13

Diseño de uniones

Instituto Técnico
de la Estructura
en Acero



ITEA

ÍNDICE DEL TOMO 13

DISEÑO DE UNIONES

Lección 13.1.1: Uniones en edificación 1

1 INTRODUCCIÓN 4
2 COMPONENTES DE LAS UNIONES 5
3 TIPOS DE UNIONES 8
3.1 Empalmes de pilares (figura 8) 9
3.2 Bases de pilar (figura 9) 10
3.3 Uniones simples viga-pilar (figura 10) 10
3.4 Uniones rígidas viga-pilar (figura 11) 11
3.5 Uniones simples viga-viga (figura 12) 12
3.6 Unión rígida viga-viga (figura 13) 12
3.7 Uniones horizontales de arriostramiento (figura 14) 13
3.8 Uniones verticales de arriostramiento (figura 15) 13
4 CONDICIONANTES ECONÓMICOS 14
5 RESUMEN FINAL 16
6 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 16

Lección 13.1.2: Introducción al diseño de uniones 17

1 INTRODUCCIÓN 20
2 REQUISITOS PARA EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL 21
3 INFLUENCIA EN EL PROYECTO DEL TIPO DE UNIÓN 23
4 TRANSMISIÓN DE ESFUERZOS 27
5 RESUMEN FINAL 35
6 BIBLIOGRAFÍA 35
7 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 35

Lección 13.2.1:Generalidades sobre uniones soldadas 37

1 INTRODUCCIÓN 40
2 TIPOS DE SOLDADURAS 41
2.1 Soldaduras a tope 41
2.2 Soldadura en ángulo 41
2.3 Soldaduras de tapón y de ranura 42
2.4 Soldaduras por puntos 42
3 DESCRIPCIÓN DE LAS SOLDADURAS – DEFINICIONES 44
4 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES 46
4.1 Metal de base 46
4.2 Metal de aportación 46
5 PREPARACIÓN DE BORDES 47
6 CALIDAD DE LA SOLDADURA-DISCONTINUIDADES 50
7 RESUMEN FINAL 52
8 BIBLIOGRAFÍA 52
9 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 52

Lección 13.2.2: Uniones soldadas – Bases para el cálculo de cordones de soldadura 53

1 INTRODUCCIÓN 56
2 CÁLCULOS EN LA SOLDADURA A TOPE 57
2.1 Soldaduras a tope de penetración total 57
2.2 Soldaduras a tope de penetración parcial 57
2.3 Distribución de tensiones en soldaduras a tope 58
3 CÁLCULOS EN SOLDADURAS EN ÁNGULO 60
3.1 Hipótesis 60
3.2 Método básico 60
3.3 Método de tensiones medias 61
3.4 Cordones largos 62
4 CÁLCULO DE SOLDADURAS DE RANURA Y POR PUNTOS 63
5 RESUMEN FINAL 64
6 BIBLIOGRAFÍA 64
7 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 64

Lección 13.2.3: Uniones soldadas – Aplicaciones de cálculo de tamaños de cordón de soldadura 65

1 INTRODUCCIÓN 68
2 CORDONES DE SOLDADURA LATERALES 70
2.1 Aplicación del método de la tensión media 70
2.2 Aplicación del método alternativo 70
2.3 Resistencia de la unión igual a la resistencia del elemento 70
3 CORDONES FRONTALES DE SOLDADURA 71
3.1 Aplicación del método de la tensión media 71
3.2 Aplicación del método alternativo 71
3.3 Resistencia de la unión igual a la resistencia del elemento 72
4 CARGAS DESVIADAS 73
5 CURVAS TENSIÓN-DEFORMACIÓN 75
6 SOLDADURA EN LAS ALAS NO RIGIDIZADAS 76
7 COMPROBACIÓN DE LOS ELEMENTOS UNIDOS 77
8 RESUMEN FINAL 78
9 BIBLIOGRAFÍA 78
10 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 78

Lección 13.3.1: Uniones con tornillos sin pretensar 79

1 INTRODUCCIÓN 82
2 ESQUEMA DE TRANSMISIÓN DE ESFUERZOS 83
3 DIMENSIONES DE LOS TORNILLOS 85
4 CLASES DE TORNILLOS 86
5 DIÁMETRO DE LOS AGUJEROS 87
6 SECCIONES NOMINAL Y RESISTENTE A TRACCIÓN DE UN TORNILLO 88
7 RESISTENCIA A CORTADURA 89
7.1 Uniones normales 89
7.2 Uniones largas 89
8 RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO 92
9 RESISTENCIA ATRACCIÓN 94
10 TORNILLOS SUJETOS A CORTE Y TRACCIÓN 95

11 REQUISITOS DE SEPARACIÓN ENTRE TORNILLOS 97
11.1 Bases 97
11.2 Chapas 97
11.2.1 Distancia mínima al extremo 97
11.2.2 Distancia mínima al borde 97
11.2.3 Distancias máximas al extremo y al borde 97
11.2.4 Separación mínima 98
11.2.5 Separación máxima en barras comprimidas 98
11.2.6 Separación máxima en barras traccionadas 98
11.3 Angulares unidos por un ala 98
12 RESUMEN FINAL 100
13 BIBLIOGRAFÍA 100

Lección 13.3.2: Uniones con tornillos pretensados 101

1 INTRODUCCIÓN 104
2 TRANSMISIÓN DE CARGA 105
2.1 Uniones resistente por rozamiento 105
2.2 Uniones solicitadas a tracción 105
3 PRETENSADO EN TORNILLOS 108
4 APRIETE DE LOS TORNILLOS 109
5 TUERCAS Y ARANDELAS 114
6 AGUJEROS 116
7 RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO 117
8 RESISTENCIA AL CORTE Y A LA TRACCIÓN 118
9 MEDIDAS PARA UNIONES RESISTENTES POR ROZAMIENTO 119
10 RESUMEN FINAL 120
11 BIBLIOGRAFÍA 120

Lección 13.3.3: Particularidades de las uniones con tornillos 121

1 GENERALIDADES 124
2 AGUJEROS SOBREDIMENSIONADOS Y AGUJEROS RASGADOS 125

3 AJUSTE DE LAS SUPERFICIES DE CONTACTO 127
4 DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE ROZAMIENTO 128
5 TORNILLOS CALIBRADOS E INYECTADOS 131
6 TORNILLOS “CONTROL DE TRACCIÓN” (CT)-ARANDELAS INDICADORAS DE CARGA 134
6.1 Un tornillo de “Control de tracción” (CT) 134
6.2 Una arandela “indicadora de carga” 135
7 PLACAS PROTEGIDAS CONTRA LA CORROSIÓN 136
8 TORNILLOS GALVANIZADOS 137
9 FRAGILIZACIÓN POR HIDRÓGENO-CORROSIÓN BAJO TENSIÓN 138
10 RESUMEN FINAL 139
11 BIBLIOGRAFÍA 139

Lección 13.4.1: Análisis de uniones I: Determinación de esfuerzos 141

1 INTRODUCCIÓN 144
2 DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS 145
2.1 Esfuerzos en la unión 145
2.2 Distribución de esfuerzos en la unión 145
2.3 Hipótesis de carga básicas para elementos 146
3 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS 148
3.1 Influencia de las diferencias de rigidez 148
3.2 Centro de rotación libre y centro de rotación forzado 150
4 RESUMEN FINAL 156
5 BIBLIOGRAFÍA 156
6 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 156

Lección 13.4.2: Análisis de uniones: Distribución de fuerzas en grupos de tornillos y soldaduras 157

1 DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS 160
1.1 Conexiones largas 160

1.1.1 Uniones atornilladas largas cargadas en dirección longitudinal[1)] 160
1.1.2 Distribución de la tensión tangencial en cordones de soldadura largos[2)] 162
1.2 Distribución de fuerzas en conjuntos de soldadura 165
1.3 Distribución no lineal de fuerzas en el tornillo 171
1.4 Uniones híbridas 173
2 RESUMEN FINAL 174
3 BIBLIOGRAFÍA 174
4 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 174

Lección 13.4.3: Análisis de uniones: Transferencia de traccción directa o compresión y cortante 175

1 TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS DE TRACCIÓN O COMPRESIÓN AXIALES 178
1.1 Soldaduras a tope 178
1.2 Transferencias de cargas axiales utilizando platabandas 178
1.3 Uniones a chapas de unión 182
2 TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS CORTANTES 186
3 RESUMEN FINAL 192
4 BIBLIOGRAFÍA 192
5 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 192

Lección 13.4.4: Análisis de uniones: Resistencia a momento mediante tracción y compresión combinadas 193

1 INTRODUCCIÓN 196
2 TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS DE TRACCIÓN 197
2.1 Criterios 197
2.2 Agotamiento plástico del ala del pilar 197
2.3 Fluencia/rotura del alma del pilar 204
3 TRANSFERENCIAS DE FUERZAS DE COMPRESIÓN 208
4 TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS CORTANTES (ZONA DE CORTADURA) 210

5 RESUMEN FINAL 212
6 BIBLIOGRAFÍA 212
7 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 212

Lección 13.5: Uniones simples para edificios 213

1 INTRODUCCIÓN 216
2 UNIONES VIGA A VIGA 218
3 UNIONES VIGA A PILAR 220
4 JUNTAS DE SOPORTE 223
5 UNIONES EN ARRIOSTRAMIENTOS 225
6 BASES DE SOPORTE 226
7 UNIONES VIGA A PARED DE HORMIGÓN 228
8 RESUMEN FINAL 230
9 BIBLIOGRAFÍA 231
10 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 231

Lección 13.6: Uniones de momento para pórticos continuos 233

1 INTRODUCCIÓN 236
2 SUMARIO DE LO QUE SIGNIFICA “CONTINUO” 237
3 UNIONES RÍGIDAS Y DE RESISTENCIA PLÁSTICA COMPLETA EN LA PRÁCTICA 239
3.1 Uniones de resistencia plástica completa 239
3.2 Uniones rígidas 239
4 FORMAS DE CONFORMAR LAS UNIONES 241
5 DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA DE LAS UNIONES 243
5.1 Cálculo de la tracción del tornillo 244
5.2 El concepto equivalente de segmentos en T 244
5.3 Filas múltiples de tornillos 245
5.4 Justificación para la distribución plástica de la fuerza de los tornillos 245
6 EL PÓRTICO CON CUBIERTA A DOS AGUAS 247

7 RESUMEN FINAL 248
8 BIBLIOGRAFÍA 248

Lección 13.7: Uniones de rigidez plástica parcial para pórticos semicontinuos 249

1 INTRODUCCIÓN 252
2 DEFINICIONES 253
3 ANÁLISIS GLOBAL PLÁSTICO Y ELÁSTICO 254
4 QUE ES LO QUE HACE QUE UNA UNIÓN SEA ADECUADA 255
5 LA NECESIDAD DE RIGIDEZ 257
6 DISEÑO DE UNIONES ESTÁNDAR 258
7 CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA UNIÓN 261
8 DISEÑO DE UNIONES ECONÓMICO 263
9 PÓRTICOS SIN ARRIOSTRAMIENTO 264
10 RESUMEN FINAL 266
11 BIBLIOGRAFÍA 266

Lección 13.8: Uniones en edificios 267

1 INTRODUCCIÓN 270
1.1 Tipos de uniones de empalme 270
1.2 Cargas en uniones de empalme 271
1.3 Propósito de esta lección 271
2 UNIONES DE EMPALME EN BARRAS TENDIDAS 272
2.1 Uniones de empalme atornilladas con placas 272
2.1.1 Uniones resistentes por cortadura 272
2.1.2 Tornillos resistentes al deslizamiento 274
2.1.3 Empalmes atornillados a tracción 274
2.2 Empalmes soldados 275
2.3 Uniones especiales 275
3 JUNTAS DE EMPALME EN BARRAS COMPRIMIDAS 276
3.1 Uniones de empalme atornilladas con placas 276
3.2 Uniones con tornillos y placas de extremo 276

3.3 Empalmes totalmente soldados 277
3.4 Comentarios adicionales 277
4 UNIONES DE EMPALME EN BARRAS SUJETAS A FLEXIÓN 279
5 UNIONES DE EMPALME EN BARRAS SUJETAS A LA COMBINACIÓN DE FUERZAS AXIALES Y FLEXIÓN 281
6 RESUMEN FINAL 282
7 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 282

ESDEP TOMO 13
DISEÑO DE UNIONES

Lección 13.1.1: Uniones en edificación

OBJETIVOS/CONTENIDO

Identificar cómo se efectúan las uniones estructurales en edificación de acero, ver la importancia que tiene la adecuada elección del tipo de unión tanto en el comportamiento global de la estructura como en el aspecto económico, y presentar los principios básicos del diseño de uniones.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 2.5.1:	Introducción al Diseño de Edificios Industriales
Lección 2.7.1:	Introducción al Diseño de Edificios de Varias Plantas
Lección 4.1.1:	Fabricación General de Estructuras de Acero
Lección 4.5:	Fabricación y Montaje de Edificios

LECCIONES AFINES

Lección 13.1.2:	Introducción al Diseño de Uniones
Lecciones 13.2:	Uniones Soldadas
Lecciones 13.3:	Uniones con Tornillos
Lecciones 13.4:	Análisis de Uniones
Lección 13.5:	Uniones Simples para Edificación
Lección 13.6:	Uniones de Momento para Pórticos Continuos
Lección 13.7:	Uniones de Rigidez Plástica Parcial para Pórticos Semicontinuos
Lección 13.8:	Uniones en Edificios
Lecciones 15:	Estructuras Tubulares

RESUMEN

Se establece la necesidad de varios tipos de uniones estructurales en edificación de acero y se identifican sus características básicas. Se discuten las distintas formas de efectuar las uniones en el contexto de transferencia de fuerzas locales entre componentes, asegurando la consistencia del comportamiento estructural global y los aspectos prácticos de construcción y montaje. Se establecen así los principios básicos del diseño de uniones.

