

- b) Si la unión no está rigidizada y se dimensiona siguiendo las reglas específicas enunciadas en este DB, puede suponerse que tiene una capacidad de giro plástico Φ_{cd} de valor:

$$\Phi_{cd} = 0,015 \text{ radianes} \quad (8.25)$$

- c) Si el alma del pilar está rigidizado en la zona de compresión pero no en la zona de tracción, siempre que la resistencia al momento flector no esté regida por la resistencia a cortante del alma del pilar, la capacidad de giro Φ_{cd} puede suponerse:

$$\Phi_{cd} = 0,025 \frac{h_c}{h_b} \quad (8.26)$$

siendo

h_c y h_b respectivamente, el canto de la sección normal del pilar y la viga.

6 Uniones viga-pilar atornilladas.

Se puede suponer que una unión viga-pilar atornillada con chapa frontal tiene suficiente capacidad de rotación para un análisis plástico, si se satisfacen las dos condiciones siguientes:

- a) el valor de la resistencia al momento esta regido por alguno de los siguientes componentes de la unión:
- i) el ala del pilar a flexión;
 - ii) la chapa frontal a flexión;
- b) el espesor t del ala del pilar o de la chapa frontal que rige la resistencia, cumple la condición siguiente:

$$t \leq 0,36d \sqrt{\frac{f_{ub}}{f_y}} \quad (8.27)$$

siendo

d diámetro nominal de los tornillos;

f_{ub} tensión de rotura de los tornillos;

f_y límite elástico del componente básico relevante de la unión.

- 7 Para otros casos la capacidad de giro se determinará usando modelos de cálculo apropiados, siempre que estén suficientemente contrastados.

8.8 Algunas uniones típicas

Se presentan a continuación métodos de comprobación ajustados a los criterios establecidos en los apartados anteriores, para algunas de las uniones usuales.

8.8.1 Basas de soportes

La comprobación de la unión de un elemento metálico a otro de hormigón, como son las basas de soportes, requiere verificar la existencia de resistencia suficiente frente a los esfuerzos transmitidos en la región de contacto, considerando, tanto la resistencia del hormigón de dicha región, como la de los elementos metálicos que materializan el contacto.

- 1 Los soportes distribuirán los esfuerzos de compresión, transmitidos por las zonas comprimidas del pilar, sobre una superficie suficiente de hormigón por medio de elementos de transición, como son las basas, para que no se supere la resistencia de cálculo de éste. La basa asentará directamente sobre el hormigón, o mejor aún, sobre un mortero de nivelación sin retracción interpuesto entre ambos materiales. En los casos en que pueda asegurarse la inexistencia de tracciones en el arranque se podrá disponer una placa en el extremo del soporte que sirva de apoyo directo de éste a la basa. En tal caso, en la región en que ambas placas se superpongan se podrá adoptar como espesor equivalente el valor:

$$t_{eq} = \sqrt{t_1^2 + t_2^2}, \quad (8.28)$$

siempre que la diferencia entre ambos espesores no supere un tercio del espesor mayor.

- 2 Se dispondrán, si es necesario, pernos de anclaje para resistir las tracciones producidas en las zonas traccionadas del pilar, si existen, debidas a fuerzas de arrancamiento o a momentos.
- 3 Para asegurar la resistencia de esfuerzos tangentes, como cortantes o momentos torsores, y en caso de no disponerse de elementos específicos para ello, tales como topes o conectadores de cortante, se debe justificar la capacidad resistente en la sección de contacto entre el soporte y el hormigón mediante:
 - a) el rozamiento entre la placa base y el hormigón;
 - b) la resistencia a cortante de los pernos de anclaje;
- 4 La comprobación de resistencia de la superficie de hormigón frente a las tensiones de contacto, y la de las regiones circundantes en la masa de éste para los esfuerzos internos necesarios para equilibrar los de contacto se realizará de acuerdo a la instrucción aplicable a los elementos estructurales de hormigón armado.
- 5 El área eficaz –y las correspondientes tensiones- de contacto queda definida por la superficie comprimida que se define a continuación, las secciones de acero correspondientes a los pernos de anclaje destinados a trabajar en tracción o cortadura, y a las de los elementos de cortante, si existen. La región de contacto en compresión, o área eficaz de apoyo de la basa, dependiente del espesor de ésta, estará formada por la región de basa limitada por segmentos de recta paralelos a las caras de los perfiles que forman la sección de arranque del soporte, a una distancia máxima c de dichas caras, distancia que se define a continuación. Se considera la región que permite establecer, junto con las tracciones en los pernos de anclaje, si existen, una configuración de esfuerzos en equilibrio con los del axil y momento de cálculo del soporte en el arranque. La tracción de los pernos no superará los valores de resistencia deducibles según el apartado 8.5, considerando los esfuerzos cortantes que deban resistir. Cada región comprimida puede interpretarse en sección como una T invertida en la que las chapas que forman el perfil rigidizan la placa que forma la basa (figura 8.12.a).

La distancia máxima c citada más arriba será:

$$c \leq t \sqrt{\frac{f_{yd}}{3 f_{jd}}} \quad (8.29)$$

y la resistencia en compresión del hormigón de cada rectángulo eficaz en que puede descomponerse la región de contacto comprimida será:

$$F_{c,Rd} = f_{jd} b_{ef} l_{ef} \quad (8.30)$$

siendo

t espesor de la basa,

f_{yd} resistencia de cálculo del acero de la basa, con $\gamma_M=1,1$.

f_{jd} resistencia portante de la superficie de asiento, de valor definido en la instrucción de hormigón. Para el caso de apoyos sobre macizos, que aseguran un confinamiento al hormigón, dicha resistencia puede alcanzar el valor:

$$f_{jd} = \beta_j k_j f_{ck} \leq 3,3 f_{cd}, \quad (8.31)$$

β_j el coeficiente de la unión. Puede tomarse $\beta=2/3$ siempre que la resistencia característica del mortero de nivelación no sea inferior a 0,2 veces la resistencia característica del hormigón, y que su espesor no sea superior a 0,2 veces el ancho menor de la basa.

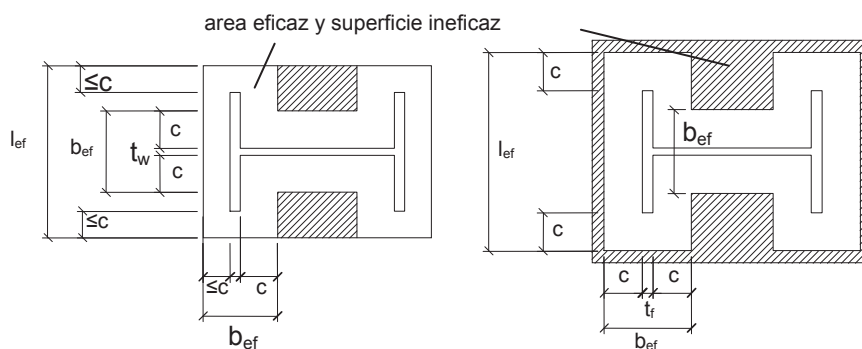
f_{cd} valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón sobre probeta cilíndrica, de acuerdo a la instrucción aplicable al hormigón armado.

k_j factor de concentración, dependiente del área portante equivalente de hormigón, de valor

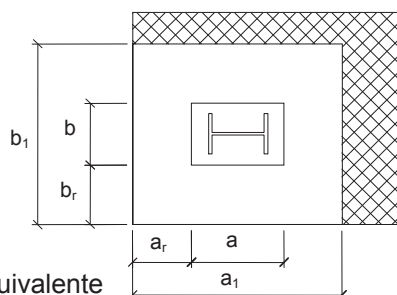
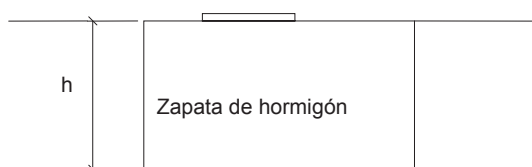
$$k_j = \sqrt{\frac{a_1 b_1}{ab}} \leq 5, \tag{8.32}$$

a, b dimensiones de la placa de asiento

a₁, b₁: dimensiones del área portante equivalente, (figura 8.12.b) cuyos valores serán los más pequeños de los obtenidos de la tabla 8.2.



a) Área eficaz de la basa en compresión



b) Área portante equivalente

Figura 8.12 Bases de soportes

Tabla 8.2 Dimensiones del área portante equivalente

a ₁	b ₁
a ₁ = a + 2 a _r	b ₁ = b + 2 b _r
a ₁ = 5 a	b ₁ = 5 b
a ₁ = a + h	b ₁ = b + h
a ₁ = 5 b ₁ pero a ₁ ≥ a	b ₁ = 5 a ₁ pero b ₁ ≥ b

l_{ef}, b_{ef}: longitud y anchura eficaces de cada región en comprimida de la basa, que se determinará siguiendo lo indicado en la figura 8.12

6 Resistencia a Cortante:

En el caso de existir elementos de cortante, la resistencia de cálculo corresponderá a la aportada por éstos. En caso de no existir, se considerarán:

- a) La resistencia de cálculo por rozamiento entre la placa base y el hormigón o mortero de nivelación, será:

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} N_{c,Sd} \quad (8.33)$$

siendo

$C_{f,d}$ coeficiente de rozamiento entre la placa base y el hormigón, que podrá tomar los valores siguientes:

- para mortero de cemento y arena $C_{f,d} = 0,20$;
- para morteros especiales y para el caso de contacto directo con el hormigón, $C_{f,d} = 0,30$.

