mm}</math> </p> <p> <math display="block">\lambda_{LT} = 2,8 \left( \frac{z_p h_p}{1,5 t_p^2} \right)^{1/2} = 2,8 \left( \frac{50 \times 360}{1,5 \times 10^2} \right)^{1/2} = 31</math> </p> <p><math>f_{p,LT}</math> se obtiene por interpolación a partir de los valores del Apéndice A.</p> <p> <math display="block">f_{p,LT} = 274 \text{ N/mm}^2</math> </p> <p> <math display="block">V_{Rd} = \min\left(\frac{216000}{80} \frac{274}{0,6 \times 1,0} \times 10^{-3}; \frac{216000}{80} \frac{275}{1,0} \times 10^{-3}\right)</math> </p> <p> <math display="block">= \min(1233; 743) = 743 \text{ kN}</math> </p> <p> <math display="block">V_{Ed} = 350 \text{ kN} \leq 743 \text{ kN}, \quad \text{OK}</math> </p> <p><b>3.2.5. Resistencia a cortante del alma de la viga</b></p> <p><b>3.2.5.1. Resistencia a cortante y resistencia al arrancamiento de bloque</b></p> <p>Requisito básico: <math>V_{Ed} \leq V_{Rd,min}</math></p> <p> <math display="block">V_{Rd,min} = \min(V_{Rd,g}; V_{Rd,n}; V_{Rd,b})</math> </p>		

Ref [8]

Ref [8]

$f_{p,LT}$  se obtiene de  
BS5950-1  
Tabla 17  
(Apéndice A)



**Resistencia a cortante de la sección bruta**

$$V_{Rd,g} = A_{v,wb} \frac{f_{y,b}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}}$$

Ref [8]

Área del alma de la viga sometida a esfuerzo cortante:

$$\begin{aligned} A_{v,wb} &= A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \\ &= 11700 - 2 \times 210 \times 15,7 + (9 + 2 \times 24)15,7 = 6001 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\eta h_w t_w = 1,0 \times 515,6 \times 9 = 4640 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd,g} = \frac{6001 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,0} \times 10^{-3} = 953 \text{ kN}$$

**Resistencia a cortante de la sección neta**

$$V_{Rd,n} = A_{v,wb,net} \frac{f_{u,b}}{\sqrt{3}\gamma_{M2}}$$

Ref [8]

$$\text{Área neta: } A_{v,wb,net} = A - n_1 d_0 t_w = 6001 - 5 \times 22 \times 9 = 5011 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd,n} = 5011 \times \frac{430}{\sqrt{3} \times 1,25} \times 10^{-3} = 995 \text{ kN}$$

**Resistencia al arrancamiento de bloque**

$$V_{Rd,b} = \frac{0,5 f_{u,b} A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_{y,b} A_{nv}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}}$$

Ref [8]

$$\begin{aligned} \text{Área neta sometida a tracción: } A_{nt} &= t_p (p_2 + e_{2,b} - 1,5d_0) \\ &= 9(60 + 40 - 1,5 \times 22) = 603 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Área neta sometida a cortante: } A_{nv} &= t_p (e_{1,b} + (n_1 - 1)p_1 - (n_1 - 0,5)d_0) \\ &= 9(90 + (5 - 1)70 - (5 - 1)22) \\ &= 2538 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$V_{Rd,b} = \left( \frac{0,5 \times 430 \times 603}{1,25} + \frac{275 \times 2538}{\sqrt{3} \times 1,0} \right) \times 10^{-3} = 507 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,min} = \min(953; 995; 507) = 507 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 350 \text{ kN} \leq 507 \text{ kN}, \quad \text{OK}$$

### 3.2.5.2. Interacción entre cortante y flexión en la segunda fila de tornillos, cuando la longitud del desmembrado es $l_n > (e_{2,b} + p_2)$

No aplica.

### 3.2.5.3. Interacción entre cortante y flexión en vigas sin desmembrado

Interacción de cortante y flexión en el alma de la viga

$$\frac{t_p}{0,15} = \frac{10}{0,15} = 67 \text{ mm}$$

$$z = 80 \text{ mm} > 67 \text{ mm}$$

Por lo tanto, es necesario realizar esta comprobación.

$$\text{Requisito básico: } V_{Ed} (z + p_2/2) \leq M_{cBC,Rd} + F_{pl,AB,Rd} (n_1 - 1) p_1$$

$$F_{pl,BC,Rd} = \min \left( \frac{(n_1 - 1) p_1 t_w f_{y,b}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}; \frac{[(n_1 - 1) p_1 - (n_1 - 1) d_0] t_w f_{u,b}}{\sqrt{3} \gamma_{M2}} \right)$$

$$F_{pl,BC,Rd} = \min \left( \frac{(5-1)70 \times 9 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,0} \times 10^{-3}; \frac{[(5-1)70 - (5-1)22]9 \times 430}{\sqrt{3} \times 1,25} \times 10^{-3} \right)$$

$$= \min(400; 343) = 343 \text{ kN}$$

$V_{BC,Ed}$  es el cortante en el plano BC del alma de la viga

$$V_{BC,Ed} = V_{Ed} - (V_{Rd,min} - F_{pl,BC,Rd}) \text{ but } \geq 0$$

$$V_{BC,Ed} = 350 - (953 - 343) = -260 \text{ kN}$$

Por lo tanto:  $V_{BC,Ed} = 0 \text{ kN}$

$$\text{Como } V_{BC,Ed} \leq 0,5 F_{pl,BC,Rd} \text{ por lo tanto } M_{c,BC,Rd} = \frac{f_{y,b} t_w}{6 \gamma_{M0}} [(n_1 - 1) p_1]^2$$

$$M_{c,BC,Rd} = \frac{275 \times 9}{6 \times 1,0} ((5-1)70)^2 \times 10^{-6} = 32 \text{ kNm}$$

$$F_{pl,AB,Rd} = \min \left( \frac{(e_{2,b} + p_2) t_w f_{y,b}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}; \frac{(e_{2,b} + p_2 - 3d_0/2) t_w f_{u,b}}{\sqrt{3} \gamma_{M2}} \right)$$

$$= \min \left( \frac{(40 + 60)9 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,0} \times 10^{-3}; \frac{(40 + 60 - 3 \times 22/2)9 \times 430}{\sqrt{3} \times 1,25} \times 10^{-3} \right)$$

$$= \min(143; 120) = 120 \text{ kN}$$

$$M_{cBC,Rd} + F_{pl,AB,Rd} (n_1 - 1) p_1 = 32 + 120(5 - 1)70 \times 10^{-3} = 66 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} (z + p_2/2) = 350(80 + 60/2) \times 10^{-3} = 38 \text{ kNm}$$

$$\text{Por lo tanto: } V_{Ed} (z + p_2/2) \leq M_{cBC,Rd} + F_{pl,AB,Rd} (n_1 - 1) p_1 \quad \text{OK}$$

Ref [4]

**3.2.6. Resistencia a flexión en el desmembrado**

No aplica.

**3.2.7. Estabilidad local de las vigas con desmembrados**

No aplica.

**3.2.8. Resistencia de las soldaduras**

Para una cartela fabricada en acero S275:

Requisito básico:  $a \geq 0,48t_p$

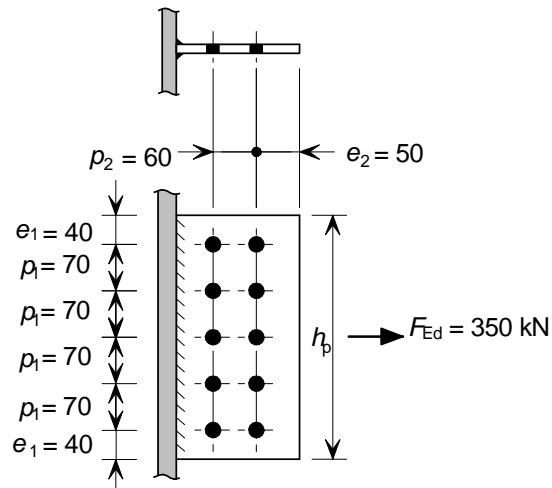
$$0,48t_p = 0,48 \times 10 = 4,8 \text{ mm}$$

$$a = 5,7 \text{ mm} \geq 0,48t_p \quad \text{OK}$$

Ref [8]

**3.3. Comprobaciones de atado**

**3.3.1. Resistencia de la cartela y del grupo de tornillos**



**3.3.1.1. Resistencia a cortante de los tornillos**

Requisito básico:  $F_{Ed} \leq F_{Rd}$

$$F_{Rd} = n_b F_{v,u}$$

$$F_{v,u} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{Mu}} = \frac{0,6 \times 800 \times 245}{1,1} \times 10^{-3} = 107 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} = 10 \times 107 = 1070 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} = 350 \text{ kN} \leq 1070 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Ref [8]

**3.3.1.2. Resistencia a aplastamiento de los tornillos sobre la cartela**

Requisito básico:  $F_{Ed} \leq F_{Rd}$

$$F_{Rd} = n_b F_{b,hor,u,Rd}$$

$$F_{b,hor,u,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,p} d t_p}{\gamma_{Mu}}$$

Ref [8]

Título	3.4 Ejemplo práctico – Cartela	11 de 13
$k_1 = \min\left(2,8\frac{e_1}{d_0}-1,7; 1,4\frac{p_1}{d_0}-1,7; 2,5\right)$ $= \min\left(2,8\frac{40}{22}-1,7; 1,4\frac{70}{22}-1,7; 2,5\right) = \min(3,39; 2,75; 2,5) = 2,5$ $\alpha_b = \min\left(\frac{e_2}{3d_0}; \frac{p_2}{3d_0}-\frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{u,p}}; 1,0\right) = \min\left(\frac{50}{3\times 22}; \frac{60}{3\times 22}-\frac{1}{4}; \frac{800}{430}; 1,0\right)$ $= \min(0,75; 0,66; 1,86; 1,0) = 0,66$ $F_{b,hor,u,Rd} = \frac{2,5\times 0,66\times 430\times 20\times 10}{1,1}\times 10^{-3} = 129 \text{ kN}$ $F_{Rd} = 10\times 129 = 1290 \text{ kN}$ $F_{Ed} = 350 \text{ kN} \leq 1290 \text{ kN}, \quad \text{OK}$ <p><b>3.3.1.3. Resistencia a tracción de la cartela</b></p> <p>Requisito básico : <math>F_{Ed} \leq F_{Rd}</math></p> $F_{Rd} = \min(F_{Rd,b}; F_{Rd,n})$ <p><b>Resistencia a tracción de la sección neta</b></p> $F_{Rd,n} = 0,9 A_{net} \frac{f_{u,p}}{\gamma_{Mu}}$ $A_{net} = t_p (h_p - d_0 n_1) = 10(360 - 22\times 5) = 2500 \text{ mm}^2$ $F_{Rd,n} = 0,9\times 2500 \frac{430}{1,1}\times 10^{-3} = 880 \text{ kN}$ <p><b>Resistencia al arrancamiento de bloque</b></p> <p>Caso°1</p> $F_{Rd,b} = \frac{f_{u,p} A_{nt}}{\gamma_{Mu}} + \frac{f_{y,p} A_{nv}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}}$ $A_{nt} = t_p[(n_1 - 1)p_1 - (n_1 - 1)d_0] = 10[(5 - 1)\times 70 - (5 - 1)22] = 1920 \text{ mm}^2$ $A_{nv} = 2t_p\left(e_2 + p_2 - \frac{3}{2}d_0\right) = 2\times 10\left(50 + 60 - \frac{3}{2}\times 22\right) = 1540 \text{ mm}^2$ $F_{Rd,b} = \left(\frac{430\times 1920}{1,1} + \frac{275\times 1540}{\sqrt{3}\times 1,0}\right)\times 10^{-3} = 995 \text{ kN}$ <p>Caso°2</p> $A_{nt} = t_p(e_1 + (n_1 - 1)p_1 - (n_1 - 0,5)d_0)$ $A_{nt} = 10(40 + (5 - 1)\times 70 - (5 - 0,5)\times 22) = 2210 \text{ mm}^2$		
		Ref [8]
		Ref [8]

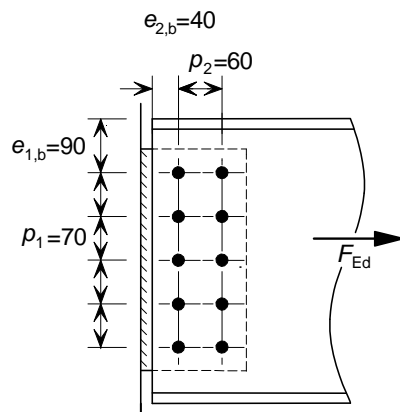
$$A_{nv} = t_p \left( e_2 + p_2 - \frac{3}{2} d_0 \right) = 10 \left( 50 + 60 - \frac{3}{2} \times 22 \right) = 770 \text{ mm}^2$$

$$F_{Rd,b} = \left( \frac{430 \times 2210}{1,1} + \frac{275 \times 770}{\sqrt{3} \times 1,0} \right) \times 10^{-3} = 986 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} = \min(880; 995; 986) = 880 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} = 350 \text{ kN} \leq 880 \text{ kN}, \quad \text{OK}$$

### 3.3.2. Resistencia del alma de la viga



#### 3.3.2.1. Resistencia a aplastamiento de los tornillos sobre el alma de la viga

Requisito básico:  $F_{Ed} \leq F_{Rd}$

$$F_{Rd} = n_b F_{b,hor,u,Rd}$$

$$F_{b,hor,u,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,b} d t_w}{\gamma_{Mu}}$$

$$k_1 = \min \left( 2,8 \frac{e_{1,b}}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_1}{d_0} - 1,7; 2,5 \right)$$

$$= \min \left( 2,8 \frac{90}{22} - 1,7; 1,4 \frac{70}{22} - 1,7; 2,5 \right) = \min(9,8; 2,75; 2,5) = 2,5$$

$$\alpha_b = \min \left( \frac{e_{2,b}}{3d_0}; \frac{p_2}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{u,b}}; 1,0 \right) = \min \left( \frac{40}{3 \times 22}; \frac{60}{3 \times 22} - \frac{1}{4}; \frac{800}{430}; 1,0 \right)$$

$$= \min(0,61; 0,66; 1,86; 1,0) = 0,61$$

$$F_{b,hor,u,Rd} = \frac{2,5 \times 0,61 \times 430 \times 20 \times 9}{1,1} \times 10^{-3} = 107 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} = 10 \times 107 = 1070 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} = 350 \text{ kN} \leq 1070 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

### 3.3.2.2. Resistencia a tracción del alma de la viga

Requisito básico :  $F_{Ed} \leq F_{Rd}$

$$F_{Rd} = \min(F_{Rd,b}; F_{Rd,n})$$

#### Resistencia a tracción de la sección neta

$$F_{Rd,n} = 0,9 A_{net,wb} \frac{f_{u,b}}{\gamma_{Mu}}$$

$$A_{net,wb} = t_w h_{wb} - d_0 n_1 t_w = 9 \times 360 - 22 \times 5 \times 9 = 2250 \text{ mm}^2$$

$$F_{Rd,n} = 0,9 \times 2250 \frac{430}{1,1} \times 10^{-3} = 792 \text{ kN}$$

#### Resistencia al arrancamiento de bloque

$$F_{Rd,b} = \frac{f_{u,b} A_{nt}}{\gamma_{Mu}} + \frac{f_{y,b} A_{nv} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

$$A_{nt} = t_w [(n_1 - 1)p_1 - (n_1 - 1)d_0]$$

$$= 9[(5 - 1) \times 70 - (5 - 1)22] = 1728 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = 2t_w \left( e_{2,b} + p_2 - \frac{3}{2} d_0 \right) = 2 \times 9 \left( 40 + 60 - \frac{3}{2} \times 22 \right) = 1206 \text{ mm}^2$$

$$F_{Rd,b} = \left( \frac{430 \times 1728}{1,1} + \frac{275 \times 1206}{\sqrt{3} \times 1,0} \right) \times 10^{-3} = 867 \text{ kN}$$

Nota: el caso 2 únicamente se aplica a las vigas con desmembrado.

$$F_{Rd} = \min(792; 867) = 792 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} = 350 \text{ kN} \leq 792 \text{ kN}, \quad \text{OK}$$

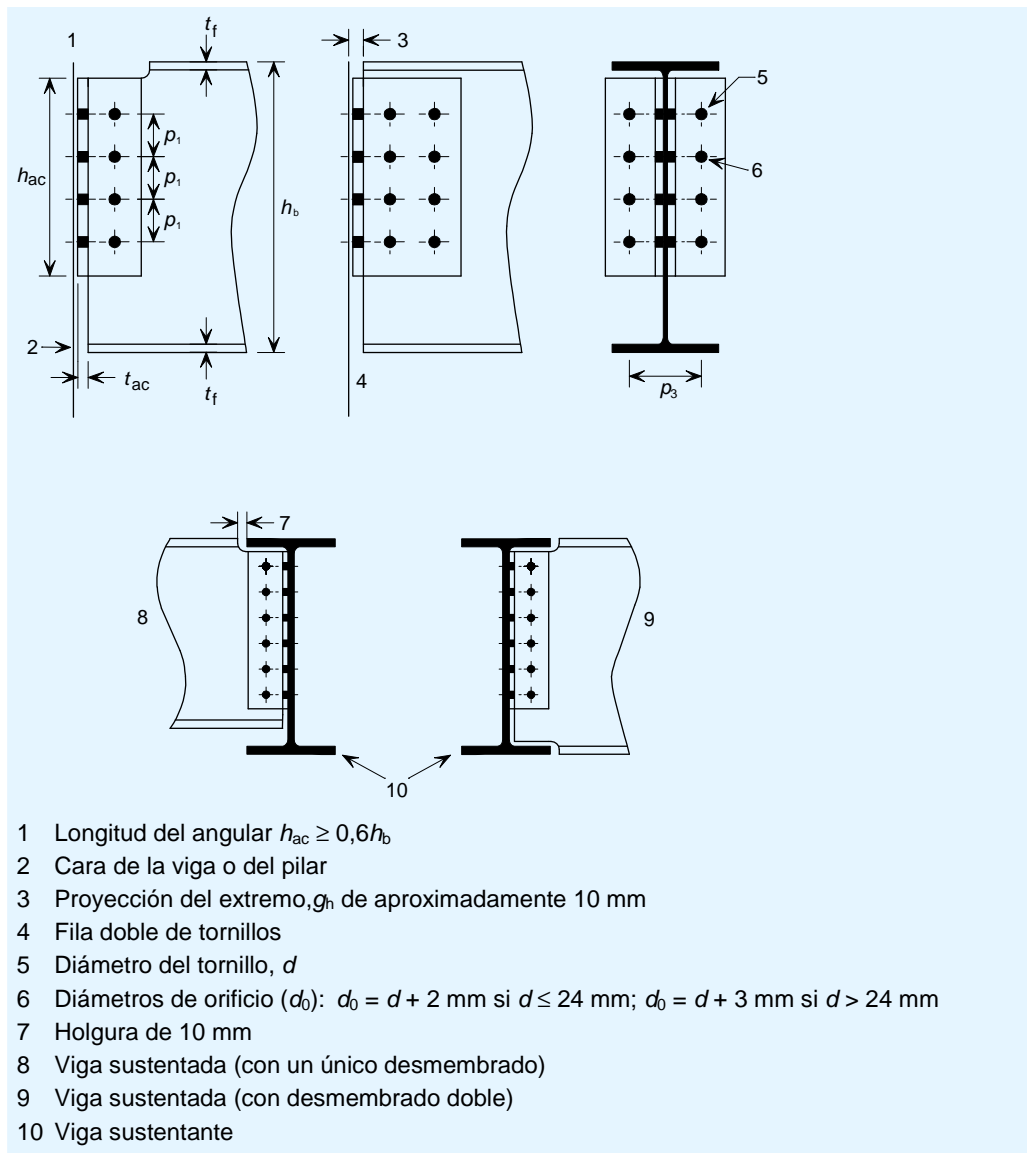
### 3.3.3. Resistencia de las soldaduras

El tamaño de soldadura especificado para los esfuerzos cortantes también resulta adecuado desde el punto de vista de la resistencia de atado, al tratarse de soldaduras de resistencia total.

## 4 UNIONES CON ANGULARES DOBLES

Salvo en aquellos casos en los que se indique lo contrario, las reglas de diseño que se especifican a continuación se han desarrollado a partir de aquellas establecidas para las chapas frontales de canto parcial y las cartelas en la referencia 8.