1. INTRODUCCIÓN

Los edificación de estructura metálica están constituidos por diferentes tipos de elementos, y cada uno de estos elementos debe estar convenientemente unido a las piezas vecinas de la estructura. Esto implica la utilización de distintos tipos de uniones. Los principales tipos son:

i) Los que se producen cuando tiene lugar un cambio de dirección, por ejemplo en las uniones viga-pilar, viga-viga y uniones entre barras en las cerchas.

ii) Los que se requieren para asegurar tamaños manejables de la estructura de acero a efectos de transporte y montaje; los pilares, por ejemplo, se suelen empalmar cada dos o tres pisos.

iii) Los que se producen cuando tiene lugar un cambio de componente, lo que incluye la unión de la estructura de acero a otras piezas del edificio, como pueden ser bases del pilar, uniones a núcleos de hormigón y uniones con paredes, forjados y cubiertas.

La figura 1 muestra ejemplos de uniones en el contexto de un pórtico de varias plantas.

Las uniones son partes importantes de cualquier estructura metálica. Las propiedades mecánicas de las uniones influyen mucho en la resistencia, rigidez y estabilidad de la estructura en conjunto.

El número de uniones y su complejidad tienen una influencia decisiva en el tiempo necesario para el análisis estático y el trazado de planos.

La fabricación de uniones, o sea, el corte, taladrado y soldadura de barras, cartelas, casquillos y rigidizadores representa gran parte del trabajo del taller. La facilidad con que puedan efectuarse las uniones en la obra es un factor clave en el montaje.

Por ello, la selección, el proyecto y el detalle de las uniones de la estructura de un edificio tienen una influencia muy significativa en los costes de la misma.

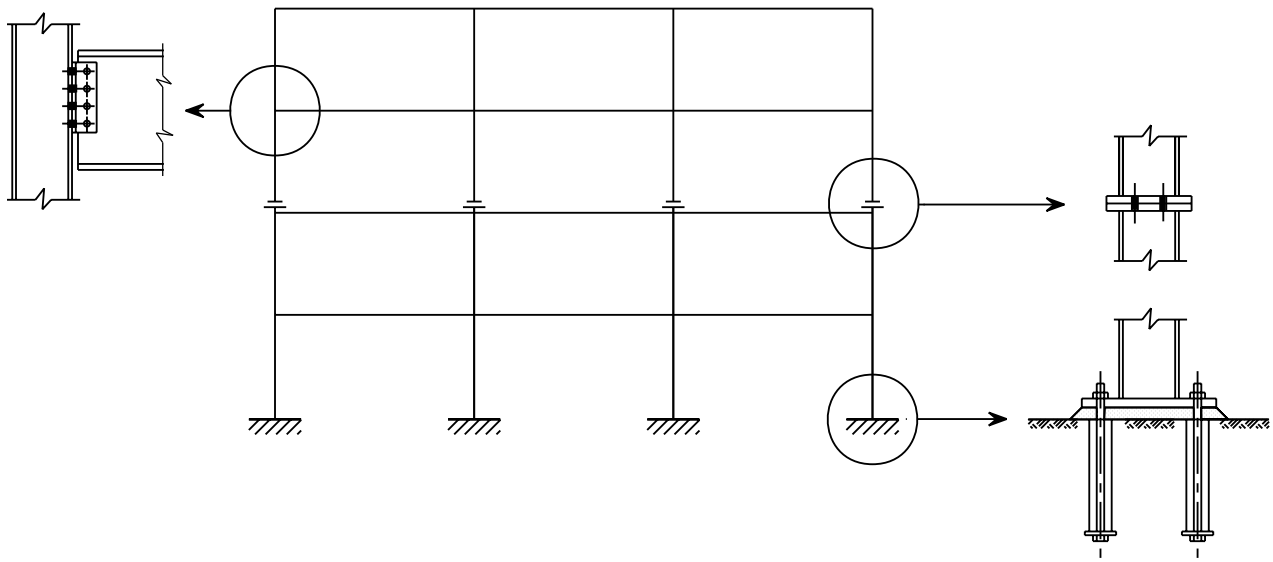


Figura 1 Uniones en un pórtico de varias plantas

2. COMPONENTES DE LAS UNIONES

Las uniones de las estructuras metálicas suelen efectuarse mediante soldaduras y/o tornillos.

Soldaduras

Aunque pueden efectuarse distintos tipos de soldaduras, normalmente se prefiere la soldadura en ángulo como la ilustrada en la figura 2a a la soldadura a tope que se muestra en la figura 2b, porque sólo requiere una sencilla preparación de las piezas a soldar y porque, generalmente, puede llevarse a cabo con instalaciones relativamente sencillas y no requiere habilidades especiales por parte del soldador.

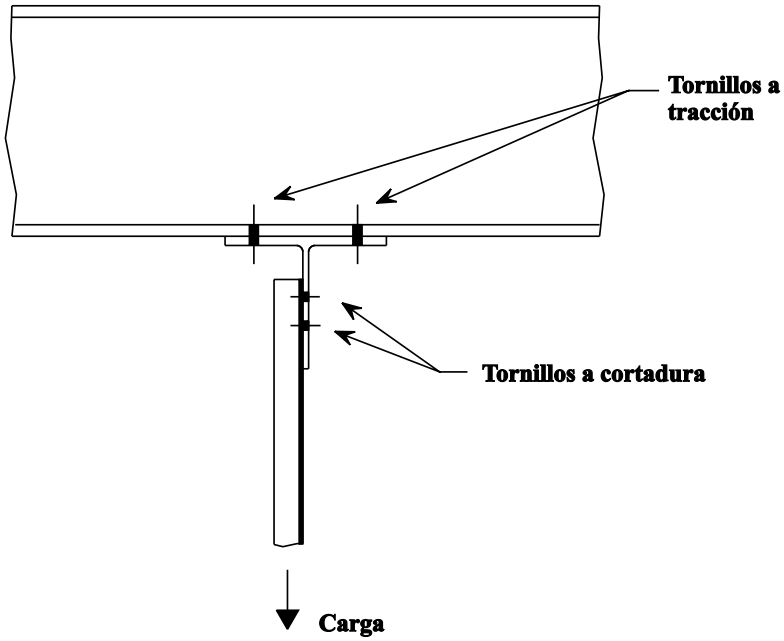
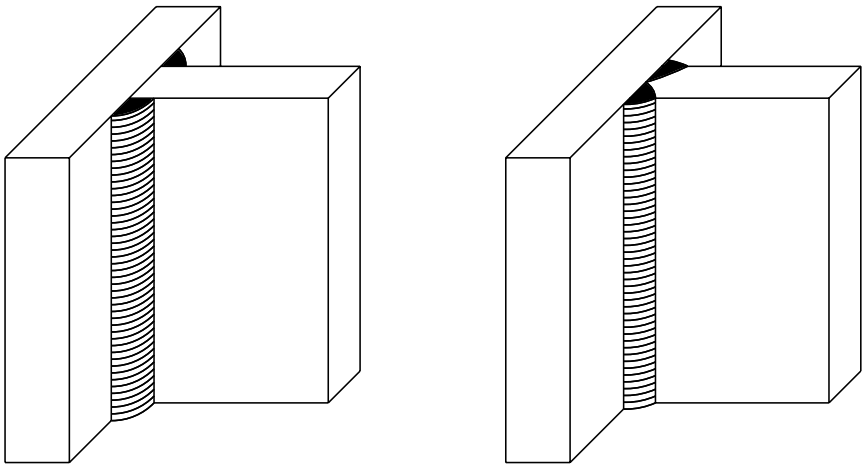


Figura 3 Tornillos solicitados a tracción y cortadura

Aunque la soldadura puede efectuarse en la misma obra, esta opción tiende a resultar cara por las siguientes razones:

- Hay que contar con plataformas de montaje a las que pueda accederse de forma segura
- Hay que proteger las soldaduras de las inclemencias del tiempo, lo que puede retrasar el trabajo.
- Hay que hacer llegar la corriente al lugar de trabajo
- Se requieren casquillos y pernos de montaje para juntar las barras
- Los costes de inspección
- Un tiempo de montaje más largo significa que el cliente tarda más en tener el edificio



NOTA: obsérvese la preparación y los detalles de la unión en T

Figura 2 Diferentes tipos de soldadura para uniones en T

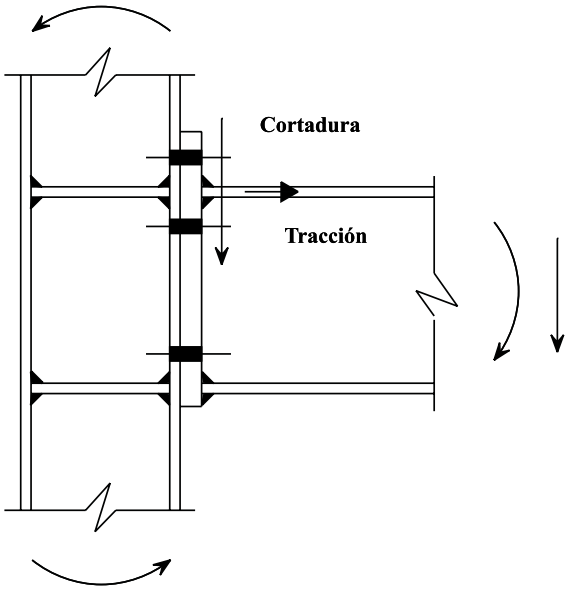


Figura 4 Tornillos solicitados a tracción y cortadura combinadas

Por todo ello, las uniones en obra suelen efectuarse mediante tornillos.

Tornillos

Según el perfil de la unión y la situación de los tornillos, están sujetos a tracción, a cortadura o a una combinación de ambas, tal como se ilustra en las figuras 3 y 4.

Para resolver un cierto desajuste entre las distancias de los taladros y los diámetros de los tornillos, los agujeros se taladran normalmente con un diámetro 2 mm más grande que el del tornillo. Cuando no pueden permitirse los desplazamientos debidos a estas tolerancias, los tornillos pueden pretensarse para evitar el deslizamiento. En las estructuras solicitadas estáticamente, como son los edificación, deberían evitarse los tornillos pretensados. El tratamiento especial que hay que dar a las superficies de contacto parar obtener un valor del coeficiente de rozamiento adecuado y fiable y los métodos de apriete son caros.

Otros elementos

Además de tornillos y soldaduras, suelen ser necesarias otras piezas para la transferencia de fuerzas, como, por ejemplo, cartelas y casquillos. La figura 5 muestra algunos ejemplos en uniones viga-pilar.

Las uniones pueden presentar zonas críticas. En la unión viga-pilar de la figura 6 estas zonas pueden ser el ala del pilar y el alma del mismo. La transmisión en el pilar de fuerzas concentradas puede ser causa de fluencia y abolladura locales. Estos modos de agotamiento pueden ser decisivos para la capacidad de una unión. Por ejemplo, la capacidad de la unión que muestra la figura 6 es menor que el momento plástico de la viga.

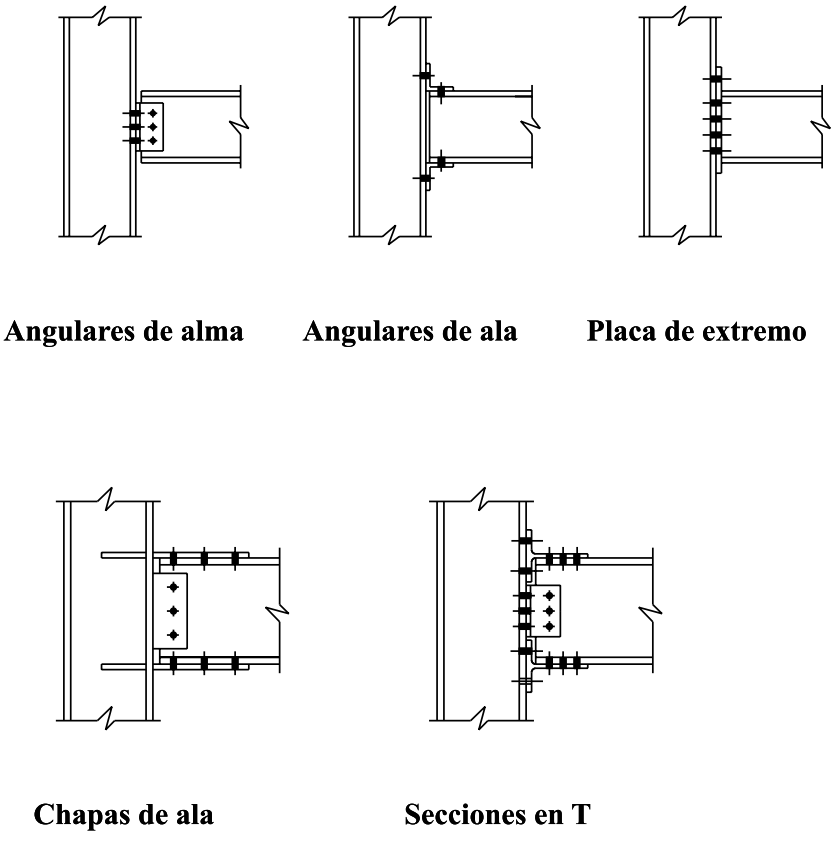


Figura 5 Elementos de uniones atornilladas

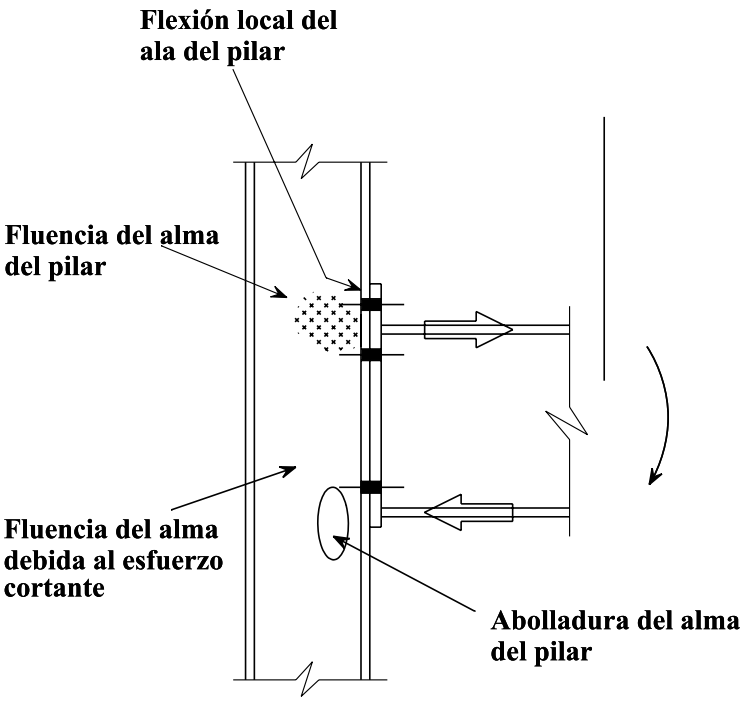


Figura 6 Modos de agotamiento en una unión viga-pilar no reforzada

Si es necesario, la capacidad puede aumentarse reforzando adecuadamente las áreas críticas de las uniones, tal como se muestra en la figura 7.