$N_{c,Sd}$ fuerza de cálculo a compresión transmitida por el pilar.

- b) La resistencia a cortante de un perno de anclaje $F_{vb,Rd}$ será el menor de los valores dados por:

- i) la resistencia del perno;
- ii) el valor:

$$F_{vb,Rd} = \frac{\alpha_b f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \quad (8.34)$$

siendo

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

$$\alpha_b = 0,44 - 0,0003 f_{yb}$$

f_{yb} límite elástico del acero del perno en N/mm^2 , (la expresión $0,0003$ en α_b tiene dimensiones de mm^2/N).

f_{ub} resistencia última del acero del perno

A_s área resistente a tracción del perno.

- c) En el caso de no disponer de elementos especiales para transmitir el cortante, la resistencia de cálculo a cortante será:

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n F_{vb,Rd} \quad (8.35)$$

siendo

n número de pernos de la placa base.

7 Resistencia de los elementos de contacto:

Los esfuerzos atribuidos a los pernos –tracciones y cortaduras- y a la superficie comprimida definida en 8.8.1.5, en equilibrio establecido por procedimientos elásticos o plásticos con las solicitaciones de la unión, deberán ser resistidos por dichos pernos, y por la basa metálica de acuerdo a los siguientes criterios:

- a) Los pernos se comprobarán de acuerdo al apartado 8.5 considerando como valor de $F_{v,Rd}$ el obtenido para $F_{vb,Rd}$ en la expresión 8.34 del apartado anterior.
- b) Los pernos se anclarán mediante patilla, placa arandela, etc., y se comprobará el anclaje según lo establecido en la instrucción aplicable al hormigón armado.
- c) La placa metálica que forma la basa –la placa equivalente en su caso- se comprobará en rotura por flexión, sometida a las presiones de valor f_{jd} –o menores si así se ha establecido en la configuración de equilibrio- y coaccionada en su desplazamiento por las chapas que conforman la sección de arranque del pilar.
- d) La capacidad resistente a momento flector $M_{p,Rd}$ por unidad de longitud en una línea de rotura de la basa se determinará de acuerdo a la expresión

$$M_{p,Rd} = \frac{t^2 f_{yd}}{4} \quad (8.36)$$

- e) Para aproximar las posiciones de las resultantes de las fuerzas normales a la superficie de contacto pueden usarse los criterios de la figura 8.13.

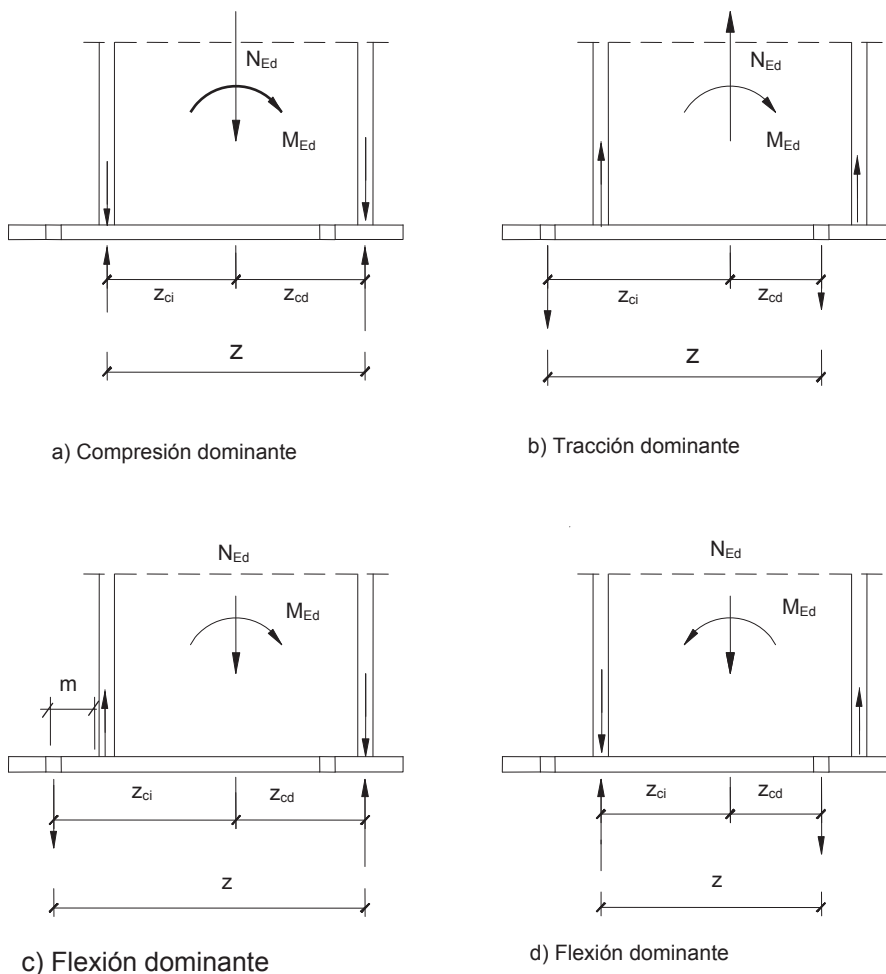


Figura 8.13 Resistencia a fuerzas axiales y momentos. Brazos de palanca

- 8 La rigidez rotacional inicial $S_{j,ini}$ de la unión puede determinarse de acuerdo a 8.3 a partir de la de los componentes básicos que se definen a continuación, mediante la expresión

$$S_{j,ini} = \frac{1}{\sum \frac{1}{S_i}} \quad (8.37)$$

siendo S_i la rigidez de cada componente básico siguiente:

- a) Hormigón en compresión y placa en flexión debida a la compresión: se considerarán separadamente las áreas eficaces bajo cualquiera de las alas comprimidas del pilar:

$$S_c = \frac{E_c z^2 \sqrt{l_{ef} b_{ef}}}{1,275} \quad (8.38)$$

- b) Baza en flexión por tracción:

$$S_p = \frac{0,85 E z^2 l_{ef} t_p^3}{m^3} \quad (8.39)$$

- c) Anclajes en tracción: considerando separadamente la de cada fila de anclajes (las de distinto brazo de palanca):

$$S_a = \frac{2E z^2 A_s}{L_a} \quad (8.40)$$

siendo

- E, E_c los módulos de elasticidad del acero e inicial del hormigón, respectivamente,
 z el brazo de palanca de la unión (o en filas de anclajes el efectivo de la fila),
 l_{ef}, b_{ef} las dimensiones eficaces de la región de hormigón bajo un ala comprimida,
 t_p el espesor de la basa,
 m distancia del tornillo a la línea de formación de la rótula plástica (o charnela)
 A_s área resistente a tracción del anclaje,
 L_a longitud de elongación del anclaje, igual a 8 veces su diámetro nominal más el espesor del mortero de relleno, de la placa y la arandela, y la mitad de la altura de la tuerca.

En caso de que existan fuerzas de palanca, (ver 8.2.5), se empleará sólo el 80% de la rigidez de los anclajes en tracción.

- 9 La rigidez rotacional secante de la unión para un momento $M_{j,Ed}$ menor que el momento resistente $M_{j,Rd}$ de la unión será la siguiente:

Si $M_{j,Ed} \leq 2/3 M_{j,Rd}$ se tomará igual a la rigidez inicial, $S_{j,ini}$.