### 4.1 Detalle recomendado



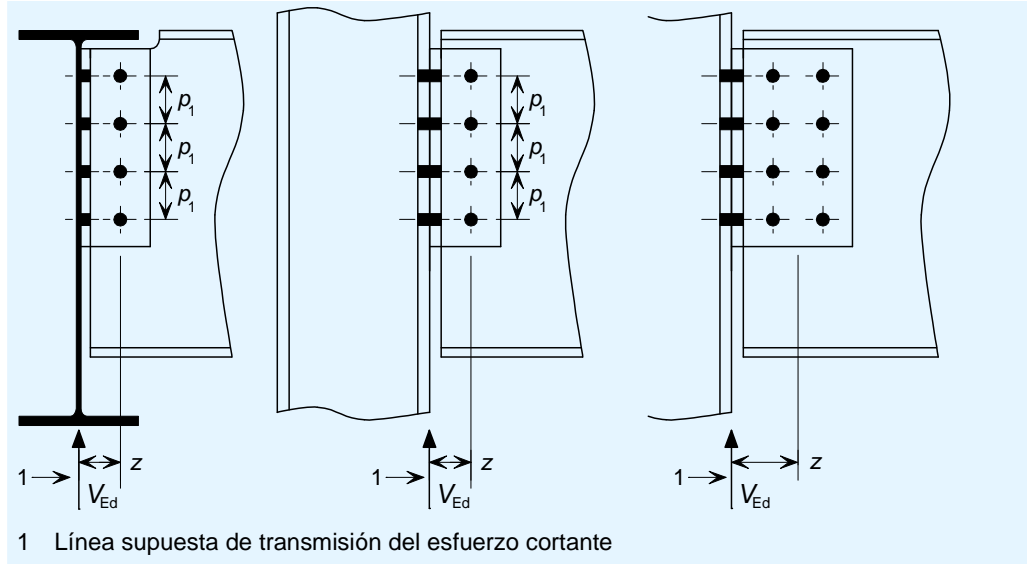


## 4.2 Comprobaciones a cortante vertical

### 4.2.1 Resistencia del grupo de tornillos

#### 4.2.1.1 Lado de la viga sustentada

##### Resistencia de los tornillos a cortante



Requisito básico:  $V_{Ed} \leq V_{Rd}$

$$V_{Rd} = 2 \times \frac{n_b F_{v,Rd}}{\sqrt{(1 + \alpha n_b)^2 + (\beta n_b)^2}}$$

$F_{v,Rd}$  es la resistencia a cortante de un solo tornillo

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$$

donde :

$A$  es el área resistente a tracción del tornillo,  $A_s$

$\alpha_v = 0,6$  para tornillos de clase 4.6 y 8.8  
 $= 0,5$  para tornillos de clase 10.9

$\gamma_{M2}$  es el coeficiente parcial de resistencia de los tornillos

Para una única fila vertical de tornillos ( $n_2 = 1$ )

$$\alpha = 0 \text{ y } \beta = \frac{6z}{n_1(n_1 + 1)p_1}$$

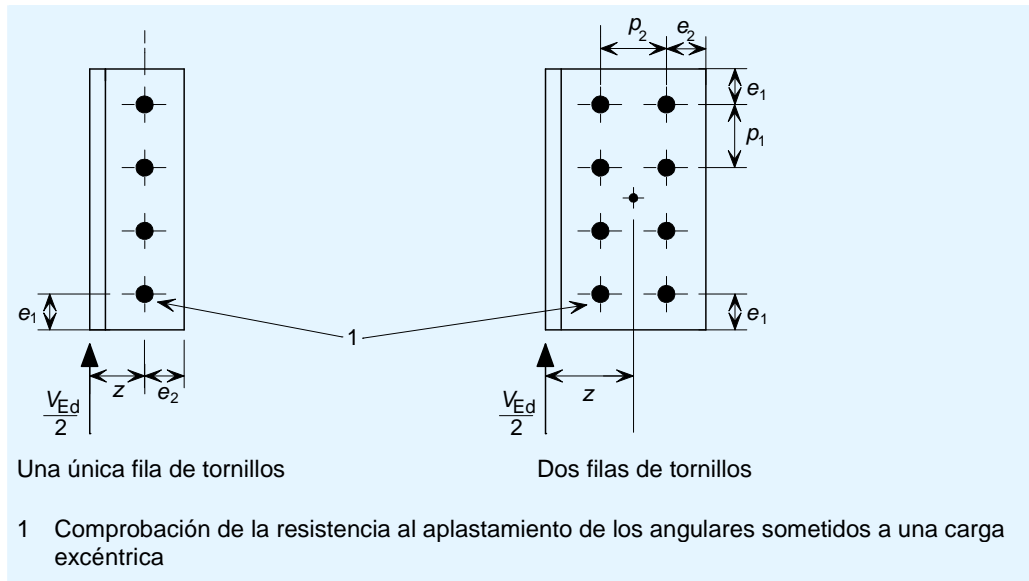
Para dos filas verticales de tornillos ( $n_2 = 2$ )

$$\alpha = \frac{zp_2}{2I} \text{ and } \beta = \frac{zp_1}{2I}(n_1 - 1)$$

$$I = \frac{n_1}{2} p_2^2 + \frac{1}{6} n_1 (n_1^2 - 1) p_1^2$$

$z$  es la distancia entre la cara del elemento sustentante y el centro del grupo de tornillos

**Resistencia al aplastamiento de los tornillos sobre los angulares**



Requisito básico:  $V_{Ed} \leq V_{Rd}$

$$V_{Rd} = 2 \times \frac{n_b}{\sqrt{\left(\frac{1 + \alpha n_b}{F_{b,ver,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{\beta n_b}{F_{b,hor,Rd}}\right)^2}}$$

La resistencia al aplastamiento de un solo tornillo es:  $F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u dt}{\gamma_{M2}}$

La resistencia al aplastamiento vertical de un solo tornillo sobre los angulares se calcula mediante la siguiente expresión:

$$F_{b,ver,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,ac} dt_{ac}}{\gamma_{M2}}$$

La resistencia al aplastamiento horizontal de un solo tornillo sobre los angulares se calcula mediante la siguiente expresión:

$$F_{b,hor,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,ac} dt_{ac}}{\gamma_{M2}}$$

$\alpha$ ,  $\beta$  y  $\gamma_{M2}$  se calculan conforme a lo indicado en apartados anteriores.

Para  $F_{b,ver,Rd}$ :

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right)$$

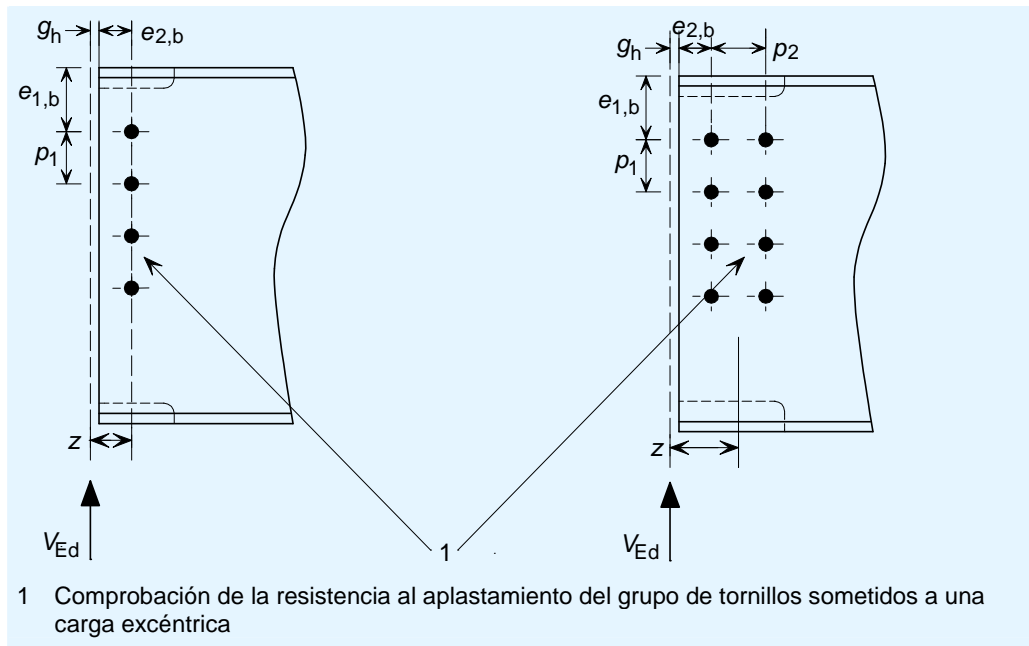
$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{u,ac}}; 1,0\right)$$

Para  $F_{b,hor,Rd}$ :

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_1}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_1}{d_0} - 1,7; 2,5\right)$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_2}{3d_0}; \frac{p_2}{3d_0} - 1,4; \frac{f_{ub}}{f_{u,ac}}; 1,0\right)$$

**Resistencia al aplastamiento de los tornillos sobre el alma de la viga**



Requisito básico:  $V_{Ed} \leq V_{Rd}$

$$V_{Rd} = \frac{n_b}{\sqrt{\left(\frac{1 + \alpha n_b}{F_{b,ver,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{\beta n_b}{F_{b,hor,Rd}}\right)^2}}$$

$$F_{b,ver,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,b} d t_w}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{b,hor,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,b} d t_w}{\gamma_{M2}}$$

$\alpha$ ,  $\beta$  y  $\gamma_{M2}$  se calculan conforme a lo indicado en apartados anteriores

Para  $F_{b,ver,Rd}$ ,

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_{2,b}}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right)$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_{1,b}}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{u,b}}; 1,0\right)$$

Para  $F_{b,hor,Rd}$

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_{1,b}}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_1}{d_0} - 1,7; 2,5\right)$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_{2,b}}{3d_0}; \frac{p_2}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{u,b}}; 1,0\right)$$

#### 4.2.1.2 Lado de la viga sustentante

Requisito básico:

$$V_{Ed} \leq F_{Rd}$$

$F_{Rd}$  es la resistencia del grupo de tornillos [EN 1993-1-8, §3.7(1)]

Si  $(F_{b,Rd})_{\max} \leq F_{v,Rd}$  entonces  $F_{Rd} = \sum F_{b,Rd}$

Si  $(F_{b,Rd})_{\min} \leq F_{v,Rd} \leq (F_{b,Rd})_{\max}$  entonces  $F_{Rd} = n_s (F_{b,Rd})_{\min}$

Si  $F_{v,Rd} \leq (F_{b,Rd})_{\min}$  entonces  $F_{Rd} = 0,8 n_s F_{v,Rd}$

#### **Resistencia a cortante de los tornillos**

$F_{v,Rd}$  es la resistencia de un solo tornillo a cortante

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} \quad [\text{EN 1993-1-8, Tabla 3.4}]$$

donde :

$\alpha_v = 0,6$  para tornillos de clase 4.6 y 8.8

$= 0,5$  para tornillos de clase 10.9

$A$  es el área resistente a tracción del tornillo, ( $A_s$ )

#### **Resistencia al aplastamiento de los tornillos sobre los angulares**

$F_{b,Rd}$  es la resistencia al aplastamiento de un solo tornillo

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,ac} d t_{ac}}{\gamma_{M2}} \quad [\text{EN 1993-1-8, Tabla 3.4}]$$

donde :

$\gamma_{M2}$  es el coeficiente parcial de chapas a aplastamiento

– Para los tornillos de los extremos (paralelos a la dirección de transmisión de la carga):

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{ub}}{f_{u,ac}}; 1,0\right)$$

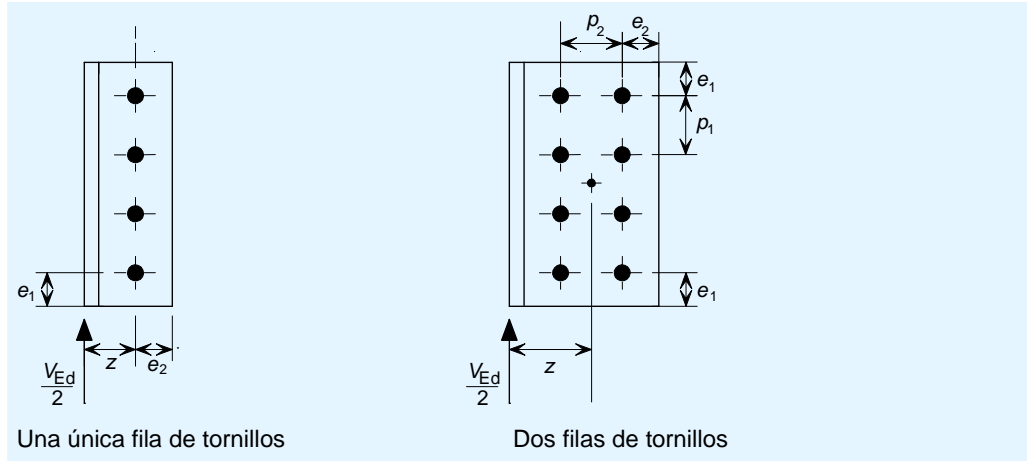
– Para los tornillos interiores (paralelos a la dirección de transmisión de la carga):

$$\alpha_b = \min\left(\frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{u,ac}}; 1,0\right)$$

- Para los tornillos de los bordes (perpendiculares a la dirección de transmisión de la carga):

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right)$$

#### 4.2.2 Resistencia a cortante de los angulares



##### 4.2.2.1 Lado de la viga sustentada

Requisito básico:  $V_{Ed} \leq V_{Rd,min}$

$$V_{Rd,min} = \min(V_{Rd,g}; V_{Rd,n}; V_{Rd,b})$$

##### **Resistencia a cortante de la sección bruta**

$$V_{Rd,g} = 2 \times \frac{h_{ac} t_{ac}}{1,27} \frac{f_{y,ac}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

Nota: el coeficiente 1,27 tiene en cuenta la reducción de la resistencia a cortante debido a la presencia de la flexión nominal en el plano, lo que genera tracción en los tornillos.<sup>[9]</sup>

##### **Resistencia a cortante de la sección neta**

$$V_{Rd,n} = 2 \times A_{v,net} \frac{f_{u,ac}}{\sqrt{3} \gamma_{M2}}$$

$$A_{v,net} = t_{ac} (h_{ac} - n_1 d_0)$$

##### **Resistencia al arrancamiento de bloque**

$$V_{Rd,b} = 2 \left( \frac{0,5 f_{u,ac} A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_{y,ac} A_{nv}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \right)$$

$$A_{nv} = t_{ac} (h_{ac} - e_1 - (n_1 - 0,5) d_0)$$

Para una única fila de tornillos:

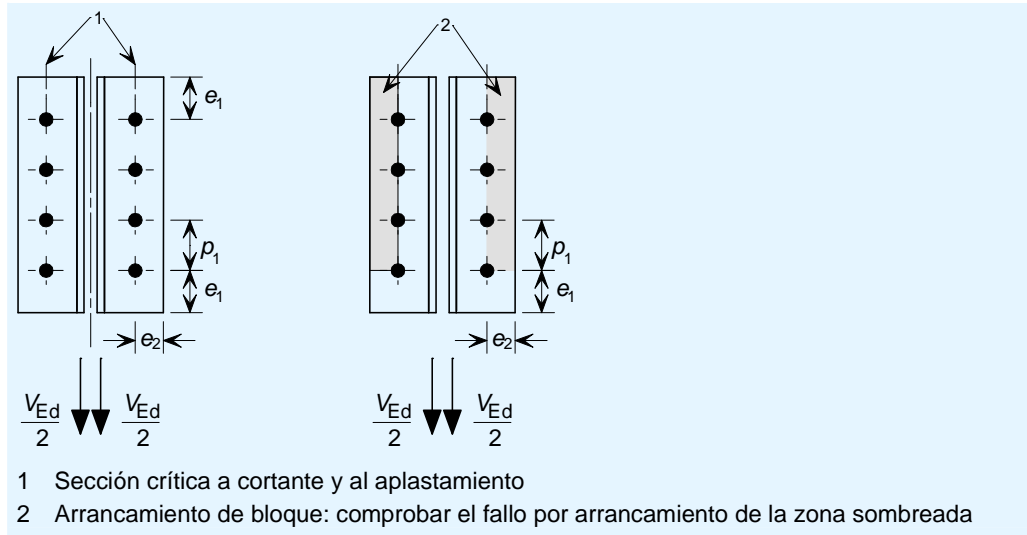
$$A_{nt} = t_{ac} (e_2 - 0,5 d_0)$$

Para dos filas de tornillos:

$$A_{nt} = t_{ac} (e_2 + p_2 - 1,5d_0)$$

$\gamma_{M2}$  es el coeficiente parcial para la resistencia a fractura de las secciones transversales a tracción.

#### 4.2.2.2 Lado de la viga sustentante



Requisito básico:  $V_{Ed} \leq V_{Rd,min}$

$$V_{Rd,min} = \min(V_{Rd,g}; V_{Rd,n}; V_{Rd,b})$$

#### Resistencia a cortante de la sección bruta

$$V_{Rd,g} = 2 \times \frac{h_{ac} t_{ac}}{1,27} \frac{f_{y,ac}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

Nota: el coeficiente 1,27 tiene en cuenta la reducción de la resistencia a cortante debido a la presencia de la flexión nominal en el plano, lo que genera tensiones en los tornillos<sup>[9]</sup>.

#### Resistencia a cortante de la sección neta

$$V_{Rd,n} = 2 \times A_{v,net} \frac{f_{u,ac}}{\sqrt{3} \gamma_{M2}}$$

$$A_{v,net} = t_{ac} (h_{ac} - n_1 d_0)$$

#### Resistencia al arrancamiento de bloque

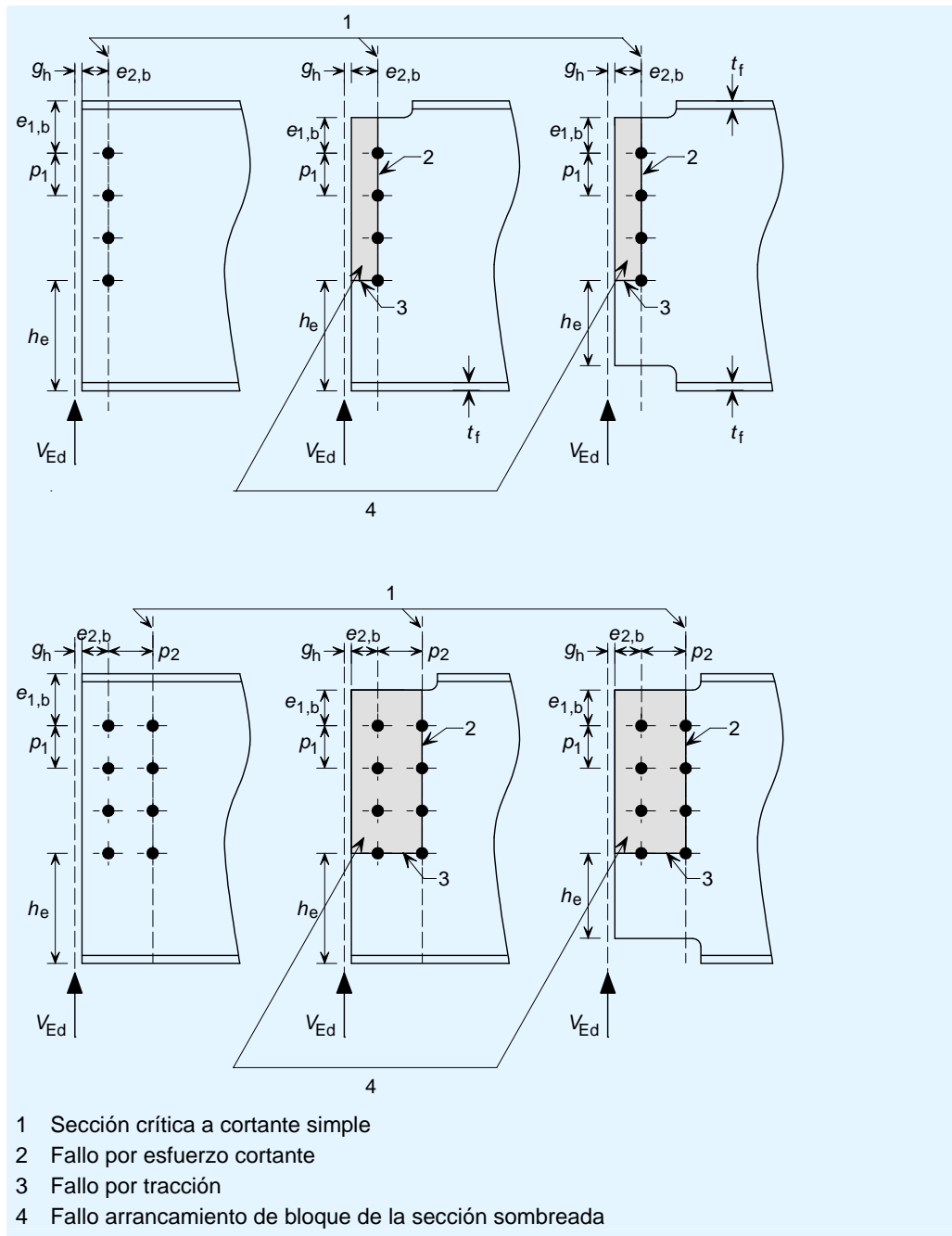
$$V_{Rd,b} = 2 \left( \frac{0,5 f_{u,ac} A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_{y,ac} A_{nv}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \right)$$

$$A_{nt} = t_{ac} (e_2 - 0,5 d_0)$$

$$A_{nv} = t_{ac} (h_{ac} - e_1 - (n_1 - 0,5) d_0)$$

$\gamma_{M2}$  es el coeficiente parcial para la resistencia a fractura de las secciones transversales a tracción.

### 4.2.3 Resistencia a cortante del alma de la viga



#### 4.2.3.1 Resistencia a cortante y resistencia al arrancamiento de bloque

Requisito básico:  $V_{Ed} \leq V_{Rd,min}$

$$V_{Rd,min} = \min(V_{Rd,g}; V_{Rd,n}; V_{Rd,b})$$

#### Resistencia a cortante de la sección bruta

$$V_{Rd,g} = A_{v,wb} \frac{f_{y,b}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}}$$

$$A_{v,wb} = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \quad \text{but } \geq \eta h_w t_w \quad \text{para una viga sin desmembrado}$$

$$A_{v,wb} = A_{Tee} - bt_f + (t_w + 2r)t_f/2 \quad \text{para una viga con un desmembrado}$$

$$A_{v,wb} = t_w (e_{1,b} + (n_1 - 1)p_1 + h_e) \quad \text{para una viga con desmembrado doble}$$

$\eta$  es un factor de la norma EN 1993-1-5 (conservadoramente, considerar un valor de 1,0; el Anejo Nacional podría indicar un valor alternativo)

$A_{Tee}$  es el área de la sección en "T"

### Resistencia a cortante de la sección neta

$$V_{Rd,n} = A_{v,wb,net} \frac{f_{u,b}}{\sqrt{3}\gamma_{M2}}$$

$$A_{v,wb,net} = A_{v,wb} - n_1 d_0 t_w$$

### Resistencia al arrancamiento de bloque

$$V_{Rd,b} = \frac{0,5 f_{u,b} A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_{y,b} A_{nv}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}}$$

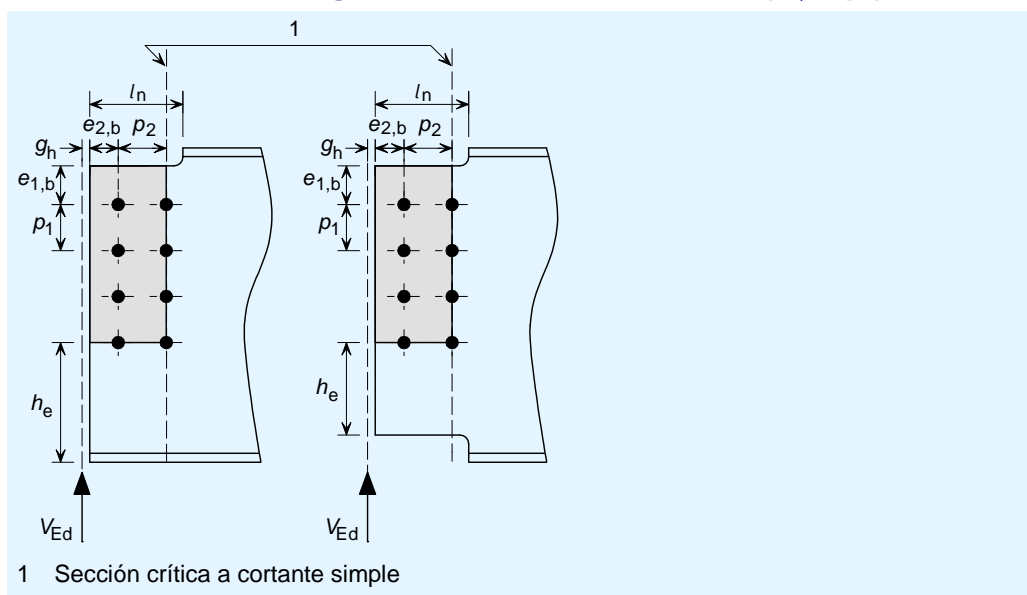
Para una única fila vertical de tornillos,  $A_{nt} = t_w (e_{2,b} - 0,5 d_0)$

Para dos filas verticales de tornillos:  $A_{nt} = t_w \left( e_{2,b} + p_2 - \frac{3}{2} d_0 \right)$

$$A_{nv} = t_w (e_{1,b} + (n_1 - 1)p_1 - (n_1 - 0,5)d_0)$$

$\gamma_{M2}$  es el coeficiente parcial para la resistencia a fractura de las secciones transversales a tracción.

#### 4.2.3.2 Interacción entre el esfuerzo cortante y la flexión en la segunda línea de tornillos, cuando la longitud del desmembrado es $l_n > (e_{2,b} + p_2)$





Requisito básico:  $V_{Ed} (g_h + e_{2,b} + p_2) \leq M_{c,Rd}$  [Referencia 4]

$M_{c,Rd}$  es el momento resistente de cálculo de la unión de la viga con desmembrado en presencia de esfuerzos cortantes.