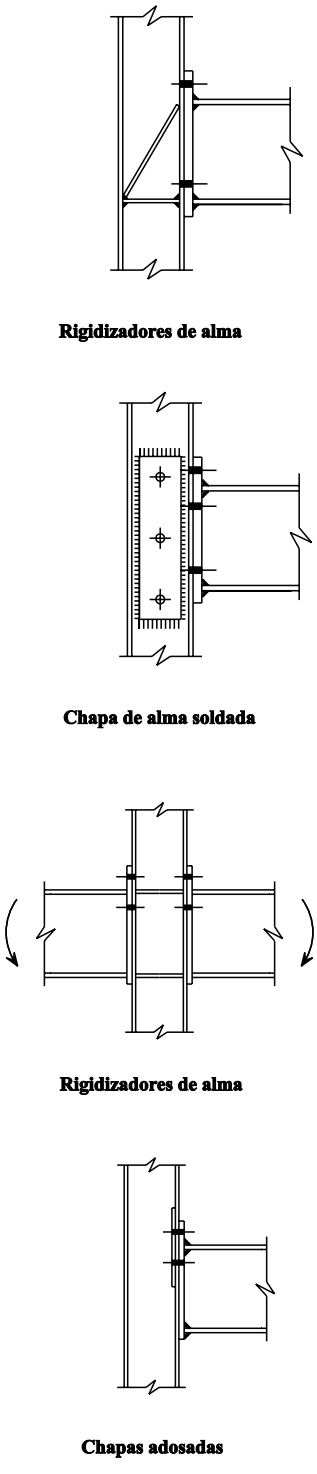


Figura 7 Posibilidades de refuerzo de uniones viga-pilar en zonas potencialmente débiles

3. TIPOS DE UNIONES

En edificación proyectados para resistir cargas estáticas, incluyendo las solicitaciones del viento, normalmente bastará con proyectar uniones que resistan fuerzas que actúan primariamente en sólo una dirección. Sin embargo, en zonas con riesgo sísmico pueden tener lugar inversiones de carga. Estas inversiones de carga requerirán normalmente un enfoque distinto del proyecto de estructuras que resistan la carga, lo que se traduce en distintas formas de unión.

En edificación de varias plantas, las uniones entre los elementos de la estructura pueden clasificarse como:

- Uniones viga a viga.
- Uniones viga a pilar.
- Empalme de pilares.
- Bases de pilar.
- Uniones a los arriostramientos.

Naturalmente, esta lista no incluye las uniones entre el pórtico principal y otros elementos de la estructura, como, por ejemplo, vigas a forjado, los anclajes de los cerramientos, etc. A pesar de las distintas configuraciones geométricas y los requisitos estructurales característicos de cada uno de los cinco tipos presentados, existen ciertos requisitos funcionales generales que siempre deben tenerse en cuenta:

- Las uniones deben ser lo suficientemente resistentes como para transmitir las cargas previstas. Para conseguirlo, deben realizarse de forma que transmitan los esfuerzos de una barra a otra a lo largo de trayectorias de carga uniformes para evitar concentraciones importantes de tensión.
- Deben tener el grado de rigidez previsto.
- Los elementos de la unión (chapas o casquillos) deben colocarse de forma tal que, en lo posible, se posicionen automáticamente, sean accesibles para la reparación (tanto en el taller como en la obra) y proporcionen un buen ajuste.

Es decir, que el proyecto de cualquier unión en la estructura metálica debe satisfacer simultáneamente los requisitos de idoneidad estructural, comportamiento adecuado y practicidad desde el punto de vista técnico. Lógicamente, a menudo serán posibles soluciones distintas que satisfacen en grado distinto cada una de estas necesidades. Se requiere cierto sentido común y experiencia para decidir la importancia relativa de los distintos criterios de proyecto y cuál es el requisito que tiene mayor importancia en una situación concreta. Obviamente, el proyectista no es totalmente libre a la hora de elegir, porque siempre debe asegurar que la unión pueda transmitir el nivel de carga requerido. Su elección influye en la solución concreta hasta el punto que una unión más simple puede proporcionar suficiente resistencia.

En este aspecto, también el taller influirá en el diseño. Deben tenerse en cuenta su capacidad e instalaciones a la hora de detallar las uniones. Por lo tanto, a la hora de trabajar los detalles, debe consultarse con el taller.

Hay que tener un cuidado especial con las uniones en las que intervengan elementos tubulares, porque puede que las instalaciones utilizadas para perfiles abiertos no se adapten. El factor más importante es, naturalmente, la limitación de acceso, que hace que no puedan utilizarse tornillos con tuercas en el interior del tubo. En los casos en que las uniones puedan efectuarse sólo con soldadura, como por ejemplo la fabricación de cerchas en el taller, la solución es clara. Sin embargo, hay que prestar especial atención a las uniones en la obra, en particular si deben preservarse los contornos limpios que a menudo son un factor importante a la hora de seleccionar la configuración tubular. En los capítulos de la lección 15 puede encontrarse más información al respecto.

Para proporcionar una visión global de la gran variedad de diseños posibles, las figuras 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14 y 15 presentan ejemplos de los tipos de unión mencionados.

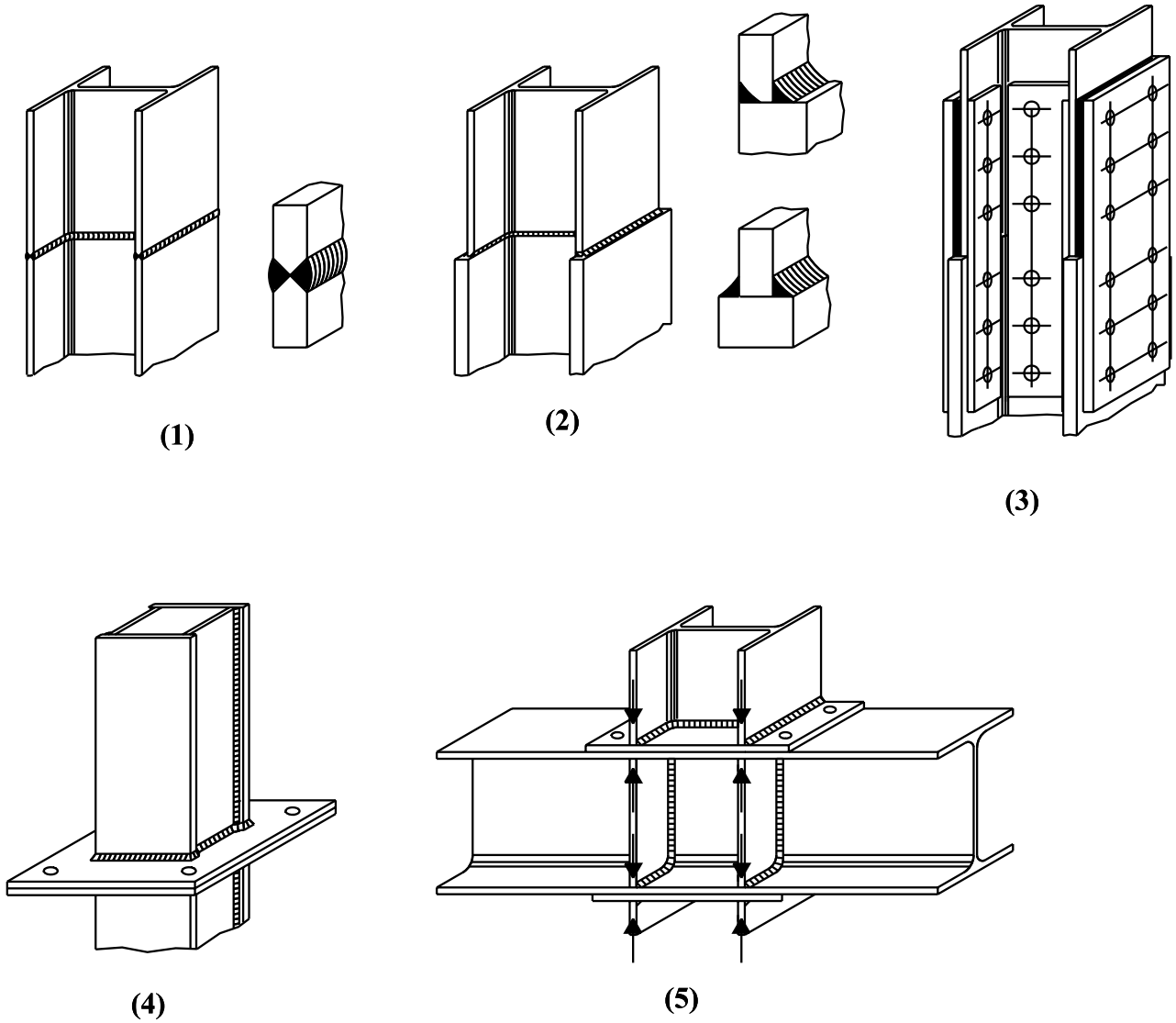


Figura 8 Empalmes de pilares

3.1 Empalmes de Pilares (figura 8)

8.1 y 8.2: Son uniones soldadas. En los casos en que las chapas tengan espesores distintos, pueden efectuarse soldaduras en ángulo, más baratas. Hay que recordar aquí que quizás la soldadura no sea el medio de unión más adecuado para las uniones de obra.

8.3: Unión atornillada. Puede suponerse que las fuerzas verticales se transmiten bien por apoyo directo, bien a través de las platabandas. Las platabandas sirven también para transmitir los momentos flectores y los esfuerzos cortantes. Cuando existen espesores distintos de alas/almas, se requieren forros.

8.4: Un empalme utilizado con frecuencia. Puede que las chapas no sean perfectamente planas, debido a la soldadura en el taller. Normalmente no hace falta ningún mecanizado posterior para aplanar estas chapas.

8.5: Algunas veces es más fácil hacer que la viga sea continua. Para transmitir las cargas y por razones de estabilidad, hay que rigidizar la viga entre las alas del pilar.

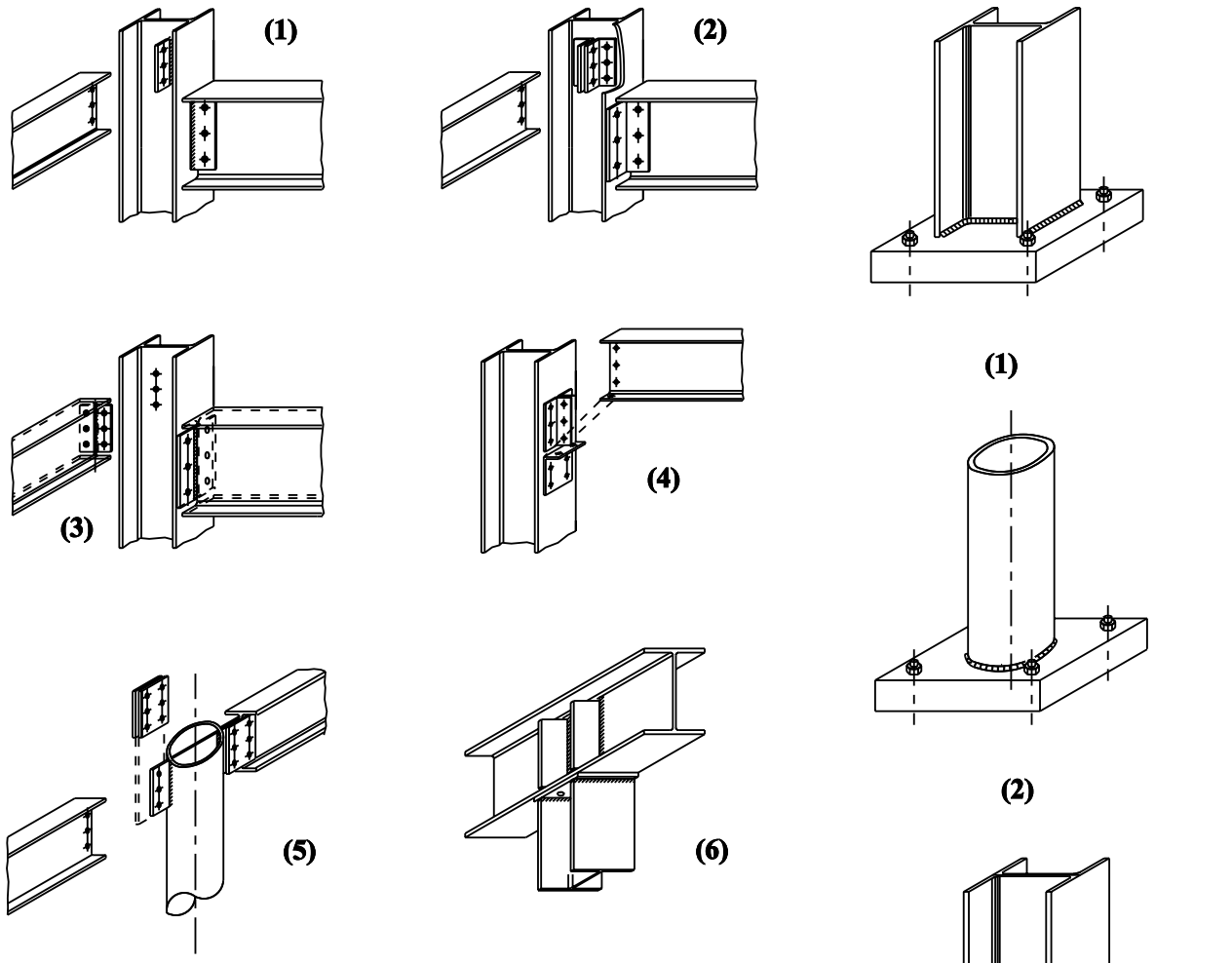


Figura 10 Uniones viga-pilar simples

3.2 Bases de Pilar (figura 9)

9.1 y 9.2: Las placas de asiento gruesas no necesitan rigidización. Normalmente es la solución más barata.