Si $M_{j,Ed} > 2/3 M_{j,Rd}$,

$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{\left(1,5 M_{j,Ed} / M_{j,Rd}\right)^{2,7}} \quad (8.41)$$

8.8.2 Empalmes con tornillos en piezas sometidas a axil

- 1 Se admitirá la transmisión por contacto en elementos comprimidos únicamente si las superficies en cuestión se han preparado para resultar suficientemente planas y se evita toda posibilidad de desplazamiento en cualquier situación de dimensionado. En este caso, el empalme asegurará la continuidad de rigidez y se dimensionará para resistir a tracción donde existan momentos relevantes debidos a excentricidades, imperfecciones iniciales y deformaciones de segundo orden u otras causas.
- 2 Los empalmes a tracción se podrán realizar con cubrejuntas o por solape (figura 8.14). En las disposiciones indicadas en la figura 8.14 b) y d) aparecerá un momento debido a la excentricidad que se tendrá en cuenta en el dimensionado de la unión, por lo que únicamente se utilizará en el caso de barras que transmitan esfuerzos reducidos o en uniones de atado.
- 3 Se admite que la carga se reparte por igual entre los tornillos situados en una fila en la dirección de la tracción. No obstante, cuando la distancia L entre los ejes de los tornillos extremos de una unión en la dirección de la carga es mayor de $15d$, en la que d es el diámetro del vástago, la resistencia de cálculo $F_{v,Rd}$ de cada tornillo, obtenida según el apartado 8.5, se reducirá multiplicándola por el coeficiente:

$$\beta_{Lf} = 1 - \frac{L - 15d}{200d} \quad (8.42)$$

siendo

$$1,0 \geq \beta_{Lf} \geq 0,75$$

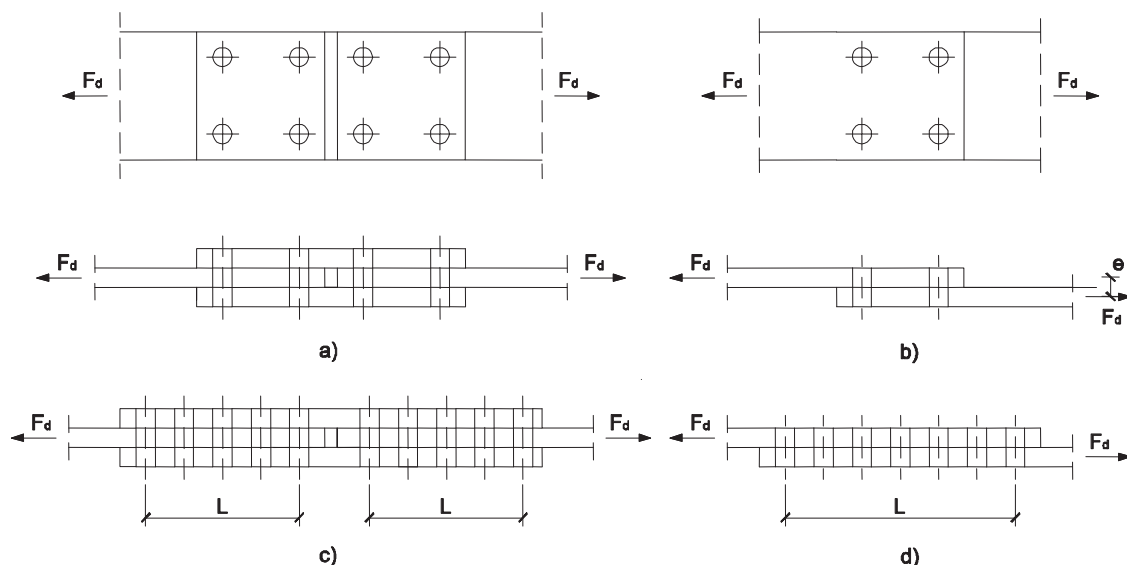


Figura 8.14 Empalmes con tornillos

- 4 Si los tornillos deben atravesar forros intermedios con espesor total:

$$t_p > \frac{d}{3} \quad (8.43)$$

donde d es el diámetro del vástago, se reducirá la resistencia a cortadura del tornillo, utilizando el factor:

$$\beta_p = \frac{9d}{8d + 3t_p} \leq 1 \quad (8.44)$$

En uniones a doble cortadura con forros a ambos lados del eje de la unión se tomará como valor de t_p el mayor de los espesores de dichos forros.

- 5 En uniones a solape con un solo tornillo, se dispondrán arandelas bajo la tuerca y bajo la cabeza, limitándose la resistencia a aplastamiento $F_{b,Rd}$ al valor:

$$F_{b,Rd} \leq \frac{1,5f_u d t}{\gamma_{M2}} \quad (8.45)$$

siendo

t menor espesor de las placas que se unen;

f_u resistencia a rotura del acero de las chapas que se unen.

8.8.3 Uniones en T atornilladas y a tracción.

Se tratan en este apartado uniones en las que la pieza o chapa traccionada se remata frontalmente con una chapa o rigidizador atornillada al otro elemento de la unión. Sólo se consideran formas en T (también denominadas casquillos) para la sección paralela a las tracciones y perpendicular al espesor de la chapa que compone la pieza traccionada (fig. 8.15). En las uniones rígidas o semirrígidas de este tipo entre viga –con chapa frontal– y ala de pilar, la chapa frontal en el pilar es el ala, y la traccionada el alma, lo que da origen a las denominaciones de ala y alma para las respectivas chapas.

- 1 La carga de rotura será la menor de las obtenidas:

- Por rotura a tracción del alma.
- Por rotura a tracción de los tornillos.

$$F_{d,max} = \sum F_{t,Rd} \quad (8.46)$$

Donde el sumatorio se refiere a todos los tornillos de la unión y $F_{t,Rd}$ es la resistencia de cálculo a tracción de un tornillo.

Esto supone una forma rígida de rotura e implica la utilización de rigidizadores adecuados o un ala muy gruesa.

- c) Por rotura a tracción de los tornillos y formación simultánea de rótulas (charnelas o líneas de rotura) en la zona de entronque ala-ala, lo que supone un mecanismo menos rígido de rotura.

$$F_{d,max} = \frac{2 b M_p + s \sum F_{t,Rd}}{m + s} \quad (8.47)$$

siendo

M_p momento plástico por unidad de longitud en la rótula –charnela– formada:

$$M_p = \frac{t_f^2 f_y}{4 \gamma_{M0}} \quad (8.48)$$

(f_y es el límite elástico del acero de la chapa frontal o ala)

m distancia del eje del tornillo a la rótula o charnela (fig 8.15):

En extremos soldados:

$$m = \frac{w - t_w}{2} - 0,8 a \sqrt{2} \quad (8.49)$$

En extremos laminados:

$$m = \frac{w - t_w}{2} - 0,8 r \quad (8.50)$$

b longitud de la chapa frontal. No será superior a un valor eficaz, b_{ef} , que se podrá determinar mediante la teoría de líneas de rotura siempre que esté suficientemente contrastado experimentalmente. Véase (8.64), (8.65), (8.66) y (8.67) para uniones laterales a pilares;

s toma los siguientes valores:

$$s \leq 1,25 m \leq e \quad (8.51)$$

$s = e$, en el caso de la chapa frontal o unión de dos alas, debiéndose tomar en este último caso el menor de los valores de e .

El resto de los parámetros están definidos en la figura 8.15.

- d) Por formación de dos rótulas plásticas en cada ala de la T, una de ellas en el entronque ala-ala (véase figura 8.15) y otra en la línea de tornillos, que es el mecanismo más flexible de rotura.

$$F_{d,max} = \frac{4 b M_p}{m} \quad (8.52)$$

Se debe comprobar también la soldadura ala-ala en el caso de que la chapa frontal esté soldada (casquillo en T soldado).

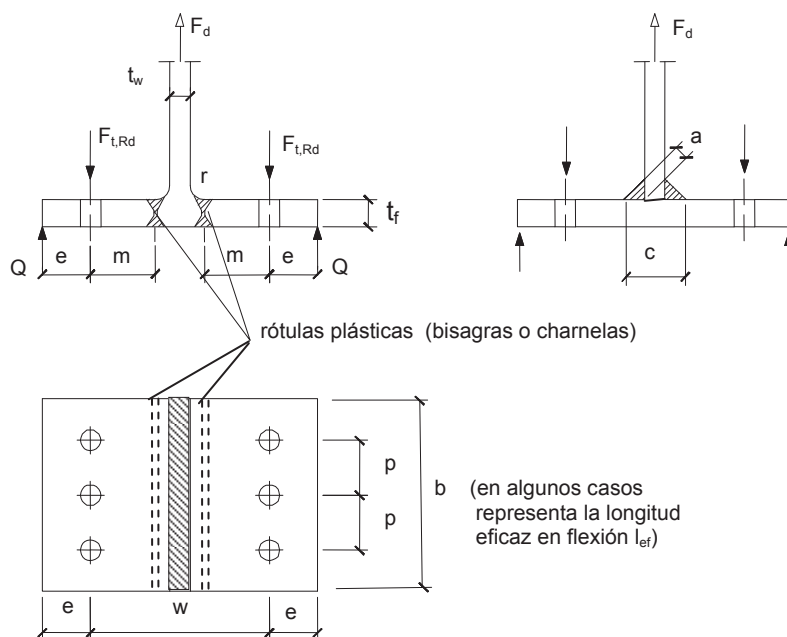


Figura 8.15 Unión en T a tracción

8.8.4 Empalmes en piezas flectadas o en flexión compuesta

1 Con cubrejuntas:

a) Empalme con cubrejuntas de alma.

Se diseñarán para resistir un momento mayor que el momento de cálculo de la viga en la posición correspondiente a la sección media del empalme. La distribución de esfuerzos entre tornillos en estado límite último se podrá realizar de forma plástica o elástica (de forma proporcional a la distancia desde el centro de giro). Se utilizará distribución elástica en el caso de uniones pretensadas en las que se deba impedir el desplazamiento en estado límite último y si la resistencia de cálculo a cortante, $F_{v,Rd}$, del tornillo es menor que la resistencia de cálculo a aplastamiento, $F_{b,Rd}$, de las chapas que une.

b) Empalme con cubrejuntas en ala y alma.