**Viga con un único desmembrado:**

Para esfuerzos cortantes pequeños ( $V_{Ed} \leq 0,5V_{pl,N,Rd}$ )

$$M_{c,Rd} = \frac{f_{y,b} W_{el,N}}{\gamma_{M0}}$$

Para esfuerzos cortantes grandes ( $V_{Ed} > 0,5V_{pl,N,Rd}$ )

$$M_{c,Rd} = \frac{f_{y,b} W_{el,N}}{\gamma_{M0}} \left[ 1 - \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{pl,N,Rd}} - 1 \right)^2 \right]$$

$$V_{pl,N,Rd} = \min(V_{Rd,g}; V_{Rd,b})$$

$W_{el,N}$  es el módulo elástico de la sección bruta en "T" en el desmembrado

**Viga con desmembrado doble:**

Para esfuerzos cortantes pequeños ( $V_{Ed} \leq 0,5V_{pl,DN,Rd}$ )

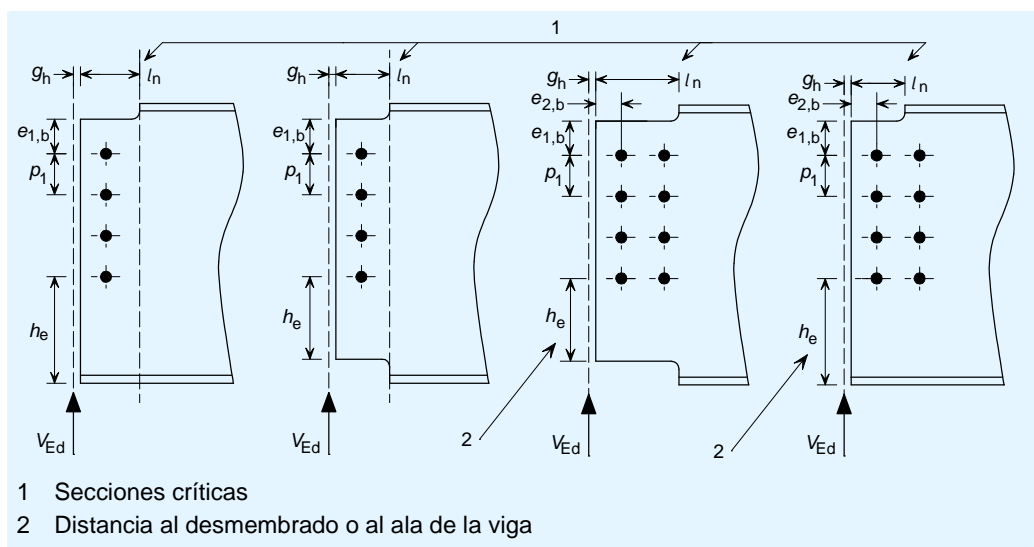
$$M_{c,Rd} = \frac{f_{y,b} t_w}{6 \gamma_{M0}} (e_1 + (n_1 - 1)p_1 + h_e)^2$$

Para esfuerzos cortantes grandes ( $V_{Ed} > 0,5V_{pl,DN,Rd}$ )

$$M_{c,Rd} = \frac{f_{y,b} t_w}{6 \gamma_{M0}} (e_1 + (n_1 - 1)p_1 + h_e)^2 \left[ 1 - \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{pl,DN,Rd}} - 1 \right)^2 \right]$$

$$V_{pl,DN,Rd} = \min(V_{Rd,g}; V_{Rd,b})$$

**4.2.4 Resistencia a flexión en el desmembrado**



Interacción entre el esfuerzo cortante y la flexión en el desmembrado.

**4.2.4.1 Para una única fila o dos filas de tornillos, si  $x_N \geq 2d$ :**

$$V_{Ed} (g_h + l_n) \leq M_{v,N,Rd} \quad [\text{Referencia 4}]$$

$M_{v,N,Rd}$  es el momento resistente de cálculo de la viga en la zona del desmembrado, en presencia de cortante

**Viga con un único desmembrado**

Para esfuerzos cortantes pequeños ( $V_{Ed} \leq 0,5V_{pl,N,Rd}$ )

$$M_{v,N,Rd} = \frac{f_{y,b} W_{el,N}}{\gamma_{M0}}$$

Para esfuerzos cortantes grandes ( $V_{Ed} > 0,5V_{pl,N,Rd}$ )

$$M_{v,N,Rd} = \frac{f_{y,b} W_{el,N}}{\gamma_{M0}} \left[ 1 - \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{pl,N,Rd}} - 1 \right)^2 \right]$$

**Viga con desmembrado doble**

Para esfuerzos cortantes pequeños ( $V_{Ed} \leq 0,5V_{pl,DN,Rd}$ )

$$M_{v,DN,Rd} = \frac{f_{y,b} t_w}{6\gamma_{M0}} (e_{1,b} + (n_1 - 1)p_1 + h_e)^2$$

Para esfuerzos cortantes grandes ( $V_{Ed} > 0,5V_{pl,DN,Rd}$ )

$$M_{v,DN,Rd} = \frac{f_{y,b} t_w}{4\gamma_{M0}} (e_{1,b} + (n_1 - 1)p_1 + h_e)^2 \left[ 1 - \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{pl,DN,Rd}} - 1 \right)^2 \right]$$

**4.2.4.2 Para dos filas de tornillos, si  $x_N < 2d$ :**

$$\max (V_{Ed} (g_h + l_n); V_{Ed} (g_h + e_{2,b} + p_2)) \leq M_{v,N,Rd} \quad [\text{Referencia 4}]$$

$M_{v,N,Rd} = M_{c,Rd}$  de la comprobación anterior

donde:

$W_{el,N}$  es el módulo elástico de la sección bruta en "T" en el desmembrado

$V_{pl,N,Rd}$  es la resistencia a cortante en el desmembrado para vigas con un único desmembrado

$$= \frac{A_{v,N} f_{y,b}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

$$A_{v,N} = A_{Tee} - bt_f + (t_w + 2r) \frac{t_f}{2}$$

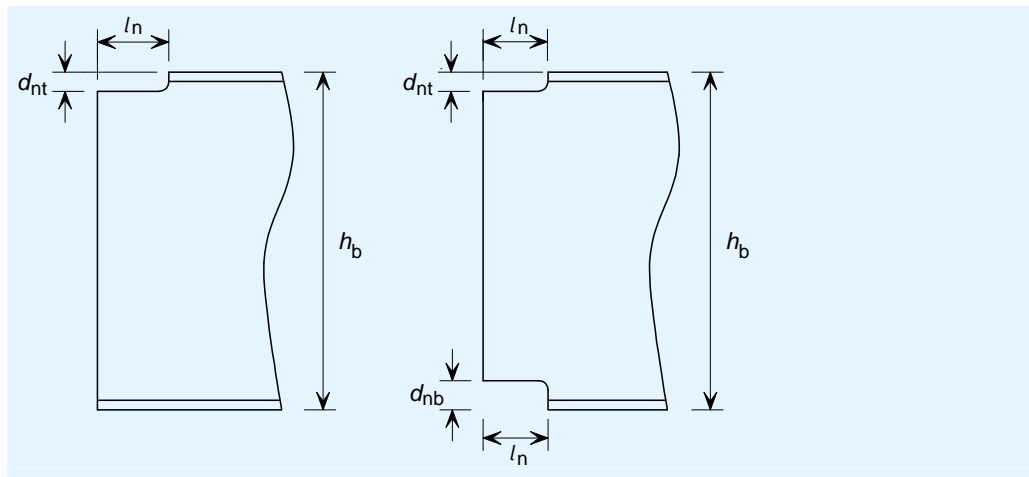
$V_{pl,DN,Rd}$  es la resistencia a cortante en el desmembrado para vigas con desmembrado doble

$$= \frac{A_{v,DN} f_{y,b}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

$$A_{v,DN} = t_w (e_{1,b} + (n_1 - 1) p_1 + h_e)$$

$A_{Tee}$  es el área de la sección en "T"

#### 4.2.5 Estabilidad local de las vigas con desmembrados



Cuando se arriostra la viga para evitar el pandeo lateral, no es necesario considerar la estabilidad a la altura del desmembrado, siempre que se cumplan las siguientes condiciones:

**Requisitos básicos para vigas con desmembrado en una de sus alas:**<sup>[5],[6]</sup>

$$d_{nt} \leq h_b / 2 \quad \text{y:}$$

$$l_n \leq h_b \quad \text{para } h_b / t_w \leq 54,3 \quad (\text{acero S275})$$

$$l_n \leq \frac{160000 h_b}{(h_b / t_w)^3} \quad \text{para } h_b / t_w > 54,3 \quad (\text{acero S275})$$

$$l_n \leq h_b \quad \text{para } h_b / t_w \leq 48,0 \quad (\text{acero S355})$$

$$l_n \leq \frac{110000 h_b}{(h_b / t_w)^3} \quad \text{para } h_b / t_w > 48,0 \quad (\text{acero S355})$$

**Requisitos básicos para vigas con desmembrado en ambas alas:**<sup>[7]</sup>

$$\max (d_{nt}; d_{nb}) \leq h_b / 5 \quad \text{y:}$$

$$l_n \leq h_b \quad \text{para } h_b / t_w \leq 54,3 \quad (\text{acero S275})$$

$$l_n \leq \frac{160000 h_b}{(h_b / t_w)^3} \quad \text{para } h_b / t_w > 54,3 \quad (\text{acero S275})$$

$$l_n \leq h_b \quad \text{for } h_b / t_w \leq 48,0 \quad (\text{acero S355})$$

$$l_n \leq \frac{110000 h_b}{(h_b / t_w)^3} \quad \text{para } h_b / t_w > 48,0 \quad (\text{acero S355})$$

Cuando la longitud del desmembrado ( $l_n$ ) supere estos límites, se debe aumentar la rigidez de manera adecuada o se debería comprobar que el rebaje cumple lo especificado en las referencias 5, 6 y 7.

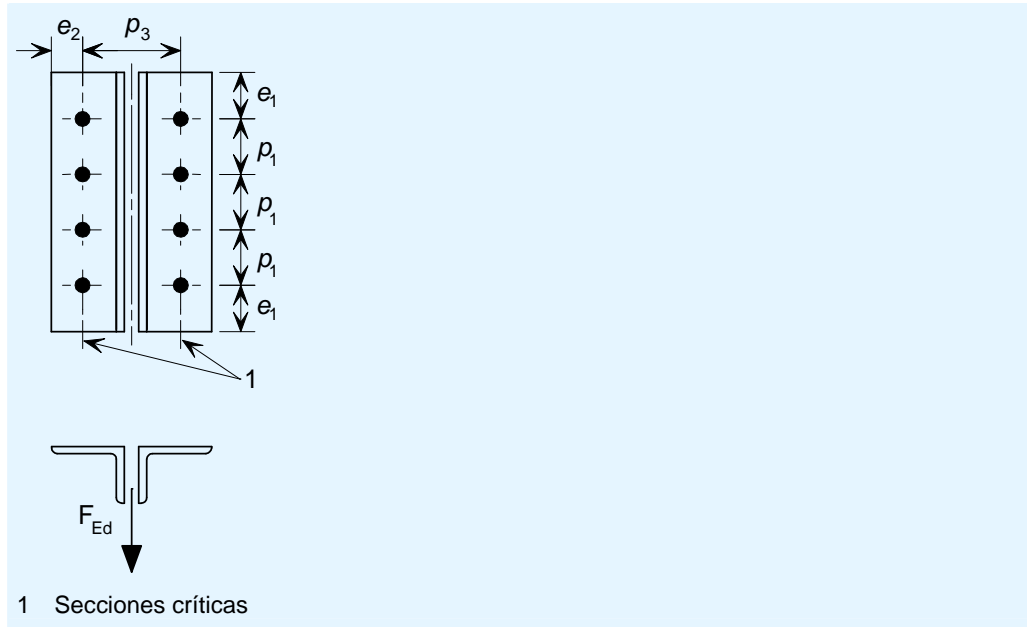
Para elementos en acero S235 y S460, consulte las referencias 5, 6 y 7.

## 4.3 Comprobaciones de atado

La norma EN 1993-1-8 no incluye un coeficiente parcial para las comprobaciones de integridad estructural. En esta publicación se ha utilizado el factor  $\gamma_{Mu}$ , para el que se recomienda adoptar un valor de  $\gamma_{Mu} = 1,1$ .

### 4.3.1 Resistencia de atado de los angulares y de los grupos de tornillos

#### 4.3.1.1 Resistencia de atado de los angulares a flexión



Existen tres modos de fallo para las uniones con angulares sometidas a flexión:

Modo°1: plastificación completa del angular

Modo°2: fallo de los tornillos con plastificación del angular

Modo°3: fallo de los tornillos

Requisito básico:  $F_{Ed} \leq F_{Rd}$

$$F_{Rd} = \min(F_{Rd,u,1}, F_{Rd,u,2}, F_{Rd,u,3})$$

Modo°1: plastificación completa de los angulares

$$F_{Rd,u,1} = \frac{(8n - 2e_w) M_{pl,1,Rd,u}}{2mn - e_w(m+n)} \quad (\text{EN 1993-1-8, tabla 6.2})$$

Modo°2: fallo de los tornillos con plastificación de los angulares

$$F_{Rd,u,2} = \frac{2M_{pl,2,Rd,u} + n \sum F_{t,Rd,u}}{m+n} \quad (\text{EN 1993-1-8, tabla 6.2})$$

Modo°3: fallo de los tornillos

$$F_{Rd,u,3} = \sum F_{t,Rd,u} \quad (\text{EN 1993-1-8, tabla 6.2})$$

$$F_{t,Rd,u} = \frac{k_2 f_{ub} A}{\gamma_{Mu}};$$

donde:

$$M_{pl,1,Rd,u} = \frac{0,25 \Sigma l_{eff} t_{ac}^2 f_{u,ac}}{\gamma_{Mu}}$$

$$M_{pl,2,Rd,u} = M_{pl,1,Rd,u}$$

$$m = \frac{p_3 - t_w - 2t_{ac} - 2 \times 0,8 \times r}{2}$$

$$n = e_{\min}; \text{ siempre y cuando } n \leq 1,25m; \text{ siendo } e_{\min} = e_2$$

$$e_w = \frac{d_w}{4}$$

$d_w$  es el diámetro de la arandela

$$k_2 = 0,63 \text{ para tornillos avellanados}$$

$$= 0,9 \text{ para el resto}$$

$A$  es el área resistente a tracción del tornillo ( $A_s$ )

$\Sigma l_{eff}$  es la longitud efectiva del casquillo en T equivalente

$$\Sigma l_{eff} = 2e_{1A} + (n_1 - 1)p_{1A}$$

$$e_{1A} = e_1, \text{ siempre que } e_1 \leq 0,5(p_3 - t_w - 2r) + \frac{d_0}{2}$$

$$p_{1A} = p_1, \text{ siempre que } p_1 \leq p_3 - t_w - 2r + d_0$$

#### 4.3.1.2 Resistencia a cortante de los tornillos

Requisito básico:  $F_{Ed} \leq F_{Rd}$

$$F_{Rd} = 2n_b F_{v,u}$$

$$F_{v,u} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{Mu}}$$

donde :

$$\alpha_v = 0,6 \text{ para tornillos de clase 4.6 y 8.8}$$

$$= 0,5 \text{ para tornillos de clase 10.9}$$

$A$  es el área resistente a tracción del tornillo ( $A_s$ )

#### 4.3.1.3 Resistencia al aplastamiento de los tornillos sobre los angulares

Requisito básico:  $F_{Ed} \leq F_{Rd}$

$$F_{Rd} = 2n_b F_{b,hor,u,Rd}$$

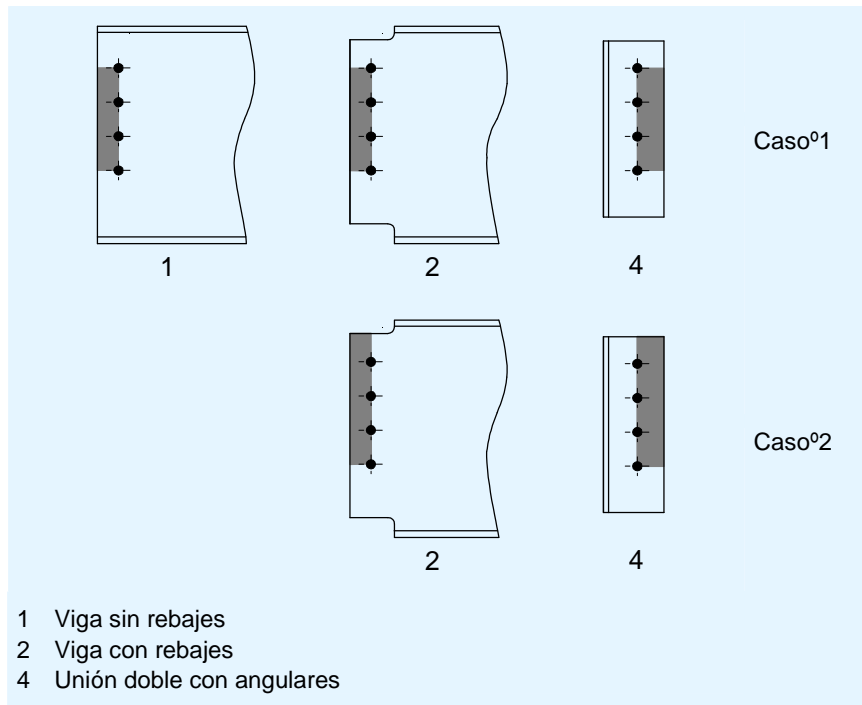
$$F_{b,hor,u,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,ac} d t_{ac}}{\gamma_{Mu}}$$

donde:

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_1}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_1}{d_0} - 1,7; 2,5\right)$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_2}{3d_0}; \frac{p_2}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{u,ac}}; 1,0\right)$$

#### 4.3.1.4 Resistencia al arrancamiento de bloque



Requisito básico:  $F_{Ed} \leq F_{Rd,b}$

$$F_{Rd,b} = \frac{f_{u,ac} A_{nt}}{\gamma_{Mu}} + \frac{f_{y,ac} A_{nv}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}}$$

Caso°1:

$$A_{nt} = 2t_{ac}[(n_1 - 1)p_1 - (n_1 - 1)d_0]$$

Para una única fila vertical de tornillos:  $A_{nv} = 4t_{ac}(e_2 - 0,5d_0)$

Para dos filas verticales de tornillos:  $A_{nv} = 4t_{ac}\left(e_2 + p_2 - \frac{3}{2}d_0\right)$

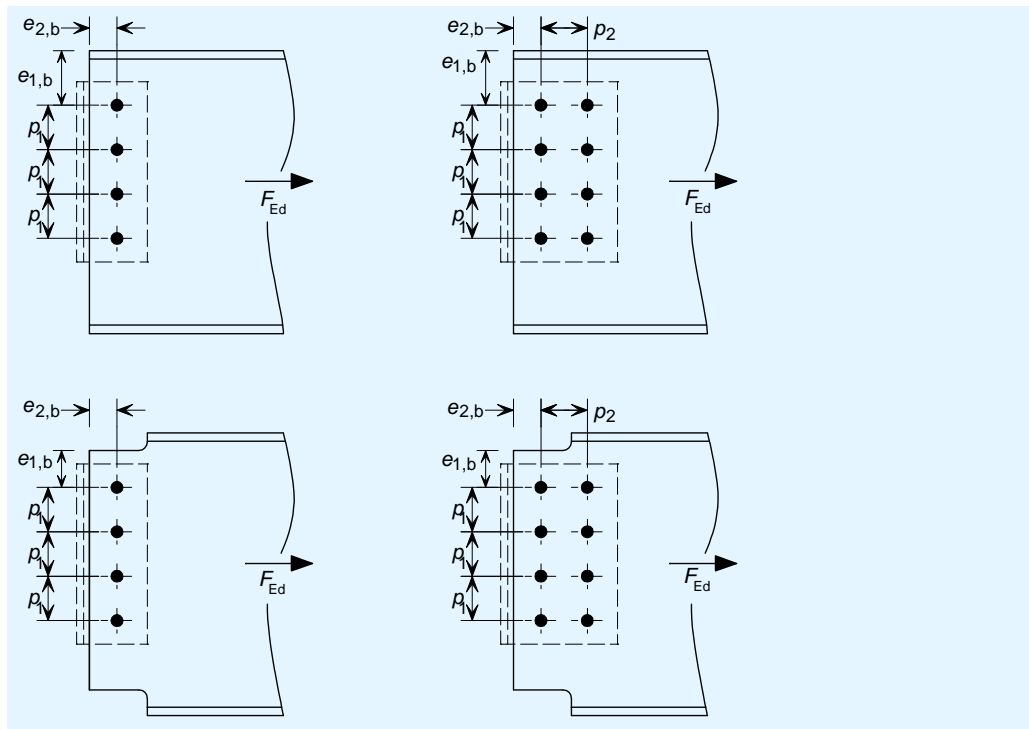
Caso°2:

$$A_{nt} = 2t_{ac}[e_1 + (n_1 - 1)p_1 - (n_1 - 0,5)d_0]$$

Para una única fila vertical de tornillos:  $A_{nv} = 2t_{ac}(e_2 - 0,5d_0)$

Para dos filas verticales de tornillos:  $A_{nv} = 2t_{ac}\left(e_2 + p_2 - \frac{3}{2}d_0\right)$

### 4.3.2 Resistencia del alma de la viga



#### 4.3.2.1 Resistencia al aplastamiento de los tornillos sobre el alma de la viga

Requisito básico:  $F_{Ed} \leq F_{Rd}$

$$F_{Rd} = n_b F_{b,hor,u,Rd}$$

$$F_{b,hor,u,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,b} d_{t_w,b}}{\gamma_{Mu}}$$

donde:

$$k_1 = \left( 2,8 \frac{e_{1,b}}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_1}{d_0} - 1,7; 2,5 \right)$$

$$\alpha_b = \left( \frac{e_{2,b}}{3d_0}; \frac{p_2}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{u,b}}; 1,0 \right)$$

$$\alpha_v = 0,6 \text{ para tornillos de clase 4.6 y 8.8}$$

$$= 0,5 \text{ para tornillos de clase 10.9}$$

#### 4.3.2.2 Resistencia a tracción del alma de la viga

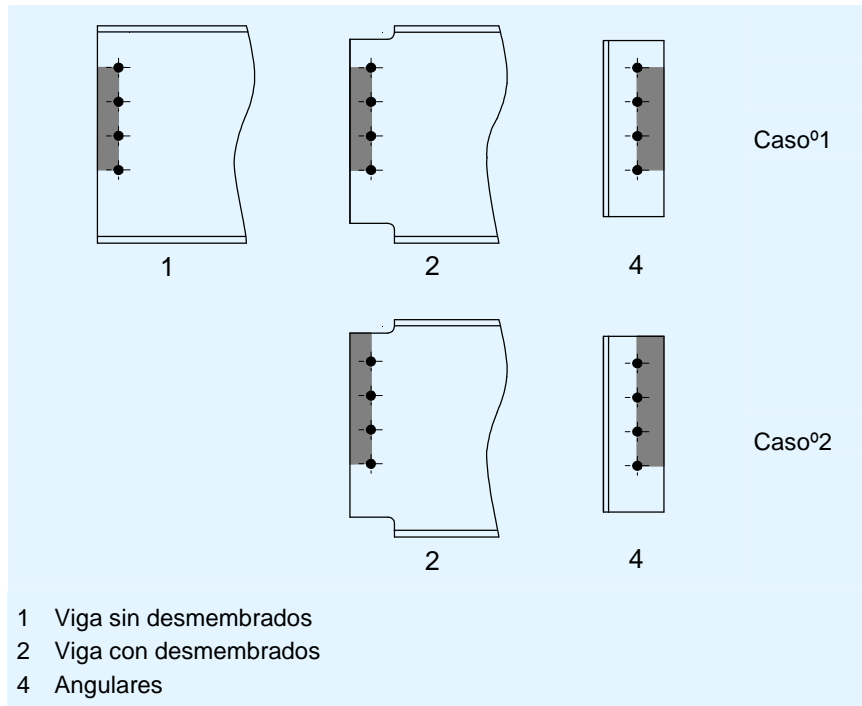
Requisito básico:  $F_{Ed} \leq F_{Rd,n}$

$$F_{Rd,n} = 0,9 A_{net,wb} \frac{f_{u,b}}{\gamma_{Mu}}$$

donde:

$$A_{net,wb} = t_w h_{ac} - d_0 n_1 t_w$$

### 4.3.2.3 Resistencia al arrancamiento de bloque



Requisito básico:  $F_{Ed} \leq F_{Rd,b}$

$$F_{Rd,b} = \frac{f_{u,b} A_{nt}}{\gamma_{Mu}} + \frac{f_{y,b} A_{nv}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}}$$