9.3: Placas de asiento más delgadas con rigidizadores, como se utilizaban en diseños antiguos.

3.3 Uniones Simples Viga-Pilar (figura 10)

10.1: Unión con pletinas soldadas al pilar. La viga se une por un lado.

Figura 9 Bases de pilares

10.2: Unión atornillada con casquillos de alma. Como alternativa, los casquillos pueden soldarse.

10.3: Unión con chapas de testa flexibles soldadas a la viga.

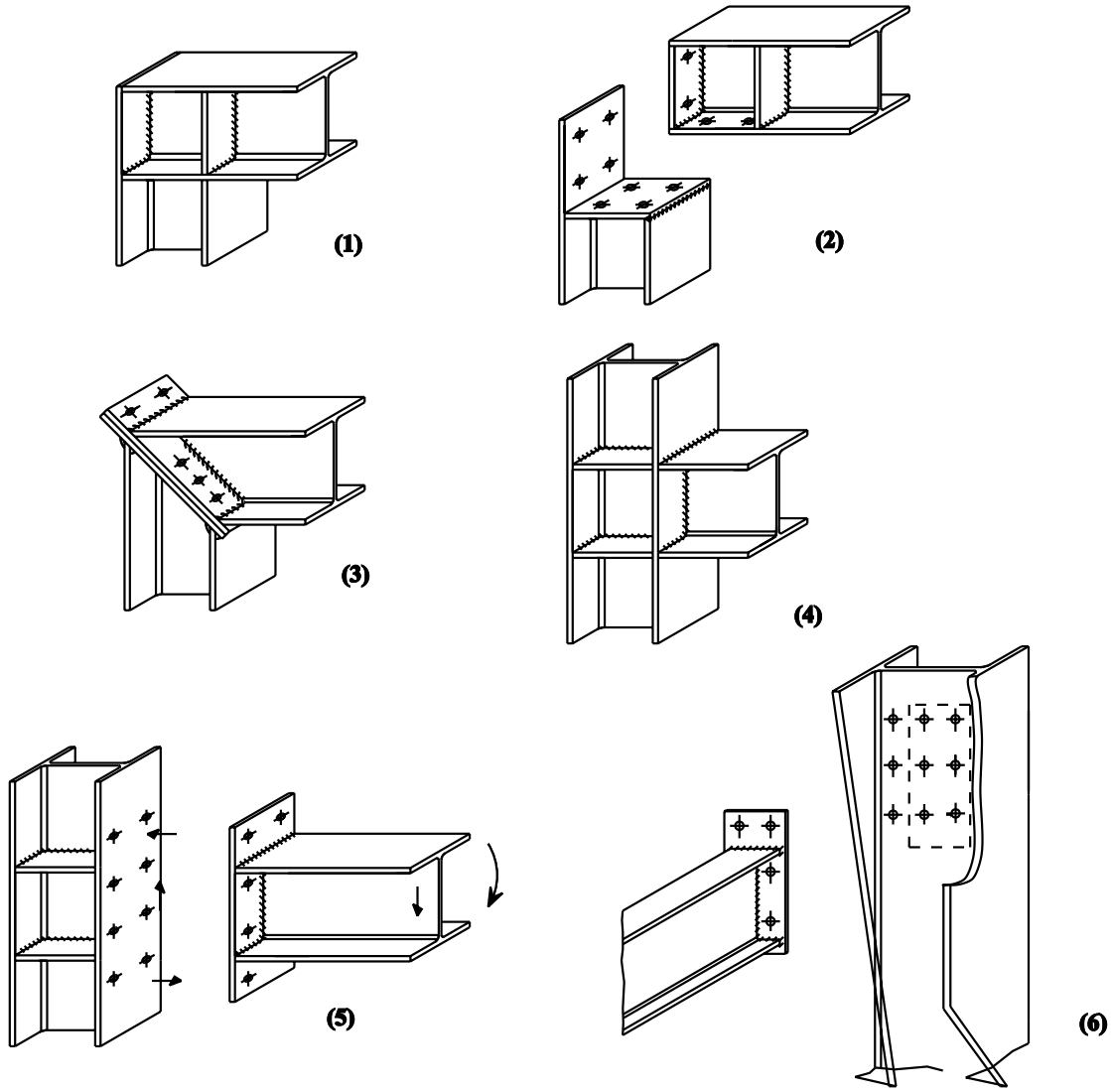


Figura 11 Uniones viga-pilar rígidas

10.4: Unión atornillada con casquillos de asiento. El casquillo horizontal aumenta la capacidad.

10.5: En un tubo de paredes gruesas, las chapas pueden soldarse directamente a la pared sin manguito en el tubo para tener una chapa continua. Para más detalles referentes a los tubos, véanse los capítulos de la lección 15.

10.6: La rigidez depende en gran manera del espesor de la placa del extremo del pilar y del espesor del ala de la viga. En muchos casos puede prescindirse de las chapas de rigidización.

3.4 Uniones Rígidas Viga-Pilar (figura 11)

11.1: Unión totalmente soldada.

11.2: Unión atornillada.

11.3: Unión con chapa de testa.

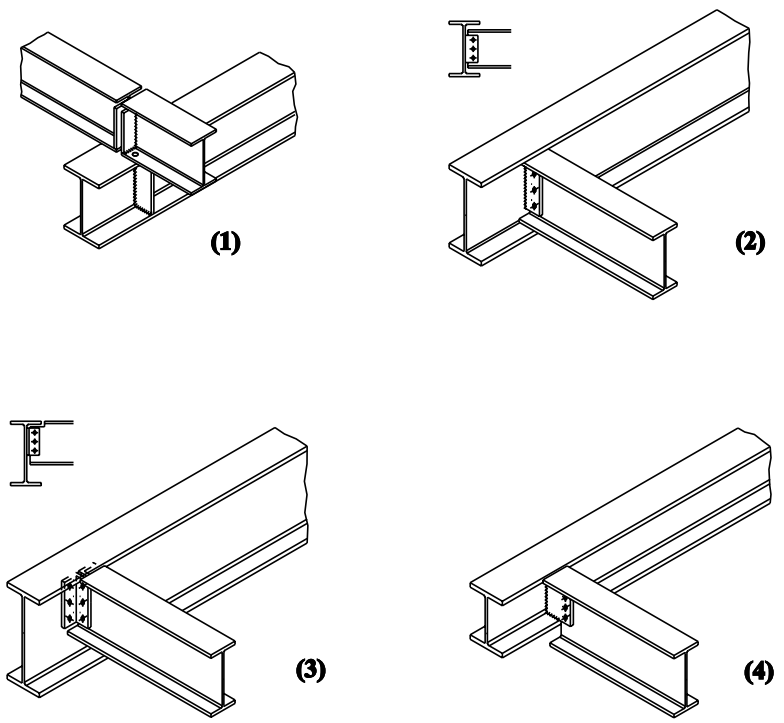


Figura 12 Uniones viga-pilar simples

11.4: Uniones en T soldadas.

11.5: Uniones en T atornilladas.

11.6: Uniones con chapa de testa. Se supone que otra viga está unida al otro lado del alma.

3.5 Uniones Simples Viga-Viga (figura 12)

12.1: Según cuál sea la geometría y las fuerzas aplicadas, puede que los rigidizadores no hagan falta. Esta unión presenta la ventaja de ser de fabricación barata pero el inconveniente de que la altura total de la construcción es superior a la de los otros diseños de la figura 12.

12.2: En esta unión no hace falta efectuar un recorte, como sucede en la unión 12.3. Ello hace que también sea un diseño de fabricación barata.

12.3: Las alas superiores tienen la misma altura. El recorte hace que este diseño sea más caro que el de 12.2.

12.4: La viga a conectar es más alta que la viga principal. Este diseño es de fabricación ciertamente barata. La rótula se colocará donde la chapa se suelda con el alma.

3.6 Unión Rígida Viga-Viga (figura 13)

13.1: Este diseño es comparable al de la figura 12.1. Naturalmente, siempre que sea posible debe prescindirse de los rigidizadores.

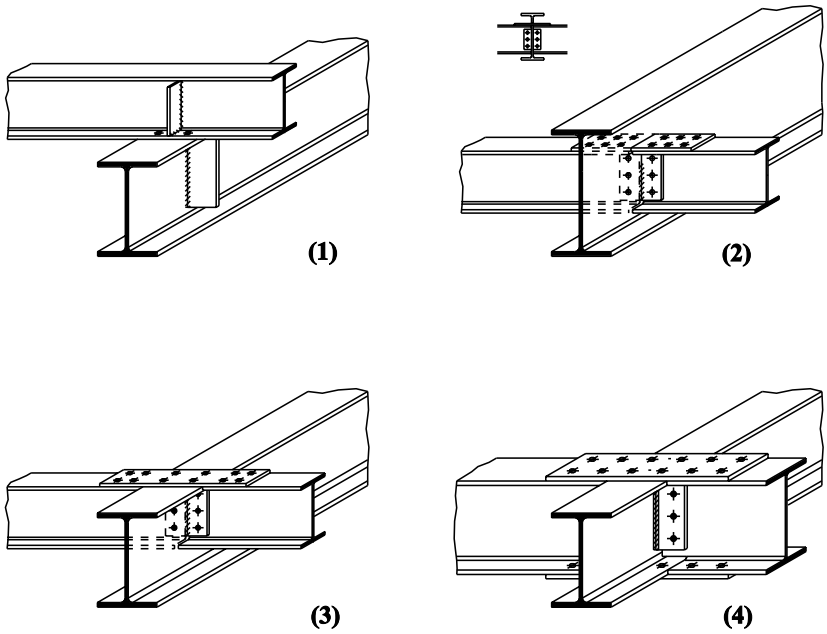


Figura 13 Uniones viga-pilar rígidas

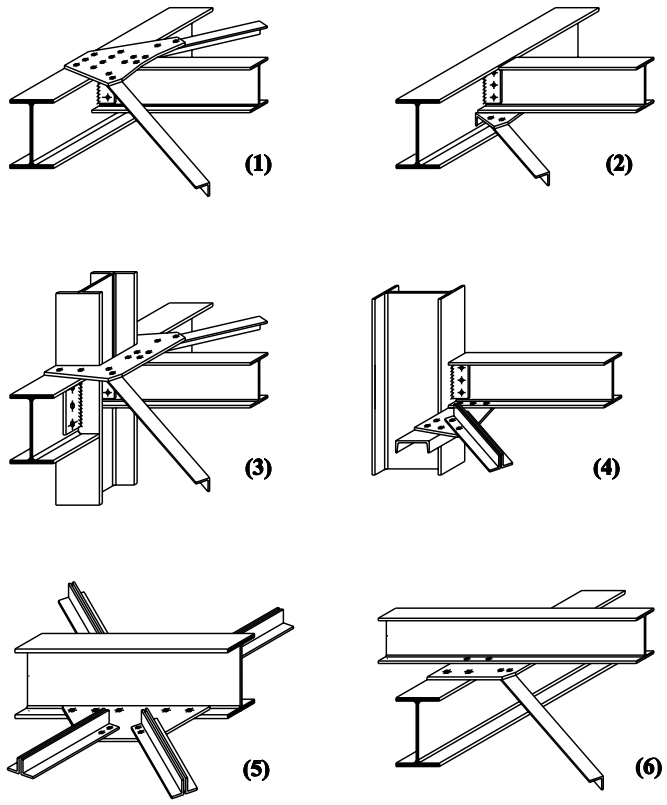


Figura 14 Uniones de arriostramiento horizontal

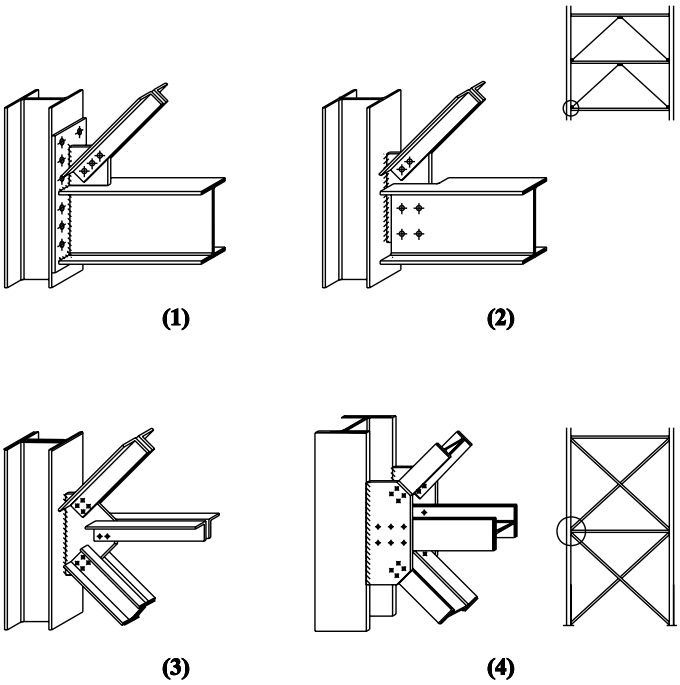


Figura 15 Uniones de arriostramiento vertical

13.2: Los esfuerzos de tracción en el ala superior se transmiten por la platabanda que atraviesa el alma de la jácena principal a través de una escotadura. En el ala inferior, puede que se requieran forros para transmitir la compresión.

13.3: En este diseño se necesita también un recorte de la viga, como en la 12.3.

13.4: Ambas vigas presentan la misma altura.

3.7 Uniones Horizontales de Arriostramiento (figura 14)

14.1, 14.2, 14.3: Las platabandas sobre el ala superior pueden representar un problema cuando se utilizan forjados o cerramientos de chapa.

14.4, 14.5, 14.6: El perfil en U de la figura 14.4 constituye el cordón de las celosías horizontales.

3.8 Uniones Verticales de Arriostramiento (figura 15)

15.1, 15.2, 15.3, 15.4: Diversas posibilidades para las uniones de Arriostramiento.