Se considera que es una unión rígida. Puede admitirse un reparto del axil proporcional al área de la sección de cada cubrejuntas, que el cortante se resiste por las cubrejuntas del alma, y el momento flector se reparte entre las cubrejuntas de las alas, y del alma, de forma proporcional a sus inercias respecto del eje de flexión. Los tornillos de las alas se comprobarán para soportar las fuerzas correspondientes al momento flector atribuido a las alas, junto con su parte del axil. Los tornillos de las cubrejuntas del alma, se comprobarán para los esfuerzos de éstas siguiendo lo indicado en el punto a) anterior.

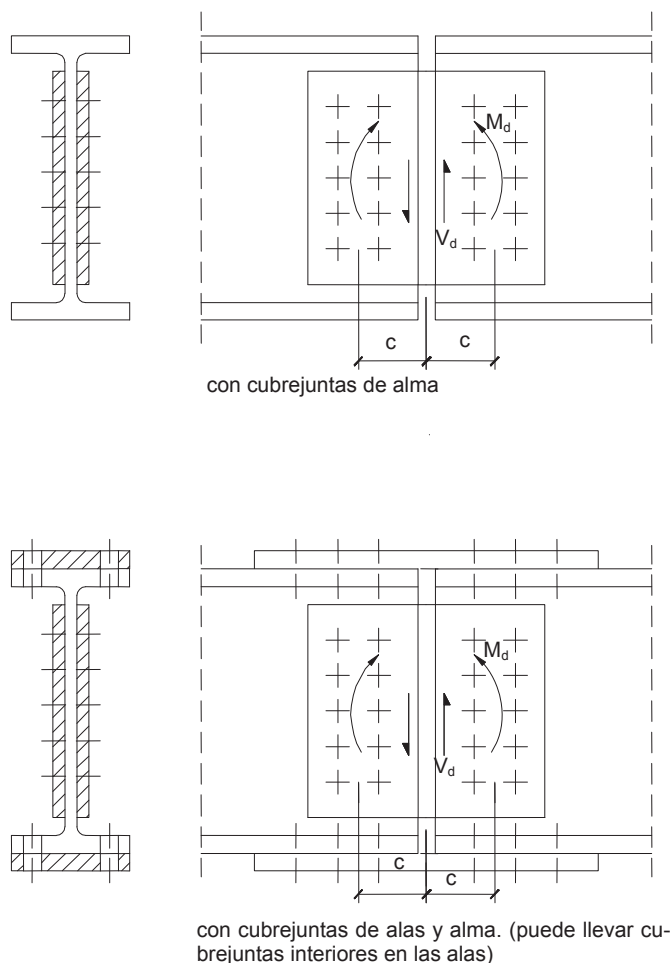


Figura 8.16 Empalmes con cubrejuntas

2 Con chapa frontal.

El fallo de la unión se produce, como en el caso de las uniones en T del apartado anterior, y dependiendo de la rigidez de la chapa, por rotura a tracción de los tornillos sin o con formación simultánea de charnelas en la chapa, o bien por formación de dos charnelas en la chapa. La resistencia de la unión a cortante podrá calcularse como si no existiese el momento flector. Se podrá realizar el cálculo siguiendo lo indicado más adelante para las uniones entre viga y pilar con chapa frontal atornillada. En el caso de elementos unidos con tornillos iguales sin pretensar, que sean suficientemente rígidos o dispongan de suficientes rigidizadores para poder considerarlos como indeformables, el cálculo puede efectuarse de la forma siguiente:

La posición de la línea neutra se obtiene elásticamente (figura 8.17.a), resultando la ecuación:

$$\frac{c}{c_1} = \sqrt{\frac{b}{d}} \quad (8.53)$$

siendo

c , c_1 y b dimensiones de la sección equivalente, representadas en la figura 8.17;

d ancho del área equivalente de sección de los tornillos, dada por:

$$d = \frac{A \cdot n}{\sum p} \quad (8.54)$$

donde

A área de un tornillo;

n número de tornillos.

$\sum p$ suma de las separaciones verticales entre tornillos;

El momento de cálculo que podrá transmitir la unión, será el que se produzca cuando el tornillo más alejado alcance su resistencia de cálculo a tracción, $F_{t,Rd}$, y su valor es:

$$M_u = \frac{F_{t,Rd}}{A c} \left[\frac{d c^3}{3} + \frac{b c_1^3}{3} \right] \quad (8.55)$$

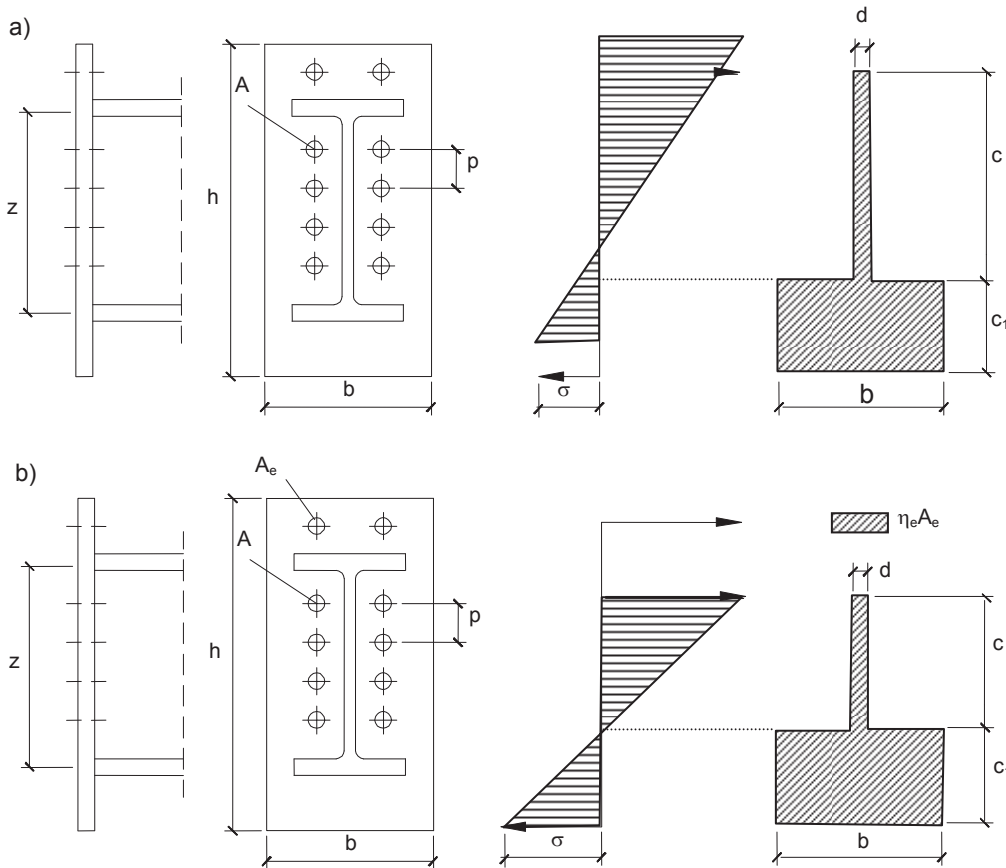


Figura 8.17 Empalmes con chapa frontal; sección equivalente

Si en lugar de comportarse de forma rígida toda la unión, únicamente lo hace la parte interior, teniendo la zona exterior un mecanismo de rotura flexible, el momento de cálculo podrá determinarse añadiendo al momento obtenido en la forma indicada anteriormente para la parte interior, el momento obtenido para los tornillos exteriores con un mecanismo flexible.

En este caso la línea neutra que corresponde a una distribución elástica en el interior (figura 8.17.b) puede determinarse iterativamente mediante la expresión

$$\frac{c}{c_1} = \sqrt{\frac{b}{d} + \left(\frac{\eta_e A_e}{c_1 d} \right)^2} - \left(\frac{\eta_e A_e}{c_1 d} \right) \quad (8.56)$$

en la que $\eta_e A_e$ representa el área equivalente de la fila exterior de tornillos según el modo de rotura de menor resistencia (ver modos de rotura en 8.8.3,1.b,c,d):

$$\eta_e = n_e \frac{F_{d,max}}{\sum F_{t,Rd}} \quad (8.57)$$

con los significados de 8.8.3,1 y siendo n_e el número de tornillos de la fila exterior.