Caso°1:

$$A_{nt} = t_w ((n_1 - 1)p_1 - (n_1 - 1)d_0)$$

Para una única fila vertical de tornillos:  $A_{nv} = 2t_w (e_{2,b} - 0,5d_0)$

Para dos filas verticales de tornillos:  $A_{nv} = 2t_w \left( e_{2,b} + p_2 - \frac{3}{2}d_0 \right)$

Caso°2 (únicamente para vigas con desmembrados):

$$A_{nt} = t_w (e_{1,b} + (n_1 - 1)p_1 - (n_1 - 0,5)d_0)$$

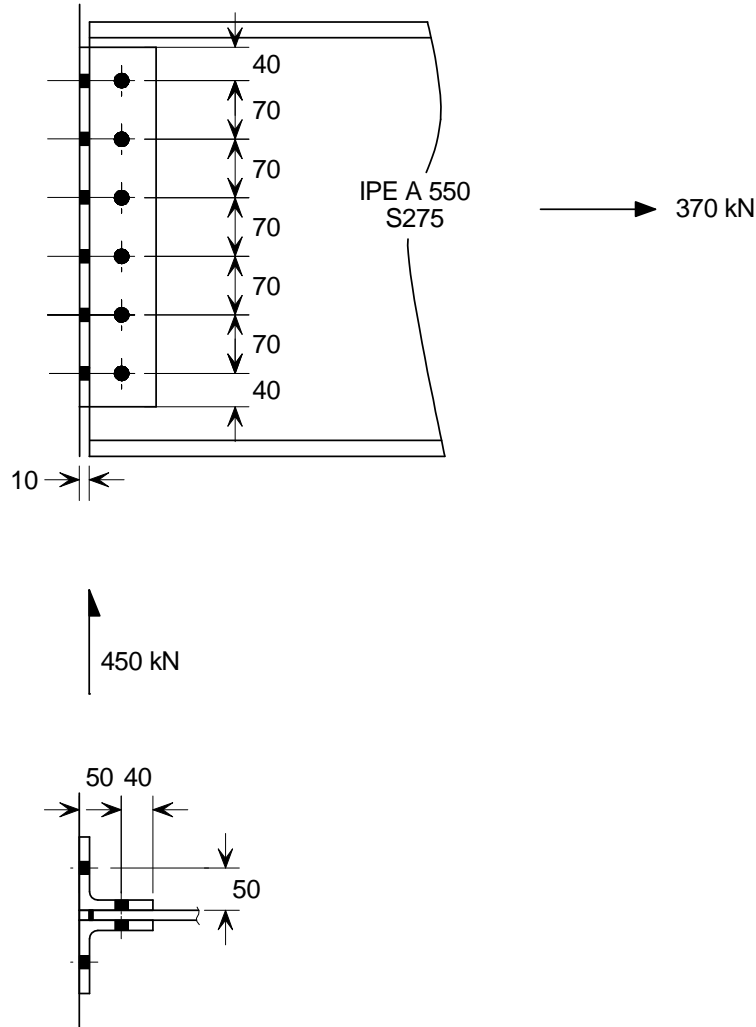
Para una única fila vertical de tornillos:  $A_{nv} = t_w (e_{2,b} - 0,5d_0)$

Para dos filas verticales de tornillos:  $t_w \left( e_{2,b} + p_2 - \frac{3}{2}d_0 \right)$



## 4. Uniones con angulares dobles

### Geometría de la unión y datos



Viga: perfil IPE A 550 de acero S275.

Uniones con angulares: 2/90 × 90 × 10; fabricadas en acero S275

Tornillos M20 de clase 8.8.

Título	4.4 Ejemplo práctico – Angle Web Cleats	2 of 15
<p><b>Resumen de todas las comprobaciones de cálculo</b></p>		
<p><b>Fuerzas de cálculo</b></p>		
<p><math>V_{Ed} = 450 \text{ kN}</math></p>		
<p><math>F_{Ed} = 370 \text{ kN}</math> (Esfuerzo de atado)</p>		
<p><b>Resistencia a cortante</b></p>		
<p>Resistencia del grupo de tornillos</p>		
<p>Lado de la viga sustentada</p>		
Resistencia a cortante de los tornillos	962 kN	
Resistencia al aplastamiento de los tornillos sobre los angulares	1075 kN	
Resistencia al aplastamiento de los tornillos sobre el alma de la viga	583 kN	
Resistencia del lado de la viga sustentante	902 kN	
<p>Resistencia a cortante de los angulares</p>		
<p>Lado de la viga sustentada</p>		
Resistencia a cortante	954 kN	
<p>Lado de la viga sustentante</p>		
Resistencia a cortante	954 kN	
<p>Resistencia a cortante del alma de la viga</p>		
<p>Resistencia a cortante y resistencia al arrancamiento de bloque</p>		
Resistencia a cortante	501 kN	
Interacción entre el esfuerzo cortante y la flexión en la segunda línea de tornillos	N/A	
Resistencia a flexión en el desmembrado	N/A	
Estabilidad local de las vigas con desmembrados	N/A	
<p><b>Resistencias de atado</b></p>		
<p>Resistencia de atado de los angulares y de los grupos de tornillos</p>		
Resistencia de atado de los angulares a flexión	696 kN	
Resistencia a cortante de los tornillos	1284 kN	
Resistencia al aplastamiento de los tornillos sobre los angulares	1428 kN	
Resistencia al arrancamiento de bloque	2060 kN	
<p>Resistencia del alma de la viga</p>		
Resistencia al aplastamiento de los tornillos sobre el alma de la viga	642 kN	
Resistencia a tracción del alma de la viga	944 kN	
Resistencia al arrancamiento de bloque	927 kN	

### 4.1. Detalle recomendado

Espesor de los angulares: 10 mm

Longitud:  $h_{ac} = 430\text{mm} > 0,6h_b$  OK

Salvo que se especifique lo contrario, todas las referencias hacen mención a la norma EN 1993-1-8

### 4.2. Comprobaciones a cortante vertical

#### 4.2.1. Resistencia del grupo de tornillos

##### 4.2.1.1. Lado de la viga sustentada

##### **Resistencia de los tornillos a cortante**

Requisito básico:  $V_{Ed} \leq V_{Rd}$

$$V_{Rd} = 2 \times \frac{n_b F_{v,Rd}}{\sqrt{(1 + \alpha n_b)^2 + (\beta n_b)^2}}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$$

Para tornillos M20 de calidad 8.8:  $F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 245}{1,25} \times 10^{-3} = 94 \text{ kN}$

Para una única fila vertical de tornillos ( $n_2 = 1$  y  $n_1 = 6$ ),  $\alpha = 0$

$$\beta = \frac{6z}{n_1(n_1 + 1)p_1} = \frac{6 \times 50}{6(6 + 1)70} = 0,102$$

Por lo tanto:  $V_{Rd} = 2 \times \frac{6 \times 94}{\sqrt{(1 + 0 \times 6)^2 + (0,102 \times 6)^2}} = 962 \text{ kN}$

$V_{Ed} = 450 \text{ kN} \leq 962 \text{ kN}$ , OK

##### **Resistencia al aplastamiento de los tornillos sobre los angulares**

Requisito básico:  $V_{Ed} \leq V_{b,Rd}$

$$V_{b,Rd} = 2 \times \frac{n_b}{\sqrt{\left(\frac{1 + \alpha n_b}{F_{b,ver,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{\beta n_b}{F_{b,hor,Rd}}\right)^2}}$$

$\alpha = 0$  y  $\beta = 0,102$ , igual que en el apartado anterior

La resistencia al aplastamiento vertical de un solo tornillo es:

$$F_{b,ver,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,ac} d_{t_{ac}}}{\gamma_{M2}}$$

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = \min\left(2,8 \frac{40}{22} - 1,7; 2,5\right) = \min(3,39; 2,5)$$

$$= 2,5$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{u,ac}}; 1,0\right)$$

$$= \min\left(\frac{40}{3 \times 22}; \frac{70}{3 \times 22} - 0,25; \frac{800}{430}; 1,0\right) = \min(0,61; 0,81; 1,86; 1,0)$$

$$\alpha_b = 0,61$$

$$F_{b,ver,Rd} = \frac{2,5 \times 0,61 \times 430 \times 20 \times 10}{1,25} \times 10^{-3} = 105 \text{ kN}$$

La resistencia al aplastamiento horizontal de un solo tornillo se calcula mediante la siguiente expresión:

$$F_{b,hor,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,ac} d_{t,ac}}{\gamma_{M2}}$$

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_1}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_1}{d_0} - 1,7; 2,5\right)$$

$$= \min\left(2,8 \frac{40}{22} - 1,7; 1,4 \frac{70}{22} - 1,7; 2,5\right) = \min(3,39; 2,75; 2,5) = 2,5$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_2}{3d_0}; \frac{f_{ub}}{f_{u,ac}}; 1,0\right) = \min\left(\frac{40}{3 \times 22}; \frac{800}{430}; 1,0\right)$$

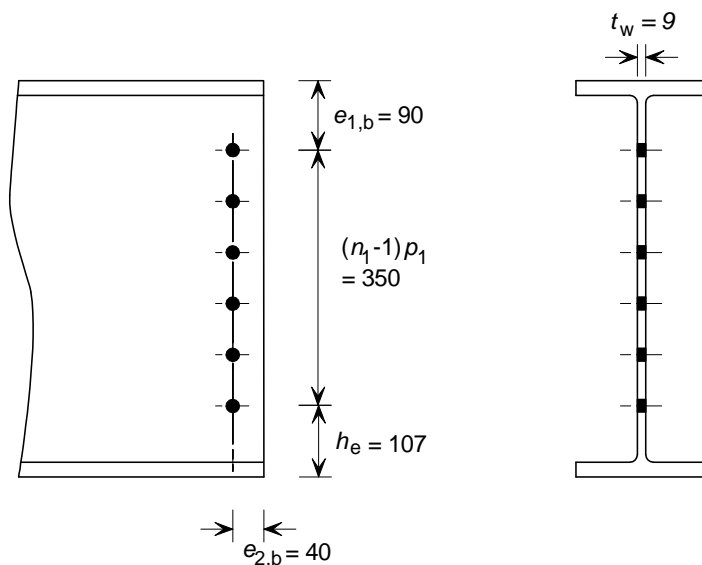
$$= \min(0,61; 1,86; 1,0) = 0,61$$

$$F_{b,hor,Rd} = \frac{2,5 \times 0,61 \times 430 \times 20 \times 10}{1,25} \times 10^{-3} = 105 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 2 \times \frac{6}{\sqrt{\left(\frac{1+0 \times 6}{105}\right)^2 + \left(\frac{0,102 \times 6}{105}\right)^2}} = 1075 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 450 \text{ kN} \leq 1075 \text{ kN}, \quad \text{OK}$$

**Resistencia al aplastamiento de los tornillos sobre el alma de la viga**



Requisito básico:  $V_{Ed} \leq V_{Rd}$

$$V_{Rd} = \frac{n_b}{\sqrt{\left(\frac{1 + \alpha n_b}{F_{b,ver,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{\beta n_b}{F_{b,hor,Rd}}\right)^2}}$$

$\alpha = 0$  y  $\beta = 0,102$ , igual que en el apartado anterior

La resistencia al aplastamiento vertical de un solo tornillo es:

$$F_{b,ver,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,b} d t_w}{\gamma_{M2}}$$

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_{2,b}}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = \min\left(2,8 \frac{40}{22} - 1,7; 2,5\right) = \min(3,4; 2,5) = 2,5$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_{1,b}}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{u,b}}; 1,0\right) = \min\left(\frac{90}{3 \times 22}; \frac{70}{3 \times 22} - \frac{1}{4}; \frac{800}{430}; 1,0\right) = \min(1,36; 0,81; 1,86; 1,0) = 0,81$$

$$F_{b,ver,Rd} = \frac{2,5 \times 0,81 \times 430 \times 20 \times 9}{1,25} \times 10^{-3} = 125 \text{ kN}$$

La resistencia al aplastamiento horizontal de un solo tornillo es:

$$F_{b,hor,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,b} d t_w}{\gamma_{M2}}$$

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_{1,b}}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_1}{d_0} - 1,7; 2,5\right)$$

$$= \min\left(2,8 \frac{90}{22} - 1,7; 1,4 \frac{70}{22} - 1,7; 2,5\right) = \min(9,75; 2,75; 2,5) = 2,5$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_{2,b}}{3d_0}; \frac{f_{ub}}{f_{u,b}}; 1,0\right) = \min\left(\frac{40}{3 \times 22}; \frac{800}{430}; 1,0\right)$$

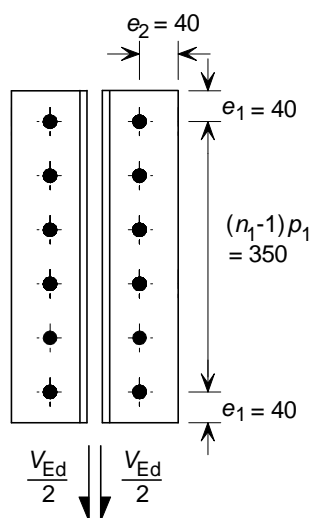
$$= \min(0,61; 1,86; 1,0) = 0,61$$

$$F_{b,hor,Rd} = \frac{2,5 \times 0,61 \times 430 \times 20 \times 9}{1,25} \times 10^{-3} = 94 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{6}{\sqrt{\left(\frac{1+0 \times 6}{125}\right)^2 + \left(\frac{0,102 \times 6}{94}\right)^2}} = 583 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 450 \text{ kN} \leq 583 \text{ kN, OK}$$

**4.2.1.2. Lado de la viga sustentante**



$$V_{Ed} = 450 \text{ kN}$$

Requisito básico:  $V_{Ed} \leq F_{Rd}$

Resistencia de cálculo del grupo de tornillos,  $F_{Rd}$  :

Si  $(F_{b,Rd})_{max} \leq F_{v,Rd}$  entonces  $F_{Rd} = \Sigma F_{b,Rd}$

Si  $(F_{b,Rd})_{min} \leq F_{v,Rd} < (F_{b,Rd})_{max}$  entonces  $F_{Rd} = n_s (F_{b,Rd})_{min}$

Si  $F_{v,Rd} < (F_{b,Rd})_{min}$  entonces  $F_{Rd} = 0,8 n_s F_{v,Rd}$

**Resistencia a cortante de los tornillos**

Resistencia a corte de un solo tornillo:  $F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$

Para tornillos M20 de clase 8.8:  $F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 245}{1,25} \times 10^{-3} = 94 \text{ kN}$

### **Resistencia al aplastamiento de los tornillos sobre los angulares**

$$V_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,ac} d t_{ac}}{\gamma_{M2}}$$

Para los tornillos de los bordes:

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = \min\left(2,8 \times \frac{40}{22} - 1,7; 2,5\right)$$

$$= \min(3,39; 2,5) = 2,5$$

Para los tornillos de los extremos:

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{ub}}{f_{u,ac}}; 1,0\right) = \min\left(\frac{40}{3 \times 22}; \frac{800}{430}; 1,0\right)$$

$$= \min(0,61; 1,86; 1,0) = 0,61$$

Para los tornillos interiores:

$$\alpha_b = \min\left(\frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{u,ac}}; 1,0\right) = \min\left(\frac{70}{3 \times 22} - \frac{1}{4}; \frac{800}{430}; 1,0\right)$$

$$= \min(0,81; 1,86; 1,0) = 0,81$$

Tornillos de los extremos:

$$F_{b,Rd,end} = (F_{b,Rd})_{\min} = \frac{2,5 \times 0,61 \times 430 \times 20 \times 10}{1,25} \times 10^{-3} = 105 \text{ kN}$$

Tornillos interiores:

$$F_{b,Rd,inner} = (F_{b,Rd})_{\max} = \frac{2,5 \times 0,81 \times 430 \times 20 \times 10}{1,25} \times 10^{-3} = 139 \text{ kN}$$

$94 \text{ kN} < 105 \text{ kN}$ , por lo tanto  $F_{v,Rd} < (F_{b,Rd})_{\min}$

$$F_{Rd} = 0,8 n_s F_{v,Rd} = 0,8 \times 12 \times 94 = 902 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 550 \text{ kN} \leq 902 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

## **4.2.2. Resistencia a cortante de los angulares**

### **4.2.2.1. Lado de la viga sustentada**

Requisito básico:  $V_{Ed} \leq V_{Rd,min}$

$$V_{Rd,min} = \min(V_{Rd,g}; V_{Rd,n}; V_{Rd,b})$$

### **Resistencia a cortante de la sección bruta**

$$V_{Rd,g} = 2 \times \frac{h_{ac} t_{ac}}{1,27} \frac{f_{y,ac}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = 2 \times \frac{430 \times 10 \times 275}{1,27 \times \sqrt{3} \times 1,0} \times 10^{-3} = 1076 \text{ kN}$$

### **Resistencia a cortante de la sección neta**

$$V_{Rd,n} = 2 \times A_{v,net} \frac{f_{u,ac}}{\sqrt{3} \gamma_{M2}}$$

Área neta:  $A_{v,net} = t_{ac} (h_{ac} - n_1 d_0) = 10(430 - 6 \times 22) = 2980 \text{ mm}^2$

$$V_{Rd,n} = 2 \times 2980 \times \frac{430}{\sqrt{3} \times 1,25} \times 10^{-3} = 1184 \text{ kN}$$

**Resistencia al arrancamiento de bloque**

$$V_{Rd,b} = 2 \left( \frac{0,5 f_{u,ac} A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_{y,ac} A_{nv}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \right)$$

Área neta sometida a tracción:

$$A_{nt} = t_{ac} (e_2 - 0,5 d_0) = 10(40 - 0,5 \times 22) = 290 \text{ mm}^2$$

Área neta sometida a esfuerzo cortante:

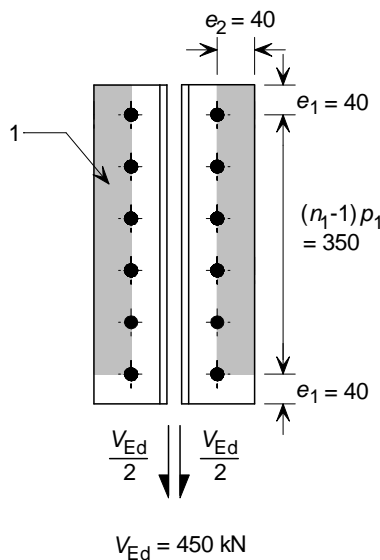
$$A_{nv} = t_{ac} (h_{ac} - e_1 - (n_1 - 0,5) d_0) = 10(430 - 40 - (6 - 0,5) 22) = 2690 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd,b} = 2 \left( \frac{0,5 \times 430 \times 290}{1,25} + \frac{275 \times 2690}{\sqrt{3} \times 1,0} \right) \times 10^{-3} = 954 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,min} = 954 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 450 \text{ kN} \leq 954 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

**4.2.2.2. Lado de la viga sustentante**



1 Fallo por arrancamiento de bloque

Requisito básico:  $V_{Ed} \leq V_{Rd,min}$

$$V_{Rd,min} = \min(V_{Rd,g}; V_{Rd,n}; V_{Rd,b})$$

**Resistencia a cortante de la sección bruta**

$$V_{Rd,g} = 2 \times \frac{h_{ac} t_{ac}}{1,27} \frac{f_{y,ac}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = 2 \times \frac{430 \times 10 \times 275}{1,27 \times \sqrt{3} \times 1,0} \times 10^{-3} = 1076 \text{ kN}$$



**Resistencia a cortante de la sección neta**

$$V_{Rd,n} = 2 \times A_{v,net} \frac{f_{u,ac}}{\sqrt{3}\gamma_{M2}}$$

$$\text{Área neta: } A_{v,net} = t_{ac} (h_{ac} - n_1 d_0) = 10(430 - 6 \times 22) = 2980 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd,n} = 2 \times 2980 \times \frac{430}{\sqrt{3} \times 1,25} \times 10^{-3} = 1184 \text{ kN}$$

**Resistencia al arrancamiento de bloque**

$$V_{Rd,b} = 2 \left( \frac{0,5 f_{u,ac} A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_{y,ac} A_{nv}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} \right)$$

Área neta sometida a tracción:

$$A_{nt} = t_{ac} (e_2 - 0,5 d_0) = 10(40 - 0,5 \times 22) = 290 \text{ mm}^2$$

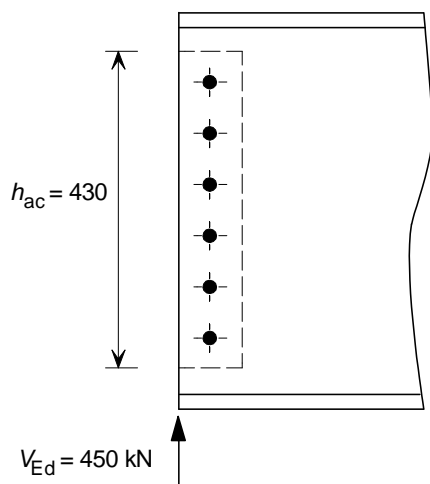
Área neta sometida a esfuerzo cortante:

$$A_{nv} = t_{ac} (h_{ac} - e_1 - (n_1 - 0,5) d_0) = 10(430 - 40 - (6 - 0,5) 22) = 2690 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd,b} = 2 \left( \frac{0,5 \times 430 \times 290}{1,25} + \frac{275 \times 2690}{\sqrt{3} \times 1,0} \right) \times 10^{-3} = 954 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,min} = 954 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 450 \text{ kN} \leq 954 \text{ kN}, \quad \text{OK}$$

**4.2.3. Resistencia a cortante del alma de la viga****4.2.3.1. Resistencia a cortante y resistencia al arrancamiento de bloque**

Requisito básico:  $V_{Ed} \leq V_{Rd,min}$

$$V_{Rd,min} = \min(V_{Rd,g}; V_{Rd,n}; V_{Rd,b})$$

**Resistencia a cortante de la sección bruta**

$$V_{Rd,g} = A_{v,wb} \frac{f_{y,b}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}}$$

Área del alma de la viga sometida a esfuerzo cortante:

$$A_{v,wb} = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 11700 - 2 \times 210 \times 15,7 + (9 + 2 \times 24)15,7$$

$$A_{v,wb} = 6001 \text{ mm}^2$$

$$\eta h_w t_w = 1,0 \times 515,6 \times 9 = 4640 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd,g} = \frac{6001 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,0} \times 10^{-3} = 953 \text{ kN}$$

**Resistencia a cortante de la sección neta**

$$V_{Rd,n} = A_{v,wb,net} \frac{f_{u,b}}{\sqrt{3}\gamma_{M2}}$$

$$\text{Área neta: } A_{v,wb,net} = A_{v,wb} - n_1 d_0 t_w = 6001 - 6 \times 22 \times 9 = 4813 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd,n} = 4813 \times \frac{430}{\sqrt{3} \times 1,25} \times 10^{-3} = 956 \text{ kN}$$