4. CONDICIONANTES ECONÓMICOS

Como se ha visto, deben cumplirse muchos requisitos a la hora de diseñar uniones. En otros capítulos de la lección 13 se examinan los relacionados con el comportamiento estructural. Trataremos ahora los básicos relacionados con los costes.

Los costes de una estructura de acero pueden dividirse en costes de material y de mano de obra, de la forma siguiente:

• Material		20 - 40%
• Cálculos	}	
• Dibujo	}	
• Fabricación	}	60 - 80%
• Pintura	}	
• Montaje	}	

A partir de esta división de costes se llega a la conclusión de que cualquier ahorro en los costes de mano de obra tiene potencialmente una mayor influencia en los costes globales de la estructura de acero que el ahorro en material.

Un factor importante es la relación entre coste por kg de acero y coste por hombre y hora.

Durante las últimas décadas el precio del acero ha aumentado considerablemente menos que el precio de la mano de obra. Esta tendencia, junto con los desarrollos en la tecnología de fabricación, significa que los proyectos estructurales que eran óptimos hace 10 años puede que actualmente no sean competitivos.

Gran parte de los costes de mano de obra presenta una relación directa con el cálculo y fabricación de las uniones. A menudo es mejor ahorrar mano de obra aunque haya que poner más material. Este hecho puede ilustrarse con ejemplos sencillos. Para estimar los costes, se parte de los siguientes supuestos:

- el precio de 1 cm^3 de soldadura equivalen a 0,7 kg de acero.
- el precio de fabricación de las cartelas es igual al precio de soldadura.
- el precio por taladro equivalen a 2 kg de acero.

La figura 16 presenta una viga laminada en un pórtico arriostrado. La base es un diseño con uniones sencillas para transmitir únicamente el esfuerzo cortante. Cuando se sustituyen las “rótulas” por uniones rígidas como en [B] y [C], puede seleccionarse para la viga laminada un IPE 140 en vez de un IPE 180. Sin embargo, y debido a los mayores costes de las uniones, las alternativas [B] y [C] son más caras, especialmente la [B]. La diferencia con [C], que utiliza chapas de refuerzo del ala de los pilares, no es tan grande. Cuando se efectúa lo mismo para una viga con una luz mayor, por ejemplo 10 m, se ve que la alternativa C es la más barata.

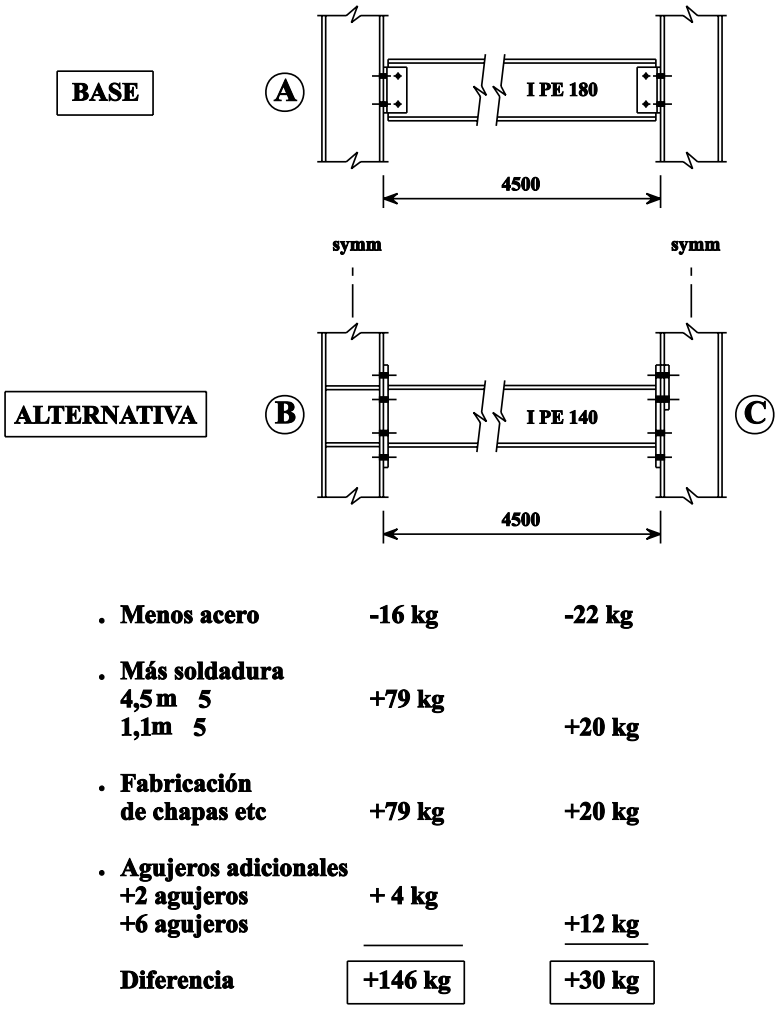
El balance entre la capacidad de la unión y de la viga se presenta con más detalle en la lección 13.7 sobre diseño semirígido.

Otro ejemplo serían las placas de asiento presentadas en la figura 9. Puede demostrarse fácilmente que la placa de asiento gruesa sin rigidizadores es la solución más barata en casi todos los casos.

Para el ejemplo con las uniones viga-pilar, debe mencionarse que la alternativa A no presenta soldaduras. Esto puede significar que la circulación del material en el taller es más sencilla, porque no hay que efectuar ninguna parada en el área de soldadura.

Otros aspectos que contribuyen a la economía de un proyecto son:

- Limitar tanto como se pueda el número de diámetros, longitudes y grados de los tornillos. Utilizar, por ejemplo, tornillos estándar M20 de grado 8.8 (resistencia a la rotura 800 N/mm^2 y resistencia de prueba 640 N/mm^2) (véase también la lección 13.3)



. Menos acero	-16 kg	-22 kg
. Más soldadura		
4,5 m 5	+79 kg	
1,1m 5		+20 kg
. Fabricación de chapas etc	+79 kg	+20 kg
. Agujeros adicionales		
+2 agujeros	+ 4 kg	
+6 agujeros		+12 kg
Diferencia	+146 kg	+30 kg

Figura 16 Diseño alternativo de una viga en pórtico arriostrado

- Asegurar un buen acceso para que sea fácil efectuar las soldaduras
- Reducir al mínimo las situaciones que requieran ajustes precisos
- Conseguir la normalización de los detalles
- Proveer fácil acceso para el atornillado en la obra
- Proveer medios para soportar rápidamente el peso propio de la pieza, y poder así liberar la grúa rápidamente
- Conseguir un fácil ajuste por alineación
- Tomar en consideración el mantenimiento, cuando sea necesario

Para mayor información sobre estos aspectos, consúltense las lecciones del grupo 3 sobre trabajos de taller y las lecciones del grupo 5 sobre corrosión.

5. RESUMEN FINAL

- Se requieren uniones cuando tiene lugar un cambio de componente, cambios en la dirección los pórticos y para asegurar tamaños manejables de elementos.
- Las uniones deben satisfacer las condiciones relativas al comportamiento estructural. Deben ser lo suficientemente fuertes para transmitir las cargas de cálculo y, al mismo tiempo, tener el grado previsto de rigidez.
- El proyecto de las uniones tiene una gran influencia en los costes de las estructuras reales.
- En las uniones se utilizan dos métodos de unión: soldaduras y tornillos.
- Normalmente se utiliza la soldadura en taller y los tornillos en obra.
- Cuando se detallan las uniones deben tenerse en cuenta los detalles prácticos de la fabricación en taller y la secuencia y método de montaje.

6. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Boston, R.M. and Pask, J.W. `Structural Fasteners and their Applications', BCSA 1978. Incorpora dibujos de todo tipo de tornillos y fotografías de métodos de fijación, además de ejemplos de diseño de uniones.

2. Interfaces: Connections between Steel and other Materials, Ove Arup and Partners. Editado por R. G. Ogden, 1994.

3. Hogan, T.J. and Firkins, A., `Standardized structural connections', Australian Institute of Steel Construction, 1981, 3rd Ed, 1985. Presenta ejemplos de diseño y tablas de capacidad para los principales tipos de unión.

4. Blodgett, O.W., `Design of welded structures', James F. Lincoln Arc Welding Foundation, Cleveland, Ohio, USA, 1972. Manual de referencia informativo y bien ilustrado que cubre todos los aspectos del diseño y construcción con soldaduras.

5. Ballio, G. and Mazzolani, F.M., `Theory and design of steel structures', Chapman and Hall, London, 1983. Texto exhaustivo sobre la teoría y el diseño de estructuras de acero. Trata las uniones de forma extensa. Presenta particular interés un tratado detallado de las cargas combinadas en soldaduras en ángulo.

6. Draft for Development DD ENV 1993-1-1: 1992 Eurocódigo 3: Design of Steel Structures, Part 1, General Rules and Rules for Buildings. El capítulo 6 presenta las reglas para el diseño de los elementos individuales de las uniones, como por ejemplo tornillos, soldaduras, distancias al borde del taladro, etc. El apéndice J trata en mayor detalle el diseño de uniones viga-pilar atornilladas y soldadas.

7. Essentials of Eurocode 3, Design Manual for Structures in Buildings, ECCS Publication 65, 1991.

8. Bijlaard, F.S.K. et al, Structural Properties of Semi-Rigid Joints in Steel Frames, IABSE Publications, 1989. Explica cómo se produce la flexibilidad en las uniones viga-pilar y presenta métodos para asegurar la rigidez y las propiedades de resistencia.

9. Joints in simple construction, Volume 1: Design methods, SCI/BCSA Publication 205, 2nd Ed, 1993. Proporciona modelos de diseño y algunos antecedentes para los tipos más frecuentes de: vigas a pilars, vigas a vigas, empalmes de pilares y bases de pilares.

10. Joints in simple construction, Volume 2: Practical Applications, SCI/BCSA Pub 206, 1st Ed, 1992. Profundiza en los aspectos más prácticos del cálculo de uniones: proporciona tablas para facilitar el cálculo de uniones en una "búsqueda rápida".

11. Owens, G. W. and Cheal, B. D., Structural Steelwork Connections, 1st Ed, 1989. Cubre de forma extensa muchos aspectos del comportamiento y diseño de las uniones.

ESDEP TOMO 13
DISEÑO DE UNIONES

Lección 13.1.2: Introducción al diseño de uniones

OBJETIVOS/CONTENIDO:

Introducir el cálculo de proyecto, con especial énfasis en la mecánica de la transmisión de carga en los varios tipos de unión.

CONOCIMIENTOS PREVIOS:

Una comprensión básica de la mecánica aplicada y las teorías de la elasticidad y la plasticidad.

Lección 3.3:	Propiedades Mecánicas de los Aceros
Lección 3.4:	Calidades y Tipos de Acero
Lección 13.1.1:	Uniones en Edificación

LECCIONES AFINES:

Lecciones 13.2:	Uniones Soldadas
Lecciones 13.3:	Uniones Atornilladas
Lecciones 13.4:	Cálculo de Uniones
Lección 13.5:	Uniones Simples para Edificación
Lección 13.6:	Uniones de Rígidas para Pórticos Continuos
Lección 13.7:	Uniones de Rigidez Plástica Parcial para Pórticos Semicontinuos
Lección 13.8:	Uniones en Edificios
Lecciones 15:	Estructuras Tubulares

RESUMEN:

Se describen los principales componentes de las uniones soldadas y atornilladas. Se presenta el concepto de transmisión de cargas del elemento soportado al de soporte y se identifican los distintos componentes de la carga. Se establecen, en términos generales, los pasos necesarios para trazar el recorrido de la carga, determinando las condiciones de resistencia y comprobando la capacidad de los componentes, todo ello como introducción a las lecciones 13.2, 13.3 y 13.4, donde se tratan estos temas con más detalle.

1. INTRODUCCIÓN

En la lección 13.1.1 se han explicado las razones por las que hay que efectuar uniones en todas las construcciones de acero. También se presentaron las principales condiciones estructurales y económicas. Esta lección 13.1.2 describe más detalladamente las condiciones estructurales (resistencia, rigidez y ductilidad). Se introduce la clasificación de las uniones según el Eurocódigo 3[1]. Esta clasificación se basa en la rigidez y la resistencia de las uniones viga a pilar.

La libertad del proyectista a la hora de escoger el tipo de unión, y a la hora de elegir los detalles para cada tipo, conduce a una gran variedad de uniones. Ver, por ejemplo, las figuras de la lección 13.1.1. En el apartado 4 se presenta el cálculo de las propiedades estructurales de las uniones y se identifican varias trayectorias de carga.

2. REQUISITOS PARA EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

Las propiedades relevantes del acero son su resistencia, su rigidez y su ductilidad o capacidad de deformación. Estas propiedades pueden demostrarse en un ensayo de tracción (véase la figura 1). Una estructura de acero bien diseñada debería tener las mismas buenas propiedades.

Los requisitos básicos para las uniones de los elementos estructurales están relacionados con la resistencia, la rigidez y la capacidad de deformación.

La figura 2 define la resistencia, rigidez y capacidad de deformación de una unión viga a pilar diseñada para transferir un momento de la viga al pilar.