8.8.5 Uniones de viga a viga o soporte con doble casquillo de angular atornillado

- 1 Si el pilar o la viga soporte no impide el giro de la unión se considerará la reacción situada entre la cara del casquillo y el soporte (sea viga o pilar).
- 2 La comprobación de la unión entre viga y casquillo se hará con la menor de las posibles cargas de agotamiento considerando las correspondientes a los tornillos a cortadura y las de aplastamiento del alma de la viga y de los casquillos.
- 3 No se precisa comprobación de la unión de los casquillos al soporte si se utilizan los mismos tornillos que en la unión entre el casquillo y la viga.
- 4 Si el soporte no gira, bien sea por la rigidez del pilar o porque el elemento de soporte tiene vigas por ambos lados (figura 8.18.d), la viga soportada gira debido a la deformación plástica de los casquillos. En este caso, la viga mantiene un momento que se puede calcular considerando el angular como una T con un mecanismo flexible de agotamiento.
- 5 La distribución de fuerzas interiores entre tornillos, en estado límite último, puede considerarse proporcional a la distancia desde el centro de giro.

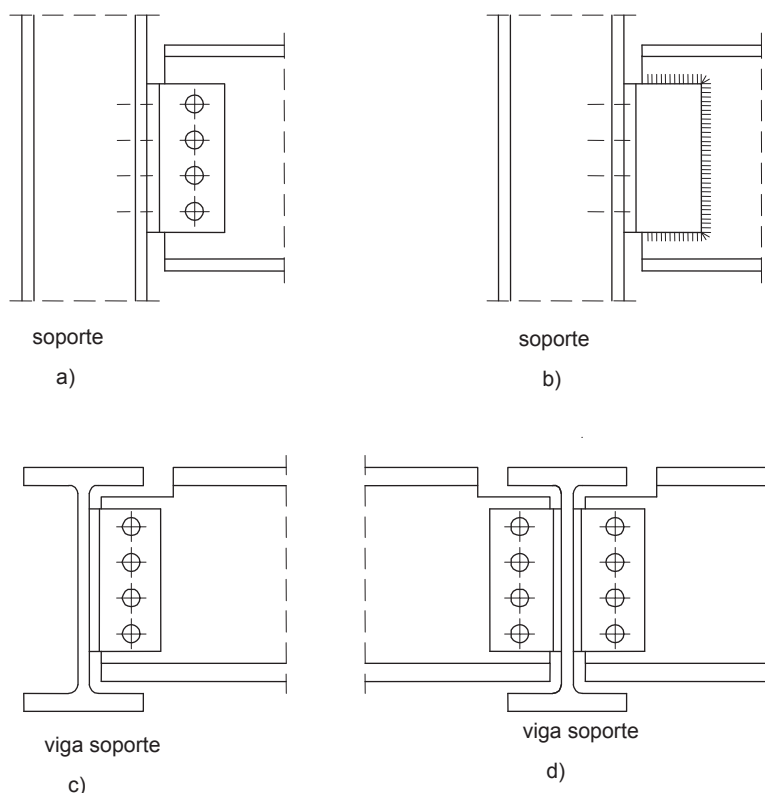


Figura 8.18 Uniones con casquillo doble

8.8.6 Uniones de viga y pilar atornilladas con chapa frontal

- 1 La comprobación de la resistencia a flexión de una unión viga-pilar de las representadas en la figura 8.19.a) (comprobación que también es de aplicación a cada uno de las dos partes que forman uniones análogas con vigas a ambos lados del pilar) exige:

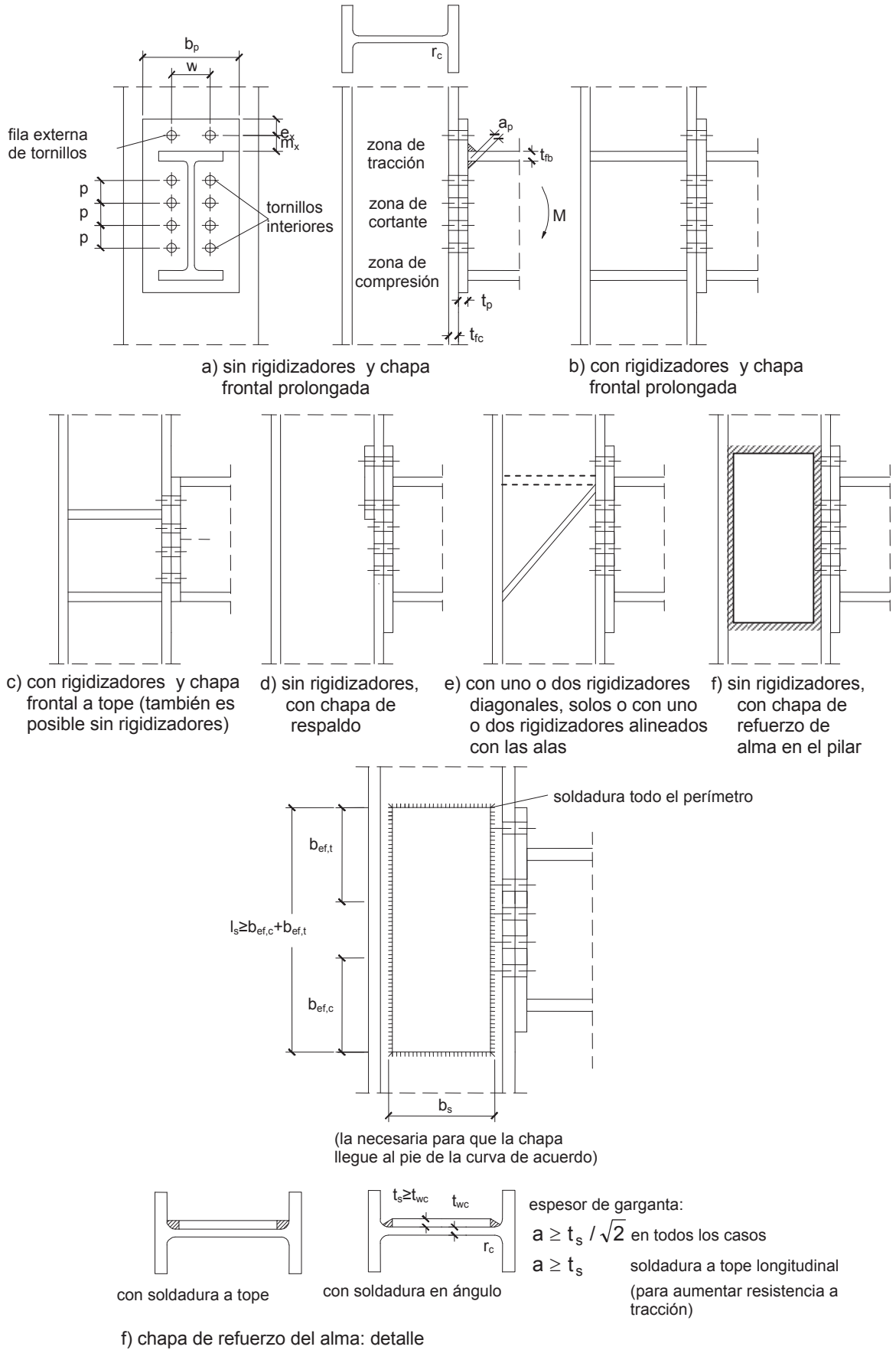


Figura 8.19. Uniones viga-pilar con chapa frontal atornillada

$$\begin{aligned} M_{Ed} &\leq M_{Rd} \\ V_{wp,Ed} &\leq V_{wp,Rd} \end{aligned} \quad (8.58)$$

siendo

M_{Rd} momento resistente de cálculo de la unión viga pilar;

M_{Ed} momento de cálculo aplicado.

$V_{wp,Rd}$ resistencia a cortante de nudo del alma del pilar

$V_{wp,Ed}$ cortante de nudo aplicado en el alma del pilar

- La capacidad resistente a momento depende de la resistencia de los componentes de la unión, que se agrupan en tres zonas críticas: de tracción, de compresión y de cortante. El momento resistente de cálculo será la suma de los valores de cálculo de las resistencias eficaces de cada fila de tornillos traccionados, por su distancia al centro de la zona de compresión.
- En el caso de que la resistencia eficaz de la zona de compresión resultase menor a la suma de las resistencias eficaces de las filas de tornillos traccionados, en la determinación de la capacidad resistente se considerará reducida la resistencia eficaz de los tornillos en la proporción precisa para no superarla.
- El esfuerzo cortante de nudo en el alma del pilar se obtiene considerando aisladamente dicha región del alma, y equilibrando a través de ésta tanto cortantes como diferencias en esfuerzos normales de las piezas que acometen al nudo, en sus valores correspondientes al recuadro que encierra al nudo, definido por los ejes de las almas de tales piezas. En el caso de igual canto y solución de nudo en ambas vigas (fig. 8.20) la expresión resultante es:

$$V_{wp,Ed} = \frac{M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}}{z} - \frac{V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}}{2} \quad (8.59)$$

con los significados y signos positivos definidos en la citada figura.

z es el brazo de palanca global correspondiente a la unión.