**Resistencia al arrancamiento de bloque**

$$V_{Rd,b} = \left( \frac{0,5 f_{u,b} A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_{y,b} A_{nv}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} \right)$$

Área neta sometida a tracción:

$$A_{nt} = t_w (e_{2,b} - 0,5d_0) = 9(40 - 0,5 \times 22) = 261 \text{ mm}^2$$

Área neta sometida a esfuerzo cortante:

$$A_{nv} = t_w (e_{1,b} + (n_1 - 1)p_1 - (n_1 - 0,5)d_0) = 9(90 + (6 - 1)70 - (6 - 0,5)22) = 2871 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd,b} = \left( \frac{0,5 \times 430 \times 261}{1,25} + \frac{275 \times 2871}{\sqrt{3} \times 1,0} \right) \times 10^{-3} = 501 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,min} = \min(953; 956; 501) = 501 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 450 \text{ kN} \leq 501 \text{ kN}, \quad \text{OK}$$

**4.2.3.2. Interacción entre el esfuerzo cortante y la flexión en la segunda línea de tornillos**

No aplica. ya que se trata de una viga sin desmembrados

**4.2.4. Resistencia a flexión en el desmembrado**

No aplica. ya que se trata de una viga sin desmembrados

### 4.2.5. Estabilidad local de las vigas con desmembrados

No aplica. ya que se trata de una viga sin desmembrados

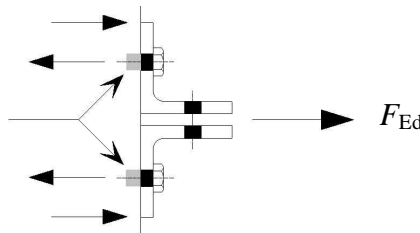
## 4.3. Comprobaciones de atado

### 4.3.1. Resistencia de atado de los angulares y de los grupos de tornillos

#### 4.3.1.1. Resistencia de atado de los angulares a flexión

Requisito básico:  $F_{Ed} \leq F_{Rd}$

Tornillos a tracción



$$F_{Rd} = \min(F_{Rd,u,1}, F_{Rd,u,2}, F_{Rd,u,3})$$

La resistencia de atado correspondiente al Modo<sup>o</sup>1,  $F_{Rd,u,1}$  se calcula mediante la siguiente expresión:

$$F_{Rd,u,1} = \frac{(8n - 2e_w)M_{pl,1,Rd,u}}{2mn - e_w(m + n)}$$

$$\Sigma l_{eff} = 2e_{1A} + (n_1 - 1)p_{1A}$$

$$e_{1A} = e_1 \text{ pero } \leq 0,5(p_3 - t_w - 2r) + \frac{d_0}{2}$$

$$0,5(109 - 9 - 2 \times 11) + \frac{22}{2} = 50 \text{ mm}$$

$$\therefore e_{1A} = 40 \text{ mm}$$

$$p_{1A} = p_1 \text{ siempre y cuando sea } \leq p_3 - t_w - 2r + d_0$$

$$p_3 - t_w - 2r + d_0 = 109 - 9 - 2 \times 11 + 22 = 100 \text{ mm}$$

$$\therefore p_{1A} = 70 \text{ mm}$$

$$\Sigma l_{eff} = 2e_{1A} + (n_1 - 1)p_{1A} = 2 \times 40 + (6 - 1)70 = 430 \text{ mm}$$

$$M_{pl,1,Rd,u} = \frac{0,25 \Sigma l_{eff,1} t_f^2 f_{u,ac}}{\gamma_{Mu}} = \frac{0,25 \times 430 \times 10^2 \times 430}{1,1} \times 10^{-6} = 4,2 \text{ kNm}$$

$$m = \frac{p_3 - t_w - 2t_{ac} - 2 \times 0,8 \times r}{2} = \frac{109 - 9 - 2 \times 10 - 2 \times 0,8 \times 11}{2} = 31 \text{ mm}$$

$$e_w = \frac{d_w}{4} = \frac{37}{4} = 9,25 \text{ mm}$$

$$n = \min(e_2; 1,25m) = \min(40; 39) = 39 \text{ mm}$$

$$F_{Rd,u,1} = \frac{(8 \times 39 - 2 \times 9,25) 4,2 \times 10^3}{2 \times 31 \times 39 - 9,25(31 + 39)} = 696 \text{ kN}$$

La resistencia de atado correspondiente al Modo°2,  $F_{Rd,u,2}$  se calcula mediante la siguiente expresión:

$$F_{Rd,u,2} = \frac{2 M_{pl,2,Rd,u} + n \Sigma F_{t,Rd,u}}{m + n}$$

$$M_{pl,2,Rd,u} = M_{pl,1,Rd,u} = 4,20 \text{ kNm}$$

$$F_{t,Rd,u} = \frac{k_2 f_{ub} A}{\gamma_{Mu}} = \frac{0,9 \times 800 \times 245}{1,1} \times 10^{-3} = 160 \text{ kN}$$

$$F_{Rd,u,2} = \frac{2 \times 4,2 \times 10^3 + 39 \times 12 \times 160}{31 + 39} = 1190 \text{ kN}$$

La resistencia de atado correspondiente al Modo°3,  $F_{Rd,u,3}$  se calcula mediante la siguiente expresión:

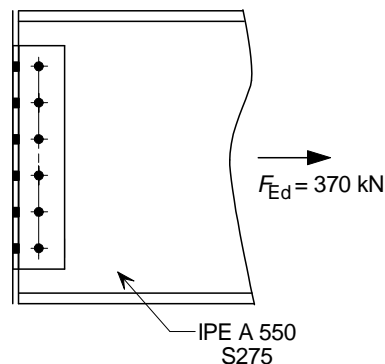
$$F_{Rd,u,3} = \Sigma F_{t,Rd,u} = 12 \times 160 = 1920 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} = \min(F_{Rd,u,1}, F_{Rd,u,2}, F_{Rd,u,3})$$

$$F_{Rd} = \min(696, 1190, 1920) = 696 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} = 370 \text{ kN} \leq 696 \text{ kN}, \quad \text{OK}$$

#### 4.3.1.2. Resistencia a cortante de los tornillos



Requisito básico:  $F_{Ed} \leq F_{Rd}$

$$F_{Rd} = 2 n_b F_{v,u}$$

$$F_{v,u} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{Mu}} = \frac{0,6 \times 800 \times 245}{1,1} \times 10^{-3} = 107 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} = 2 \times 6 \times 107 = 1284 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} = 370 \text{ kN} \leq 1284 \text{ kN}, \quad \text{OK}$$

#### 4.3.1.3. Resistencia al aplastamiento de los tornillos sobre los angulares

Requisito básico:  $F_{Ed} \leq F_{Rd}$

$$F_{Rd} = 2n_b F_{b,hor,u,Rd}$$

$$F_{b,hor,u,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,ac} d t_{ac}}{\gamma_{Mu}}$$

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_1}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_1}{d_0} - 1,7; 2,5\right)$$

$$= \min\left(2,8 \frac{40}{22} - 1,7; 1,4 \frac{70}{22} - 1,7; 2,5\right) = \min(3,39; 2,75; 2,5) = 2,5$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_2}{3d_0}; \frac{f_{ub}}{f_{u,ac}}; 1,0\right) = \min\left(\frac{40}{3 \times 22}; \frac{800}{430}; 1,0\right)$$

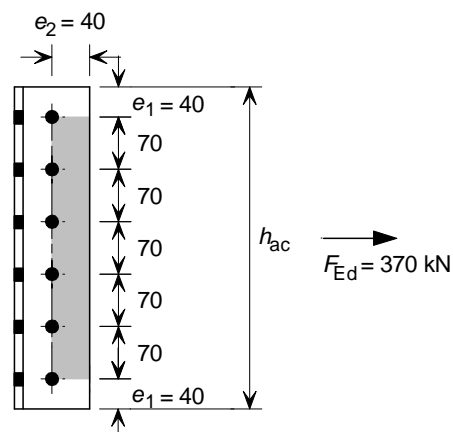
$$= \min(0,61; 1,86; 1,0) = 0,61$$

$$F_{b,hor,u,Rd} = \frac{2,5 \times 0,61 \times 430 \times 20 \times 10}{1,1} \times 10^{-3} = 119 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} = 2 \times 6 \times 119 = 1428 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} = 350 \text{ kN} \leq 1428 \text{ kN}, \quad \text{OK}$$

#### 4.3.1.4. Resistencia al arrancamiento de bloque



Requisito básico :  $F_{Ed} \leq F_{Rd,b}$

$$F_{Rd,b} = \frac{f_{u,ac} A_{nt}}{\gamma_{Mu}} + \frac{f_{y,ac} A_{nv}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

#### Caso 1

$$A_{nt} = 2t_{ac} [(n_1 - 1)p_1 - (n_1 - 1)d_0] = 2 \times 10 \times [(6 - 1) \times 70 - (6 - 1) \times 22]$$

$$= 4800 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = 4t_{ac}(e_2 - 0,5d_0) = 4 \times 10(40 - 0,5 \times 22) = 1160 \text{ mm}^2$$

$$F_{Rd,b} = \left( \frac{430 \times 4800}{1,1} + \frac{275 \times 1160}{\sqrt{3} \times 1,0} \right) \times 10^{-3} = 2060 \text{ kN}$$

**Caso 2**

$$A_{nt} = 2t_{ac} [e_1 + (n_1 - 1)p_1 - (n_1 - 0,5)d_0]$$

$$A_{nt} = 2 \times 10 \times [40 + (6 - 1) \times 70 - (6 - 0,5) \times 22] = 5380 \text{ mm}^2$$

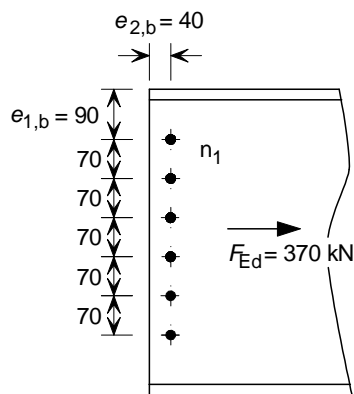
$$A_{nv} = 2t_{ac}(e_2 - 0,5d_0) = 2 \times 10 \times (40 - 0,5 \times 22) = 580 \text{ mm}^2$$

$$F_{Rd,b} = \left( \frac{430 \times 5380}{1,1} + \frac{275 \times 580}{\sqrt{3} \times 1,0} \right) \times 10^{-3} = 2195 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} = 370 \text{ kN} \leq 2060 \text{ y } 2195 \text{ kN, OK}$$

**4.3.2. Resistencia del alma de la viga**

**4.3.2.1. Resistencia al aplastamiento de los tornillos sobre el alma de la viga**



Requisito básico:  $F_{Ed} \leq F_{Rd}$

$$F_{Rd} = n_b F_{b,hor,u,Rd}$$

$$F_{b,hor,u,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,b} dt_w}{\gamma_{Mu}}$$

$$k_1 = \min \left( 1,4 \frac{p_1}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = \min \left( 1,4 \frac{70}{22} - 1,7; 2,5 \right) = 2,5$$

$$\alpha_b = \min \left( \frac{e_{2,b}}{3d_0}; \frac{f_{ub}}{f_{u,b}}; 1,0 \right) = \min \left( \frac{40}{3 \times 22}; \frac{800}{430}; 1,0 \right) = 0,61$$

$$F_{b,hor,u,Rd} = \frac{2,5 \times 0,61 \times 430 \times 20 \times 9}{1,1} \times 10^{-3} = 107 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} = 6 \times 107 = 642 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} = 370 \text{ kN} \leq 642 \text{ kN, OK}$$

**4.3.2.2. Resistencia a tracción del alma de la viga**

Requisito básico:  $F_{Ed} \leq F_{Rd,n}$

$$F_{Rd,n} = 0,9 A_{net,wb} \frac{f_{u,b}}{\gamma_{Mu}}$$

$$A_{\text{net,wb}} = t_w h_{\text{ac}} - d_0 n_1 t_w = 9 \times 430 - 22 \times 6 \times 9 = 2682 \text{ mm}^2$$

$$F_{\text{Rd,n}} = 0,9 \times 2682 \frac{430}{1,1} \times 10^{-3} = 944 \text{ kN}$$

$$F_{\text{Ed}} = 370 \text{ kN} \leq 944 \text{ kN}, \quad \text{OK}$$

#### 4.3.2.3. Resistencia al arrancamiento de bloque

Requisito básico :  $F_{\text{Ed}} \leq F_{\text{Rd,b}}$

$$F_{\text{Rd,b}} = \frac{f_{\text{u,b}} A_{\text{nt}}}{\gamma_{\text{Mu}}} + \frac{f_{\text{y,b}} A_{\text{nv}}}{\sqrt{3} \gamma_{\text{M0}}}$$

Caso n.º 1

$$\begin{aligned} A_{\text{nt}} &= t_w [(n_1 - 1)p_1 - (n_1 - 1)d_0] = 9[(6 - 1) \times 70 - (6 - 1)22] \\ &= 2160 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{\text{nv}} = 2t_w (e_{2,b} - 0,5d_0) = 2 \times 9(40 - 0,5 \times 22) = 522 \text{ mm}^2$$

$$F_{\text{Rd,b}} = \left( \frac{430 \times 2160}{1,1} + \frac{275 \times 522}{\sqrt{3} \times 1,0} \right) \times 10^{-3} = 927 \text{ kN}$$

$$F_{\text{Ed}} = 370 \leq 927 \text{ kN}, \quad \text{OK}$$

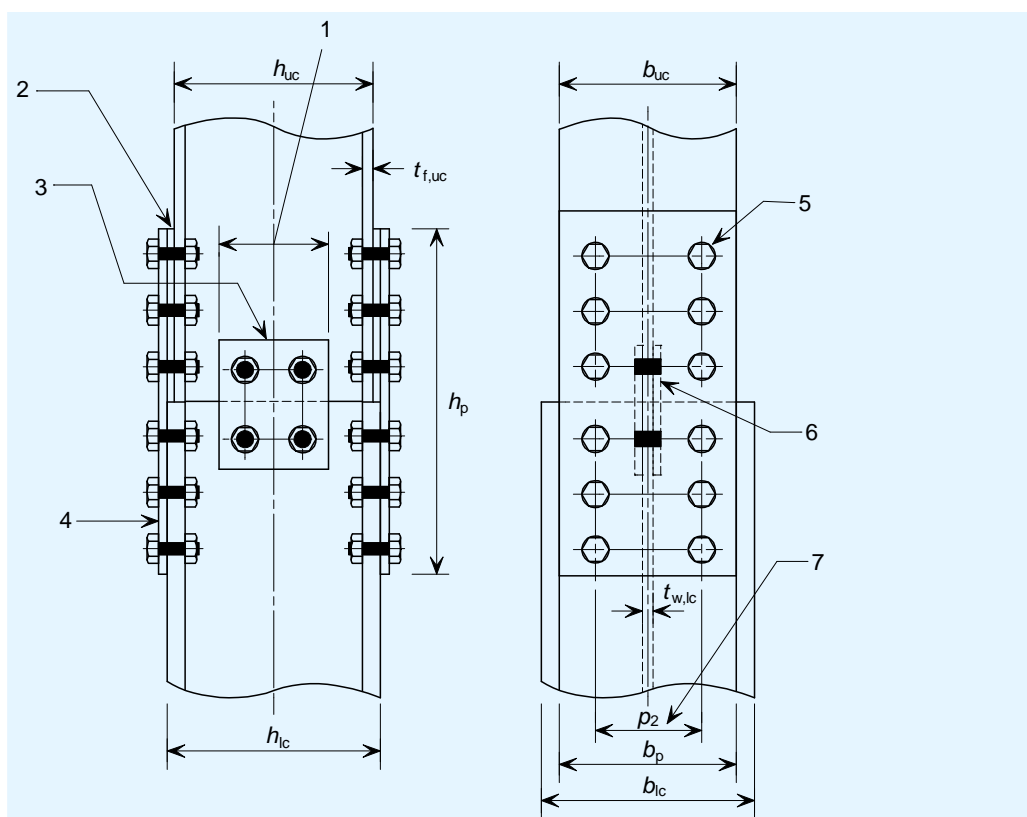
Nota: el Casoº2 únicamente se aplica a vigas con desmembrados.

## 5 EMPALMES DE PILARES (CON CONTACTO)

Los empalmes de pilares con contacto se diseñan suponiendo que deben soportar tanto una compresión axial como, en aquellos casos en los que procede, un momento nominal debido a la unión con las vigas.

En los empalmes de pilares con contacto, la carga axial se transmite directamente entre los extremos de los pilares (con una placa divisoria si es necesario debido a las distintas dimensiones de estos,) y no a través de los cubrejuntas. Éstos aportan a los empalmes la rigidez y la resistencia necesarias.

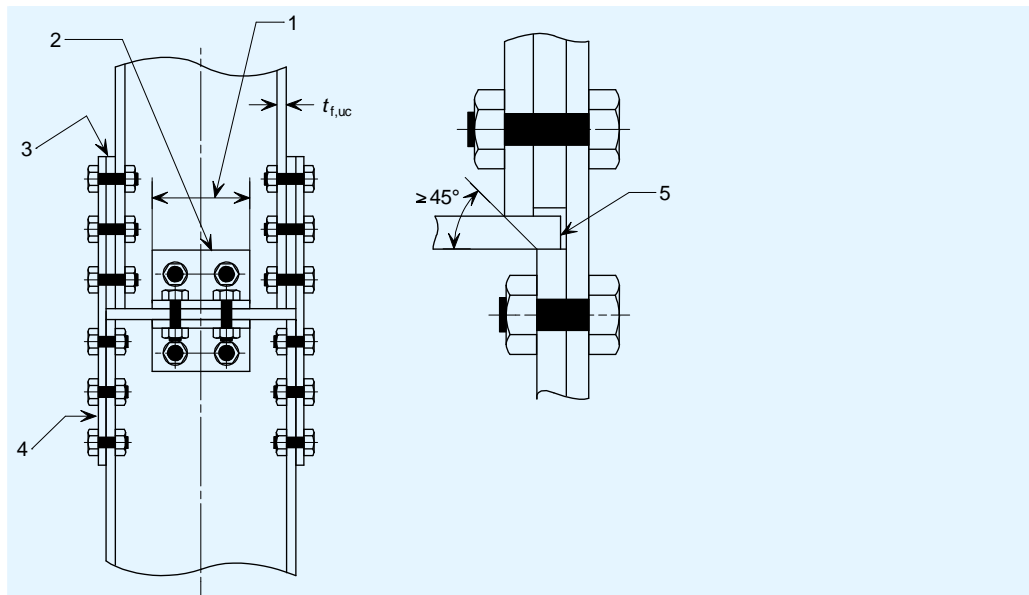
### 5.1 Detalle recomendado



- 1 Anchura del cubrejuntas de alma ( $\geq 0,5h_{uc}$ )
- 2 Espesor de los forros ( $t_{pa}$ )
- 3 Cubrejuntas de alma con al menos 4 tornillos M20 de clase 8.8 (ver notas en pág. 88):  
Para cubrejuntas de alma por ambos lados, el espesor debe ser  $\geq t_{w,uc}/2$ ;  
Para cubrejuntas de alma por una sola cara, el espesor debe ser  $\geq t_{w,uc}$ .
- 4 Cubrejuntas de ala:  
Altura:  $h_p \geq 2b_{uc}$  y 225 mm; anchura:  $b_p \geq b_{uc}$ ; espesor:  $t_p \geq t_{f,uc}/2$  y 10 mm
- 5 Tornillos (normalmente sin apriete en agujeros pasantes; ver notas en pág. 88)
- 6 Forros en función de las necesidades
- 7 Amplia distancia entre tornillos, con el fin de aportar rigidez al empalme

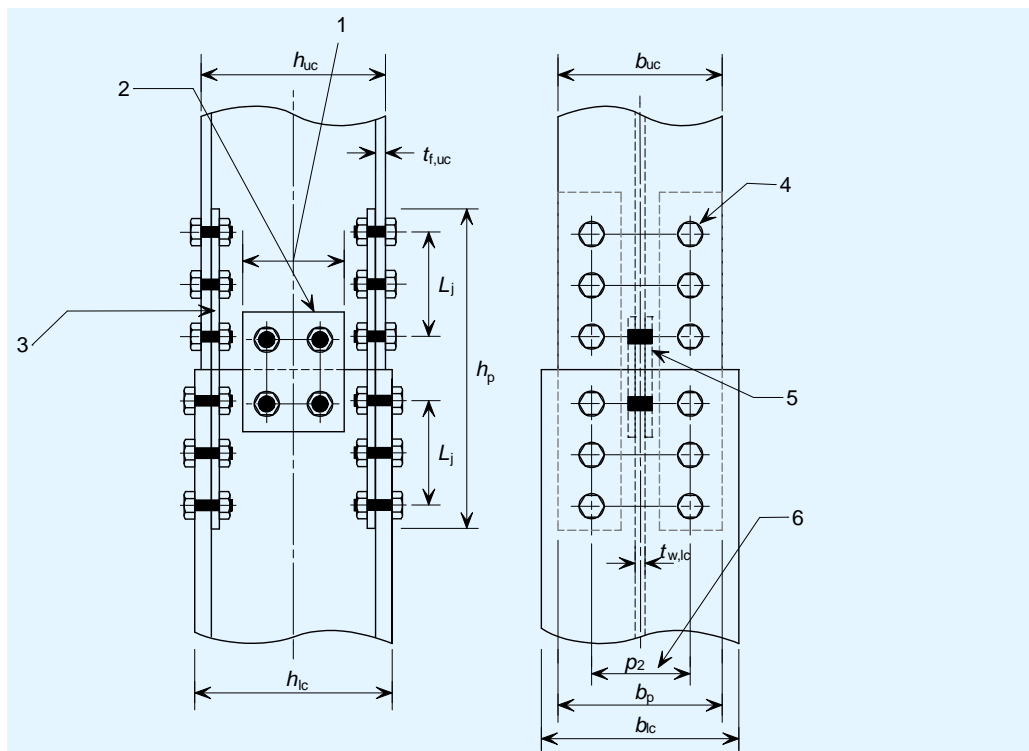
#### Extremos de los pilares en contacto





- 1 Longitud de los angulares  $> 0,5h_{uc}$
- 2 Angulares con al menos 2 tornillos M20 de clase 8.8 a cada lado
- 3 Espesor de los forros ( $t_{pa}$ )
- 4 Cubrejuntas de ala, como en el caso anterior
- 5 El espesor de la placa divisoria debería ser, como mínimo:  $[(h_{lc} - 2t_{f,lc}) - (h_{uc} - 2t_{f,uc})]$

### Pilares en contacto mediante una placa divisoria



- 1 Anchura del cubrejuntas de alma ( $\geq 0,5h_{uc}$ )
- 2 Cubrejuntas de alma con al menos 4 tornillos M20 de calidad 8.8
- 3 Cubrejuntas de ala: Altura:  $h_p \geq 2b_{uc}$  y 450 mm; anchura:  $b_p \geq (b_{uc} - t_{w,lc} - 2r_{lc})/2$ ; espesor:  $t_p \geq t_{f,uc}/2$  y 10 mm ( $r_{lc}$  = radio de acuerdo)
- 4 Tornillos (normalmente sin apriete en los agujeros pasantes; ver notas en pág. 88)
- 5 Forros en función de las necesidades
- 6 Amplia distancia entre tornillos, con el fin de aportar rigidez al empalme

### Cubrejuntas internos del ala

Notas:

1. La distancia entre tornillos y las distancias con respecto a los bordes deben cumplir las recomendaciones de la norma EN 1993-1-8:2005.
2. El espesor del cubrejuntas del ala debe ser, al menos, igual al mínimo de 10,  $t_{f,uc}/2$  y  $p_1/14$ .
3. El espesor al que se hace mención en la nota nº2 basta en la mayoría de los casos para transmitir al menos el 25% de la fuerza de compresión máxima del pilar, tal como requiere la sección 6.2.7.1(14) de la norma EN 1993-1-8.
4. Los empalmes de pilares deben situarse aproximadamente 600 mm por encima del nivel de las vigas del forjado. Se recomienda utilizar al menos cuatro tornillos. En una estructura arriostrada, los pilares que contengan dichos empalmes presentan un comportamiento adecuado incluso si el empalme se comporta como una articulación. En la práctica, los empalmes de pilares con contacto típicos que se recogen en esta guía, aportan una rigidez significativa en ambos ejes, sin alcanzar un 100% de rigidez.
5. En la práctica, la anchura del cubrejuntas de ala debe ser de igual o menor que el ala del pilar inferior. Sin embargo, si la anchura del cubrejuntas de ala fuese menor que la del ala del pilar superior se deben comprobar las distancias de borde y de extremo respecto a las especificaciones del Eurocódigo (EN 1993-1-8, Tabla 3.3).