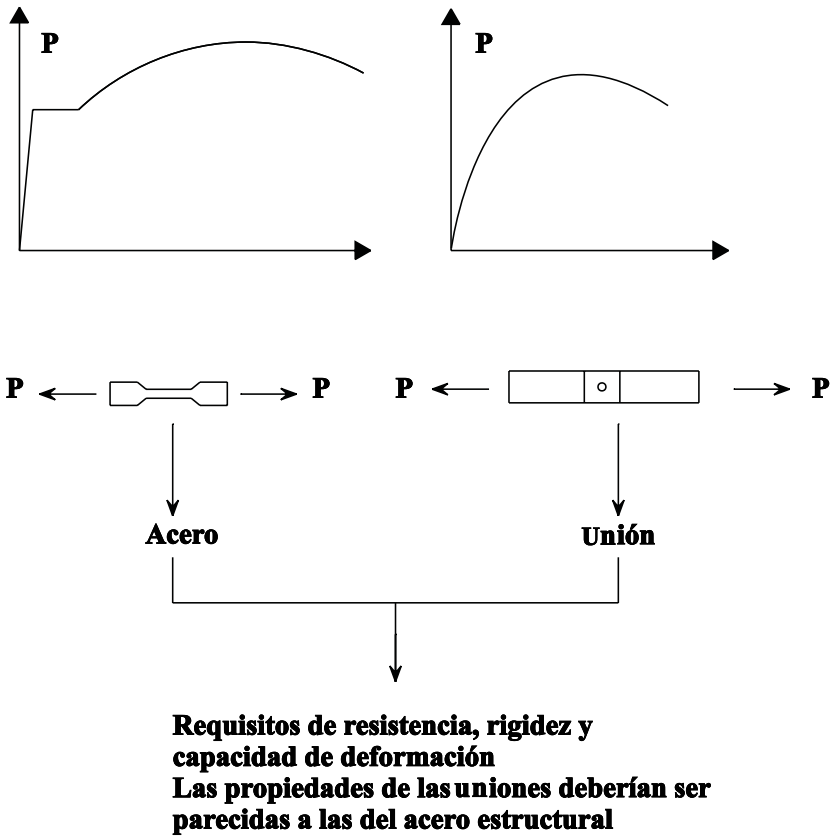


Figura 1 Resistencia, rigidez y capacidad de deformación del acero y de las uniones

La capacidad de rotación es una medida de la deformación que puede obtenerse antes de que el agotamiento en cualquier lugar de la unión origine una caída en la resistencia al momento.

La resistencia, rigidez y capacidad de deformación de las uniones se discuten con más detalle más adelante:

Resistencia

Debe efectuarse un cálculo para determinar los esfuerzos de la unión. Este incluye la definición de las cargas y la modelización de la estructura (véase la figura 3). La rigidez de las uniones es un elemento importante en la modelización de la estructura. Puede partirse del supuesto de que las uniones son rígidas, articuladas o con una rigidez intermedia entre estas dos. La capacidad de deformación de los elementos (vigas y pilares) y de las uniones juega un importante papel en la distribución última de las fuerzas en la estructura.

Todas los elementos de la estructura deben diseñarse para resistir las fuerzas calculadas y tener una capacidad de deformación coherente con las hipótesis efectuadas en el análisis global.

Rigidez

La rigidez de la unión afecta el nivel de carga para el que debe calcularse. Una unión con baja rigidez rotacional no atrae grandes momentos flectores y por lo tanto puede considerarse, en la modelización de la estructura como una unión articulada.

Naturalmente, la rigidez de las uniones afecta las flechas de las vigas. Particularmente cuando se trata de pórticos no

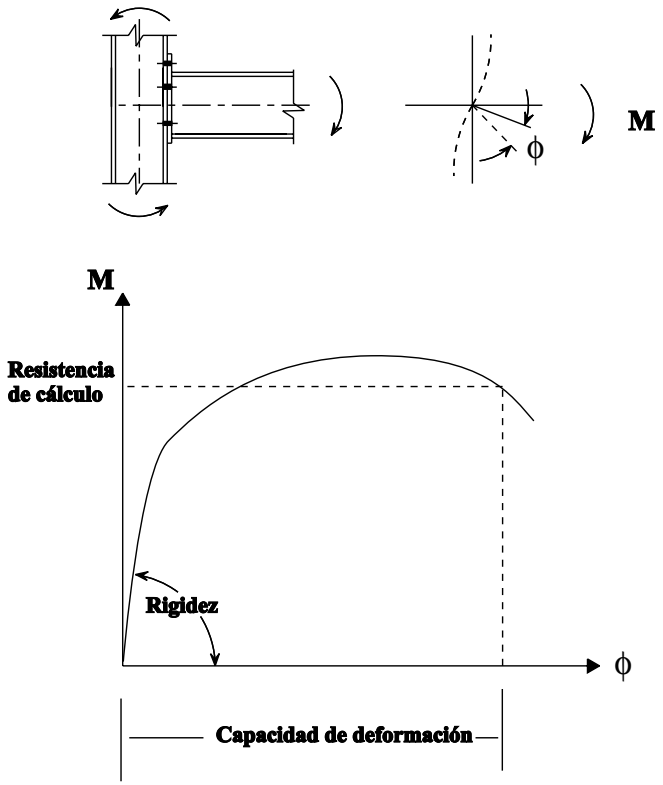


Figura 2 Diagrama de momento-rotación de una unión viga-pilar (curva M-ϕ)

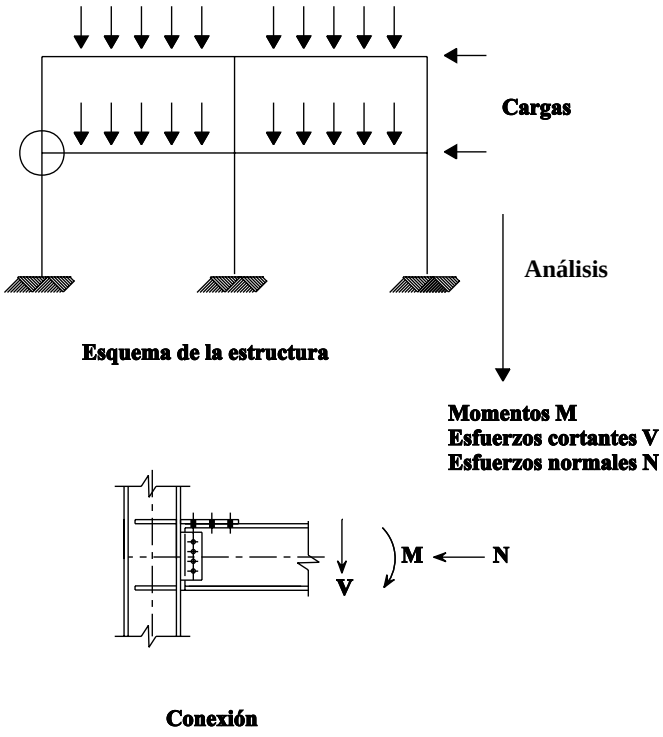


Figura 3 Análisis de las fuerzas que actúan sobre la unión

arriostrados, la rigidez de las uniones puede tener un gran efecto en los desplazamientos globales de la estructura y también en su estabilidad.

Si las uniones se suponen rígidas en el modelo para el cálculo de la estructura, entonces la forma de estas uniones deberá ser tal que sus deformaciones tengan una influencia despreciable en la distribución de los esfuerzos y en las deformaciones de la estructura.

Por otra parte, si se suponen uniones articuladas, deberían tener suficiente flexibilidad para adaptar las rotaciones sin causar momentos flectores significativos que puedan conducir a un agotamiento prematuro de (las piezas de) la unión o de los elementos conectados.

En el apartado 3 se discute con mayor detalle la modelización de la rigidez de las uniones. En muchos casos es aceptable diseñar uniones únicamente tomando en consideración su resistencia.

Capacidad de Deformación

Los requisitos en cuanto a resistencia y rigidez son claros. Resultan del cálculo.

El requisito para la capacidad de deformación es más cualitativo. En la práctica, a veces resulta difícil verificar este requisito.

Las uniones dúctiles que presentan una elevada capacidad de deformación contribuyen a la seguridad global de la estructura en el caso de que alguna unión esté sobrecargada. Esta ductilidad puede ser una condición de proyecto en algunos casos, por ejemplo cuando se utiliza el cálculo plástico con rótulas plásticas en las uniones.

3. INFLUENCIA EN EL PROYECTO DEL TIPO DE UNIÓN

Las uniones deberían proyectarse según el comportamiento requerido. La rigidez y la resistencia permiten muchos enfoques del proyecto. En la figura 4 pueden verse tres tipos para una unión viga a pilar, con las características de su momento de rotación. Estas características pueden describirse de la forma siguiente:

I Tanto la rigidez como la resistencia al momento son pequeños y es razonable despreciarlos, llegando al concepto de unión articulada. Únicamente se transmite el cortante, siendo su

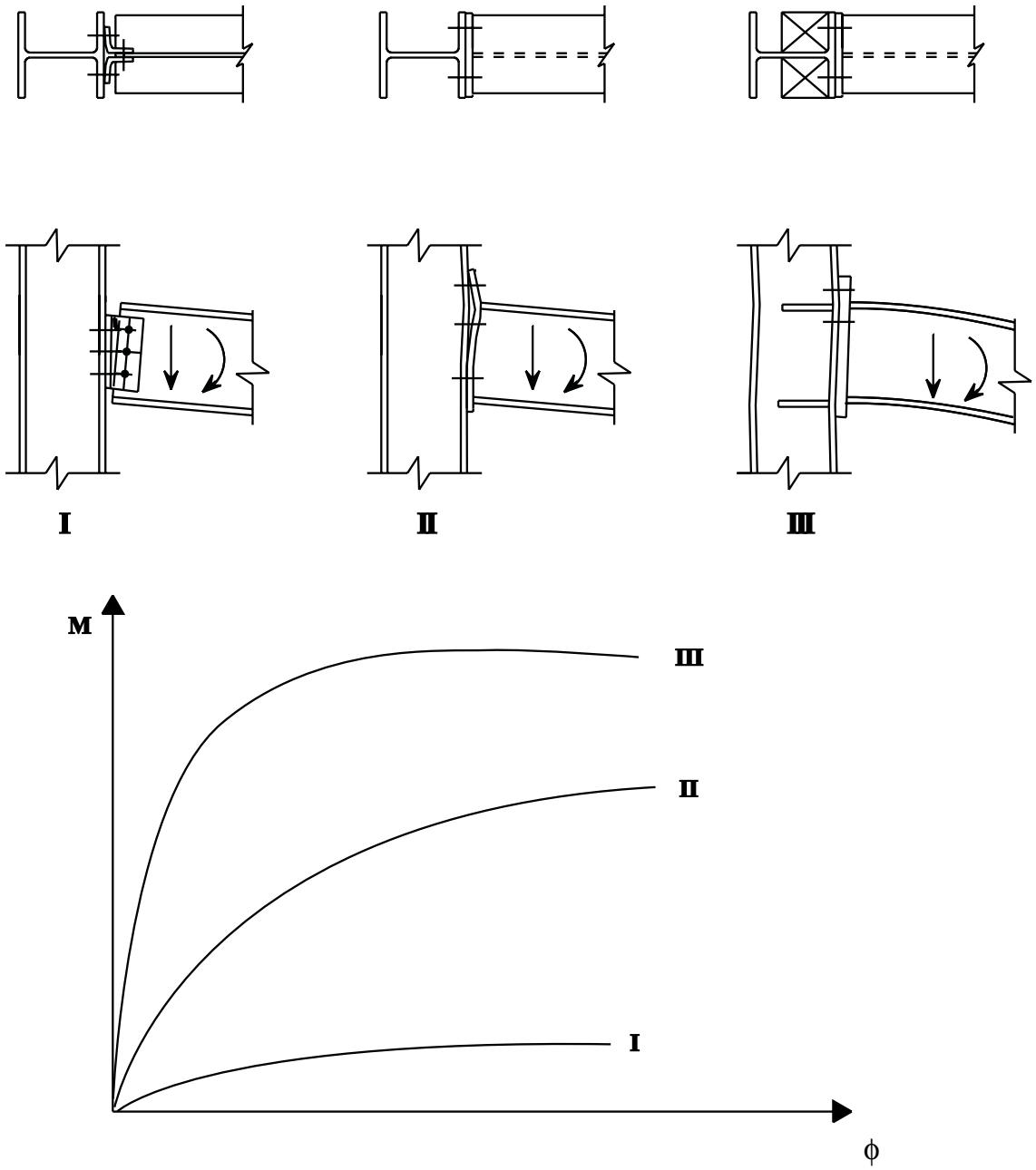


Figura 4 Diagramas de momento-rotación (curvas M-ϕ)

valor igual a la reacción en el apoyo de la viga, necesaria para resistir la solicitación en la misma.

II Comportamiento intermedio entre las características I y III, en el que las uniones poseen una resistencia al momento menor que la de la viga, y una rigidez que permite una rotación relativa (estas uniones son generalmente semi-rígidas y de resistencia parcial). Sin embargo, pueden tenerse uniones que tengan resistencia completa y sean semirígidas y uniones totalmente rígidas con resistencia parcial).

III La rigidez rotacional es muy elevada y la resistencia al momento de la unión es, por lo menos, la de la viga. Entonces, se mantiene la continuidad sin rotación de la viga respecto al pilar; tanto la reacción de apoyo de la viga como su momento de extremo se transmiten al pilar.

Las tres posibilidades pueden aplicarse en pórticos de varias alturas. El tipo III puede aplicarse en pórticos arriostrados y no arriostrados; el Tipo I sólo es adecuado para pórticos arriostrados; el Tipo II puede utilizarse en ambos tipos de pórticos, pero en el caso de los pórticos arriostrados hay que tener en cuenta la influencia de la flexibilidad de la unión en el comportamiento del pórtico. La figura 5 muestra la modelización de la rigidez rotacional para el análisis del pórtico.

El Eurocódigo 3[1] proporciona reglas de cálculo para la rigidez y la resistencia.

En general, las curvas M-ϕ, tal como se miden en los ensayos, no son lineales. Otro hecho es que las uniones poco flexibles presentan a veces una baja resistencia al momento, y viceversa. La figura 6 muestra algunos ejemplos. La curva a E es característica de algunos tipos de uniones atornilladas en agujeros sobredimensionados. Para momentos pequeños, se produce el deslizamiento que causa una rotación.

En la práctica, hay que modelizar las curvas M-ϕ. En el cálculo pueden utilizarse modelizaciones no lineales o lineales, como las bilineales o las trilineales que muestra la figura 7.

El Eurocódigo 3[1] proporciona una clasificación en base a la resistencia y la rigidez.