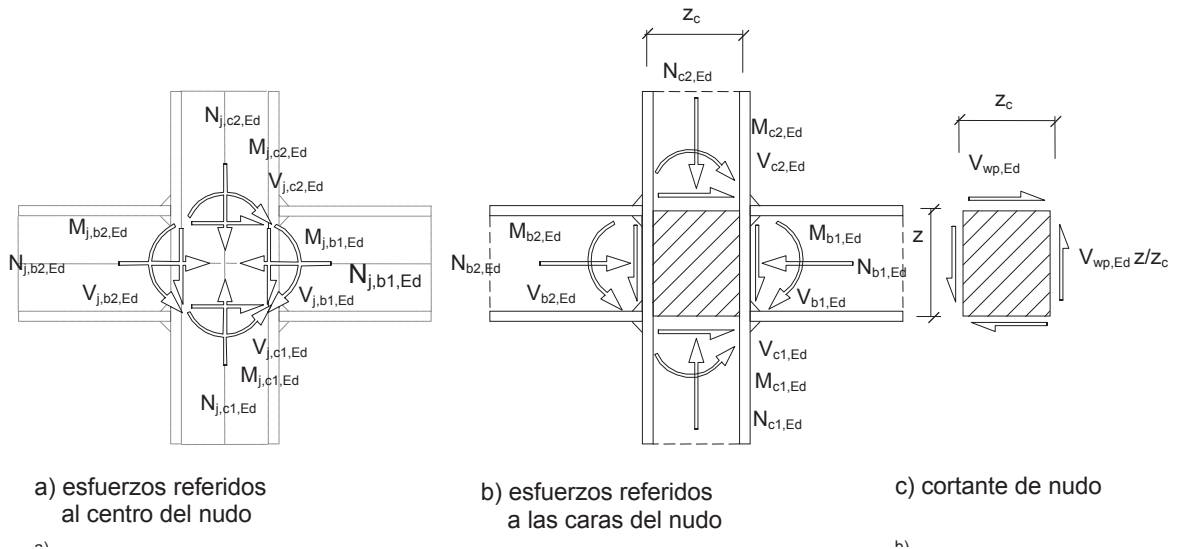


Figura 8.20 Unión (soldada o atornillada) y cortante de nudo

- La capacidad resistente frente a esfuerzo cortante del alma, no rigidizada, del pilar, $V_{wp,Rd}$ es:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 f_y A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \quad (8.60)$$

siendo

A_{vc} área de cortante del pilar. Si se añade una chapa adosada al alma se puede aumentar hasta $b_{st_{wc}}$, si bien no se contará con más aumentos a partir de este espesor, ni al colocar otra chapa al otro lado del alma.

Además se debe comprobar la resistencia a la abolladura de acuerdo a 6.3.3.3.

- 6 Cuando el cortante de nudo es importante –uniones con viga sólo de un lado, o uniones con diferencia apreciable en los momentos de ambas vigas–, se considerará la interacción del cortante de alma con el resto de los esfuerzos de tracción o compresión de nudo del alma del pilar, a través de un factor ω de reducción en la resistencia considerada, obtenido para cada lado de la unión con:

$$\begin{aligned} 0,5 < \beta < 1 & ; \quad \omega = \omega_1 + 2(1-\beta)(1-\omega_1) \\ \beta = 1 & ; \quad \omega = \omega_1 \\ 1 < \beta < 2 & ; \quad \omega_1 + (\beta - 1)(\omega_2 - \omega_1) \\ \beta = 2 & ; \quad \omega = \omega_2 \end{aligned} \tag{8.61}$$

con

$$\beta_1 = \left| \frac{M_{j,b1,Ed} - M_{j,b2,Ed}}{M_{j,b1,Ed}} \right| \leq 2, \quad \beta_2 = \left| \frac{M_{j,b2,Ed} - M_{j,b1,Ed}}{M_{j,b2,Ed}} \right| \leq 2 \tag{8.62}$$

y siendo

$$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \left(\frac{b_{ef,wc} t_{wc}}{A_{vc}} \right)^2}}; \quad \omega_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + 5,2 \left(\frac{b_{ef,wc} t_{wc}}{A_{vc}} \right)^2}} \tag{8.63}$$

siendo

$b_{ef,wc}$ el ancho eficaz para la tracción o compresión de nudo, según corresponda, del alma del pilar, definido más adelante para cada caso,

t_{wc} el espesor del alma del pilar.

- 7 Resistencia de la zona solicitada a tracción.
- los componentes de la zona de tracción son el ala de la viga (traccionada), el ala del pilar (rigidizado o no, con chapa dorsal o sin ella) y la chapa frontal (flectados) y el alma del pilar (traccionado) (con o sin rigidizadores o chapa de refuerzo);
 - solamente se considera en este apartado el caso de que haya dos tornillos por fila horizontal interior, que la chapa frontal prolongada no está rigidizada y que en ella hay una fila de tornillos;
 - la resistencia de los componentes flectados de la zona de tracción, de resistencia unitaria definida en (8.48), se obtendrán considerando que se comportan como casquillos en T (apartado 8.8.3, figura 8.15) con una longitud igual a la suma de las longitudes eficaces, l_{ef} , para cada fila de tornillos, definidas como el menor valor de los que se indican a continuación:

$$\begin{aligned} l_{ef} &\leq 2\pi m \\ l_{ef} &\leq 4m + 1,25e \end{aligned} \tag{8.64}$$

Asimismo se verificará que:

- Para tornillos interiores:

$$l_{ef} \leq p \tag{8.65}$$

- Para tornillos externos, la condición será:

$$l_{ef} \leq 0,5p + 2m + 0,625e \tag{8.66}$$

- d) En el caso de chapa frontal prolongada sin rigidizador en la zona exterior, se considerará el ala de la viga como alma de la T para el cálculo de las longitudes eficaces, comprobándose además con:

$$l_{ef} = 0,5b_p \quad (8.67)$$

siendo

b_p ancho de la chapa frontal (figura 8.19).

El comportamiento, a efectos de cálculo, de la chapa frontal se asimila al de un conjunto de casquillos en T equivalentes con las longitudes eficaces y criterios expuestos en este apartado.

- e) En el caso de tornillos del ala del pilar adyacentes a un rigidizador o aquellos tornillos de la chapa frontal que se encuentran por debajo del ala a tracción de la viga, se podrán aumentar las longitudes eficaces en función de la geometría, siempre que se utilicen valores sancionados experimentalmente.
- 8 Si la tensión normal, σ_n , en el ala del pilar, debida a su esfuerzo axial y momento flector, supera los 180 N/mm^2 en el emplazamiento de la zona solicitada a tracción, el valor del momento plástico, M_p , se reducirá utilizando el factor:

$$k_r = \frac{2f_y - 180 - \sigma_n}{2f_y - 360} \leq 1 \quad (f_y \text{ y } \sigma_n \text{ en N/mm}^2) \quad (8.68)$$

- 9 La resistencia de cálculo de la zona de tracción se determinará a partir de las resistencias de las filas de tornillos que se encuentren traccionados y debe estar en equilibrio con la resistencia de cálculo de la zona de compresión.
- 10 Se supondrá que la resistencia de cálculo eficaz de cada fila de tornillos actúa en el eje de la fila. Su valor se obtendrá estableciendo el equilibrio entre las resistencias obtenidas para el ala del pilar y la chapa frontal, lo que se podrá lograr realizando una redistribución entre filas con comportamiento análogo (sin pasar un ala o rigidizador) y, si es necesario, realizando una reducción de dichos valores.
- 11 La resistencia del alma del pilar sin rigidizar a tracción transversal es:

$$F_{t,Rd} = \frac{f_y t_{wc} b_{ef}}{\gamma_{M0}} \quad (8.69)$$

siendo

b_{ef} anchura efectiva del alma que debe tomarse igual a la longitud eficaz total l_{ef} del ala del pilar en flexión correspondiente a la disposición de los tornillos en la zona de la unión solicitada a tracción;

t_{wc} espesor del alma del pilar (figura 8.19).

El alma se puede reforzar mediante una chapa de refuerzo o rigidizadores (figura 8.19). En este último caso, la resistencia de cálculo del alma será, como mínimo, igual a la del ala de la viga, siempre que los rigidizadores cumplan las siguientes condiciones:

- el espesor de los rigidizadores no debe ser menor que el de las alas de la viga y la longitud de los mismos l_s debe cubrir totalmente la longitud del alma del pilar correspondiente a las longitudes eficaces de las zonas traccionada y comprimida de la unión;
 - la clase de acero de los rigidizadores no debe ser inferior a la de la viga;
 - las soldaduras de unión con las alas deben resistir los esfuerzos transversales que éstas transmiten;
 - la soldadura de unión con el alma debe resistir los esfuerzos que se transmitan desde el ala de la viga hasta el alma del pilar.
- 12 Resistencia de la zona solicitada a compresión. La resistencia de cálculo a aplastamiento del alma sin rigidizar del pilar, viene dada por:

$$F_{c,Rd} = \frac{f_y t_{wc,ef} \left(1,25 - 0,5 \gamma_{M0} \frac{\sigma_n}{f_y} \right) b_{ef}}{\gamma_M} \quad (8.70)$$

$$\text{con: } F_{c,Rd} \leq \frac{f_y t_{wc} b_{ef}}{\gamma_{M0}}$$

siendo

σ_n tensión máxima de compresión en el alma del pilar debida a su esfuerzo axial y momento flector;

b_{ef} anchura efectiva del alma del pilar a compresión:

Perfil laminado: $b_{ef} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_p + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$ Las variables están indicadas en la figura 8.19. En este caso, t_{fb} se refiere al ala de la viga que transmite la compresión, y a_p es el espesor de garganta de la soldadura de dicha ala con la chapa frontal.