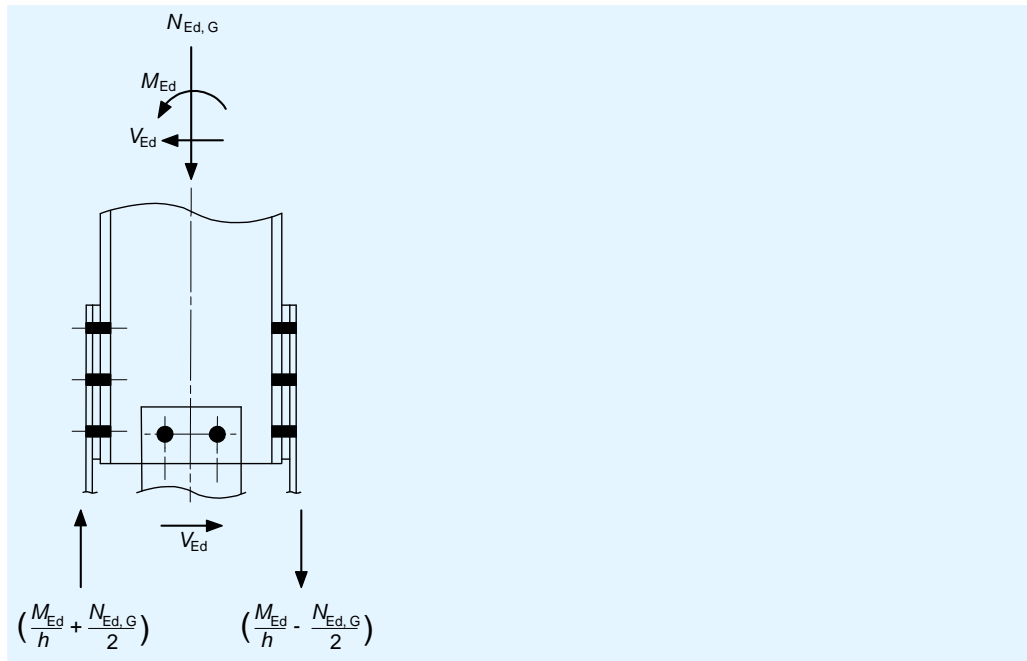
Si existe una tracción neta significativa también debe tenerse en cuenta lo indicado en las notas siguientes:

6. El diámetro de los tornillos debe ser igual, como mínimo, al 75% del espesor de los forros  $t_{pa}^{[11]}$ .
7. Los forros múltiples no deben tener más de cuatro capas<sup>[11]</sup>.
8. No debe producirse un salto superior a una serie en el tamaño de los pilares superior e inferior.
9. Si se deben incluir cubrejuntas internos y externos de ala, las dimensiones de éstos deben ser similares a las indicadas en las figuras; asimismo, el espesor total de los cubrejuntas internos y externos debe ser, como mínimo, igual a  $t_{f,uc}/2$ . Todos los cubrejuntas deben tener un espesor mínimo de 10 mm.

## 5.2 Comprobaciones a tracción

### 5.2.1 Tracción neta

#### 5.2.1.1 Efectos de la tracción neta



Las siguientes comprobaciones permiten determinar si existe una tracción neta debida a la carga axial y al momento flector<sup>[4]</sup>:

Si  $M_{Ed} \leq \frac{N_{Ed,G} h}{2}$ , no existe tracción neta; por tanto, únicamente será necesario detallar el empalme para transmitir la compresión axial por contacto directo.

Si  $M_{Ed} > \frac{N_{Ed,G} h}{2}$ , sí existe tracción neta; por tanto, deben realizarse las comprobaciones oportunas de los cubrejuntas de ala y sus fijaciones para una fuerza de tracción  $F_{Ed}$ .

$$F_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{h} - \frac{N_{Ed,G}}{2}$$

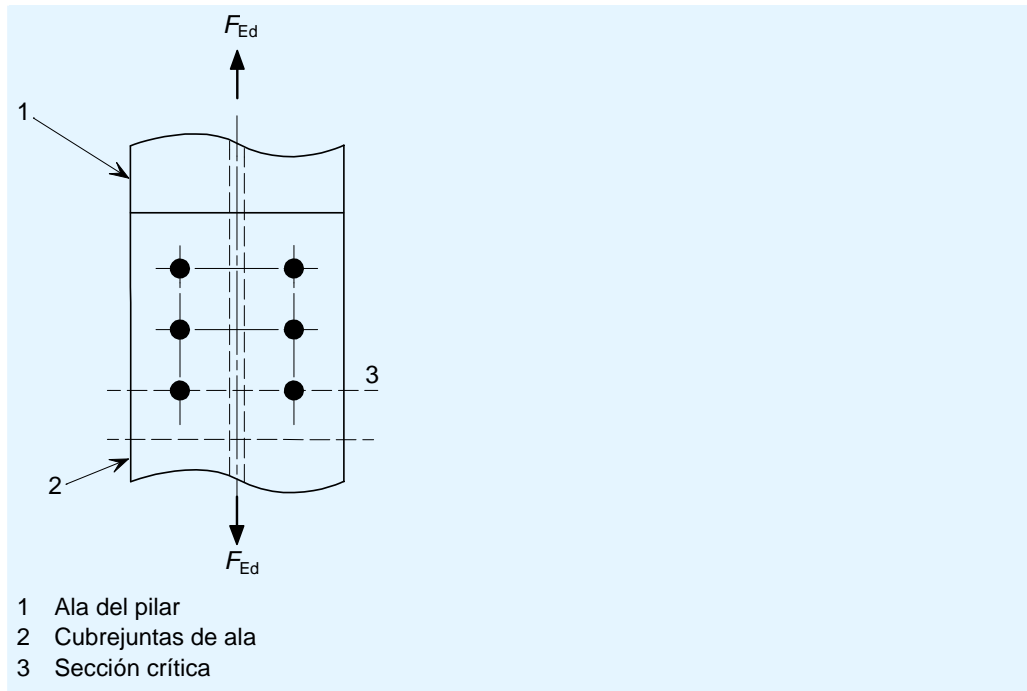
$M_{Ed}$  es el momento nominal generado por las cargas permanentes y variables (el momento de cálculo del pilar) sobre el forjado situado justo debajo del empalme.

$N_{Ed,G}$  es la fuerza de compresión axial generada exclusivamente por las cargas permanentes.

$h$  es, en términos conservadores, el canto total del pilar más pequeño cuando se utilicen cubrejuntas externos de ala o la distancia entre los centros de los cubrejuntas de ala cuando se utilicen cubrejuntas internos de ala.

Se deben utilizar tornillos pretensados cuando la tracción neta genere tensiones en el ala del pilar superior  $> 10\%$  la resistencia de cálculo de dicho pilar.

### 5.2.1.2 Resistencia a tracción del cubrejuntas de ala



Requisito básico:  $F_{Ed} \leq N_{t,Rd}$

$$N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}; N_{bt,Rd})$$

#### **Resistencia a tracción de la sección bruta**

$N_{pl,Rd}$  es la resistencia plástica a tracción de la sección bruta

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_{fp} f_{y,p}}{\gamma_{M0}} \quad [\text{EN 1993-1-1 §6.2.3(2)}]$$

donde:

$A_{fp}$  es el área bruta de lo(s) cubrejuntas de ala

#### **Resistencia a tracción de la sección neta**

$N_{u,Rd}$  es la resistencia última a tracción del área neta

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{fp,net} f_{u,p}}{\gamma_{M2}}; \quad (\text{EN 1993-1-1, sección 6.2.3(2)})$$

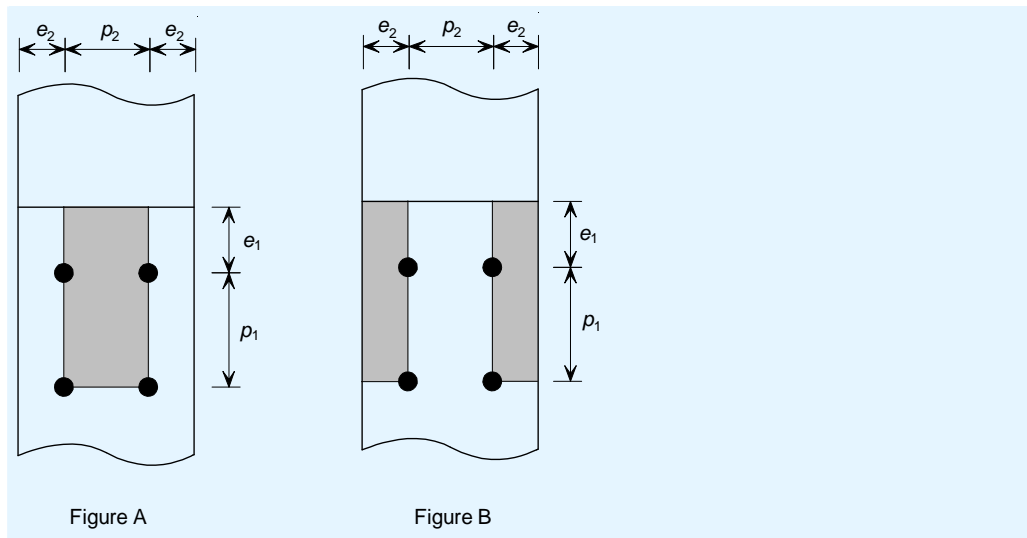
donde:

$A_{fp,net}$  es el área neta de lo(s) cubrejuntas de ala

$$A_{fp,net} = A_{fp} - n_2 d_0 t_p$$

### Resistencia al arrancamiento de bloque

$N_{bt,Rd}$  es la resistencia al arrancamiento de bloque



Para un grupo de tornillos sometidos a una carga centrada:  $N_{bt,Rd} = V_{eff,1,Rd}$

$$V_{eff,1,Rd} = \frac{f_{u,p} A_{fp,nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_{y,p} A_{fp,nv}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} \quad [\text{EN 1993-1-8 } \S 3.10.2(2)]$$

Para un grupo de tornillos sometidos a una carga excéntrica:  $N_{bt,Rd} = V_{eff,2,Rd}$

$$V_{eff,2,Rd} = \frac{0,5 f_{u,p} A_{fp,nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_{y,p} A_{fp,nv}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} \quad [\text{EN 1993-1-8 } \S 3.10.2(3)]$$

donde:

$f_{y,uc}$  es el límite elástico del pilar superior

$f_{u,uc}$  es la resistencia a tracción última del pilar superior

$A_{fp,nv}$  es el área neta del cubrejuntas de ala sometido a esfuerzo cortante

$$= 2t_p ( e_1 + (n_1 - 1)p_1 - (n_1 - 0,5)d_0 )$$

$A_{fp,nt}$  es el área neta del cubrejuntas de ala sometido a tracción

Si  $p_2 \leq 2e_2$ , entonces:  $A_{fp,nt} = t_p ( p_2 - d_0 )$  (Figura A)

Si  $p_2 > 2e_2$ , entonces:  $A_{fp,nt} = t_p ( 2e_2 - d_0 )$  (Figura B)

$\gamma_{M2}$  es el coeficiente parcial para la resistencia a fractura de las secciones transversales a tracción

### Comprobación de tracción neta significativa

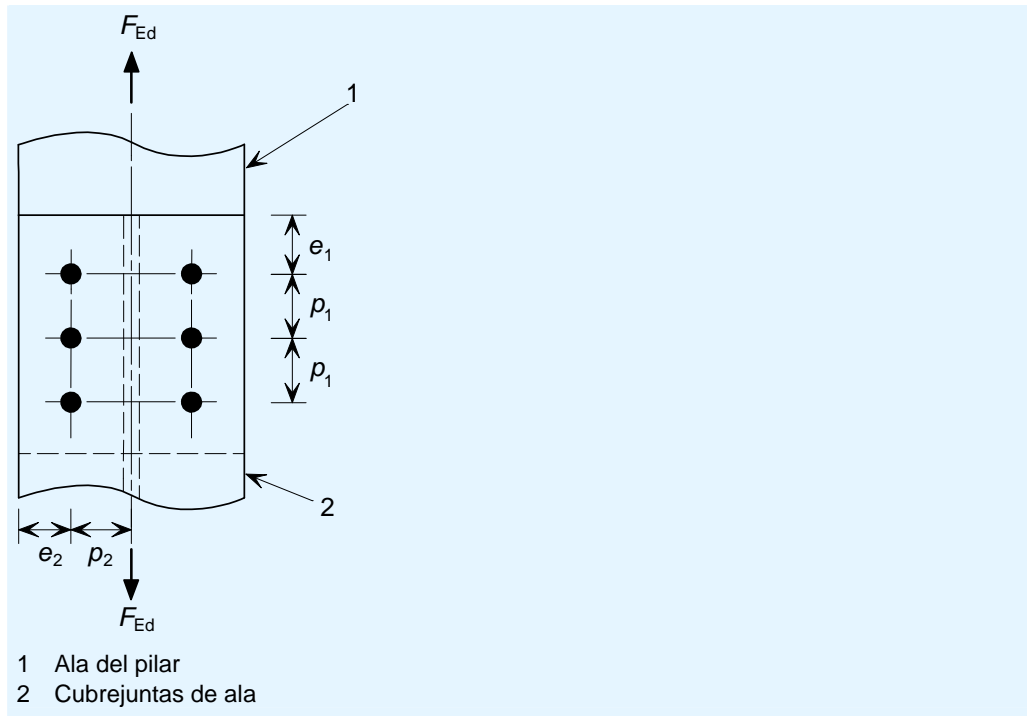
Si  $\frac{F_{Ed}}{t_{f,uc} b_{f,uc} f_{y,uc}} > 0,1$ , deben utilizarse tornillos pretensados<sup>[4]</sup>.

donde:

$t_{f,uc}$  es el espesor del ala del pilar superior

$b_{f,uc}$  es la anchura del ala del pilar superior

### 5.2.1.3 Resistencia del grupo de tornillos



Requisito básico:  $F_{Ed} \leq F_{Rd}$

$F_{Rd,fp}$  es la resistencia de cálculo del grupo de tornillos  
[EN 1993-1-8, §3.7(1)]

$$F_{Rd} = \sum F_{b,Rd} \quad \text{si} \quad (F_{b,Rd})_{\max} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{Rd} = n_{fp}(F_{b,Rd})_{\min} \quad \text{si} \quad (F_{b,Rd})_{\min} \leq F_{v,Rd} \leq (F_{b,Rd})_{\max}$$

$$F_{Rd} = n_{fp}F_{v,Rd} \quad \text{si} \quad F_{v,Rd} \leq (F_{b,Rd})_{\min}$$

$n_{fp}$  es el número de tornillos entre el cubrejuntas de ala y el pilar superior

#### Resistencia a cortante de los tornillos

$F_{v,Rd}$  es la resistencia a cortante de un solo tornillo

$$F_{v,Rd} = \beta_p \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} \quad \text{[EN 1993-1-8, Tabla 3.4]}$$

donde:

$$\alpha_v = 0,6 \text{ para tornillos de clase 4.6 y 8.8}$$

$$= 0,5 \text{ para tornillos de clase 10.9}$$

$A$  es el área resistente a tracción del tornillo ( $A_s$ )

$$\beta_p = 1,0 \quad \text{si} \quad t_{pa} \leq d/3 \quad \text{[EN 1993-1-8 §3.6.1(12)]}$$

$$= \frac{9d}{8d + 3t_{pa}} \quad \text{si} \quad t_{pa} > d/3$$

$t_{pa}$  es el espesor total de los cubrejuntas

$\gamma_{M2}$  es el coeficiente parcial de resistencia de los tornillos

### Comprobación de unión larga

$L_j$  es la longitud de la unión, conforme a la norma EN1993-1-8<sup>[1]</sup>, § 3.8

Si  $L_j > 15d$ , la resistencia de diseño a cortante ( $F_{v,Rd}$ ) debe modificarse multiplicándola por un factor reductor ( $\beta_{Lf}$ ).

$$\beta_{Lf} = 1 - \frac{L_j - 15d}{200d}$$

### Resistencia al aplastamiento

$F_{b,Rd}$  es la resistencia al aplastamiento de un solo tornillo

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,p} d t_p}{\gamma_{M2}} \quad [\text{EN 1993-1-8 Tabla 3.4}]$$

Nota: si el espesor del ala del pilar es inferior al de los cubrejuntas de dicho ala, también debe comprobarse la resistencia al aplastamiento del ala del pilar.

Para los tornillos de los extremos:

$$\alpha_b = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{ub}}{f_{u,p}}; 1,0 \right)$$

Para los tornillos interiores:

$$\alpha_b = \min \left( \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{u,p}}; 1,0 \right)$$

Para los tornillos de borde:

$$k_1 = \min \left( 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right)$$

Para los tornillos interiores:

$$k_1 = \min \left( 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right)$$

$\gamma_{M2}$  es el coeficiente parcial de resistencia para chapas a aplastamiento

### Resistencia de los tornillos pretensados

$$F_{Ed} \leq F_{s,Rd}$$

Para aquellas uniones resistentes al deslizamiento en estado límite último.

$F_{s,Rd}$  es la resistencia de cálculo al deslizamiento

$$= \frac{k_s n_{fs} \mu}{\gamma_{M3}} F_{p,C} \quad [\text{EN 1993-1-8 §3.9.1(1)}]$$

donde:

$k_s = 1,0$  para tornillos en agujeros normalizados  
(Tabla 3.6 de la norma EN 1993-1-8)<sup>[1]</sup>

$n_{fs}$  es el número de planos de rozamiento

$\mu$  es el coeficiente de deslizamiento (tabla 18 de la norma EN1090-2 <sup>[12]</sup>)

$F_{p,C} = 0,7 f_{ub} A_s$  [EN 1993-1-8 §3.6.1(2)]

$A_s$  es el área resistente a tracción del tornillo

$\gamma_{M3}$  es el coeficiente parcial de resistencia al deslizamiento en el estado límite último

### 5.2.2 Comprobación del cortante horizontal

Para un empalme de pilares con contacto, se asume que cualquier cortante horizontal se ve compensado por el rozamiento la interfase del empalme<sup>[4]</sup>.

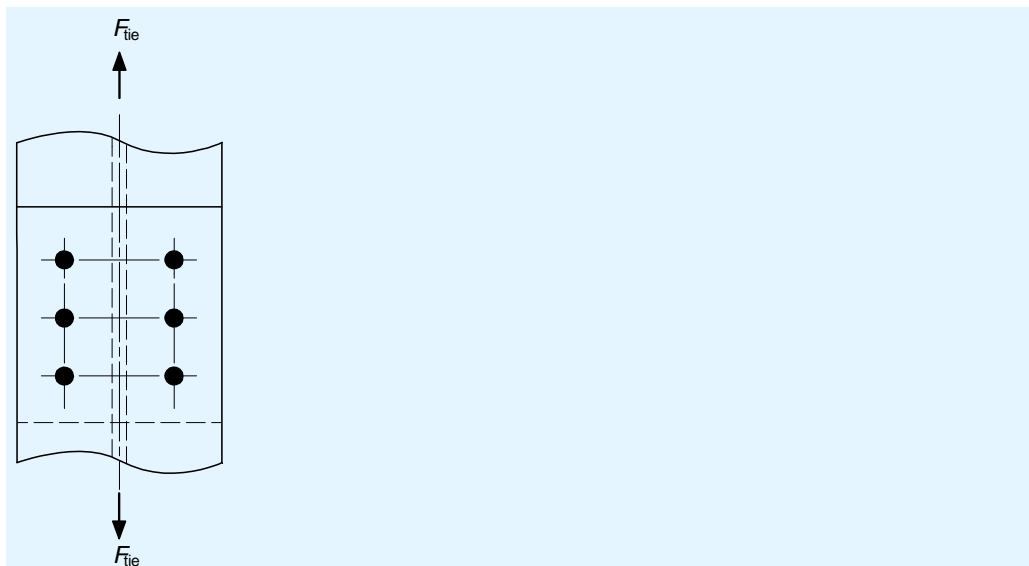
Requisito básico:  $V_{Ed} \leq$  resistencia a cortante de la interfase del empalme

El coeficiente de rozamiento ( $\mu_f$ ) en una interfase de acero depende del estado de su superficie y de aquellos recubrimientos que pudieran haberse aplicado.

Una hipótesis conservadora para aquellos aceros que no se hayan sometido a tratamientos superficiales y presenten una capa de óxido de laminación es considerar un valor del coeficiente de rozamiento ( $\mu_f$ ) de 0,2.

La resistencia a cortante de la interfase del empalme es igual al producto de la carga vertical y el coeficiente de rozamiento

### 5.3 Comprobación del atado vertical





Si es necesario cumplir requisitos de integridad estructural, se deben realizar las comprobaciones indicadas en los apartados 5.2.1.2 y 5.2.1.3<sup>[4]</sup> teniendo en cuenta que:

$$F_{Ed} = \frac{F_{tie}}{2}$$

El límite elástico debería sustituirse por la resistencia última a tracción.

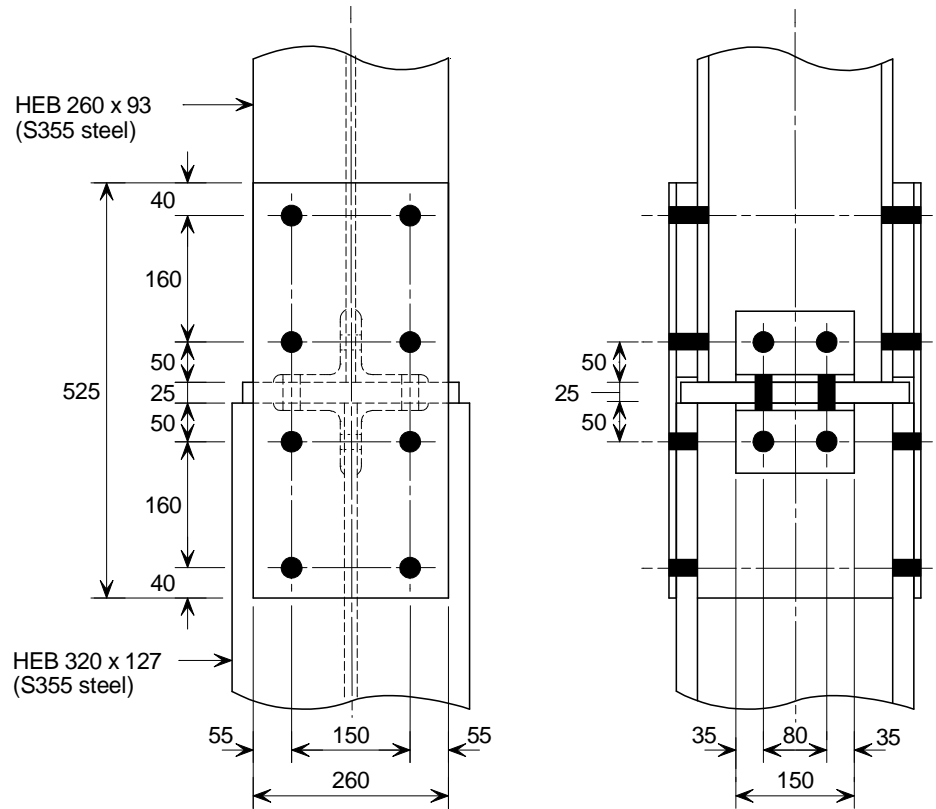
Los coeficientes parciales ( $\gamma_{M0}$  y  $\gamma_{M2}$ ) también deben sustituirse por el coeficiente parcial de resistencia de atado ( $\gamma_{Mu} = 1,1$ ).

Nota:

1. Las comprobaciones de integridad estructural se fundamentan en la suposición conservadora de que la fuerza de atado se distribuye entre los dos cubrejuntas de ala.
2.  $F_{tie}$  es la fuerza de tracción especificada en la norma EN1991-1-7, § A.6.

## 5. Empalme de pilares con contacto

### Geometría de la union y datos



Cubrejuntas de ala:  $2/260 \times 12 \times 525$  mm

Forros de ala:  $2/260 \times 30 \times 240$  mm

Angulares:  $4/90 \times 90 \times 8$  mm; 150 mm de longitud

Forros del alma:  $2/85 \times 2 \times 150$  mm

Placa divisoria:  $265 \times 25 \times 310$  mm

Tornillos: M20 de clase 8.8

Material de las fijaciones: Acero S275

Título	5.4 Ejemplo práctico – Unión a tope	2 de 8									
<p><b>Resumen de todas las comprobaciones de cálculo</b></p> <p><b>Fuerzas de cálculo</b></p> <p><math>N_{Ed,G} = 760</math> kN</p> <p><math>N_{Ed,Q} = 870</math> kN</p> <p><math>M_{Ed} = 110</math> kNm (en el eje y-y del pilar)</p> <p><math>V_{Ed} = 60</math> kN</p> <p><b>Resistencias a tracción</b></p> <p>Tracción neta</p> <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 80%;">Resistencia a tracción del cubrejuntas de ala</td> <td style="text-align: right;">802 kN</td> </tr> <tr> <td>Resistencia del grupo de tornillos</td> <td style="text-align: right;">272 kN</td> </tr> </table> <p><b>Resistencia al cortante horizontal</b> <span style="float: right;">161 kN</span></p> <p><b>Resistencias de atado</b></p> <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 80%;">Resistencia a tracción del cubrejuntas de ala</td> <td style="text-align: right;">912 kN</td> </tr> <tr> <td>Resistencia del grupo de tornillos</td> <td style="text-align: right;">308 kN</td> </tr> </table> <p><b>5.1. Detalle recomendado</b></p> <p>Cubrejuntas externos de ala:</p> <p>Altura, <math>h_p \geq 2b_{uc}</math> y 450 mm</p> <p>Anchura, <math>b_p \geq b_{uc} = 260</math> mm <span style="float: right;">Considérense 260 mm, OK</span></p> <p>Distancia vertical máxima entre tornillos: <math>p_1 = 14t_p</math>, es decir, el espesor mínimo del cubrejuntas será igual a <math>p_1 / 14</math></p> <p>Espesor, <math>t_p \geq \frac{t_{f,uc}}{2}</math> y 10 mm y <math>\frac{p_1}{14} = \frac{17,5}{2}</math> y 10 mm y <math>\frac{160}{14}</math></p> <p style="padding-left: 40px;"><math>= 8,75</math> mm , 10 mm y 11,4 mm</p> <p>Considérense 12 mm, OK</p> <p>Espesor de los forros, <math>t_{pa} = \frac{h_{lc} - h_{uc}}{2} = \frac{320 - 260}{2} = 30</math> mm</p> <p>Considérense 30 mm, OK</p> <p>Placa divisoria</p> <p>Espesor <math>\geq \frac{[(h_{lc} - 2t_{f,lc}) - (h_{uc} - 2t_{f,uc})]}{2}</math></p> <p style="padding-left: 40px;"><math>= \frac{[(320 - 2 \times 20,5) - (260 - 2 \times 17,5)]}{2} = 27</math> mm</p> <p>Considérense 25 mm OK</p>			Resistencia a tracción del cubrejuntas de ala	802 kN	Resistencia del grupo de tornillos	272 kN	Resistencia a tracción del cubrejuntas de ala	912 kN	Resistencia del grupo de tornillos	308 kN	<p>Salvo que se especifique lo contrario, todas las referencias hacen mención a la norma EN 1993-1-8</p>
Resistencia a tracción del cubrejuntas de ala	802 kN										
Resistencia del grupo de tornillos	272 kN										
Resistencia a tracción del cubrejuntas de ala	912 kN										
Resistencia del grupo de tornillos	308 kN										

Título	5.4 Ejemplo práctico – Unión a tope	3 de 8
<p>Angulares de alma</p> <p>Angulares de <math>90 \times 90 \times 8</math> para alojar los tornillos M20 en posiciones opuestas en los lados adyacentes.</p> <p>Longitud <math>\geq 0,5h_{uc} = 0,5 \times 260 = 130</math> mm    Considérense 150 mm, OK</p> <p>Forros, <math>t_{pa} = \frac{t_{w,lc} - t_{w,uc}}{2} = \frac{11,5 - 10}{2} = 0,8</math> mm    Considérense 2 mm, OK</p> <p><b>5.2. Comprobaciones a tracción</b></p> <p><b>5.2.1. Tracción neta</b></p> <p><b>5.2.1.1. Efectos de la tracción neta</b></p> <p>Requisito básico para que no exista tracción neta: <math>M_{Ed} \leq \frac{N_{Ed,G} \times h}{2}</math></p> $\frac{N_{Ed,G} \times h}{2} = \frac{760 \times 260}{2} \times 10^{-3} = 99 \text{ kNm}$ <p><math>M_{Ed} = 110 \text{ kNm} &gt; 99 \text{ kNm}</math></p> <p>Esto significa que se producirá una tracción neta y que se deberá comprobar la fuerza de tracción (<math>F_{Ed}</math>) en los cubrejuntas de ala y en los tornillos.</p> $F_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{h} - \frac{N_{Ed,G}}{2} = \frac{110}{260 \times 10^{-3}} - \frac{760}{2} = 43 \text{ kN}$ <p><b>5.2.1.2. Resistencia a tracción del cubrejuntas de ala</b></p> <p>Requisito básico: <math>F_{Ed} \leq N_{t,Rd}</math></p> <p>Donde <math>N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}; N_{bt,Rd})</math></p> <p><b>Resistencia a tracción de la sección bruta</b></p> $N_{pl,Rd} = \frac{A_{fp} f_{y,p}}{\gamma_{M0}}$ <p>Área bruta, <math>A_{fp} = 260 \times 12 = 3120 \text{ mm}^2</math></p> $N_{pl,Rd} = \frac{3120 \times 275}{1,0} \times 10^{-3} = 858 \text{ kN}$ <p><b>Resistencia a tracción de la sección neta</b></p> $N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{fp,net} f_{u,p}}{\gamma_{M2}}$ <p>Área neta: <math>A_{fp,net} = 260 \times 12 - 2 \times 22 \times 12 = 2592 \text{ mm}^2</math></p> $N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times 2592 \times 430}{1,25} \times 10^{-3} = 802 \text{ kN}$ <p>Entonces: <math>N_{u,Rd} = 802 \text{ kN}</math></p>		

EN 1993-1-1  
§ 6.2.3(2)

EN 1993-1-1  
§ 6.2.3(2)

**Resistencia al arrancamiento de bloque**

Para un grupo de tornillos sometido a una carga centrada:  $N_{bt,Rd} = V_{eff,1,Rd}$

§ 3.10.2(3)

$$2e_2 = 2 \times 55 = 110 \text{ mm}$$

$$p_2 = 150 \leq 2e_2$$

Por lo tanto:

$$A_{fp,nt} = t_p (2e_2 - d_0) = 12 (2 \times 55 - 22) = 1056 \text{ mm}^2$$

$$A_{fp,nv} = 2t_p (e_1 + (n_1 - 1)p_1 - (n_1 - 0,5)d_0)$$

$$= 2 \times 12 (40 + (2 - 1) \times 160 - (2 - 0,5) \times 22) = 4008 \text{ mm}^2$$

$$V_{eff,1,Rd} = \left( \frac{430 \times 1056}{1,25} + \frac{275 \times 4008}{\sqrt{3} \times 1,0} \right) \times 10^{-3} = 1000 \text{ kN}$$

$$N_{bt,Rd} = 1000 \text{ kN}$$

$$N_{t,Rd} = \min(858; 802; 1000) = 802 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} = 43 \text{ kN} \leq 802 \text{ kN}, \text{ OK}$$

**Comprobación para determinar si se pueden utilizar tornillos ordinarios**

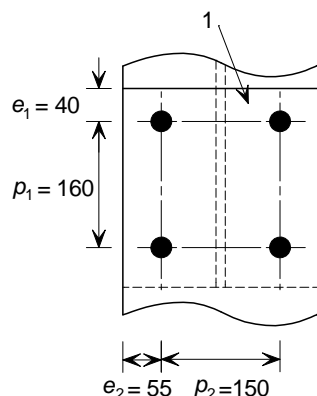
(Nota: se puede obtener un nivel de precisión adecuado utilizando para este cálculo el área bruta del ala)

Ref [4]

$$\frac{F_{Ed}}{t_{f,uc} b_{f,uc} f_{y,uc}} = \frac{43 \times 10^3}{12,5 \times 260 \times 355} = 0,04 < 0,1$$

No existe una tracción neta significativa en el ala del pilar, por lo que pueden utilizarse tornillos ordinarios en agujeros pasantes.

**5.2.1.3. Resistencia del grupo de tornillos**



1 Cubrejuntas de ala

Resistencia cortante y resistencia al aplastamiento del cubrejuntas de ala

Requisito básico:  $F_{Ed} \leq F_{Rd}$

Título	5.4 Ejemplo práctico – Unión a tope	5 de 8
<p>Resistencia de cálculo del grupo de tornillos <math>F_{Rd,fp}</math>:</p> $F_{Rd} = \sum F_{b,Rd} \quad \text{si } (F_{b,Rd})_{\max} \leq F_{v,Rd}$ $F_{Rd} = n_{fp} (F_{b,Rd})_{\min} \quad \text{si } (F_{b,Rd})_{\min} \leq F_{v,Rd} < (F_{b,Rd})_{\max}$ $F_{Rd} = n_{fp} F_{v,Rd} \quad \text{si } F_{v,Rd} < (F_{b,Rd})_{\min}$		§ 3.7
<p><b>Resistencia a cortante de los tornillos</b></p>		
<p>Resistencia a cortante de un solo tornillo: <math>F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}</math></p>		Tabla 3.4
<p>Si <math>L_j &gt; 15d</math>, se deberá introducir un factor de ponderación para tener en cuenta los efectos de la longitud de la unión:</p>		§ 3.8
<p><math>15d = 15 \times 20 = 300 \text{ mm}</math></p>		
<p><math>L_j = 160 \text{ mm}, &lt; 15d</math></p>		
<p>Por lo tanto, la longitud de la unión no genera dichos efectos.</p>		
<p>Espesor total de los forros del ala, <math>t_{pa} = 30 \text{ mm} &gt; \frac{d}{3} = 6,7 \text{ mm}</math></p>		
<p>Esto implica que <math>F_{v,Rd}</math> se debe multiplicar por un factor reductor <math>\beta_p</math></p>		
$\beta_p = \frac{9d}{8d + 3t_{pa}} = \frac{9 \times 20}{8 \times 20 + 3 \times 30} = 0,72$		
<p>Para tornillos M20 de clase 8.8: <math>F_{v,Rd} = 0,72 \times \frac{0,6 \times 800 \times 245}{1,25} \times 10^{-3} = 68 \text{ kN}</math></p>		
<p><b>Resistencia al aplastamiento</b></p>		
<p>Resistencia al aplastamiento, <math>F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,p} d t_p}{\gamma_{M2}}</math></p>		Tabla 3.4
<p>Para los tornillos de los bordes:</p>		
$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = \min\left(2,8 \frac{55}{22} - 1,7; 2,5\right) = \min(5,3; 2,5) = 2,5$		
<p>Para los tornillos de los extremos:</p>		
$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{ub}}{f_{u,p}}; 1,0\right) = \min\left(\frac{40}{3 \times 22}; \frac{800}{430}; 1,0\right)$ $= \min(0,61; 1,86; 1,0) = 0,61$		
<p>Para los tornillos interiores:</p>		
$\alpha_b = \min\left(\frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_{u,p}}; 1,0\right) = \min\left(\frac{160}{3 \times 22} - 0,25; \frac{800}{430}; 1,0\right)$ $= \min(2,17; 1,86; 1,0) = 1,0$		

Título	5.4 Ejemplo práctico – Unión a tope	6 de 8
<p>Tornillos de los extremos:</p> $F_{b,Rd,end} = (F_{b,Rd})_{\min} = \frac{2,5 \times 0,61 \times 430 \times 20 \times 12}{1,25} \times 10^{-3} = 126 \text{ kN}$ <p>Tornillos interiores:</p> $F_{b,Rd,inner} = (F_{b,Rd})_{\max} = \frac{2,5 \times 1,0 \times 430 \times 20 \times 12}{1,25} \times 10^{-3} = 206 \text{ kN}$ <p>Por lo tanto: <math>F_{v,Rd} &lt; (F_{b,Rd})_{\min}</math></p> $F_{Rd} = n_{fp} \times F_{v,Rd} = 4 \times 68 = 272 \text{ kN}$ $F_{Ed} = 43 \text{ kN} \leq 272 \text{ kN, OK}$ <p><b>5.2.2. Comprobación del cortante horizontal</b></p> <p>Para una unión a tope de tipo portante, se supone que cualquier esfuerzo cortante horizontal (<math>V_{Ed}</math>) se ve compensado por el rozamiento existente en la interfase de la unión a tope.</p> <p>Requisito básico: <math>V_{Ed} \leq</math> resistencia a corte de la interfase de la unión a tope</p> <p>Carga vertical más el esfuerzo cortante coexistente:</p> $\frac{M_{Ed}}{h} + \frac{N_{Ed,G}}{2} = \frac{110 \times 10^3}{260} + \frac{760}{2} = 803 \text{ kN}$ <p>Resistencia a corte de la interfase de la unión a tope: <math>803 \times 0,2 = 161 \text{ kN}</math></p> $V_{Ed} = 60 \text{ kN} \leq 161 \text{ kN, OK}$ <p><b>5.3. Comprobación del atado vertical</b></p> <p><b>5.3.1. Fuerza de atado</b></p> <p>Se deben llevar a cabo las comprobaciones indicadas en los apartados 5.2.1.2 y 5.2.1.3, utilizando para ellos las siguientes expresiones:</p> $F_{Ed} = \frac{F_{tie}}{2}$ $F_{tie} = 2 \times F_{Ed} = 2 \times 43 = 86 \text{ kN}$ <p><b>5.3.2. Resistencia a tracción del cubrejuntas de ala</b></p> <p>Requisito básico: <math>F_{tie} \leq N_{t,Rd}</math></p> <p>Donde <math>N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}; N_{bt,Rd})</math></p> <p><b>5.3.2.1. Resistencia a tracción del área bruta</b></p> $N_{pl,Rd} = \frac{A_{fp} f_{u,p}}{\gamma_{Mu}}$ <p>Área bruta, <math>A_{fp} = 260 \times 12 = 3120 \text{ mm}^2</math></p> $N_{pl,Rd} = \frac{3120 \times 430}{1,1} \times 10^{-3} = 1220 \text{ kN}$		
Ref [4]		
EN 1993-1-1 § 6.2.3(2)		

Título	5.4 Ejemplo práctico – Unión a tope	7 de 8
<p><b>5.3.2.2. Resistencia a tracción del área neta</b></p> $N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{fp,net} f_{u,p}}{\gamma_{Mu}}$ <p>Área neta: <math>A_{fp,net} = 260 \times 12 - 2 \times 22 \times 12 = 2592 \text{ mm}^2</math></p> $N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times 2592 \times 430}{1,1} \times 10^{-3} = 912 \text{ kN}$ <p>Entonces: <math>N_{u,Rd} = 912 \text{ kN}</math></p> <p><b>5.3.2.3. Resistencia al arrancamiento de bloque</b></p> <p>Para un grupo de tornillos sometido a una carga centrada: <math>N_{bt,Rd} = V_{eff,1,Rd}</math></p> $2e_2 = 2 \times 55 = 110 \text{ mm}$ $p_2 = 150 \leq 2e_2$ <p>Por lo tanto:</p> $A_{fp,nt} = t_p (2e_2 - d_0) = 12 (2 \times 55 - 22) = 1056 \text{ mm}^2$ $A_{fp,nv} = 2t_p (e_1 + (n_1 - 1)p_1 - (n_1 - 0,5)d_0)$ $= 2 \times 12 [40 + (2 - 1) \times 160 - (2 - 0,5) \times 22] = 4008 \text{ mm}^2$ $V_{eff,1,Rd} = \left( \frac{430 \times 1056}{1,1} + \frac{275 \times 4008}{\sqrt{3} \times 1,0} \right) \times 10^{-3} = 1049 \text{ kN}$ $N_{bt,Rd} = 1049 \text{ kN}$ $N_{t,Rd} = \min(1220; 912; 1049) = 802 \text{ kN}$ $F_{tie} = 86 \text{ kN} \leq 912 \text{ kN}, \text{ OK}$ <p><b>5.3.2.4. Resistencia del grupo de tornillos</b></p> <p>Resistencia a cortante y resistencia al aplastamiento del cubrejuntas de ala</p> <p>Requisito básico: <math>F_{tie} \leq F_{Rd}</math></p> <p>Resistencia de cálculo del grupo de tornillos <math>F_{Rd,fp}</math>:</p> $F_{Rd} = \sum F_{b,Rd} \quad \text{si } (F_{b,Rd})_{\max} \leq F_{v,Rd}$ $F_{Rd} = n_{fp} (F_{b,Rd})_{\min} \quad \text{si } (F_{b,Rd})_{\min} \leq F_{v,Rd} < (F_{b,Rd})_{\max}$ $F_{Rd} = n_{fp} F_{v,Rd} \quad \text{si } F_{v,Rd} < (F_{b,Rd})_{\min}$ <p><b>Resistencia a cortante de los tornillos</b></p> <p>Resistencia a cortante de un solo tornillo: <math>F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{Mu}}</math></p> <p>Si <math>L_j &gt; 15d</math>, se deberá introducir un factor de ponderación para tener en cuenta los efectos de la longitud de la unión:</p> $15d = 15 \times 20 = 300 \text{ mm}$		<p>EN 1993-1-1 § 6.2.3(2)</p> <p>Tabla 3.4</p> <p>§ 3.7</p> <p>Tabla 3.4</p>



$$L_j = 160 \text{ mm}, < 15d$$

Por lo tanto la longitud de la unión no genera dichos efectos.

Espesor total de los forros del ala:

$$t_{pa} = 30 \text{ mm} > \frac{d}{3} = 6,7 \text{ mm}$$

Por lo tanto:  $F_{v,Rd}$  se debe multiplicar por un factor reductor  $\beta_p$ .

$$\beta_p = \frac{9d}{8d + 3t_{pa}} = \frac{9 \times 20}{8 \times 20 + 3 \times 30} = 0,72$$

Para tornillos M20 de clase 8.8:

$$F_{v,Rd} = 0,72 \times \frac{0,6 \times 800 \times 245}{1,1} \times 10^{-3} = 77 \text{ kN}$$

### Resistencia al aplastamiento

$$\text{Resistencia portante } F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,p} d t_p}{\gamma_{Mu}}$$

Para los tornillos de los bordes:

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = \min\left(2,8 \frac{55}{22} - 1,7; 2,5\right) = \min(5,3; 2,5) = 2,5$$

Para los tornillos de los extremos:

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{ub}}{f_{u,p}}; 1,0\right) = \min\left(\frac{40}{3 \times 22}; \frac{800}{430}; 1,0\right) = \min(0,61; 1,86; 1,0) = 0,61$$

For tornillos interiores:

$$\alpha_b = \min\left(\frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_{u,p}}; 1,0\right) = \min\left(\frac{160}{3 \times 22} - 0,25; \frac{800}{430}; 1,0\right) = \min(2,17; 1,86; 1,0) = 1,0$$

Tornillos de los extremos:

$$F_{b,Rd,end} = (F_{b,Rd})_{\min} = \frac{2,5 \times 0,61 \times 430 \times 20 \times 12}{1,1} \times 10^{-3} = 143 \text{ kN}$$

Tornillos interiores:

$$F_{b,Rd,inner} = (F_{b,Rd})_{\max} = \frac{2,5 \times 1,0 \times 430 \times 20 \times 12}{1,1} \times 10^{-3} = 235 \text{ kN}$$

Por lo tanto:  $F_{v,Rd} < (F_{b,Rd})_{\min}$

$$F_{Rd} = n_{fp} \times F_{v,Rd} = 4 \times 77 = 308 \text{ kN}$$

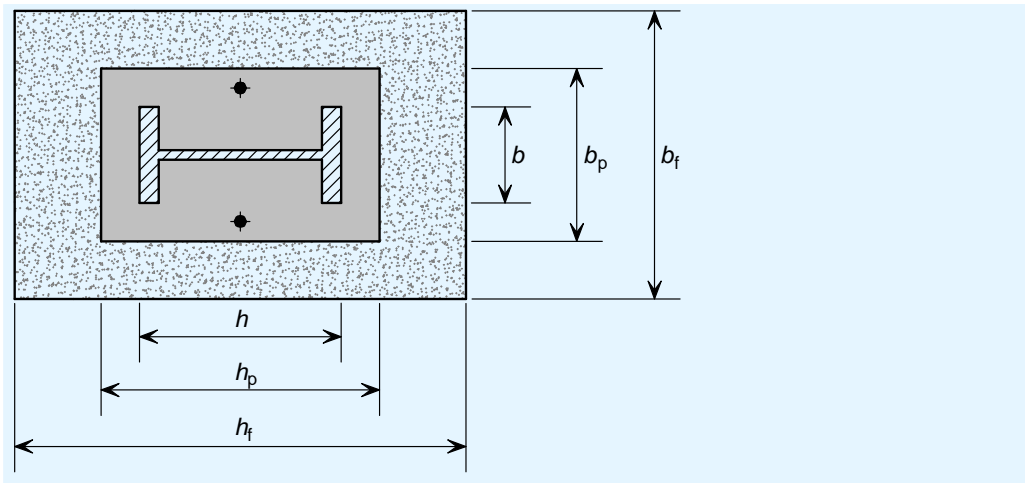
$$F_{tie} = 86 \text{ kN} \leq 308 \text{ kN}, \quad \text{OK}$$

Tabla 3.4

## 6 BASES DE PILARES

Este método de cálculo se aplica a aquellas bases fijas de pilares en "I" que transmiten la compresión axial y el esfuerzo cortante (es decir, bases de pilar articuladas). La placa base rectangular se suelda al perfil del pilar en una posición simétrica, de forma que presenta proyecciones con respecto a todos los lados de los bordes exteriores del ala del pilar.