Perfil armado: es igual al anterior haciendo $r_c = \sqrt{2} a_c$, donde a_c es el espesor eficaz de garganta de la soldadura entre el ala y alma del perfil.

$t_{wc,ef}$ espesor del alma del pilar. También en este caso es posible reforzar el alma en las mismas condiciones y con los mismos resultados expuestos en 8.19. La valoración del refuerzo del alma del pilar mediante chapa de espesor t_s , en las condiciones indicadas en la figura 8.19, pero sin ser tal espesor menor que el de las alas de la viga, es la siguiente:

- Espesor eficaz máximo del alma reforzada $t_{wc,ef}$ cuando está sometida a tracción:

Sin chapa de refuerzo: $t_{wc,ef} = t_{wc}$

Con una chapa de refuerzo: $t_{wc,ef} = 1,5 t_{wc}$

Con una chapa de refuerzo a cada lado: $t_{wc,ef} = 2,0 t_{wc}$

Siempre que las soldaduras longitudinales sean a tope y cumplan con el espesor de garganta indicado en la figura 8.19. Si las soldaduras longitudinales son en ángulo, con el espesor de garganta indicado en la citada figura, el valor eficaz de la garganta se limita a $1,4 t_{wc}$ para los dos casos expuestos, con una o dos chapas (una a cada lado del alma).

- Espesor eficaz máximo del alma reforzada $t_{wc,ef}$ cuando está sometida a aplastamiento:

Sin chapa de refuerzo: $t_{wc,ef} = t_{wc}$

Con una chapa de refuerzo: $t_{wc,ef} = 1,5 t_{wc}$

Con una chapa de refuerzo a cada lado: $t_{wc,ef} = 2,0 t_{wc}$

En este caso es suficiente con soldaduras longitudinales en ángulo que cumplan con el espesor de garganta indicado en la figura 8.21.

Además se debe comprobar la resistencia a pandeo para un modo de pandeo intraslaccional (con alas fijas), debiéndose evitar, mediante las adecuadas disposiciones constructivas, el modo de pandeo con desplazamiento lateral de las alas.

- 13 Si se rigidiza el alma del pilar, su resistencia será, como mínimo, igual a la del ala de la viga, siempre que los rigidizadores cumplan con las condiciones establecidas en 8.19.
- 14 La rigidez rotacional inicial $S_{j,ini}$ de la unión no rigidizada puede determinarse de acuerdo a 8.3 a partir de la de los componentes básicos que se definen a continuación, mediante la expresión ya conocida (8.37)

$$S_{j,ini} = \frac{1}{\sum \frac{1}{S_i}}$$

siendo S_i la rigidez de cada componente básico siguiente:

a) Rigidez del alma del pilar frente a cortante (de nudo):

$$S_{wv} = 0,38 \frac{E z A_{vc}}{\beta} \quad (8.71)$$

b) Rigidez del alma del pilar frente a la tracción de nudo:

$$S_{wt} = 0,7 \frac{E z^2 b_{ef,t,wc} t_{wc}}{d_c} \quad (8.72)$$

c) Rigidez del alma del pilar frente a la compresión de nudo:

$$S_{wc} = 0,7 \frac{E z^2 b_{ef,c,wc} t_{wc}}{d_c} \quad (8.73)$$

d) Rigidez del ala del pilar en flexión:

$$S_f = 0,9 \frac{E z^2 I_{ef,fc} t_{fc}^3}{m_c^3} \quad (8.74)$$

e) Rigidez de la chapa frontal en flexión:

$$S_f = 0,9 \frac{E z^2 I_{ef,p} t_p^3}{m_p^3} \quad (8.75)$$

f) Rigidez de los tornillos en alargamiento:

$$S_b = 1,6 \frac{E z^2 A_s}{L_b} \quad (8.76)$$

siendo:

z brazo de palanca de la unión

A_{vc} área de cortante del pilar

β diferencia relativa de momentos de viga, según expresión (8.62).

$b_{ef,t,wc}$, $b_{ef,c,wc}$ anchos eficaces del alma del pilar en tracción y compresión respectivamente

d_c canto h del pilar menos dos veces la suma de espesor de ala t_{fc} y radio de acuerdo ala-alma r_c , (distancia entre puntos de acuerdo)

t_{wc} , t_{fc} espesores de alma y alas del pilar

t_p espesor de la chapa frontal,

$l_{ef,fc}$, $l_{ef,p}$ longitudes eficaces en flexión del ala del pilar y de la chapa respectivamente frente a la tracción de los tornillos

m_c , m_p distancia del tornillo (o la fila) a la línea de formación de la rótula plástica (o charnela) junto al alma del casquillo en T del modelo (el alma del pilar para la flexión del ala de éste, el ala de la viga para la flexión de la parte extendida de la chapa frontal, el alma de la viga para la flexión de la parte interior de la chapa frontal)

A_s Area resistente a tracción del tornillo

L_b Longitud de elongación del tornillo igual a la distancia entre el centro de la cabeza y el de la tuerca.

15 En caso de existir rigidizador para alguno de los componentes básicos a), b), o c) anteriores podrá suponerse infinita la correspondiente rigidez S_{wv} , S_{wt} , o S_{wc} .

16 La rigidez rotacional secante de la unión para un momento $M_{j,Ed}$ menor que el momento resistente $M_{j,Rd}$ de la unión será la siguiente:

a) Si $M_{j,Ed} \leq 2/3 M_{j,Rd}$ se tomará igual a la rigidez inicial, $S_{j,ini}$.

Si $M_{j,Ed} > 2/3 M_{j,Rd}$,

$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{(1,5M_{j,Ed} / M_{j,Rd})^{2,7}} \quad (8.77)$$

8.8.7 Articulaciones con soldadura.

1 Se consideran los siguientes tipos, en los que se indica la posición de la articulación, a menudo ex-céntrica respecto de la pieza de soporte:

a) Soldadura de alma (figura 8.21.a). Se cuidará que el elemento (soporte, carrera, etc.) al que se une la viga permita en su extremo el giro suficiente. Debe comprobarse la resistencia a cortante de la región soldada del alma de la viga.

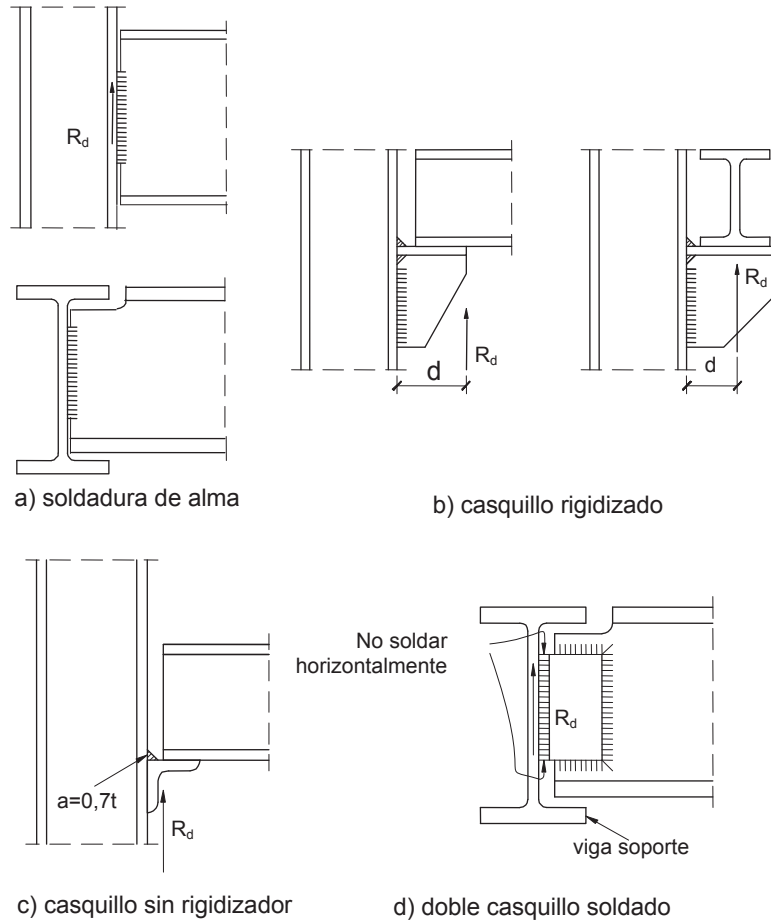


Figura 8.21 Articulaciones soldadas

b) Apoyo de viga sobre casquillo de angular. Se debe comprobar la resistencia del alma de la viga frente a la reacción y, por tanto, la necesidad de incluir rigidizadores. Se considerará que la reacción, R_d , está situada como se indica en la figura 8.21.b, para casquillos rigidizados y que actúa sobre el extremo de la viga (véase figura 8.21.c) cuanto no lo están.