### 6.1 Dimensiones de la placa base



Requisito básico:  $A_p \geq A_{req}$

[Referencia 4]

$A_p$  es el área de la placa base

$= h_p b_p$  para placas rectangulares

$A_{req}$  es el área necesaria para la placa base

$$= \frac{F_{Ed}}{f_{jd}}$$

$$f_{jd} = \frac{2}{3} \alpha f_{cd}$$

donde:

$$\alpha = \min \left[ \left( 1 + \frac{d_f}{\max(h_p, b_p)} \right), \left( 1 + 2 \frac{e_h}{h_p} \right), \left( 1 + 2 \frac{e_b}{b_p} \right), 3 \right] \text{ [Referencia 3]}$$

Si se desconoce alguna de las dimensiones, un valor de  $\alpha = 1,5$  suele ser apropiado.

$h_p$  es la longitud de la placa base

$b_p$  es la anchura de la placa base

$d_f$  es la profundidad de la cimentación de hormigón

$h_f$  es la longitud de la cimentación de hormigón

$b_f$  es la anchura de la cimentación de hormigón

$t_f$  es el espesor del ala del pilar

$e_b$  es la anchura adicional fuera de la placa base  
 $= (b_f - b - 2t_f) / 2$

$e_h$  es la profundidad adicional fuera de la placa base  
 $= (h_f - h - 2t_f) / 2$

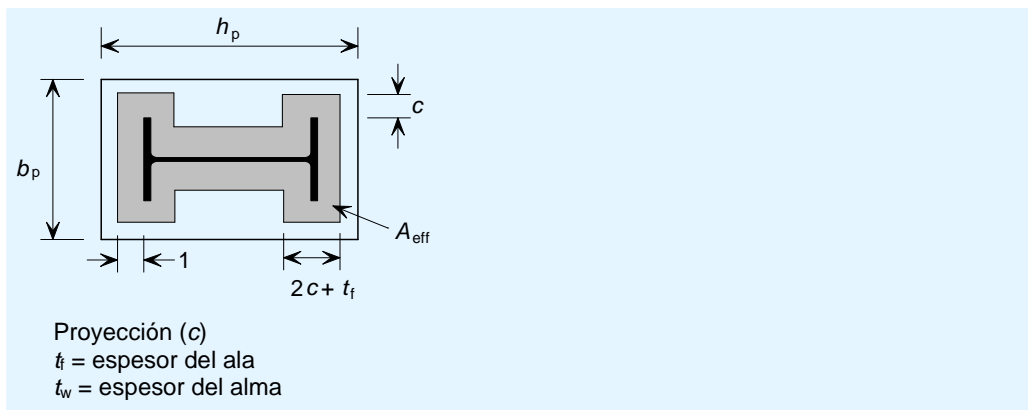
$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad [\text{EN 1992-1-1, §3.1.6(1)}]$$

$\alpha_{cc}$  es el coeficiente que tiene en cuenta los efectos a largo plazo sobre la resistencia a la compresión y los efectos desfavorables provocados por la forma en la que actúa la carga<sup>[13]</sup>

$\gamma_c$  es el factor de material para el hormigón, extraído de la norma EN 1992-1-1, §2.4.2.4<sup>[13]</sup>

Clase de hormigón	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45
Resistencia característica del cilindro de hormigón, $f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	20	25	30	35
Resistencia característica del cubo de hormigón, $f_{ck,cube}$ (N/mm <sup>2</sup> )	25	30	37	45

## 6.2 Cálculo de la proyección (c)



Requisito básico:  $A_{req} = A_{eff}$

- Si  $2c \leq h - 2t_f$  no se produce solapamiento.

Por tanto, el valor de  $c$  se puede calcular a partir de las ecuaciones siguientes para perfiles en "I" y "H":

$$A_{eff} \approx 4c^2 + Per_{col}c + A_{col}$$

donde:

$A_{col}$  es el área de la sección transversal del pilar

$Per_{col}$ : es el perímetro del pilar

- Si  $2c > h - 2t_f$  se producirá un solapamiento.

Por lo tanto, el valor de  $c$  se puede calcular a partir de las ecuaciones siguientes para perfiles en "I" y "H":

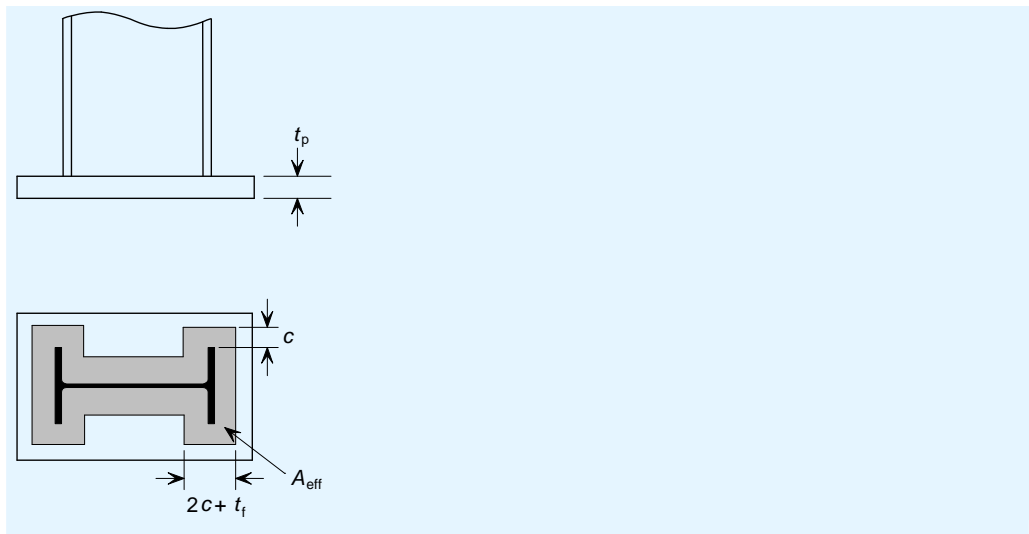
$$A_{\text{eff}} \approx 4c^2 + 2(h + b)c + h \times b$$

Para garantizar que el área efectiva cabe en la placa base, se debe cumplir que:

$$h + 2c < h_p$$

$$b + 2c < b_p$$

### 6.3 Espesor de la placa base



Requisito básico:  $t_p \geq t_{p,\text{min}}$

$$t_{p,\text{min}} = c \sqrt{\frac{3 f_{jd} \gamma_{M0}}{f_{yp}}}$$

[Referencia 3]

donde:

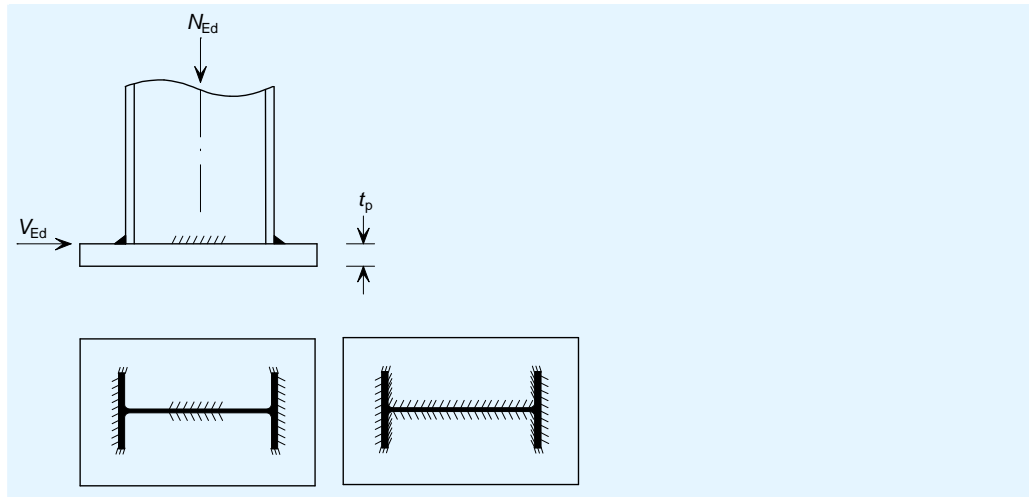
$f_{yp}$  es el módulo elástico de la placa base

$$f_{jd} = \frac{2}{3} \alpha f_{cd}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$\alpha$ ,  $\alpha_{cc}$ ,  $\gamma_c$ ,  $f_{ck}$ , y  $c$  se calculan conforme a lo indicado en apartados anteriores.

## 6.4 Soldaduras de la placa base



Requisito básico:

Para cortante:

$$V_{Ed} \leq F_{w,Rd} \times \ell_{weld, shear} \quad [\text{Referencia 4}]$$

Para carga axial:

Esta comprobación únicamente debe realizarse cuando las caras de contacto del pilar y la placa base no se estén en perfecto contacto entre sí. Véase la referencia [4] para obtener más detalles al respecto.

$$F_{Ed} \leq F_{w,Rd} \times \ell_{weld, axial}$$

donde:

$F_{w,Rd}$  es la resistencia del cordón de soldadura por unidad de longitud  
 $= f_{vw,d} \times a$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad [\text{EN 1993-1-8 §4.5.3.3(3)}]$$

$f_u$  es la resistencia última a tracción de la parte más débil de la unión

$\beta_w$  = 0,8 para acero S235  
 = 0,85 para acero S275  
 = 0,9 para acero S355  
 = 1,0 para acero S460

$a$  es la garganta de la soldadura

$\ell_{weld, shear}$  es la longitud efectiva total de las soldaduras en la dirección del esfuerzo cortante  
 $= 2(l - 2s)$  (para perfiles IPE, HE, HD)

$l$  es la longitud de la soldadura en la dirección del esfuerzo cortante

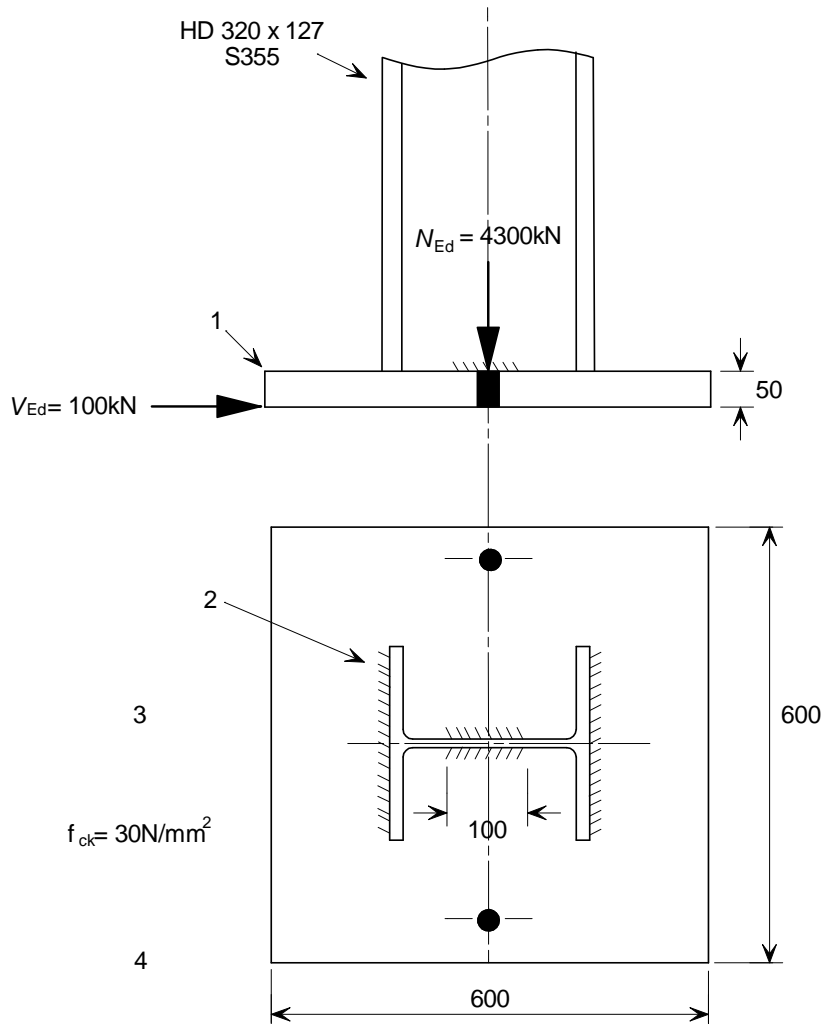
$\ell_{weld, axial}$  es la longitud efectiva total de las soldaduras del ala del pilar, en el caso de las secciones laminadas

$\gamma_{M2}$  es el coeficiente parcial para la resistencia de las soldaduras según la norma EN 1993-1-8

El pie del cordón se define mediante la siguiente expresión:  $s = a\sqrt{2}$

### 6. Base de pilar

#### Geometría de la unión y datos



- 1 Placa base de dimensiones  $600 \times 600 \times 50$ , fabricada en acero S275
- 2 Cordones de soldadura de 8 mm
- 3 Tornillos M24 de clase 4.6
- 4 Caras de contacto del pilar y la placa base en contacto directo

Salvo que se especifique lo contrario, se debe entender que todas las referencias hacen mención a la norma EN 1993-1-8

### 6.1. Dimensiones de la placa base

Requisito básico:  $A_p \geq A_{req}$

Área de la placa base:  $A_p = h_p \times b_p = 600 \times 600 = 360.000 \text{ mm}^2$

Resistencia de cálculo del hormigón:  $f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1,0 \times \frac{30}{1,5} = 20 \text{ N/mm}^2$

Área requerida:  $A_{req} = \frac{N_{Ed}}{f_{jd}} = \frac{4300 \times 10^3}{\frac{2}{3} \times 1,5 \times 20} = 215.000 \text{ mm}^2$

$A_p = 360000 \text{ mm}^2 > 215000 \text{ mm}^2$  OK

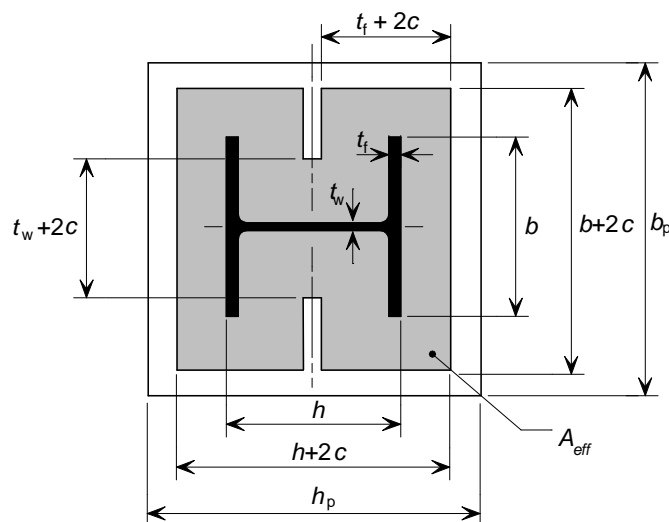
Ref [3]

$f_{cd}$  extraído de la EN 1992-1-1 §3.1.6(1)

$\alpha_{cc}$  extraído de la EN 1992-1-1 §3.1.6(1)

$\gamma_c$  extraído de la EN 1992-1-1 Tabla 2.1N

### 6.2. Cálculo del parámetro c



Requisito básico:  $A_{eff} = A_{req}$

Para calcular el área efectiva, inicialmente se asume que no existe solapamiento.

$$A_{eff} \approx 4c^2 + Per_{col}c + A_{col}$$

Perímetro del pilar:  $Per_{col} = 1.771 \text{ mm}$

Área del pilar:  $A_{col} = 16.130 \text{ mm}^2$

$$A_{eff} \approx 4c^2 + 1771c + 16130 = 215000 = A_{req}$$

$\therefore c = 93 \text{ mm}$

Para garantizar que no existe solapamiento, el valor de c debe ser inferior a la mitad de la distancia entre las alas:

$$\frac{h - 2t_f}{2} = \frac{320 - 2 \times 20,5}{2} = 139,5 \text{ mm} > 93 \text{ mm}$$

Por tanto, la suposición de que no existe solapamiento es correcta.



Título	6.5 Ejemplo resuelto – Base de pilar	3 de 3
<p>A continuación se debe comprobar si el área efectiva se cabe en la placa base:</p> $h + 2c = 320 + 2 \times 93 = 506 \text{ mm} < 600 \text{ mm}$ $b + 2c = 300 + 2 \times 93 = 486 \text{ mm} < 600 \text{ mm}$ <p>Por tanto, el valor de <math>c</math> calculado es válido (de lo contrario, habría que recalculer el valor de <math>c</math>).</p> <p><b>6.3. Espesor de la placa base</b></p> $t_{p,\min} = c \sqrt{\frac{3 f_{jd} \gamma_{M0}}{f_{y,p}}}$ $f_{jd} = \frac{2}{3} \alpha f_{cd} = \frac{2}{3} \times 1,5 \times 20 = 20 \text{ N/mm}^2$ <p>El espesor de la placa es de 50 mm y por lo tanto su límite elástico:</p> $f_{y,p} = 255 \text{ N/mm}^2$ $t_{p,\min} = 93 \sqrt{\frac{3 \times 20 \times 1,0}{255}} = 45 \text{ mm}$ $t_p = 50 \text{ mm} > 45 \text{ mm} \quad \text{OK}$ <p><b>6.4. Soldaduras de la placa base</b></p> <p>Requisito básico: <math>V_{Ed} \leq F_{w,Rd} \times l_{\text{eff, shear}}</math></p> <p>El espesor de la placa es de 50 mm y por lo tanto su resistencia última a tracción:</p> $f_{u,p} = 410 \text{ N/mm}^2$ $F_{w,Rd} = f_{vw,d} \times a = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} \times a = \frac{410 / \sqrt{3}}{0,85 \times 1,25} \times 0,7 \times 8 = 1248 \text{ N/mm}$ $l_{\text{eff, shear}} = 2(l - 2s) = 2(100 - 2 \times 8) = 168 \text{ mm}$ $F_{w,Rd} \times l_{\text{eff, shear}} = 1248 \times 168 \times 10^{-3} = 210 \text{ kN}$ $V_{Ed} = 100 \text{ kN} \leq 210 \text{ kN} \quad \text{OK}$ <p style="text-align: right;">Ref (3)</p> <p style="text-align: right;">Ref [4]</p> <p style="text-align: right;"><math>F_{w,Rd}</math> extraído del apartado § 4.5.3.3(3)</p>		

## APPÉNDICE A Resistencia al pandeo lateral

Valores de resistencia al pandeo lateral extraídos de la Tabla 17 de la norma BS 5950-1<sup>[10]</sup>

Resistencia al pandeo lateral (N/mm <sup>2</sup> )										
$\lambda_{LT}$	Grado de acero									
	S275					S355				
	235	245	255	265	275	315	325	335	345	355
25	235	245	255	265	275	315	325	335	345	355
30	235	245	255	265	275	315	325	335	345	355
35	235	245	255	265	272	300	307	314	321	328
40	224	231	237	244	250	276	282	288	295	301
45	206	212	218	224	230	253	259	265	270	276
50	190	196	201	207	212	233	238	243	248	253
55	175	180	185	190	195	214	219	223	227	232
60	162	167	171	176	180	197	201	205	209	212
65	150	154	158	162	166	183	188	194	199	204
70	139	142	146	150	155	177	182	187	192	196
75	130	135	140	145	151	170	175	179	184	188
80	126	131	136	141	146	163	168	172	176	179
85	122	127	131	136	140	156	160	164	167	171
90	118	123	127	131	135	149	152	156	159	162
95	114	118	122	125	129	142	144	146	148	150
100	110	113	117	120	123	132	134	136	137	139
105	106	109	112	115	117	123	125	126	128	129
110	101	104	106	107	109	115	116	117	119	120
115	96	97	99	101	102	107	108	109	110	111
120	90	91	93	94	96	100	101	102	103	104
125	85	86	87	89	90	94	95	96	96	97
130	80	81	82	83	84	88	89	90	90	91
135	75	76	77	78	79	83	83	84	85	85
140	71	72	73	74	75	78	78	79	80	80
145	67	68	69	70	71	73	74	74	75	75
150	64	64	65	66	67	69	70	70	71	71
155	60	61	62	62	63	65	66	66	67	67
160	57	58	59	59	60	62	62	63	63	63
165	54	55	56	56	57	59	59	59	60	60
170	52	52	53	53	54	56	56	56	57	57
175	49	50	50	51	51	53	53	53	54	54
180	47	47	48	48	49	50	51	51	51	51
185	45	45	46	46	46	48	48	48	49	49
190	43	43	44	44	44	46	46	46	46	47
195	41	41	42	42	42	43	44	44	44	44
200	39	39	40	40	40	42	42	42	42	42
210	36	36	37	37	37	38	38	38	39	39
220	33	33	34	34	34	35	35	35	35	36
230	31	31	31	31	31	32	32	33	33	33
240	28	29	29	29	29	30	30	30	30	30
250	26	27	27	27	27	28	28	28	28	28

## REFERENCIAS

- 1 EN 1993-1-8:2005: Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Uniones
- 2 EN 1991-1-7: 2006: Eurocódigo 1: Acciones sobre estructuras. Acciones generales. Acciones accidentales.
- 3 Guías europeas de cálculo detallado según el EC (<http://www.access-steel.com>)
- 4 Joints in steel construction: Simple connections  
Steel Construction Institute, 2002
- 5 CHENG, J. J. R. and YURA, J. A.  
Journal of the Structural Division, ASCE, octubre de 1986.  
Local web buckling of coped beams (Pandeo localizado de vigas cantil).
- 6 CHENG, J. J. R, YURA, J. A. and JOHNSON. C. P.  
Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Texas, Austin (EE.UU.).  
Design and behaviour of coped beams.  
Informe n.º 841 del PMFSEL (*Phil M. Ferguson Structural Engineering Laboratory*), julio de 1984
- 7 JARRETT, N. D.  
Tests on beam/column web side plate connections.  
Informe para cliente del BRE CR 54/90.  
Building Research Establishment, Watford (Reino Unido), septiembre de 1990.
- 8 JASPART, J.-P., DEMONCEAU, J.-F., RENKIN, S., and GUILLAUME, M. L.  
European recommendation for the design of simple joints in steel structures  
Publicación n.º 126, Primera edición,  
ECCS, 2009
- 9 RENKIN, S.  
Development of a European process for the design of simple structural joint in steel frames (en francés): proyecto fin de carrera,  
Universidad de Lieja, junio 2003.
- 10 BS 5950-1:2000 Structural use of steelwork in building. Code of practice for design. Rolled and welded sections  
BSI, 2000
- 11 YURA, J. A., HANSEN, M. A. and FRANK, K. H.  
Bolted splice connections with undeveloped fillers.  
Journal of the Structural Division.  
ASCE, diciembre de 1982
- 12 EN 1090-2:2008: Ejecución de estructuras de acero y aluminio. Requisitos técnicos para la ejecución de estructuras de acero
- 13 EN 1992-1-1:2004: Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas generales y reglas para edificación

### Diagramas de flujo

Los diagramas de flujo para chapas frontales, uniones acarteladas y bases de pilares están disponibles en el sitio web de Access Steel (<http://www.access-steel.com>).

Los documentos de referencia para estos tipos de uniones son los siguientes:

Chapas frontales de canto parcial:	SF008
Cartelas:	SF009
Bases de pilares:	SF010