Se comprobará el ala del casquillo de angular a cortante (se considerará válido en este caso el cordón de soldadura si tiene una anchura de garganta de 0,7 veces el espesor del ala del angular) si éste no está rigidizado, y el rigidizador así como las soldaduras en caso contrario.

c) Articulación con doble casquillo soldado. Se debe asegurar que la viga principal o soporte al que se une la viga articulada, permite un giro suficiente, así como la flexibilidad del casquillo, lo que exige no disponer cordones horizontales de soldadura..

Para la comprobación de las soldaduras se considerará la reacción situada en la cara de los casquillos soldados a la viga principal (figura 8.21.d).

8.8.8 Uniones viga-pilar soldadas

- 1 La comprobación de la resistencia a flexión consistirá en verificar, al igual que en las atornilladas:

$$\begin{aligned} M_{Ed} &\leq M_{Rd} \\ V_{wp,Ed} &\leq V_{wp,Rd} \end{aligned} \quad (8.78)$$

- 2 La resistencia a cortante del nudo se determinará en la forma definida para las atornilladas en 8.8.6, e igualmente las resistencias de las zonas de tracción y compresión se reducirán en su caso por interacción con el cortante de nudo de cálculo en el alma del pilar.
- 3 El momento resistente de cálculo, M_{Rd} , dependerá de la resistencia de los componentes de las zonas solicitadas a tracción, compresión y cortante. Este momento resistente se calculará multiplicando la menor de las resistencias obtenidas para las zonas sometidas a tracción y compresión, por la distancia entre sus centros de resistencia.
- 4 Resistencia de la zona solicitada a tracción.

- a) La resistencia a tracción de cálculo que como máximo puede admitir el ala del pilar sin rigidizar, para perfiles laminados, es:

$$F_{t,Rd} = \frac{f_{yb} t_{fb} b_{ef,fb}}{\gamma_{M0}} \quad (8.79)$$

expresión en las que el ancho eficaz del ala de la viga $b_{ef,fb}$ es

$$b_{ef,fb} = t_{wc} + 2r_c + 7 \frac{f_{yc} t_{fc}^2}{f_{yb} t_{fb}} \quad (8.80)$$

$$\text{con: } b_{ef,fb} \leq t_{wc} + 2r_c + 7t_{fc}$$

siendo

los subíndices b y c añadidos al límite elástico o cualquier otro parámetro, hacen referencia a la viga y pilar respectivamente (véase figura 8.22).

Para perfiles soldados, son válidas las expresiones anteriores sin más que hacer $r_c = \sqrt{2} a_c$, siendo a_c el espesor de garganta de la soldadura de unión ala-alma del perfil soldado que forma el pilar.

Si $F_{t,Rd}$ es menor que el 70% de la resistencia completa del ala de la viga ($f_{yb} t_{fb} b_{fb} / \gamma_{M0}$), la unión debe rigidizarse.

La soldadura de unión entre el ala de pilar y la viga debe dimensionarse para asegurar la resistencia completa del ala de la viga.

- b) La resistencia de cálculo a tracción transversal del alma del pilar sin rigidizar es:

$$F_{t,Rd} = \frac{f_{yc} t_{wc} b_{ef}}{\gamma_{M0}} \quad (8.81)$$

siendo

b_{ef} es el ancho eficaz, dado por:

$$\text{Perfiles laminados: } b_{ef} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_b + 5(t_{fc} + r_c)$$

$$\text{Perfiles soldados: igual que el anterior haciendo } r_c = \sqrt{2} a_c$$

El alma se puede reforzar mediante una chapa de alma o rigidizadores.

- 5 Resistencia de la zona solicitada a compresión. La resistencia de cálculo a aplastamiento es igual que la indicada en el caso de las atornilladas, apartado 8.8.6, teniendo en cuenta que los anchos eficaces b_{ef} son en este caso los indicados en el punto anterior para el alma del pilar sin rigidizar a tracción, o reforzada.

- 6 La rigidez inicial y secante rotacional de la unión se determinará como en el caso de las uniones atornilladas, apartado 8.8.6, considerando exclusivamente como componentes básicos de la unión las regiones del alma del pilar a cortante, tracción y compresión, de rigideces S_{wv} , S_{wt} , y S_{wc} respectivamente.

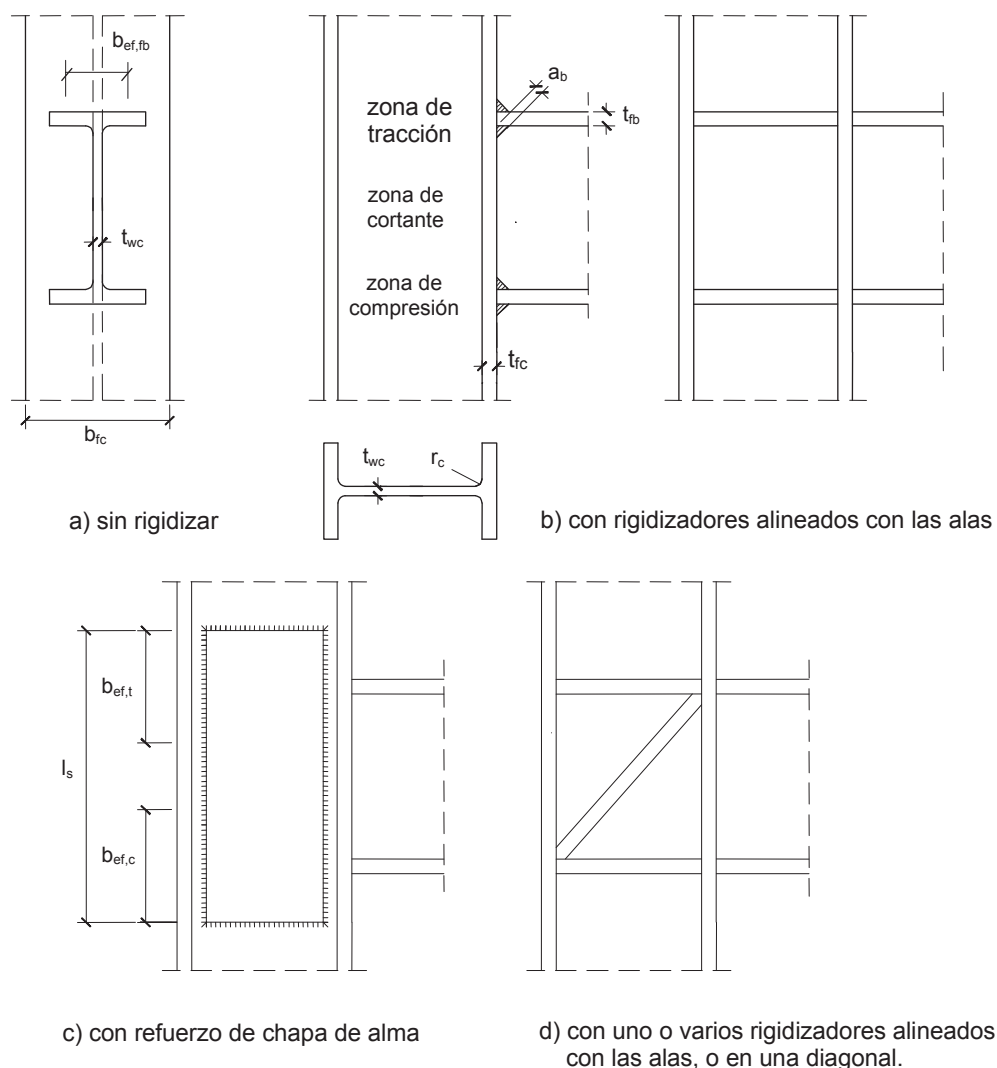


Figura 8.22 Uniones viga-pilar soldadas

8.9 Uniones de perfiles huecos en las vigas de celosía

8.9.1 Alcance y campo de aplicación

- 1 Este apartado se refiere a los nudos de las estructuras de celosía planas, (vigas trianguladas) constituidas por perfiles huecos (rectangulares, circulares o cuadrados) o por perfiles huecos combinados con perfiles abiertos.
- 2 Se supone la continuidad de los cordones y, por tanto, las uniones a las que se refiere este apartado son de las barras de alma (diagonales y montantes) a los cordones.
- 3 Las resistencias de los nudos se expresan en función de las resistencias de cálculo ante esfuerzos axiales de las piezas del alma.
- 4 Estas reglas son aplicables tanto a perfiles huecos laminados en caliente conforme a UNE-EN 10210:1994 como conformados en frío conforme a UNE-EN 10219:1998.
- 5 El coeficiente parcial de seguridad γ_{Mj} para la resistencia de los nudos será $\gamma_{Mj} = 1,0$