En base a la resistencia, pueden clasificarse en:

- nominalmente articuladas $M_{Rd} \leq 0{,}25\ M_{pl.Rd}$
- resistencia plástica parcial $0{,}25\ M_{pl.Rd} < M_{Rd} < M_{pl.Rd}$
- resistencia plástica completa $M_{Rd} \geq$

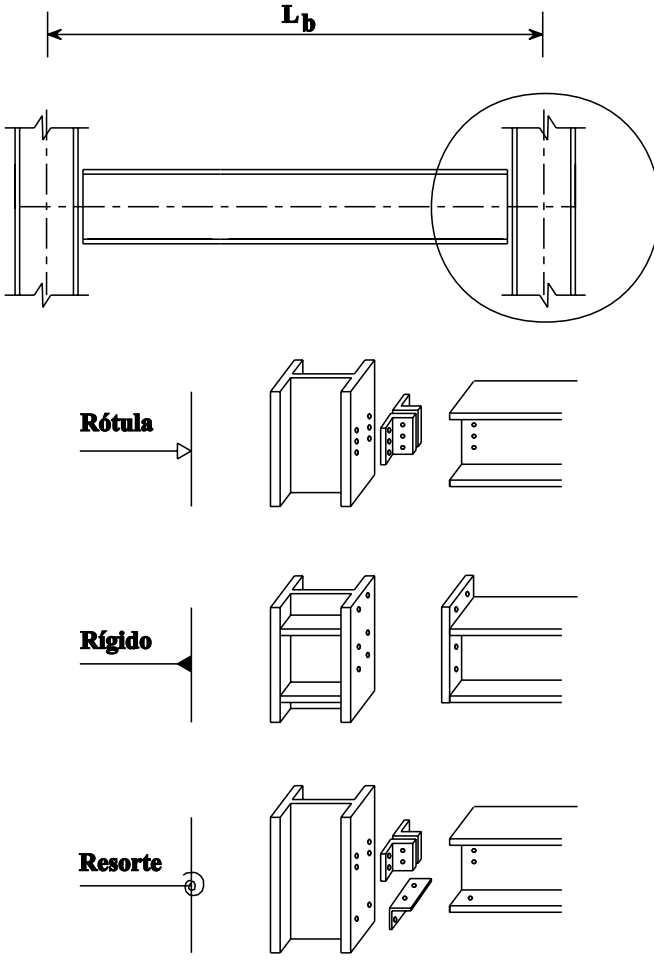


Figura 5 Esquematización de la rigidez rotacional

$M_{pl.Rd}$

- resistencia plástica completa si la capacidad de rotación

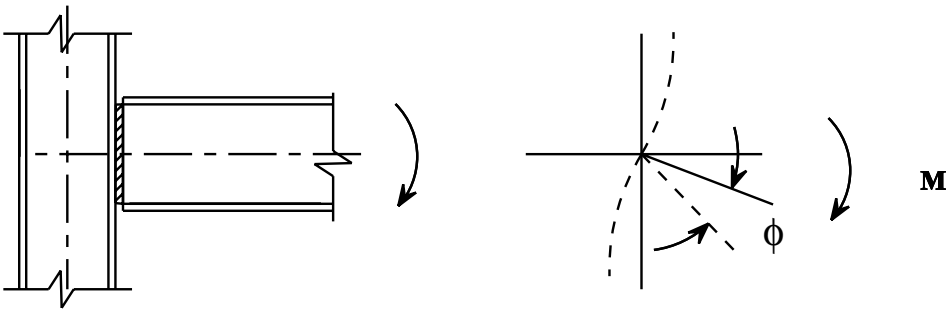
no se comprueba $M_{Rd} \geq 1{,}2\ M_{pl.Rd}$

donde

M_{Rd} es la resistencia de cálculo de la unión.

$M_{pl.Rd}$ es la resistencia de cálculo de la viga (momento plástico total).

Esta clasificación basada en la resistencia es aplicable si se calcula la estructura utilizando la teoría de la plasticidad. En una unión con resistencia plástica completa, la articulación plástica se forma teóricamente en la viga. Con todo, en la práctica es posible que el límite de fluencia del material de la viga pueda ser (considerablemente) superior que su valor mínimo especificado. O sea que es posible que se formen articulaciones plásticas en la unión a pesar del $M_{Rd} > M_{pl.Rd}$ calculado. En estos casos también es necesario que la unión tenga una capacidad de rotación suficiente para desarrollar el mecanismo plástico. La capacidad de rotación debe verificarse en todos los casos. Se define un límite superior, por encima del cuál puede suponerse que la articulación plástica está siempre en la viga ($1{,}2\ M_{pl.Rd}$).



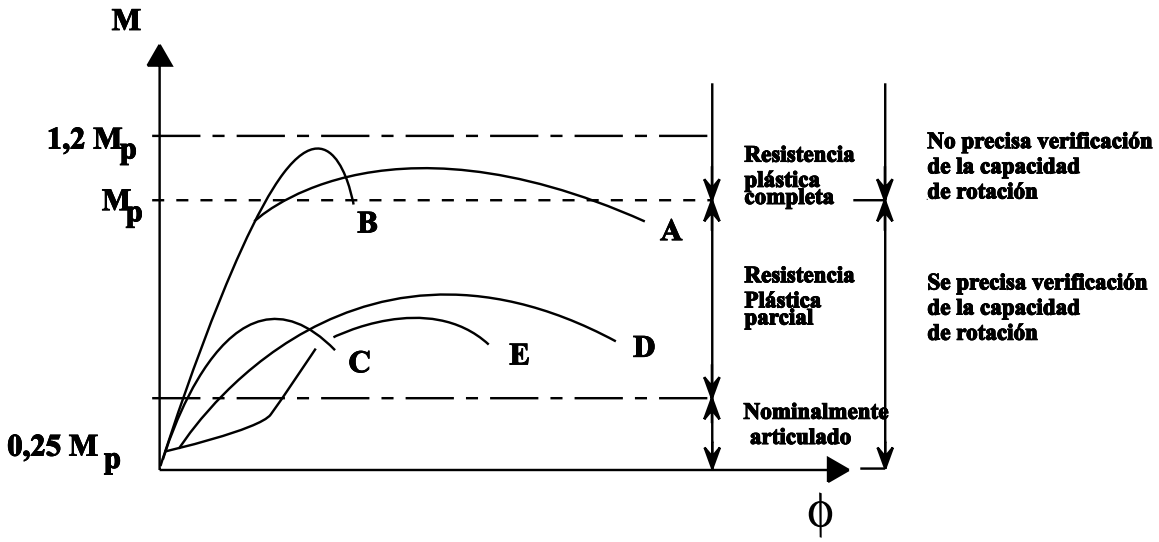


Figura 6 Diversos tipos de curvas M-ϕ

Para la rigidez, la clasificación es:

- nominalmente articulados $S_j \leq 0{,}5\ EI_b/L_b$
- semirrígidos $0{,}5\ EI_b/L_b < S_j < 8\ EI_b/L_b$ (pórticos arriostrados) o $25\ EI_b/L_b$ (pórticos no arriostrados)
- rígidos $S_j \geq 8\ EI_b/L_b$ (pórticos arriostrados) o $25\ EI_b/L_b$ (pórticos no arriostrados)

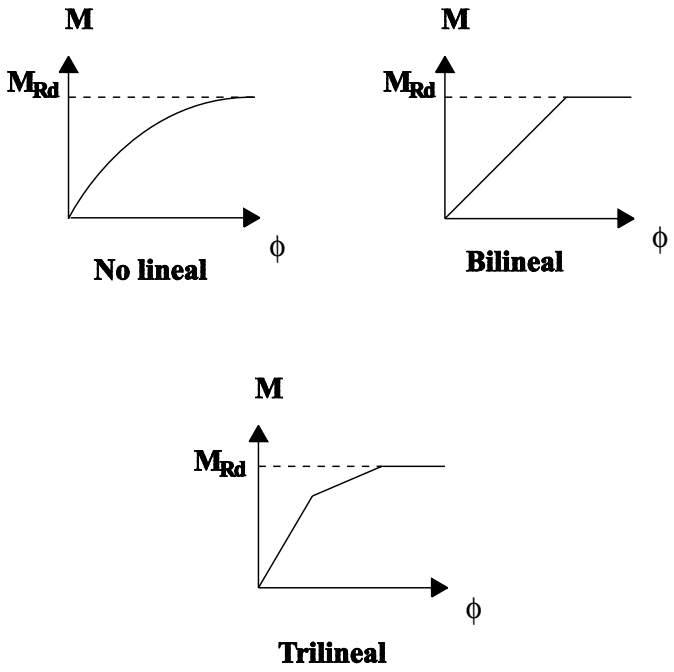


Figura 7 Posibilidades de idealización de curvas M-ϕ

donde

S_j es la rigidez (secante) de la unión.

EI_b es la rigidez a la flexión de la viga.

L_b es la luz de la viga (véase la figura 5).

El cálculo de uniones articuladas sólo implica tomar en consideración la resistencia al corte, y se trata en la lección 13.5.

En las uniones rígidas deben tenerse en cuenta la resistencia al cortante y al momento. Las uniones rígidas y/o de resistencia plástica completa se tratan en la lección 13.6.

La lección 13.7 explica el cálculo en el caso de comportamiento semirrígido y/o resistencia plástica parcial.

4. TRANSMISIÓN DE ESFUERZOS

En el apartado 2 se indica que las uniones deberían diseñarse para momentos y/o esfuerzos cortantes y/o esfuerzos normales, siendo la unión de la figura 3 un ejemplo de ello. El siguiente paso del análisis es determinar la distribución de esfuerzos en la unión, tal como puede verse en la figura 8. No hace falta, y a menudo no es posible, determinar la distribución interna real de fuerzas. Basta con suponer una distribución realista, siempre que:

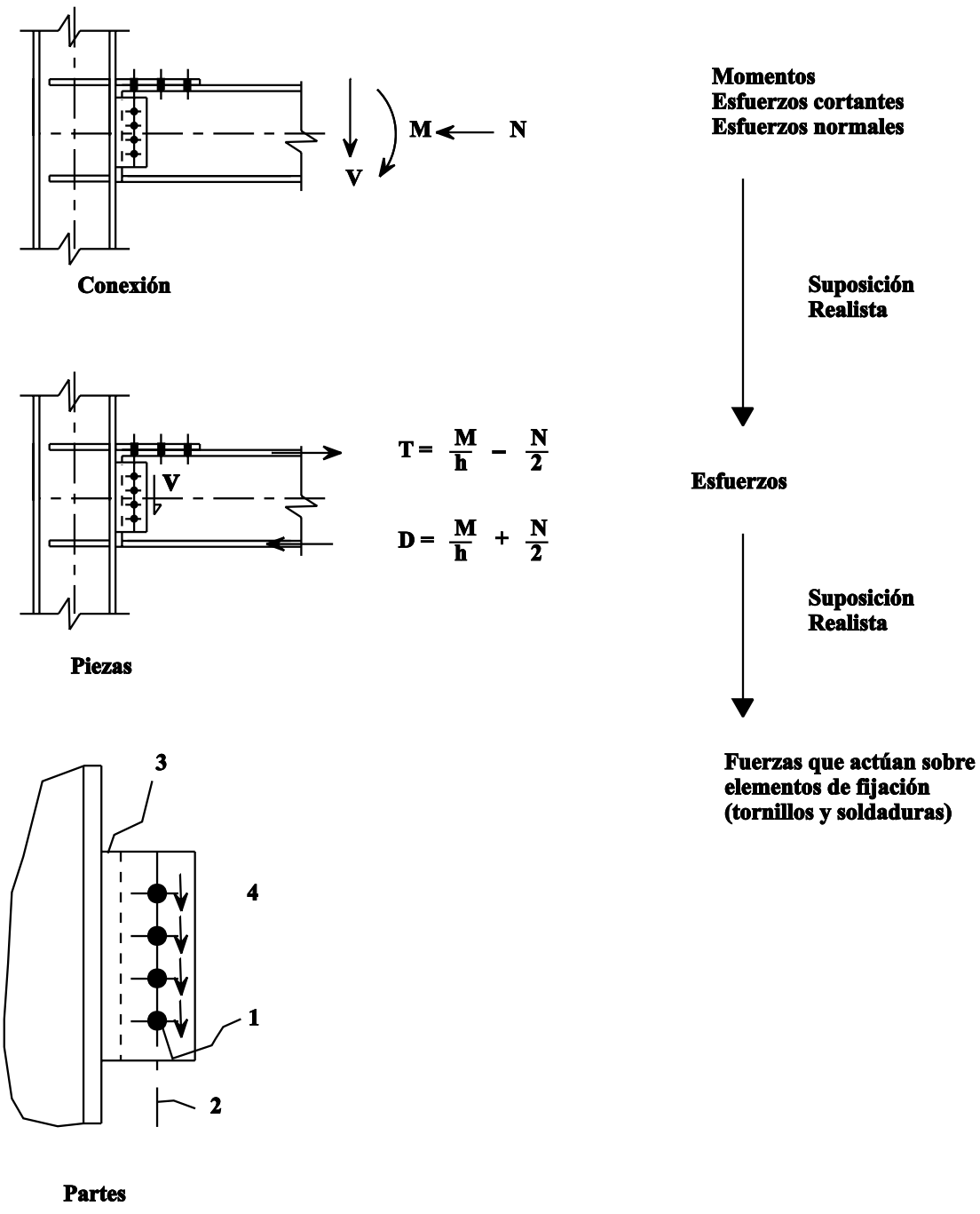


Figura 8 Análisis de las fuerzas que actúan sobre piezas y elementos de fijación

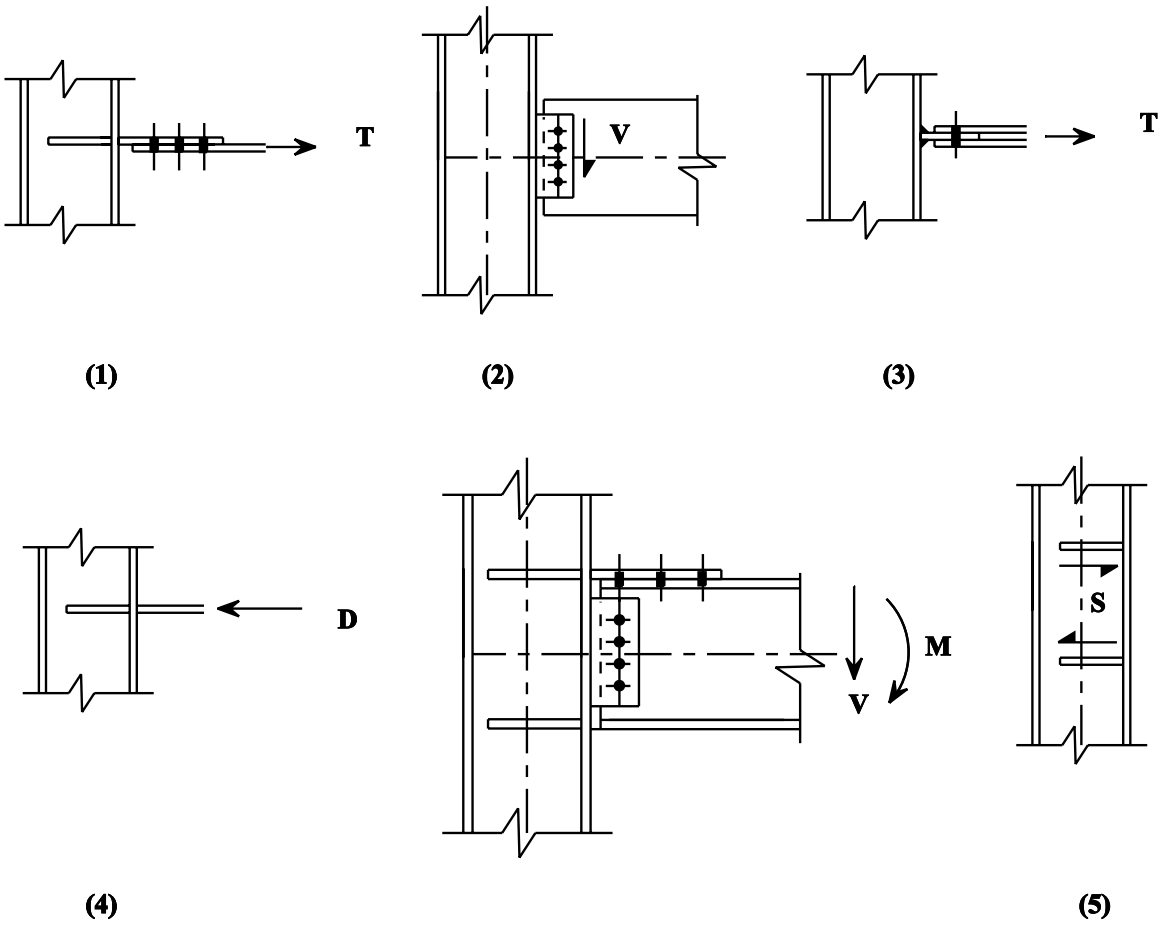
- los esfuerzos estén en equilibrio con la carga aplicada
- cada componente pueda resistir los esfuerzos que lo solicitan
- las deformaciones que implica la distribución supuesta son inferiores a la capacidad de deformación de los sistemas de unión (tornillos, soldaduras) y de las piezas unidas.

La determinación de la distribución de los esfuerzos es la parte más difícil del procedimiento, porque implica necesariamente efectuar ciertas hipótesis simplificativas sobre el "modo de funcionamiento"de la unión.

Este tema se trata con detalle en las lecciones 13.4 (Análisis de Uniones).

Como se ha indicado ya en la lección 13.1.1, existe una gran variedad de tipos y formas de unión.

Para tratarlas, es útil aplicar el concepto de mecanismos de transmisión de esfuerzos,



(1) Esfuerzo axial
(2) Esfuerzo cortante
(3) Introducción de un esfuerzo de tracción
(4) Introducción de un esfuerzo de compresión
(5) Recuadro de cortadura

Figura 9 Modos básicos de transferencia de esfuerzos en uniones

que pueden encontrarse en los componentes de las uniones. Estas formas básicas se muestran en la figura 9. Las figuras 10-14 muestran más ejemplos de transmisión. Cada una de estas transmisiones de esfuerzos básicos puede tener diversos modos de agotamiento. Deberían estudiarse todos. El elemento más débil determina la resistencia de la unión a la carga aplicada. Este procedimiento se ilustra en la figura 15 para la introducción de un esfuerzo de tracción en un alma (de pilar) no reforzada.

Las lecciones 13.2 y 13.3 proporcionan información detallada sobre métodos de unión (soldaduras y tornillos, respectivamente), mientras que las 13.4.1-13.4.4 tratan con detalle el análisis y cálculo de uniones utilizando el concepto de mecanismos de transmisión de esfuerzos.

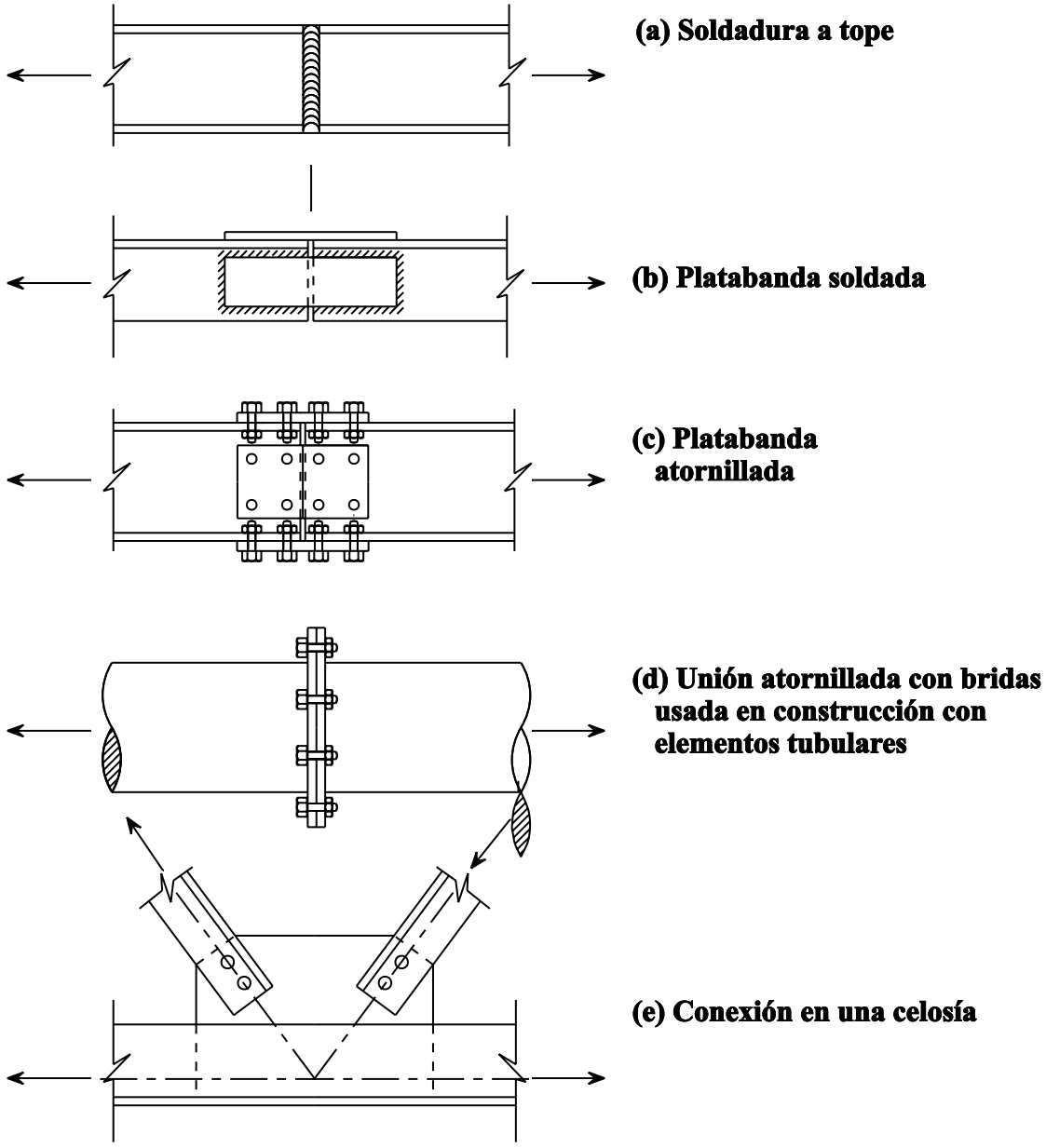


Figura 10 Ejemplos de transferencia de esfuerzos axiales en elementos solicitados a tracción o compresión

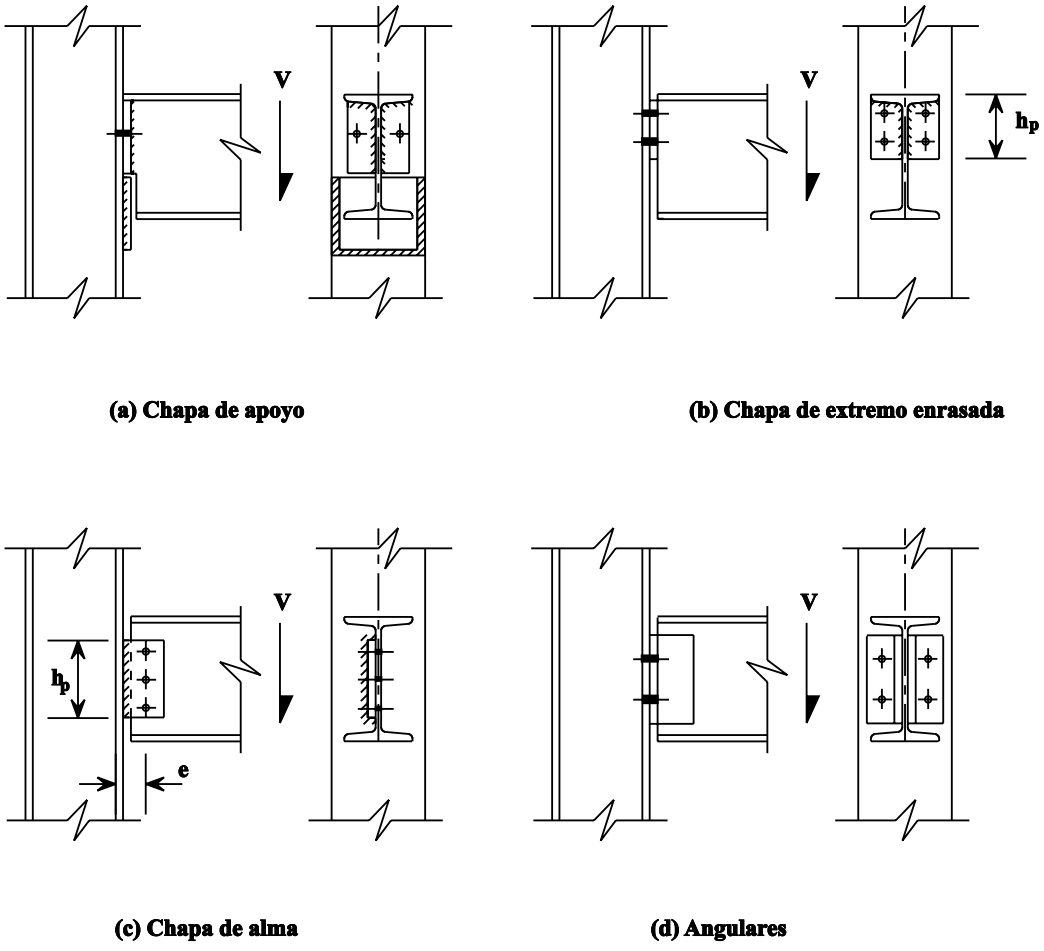


Figura 11 Modos de transferencia del esfuerzo cortante

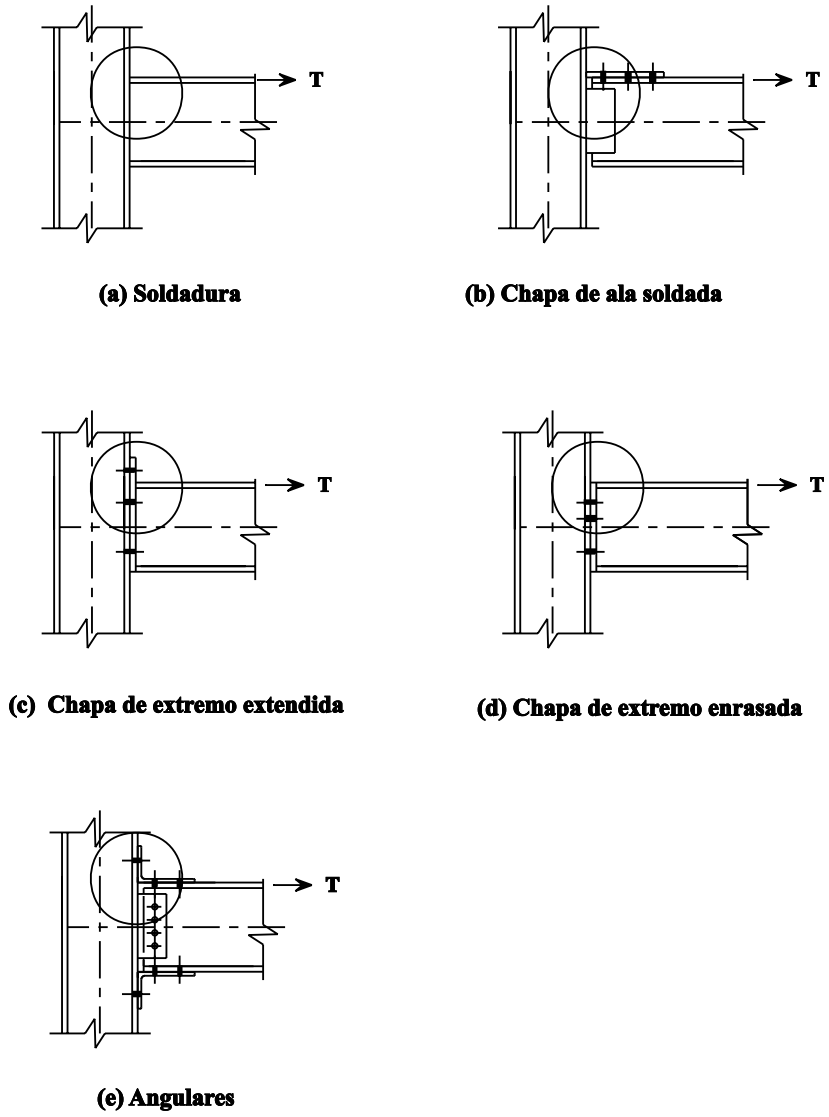


Figura 12 Modos de transferencia de esfuerzos de tracción locales

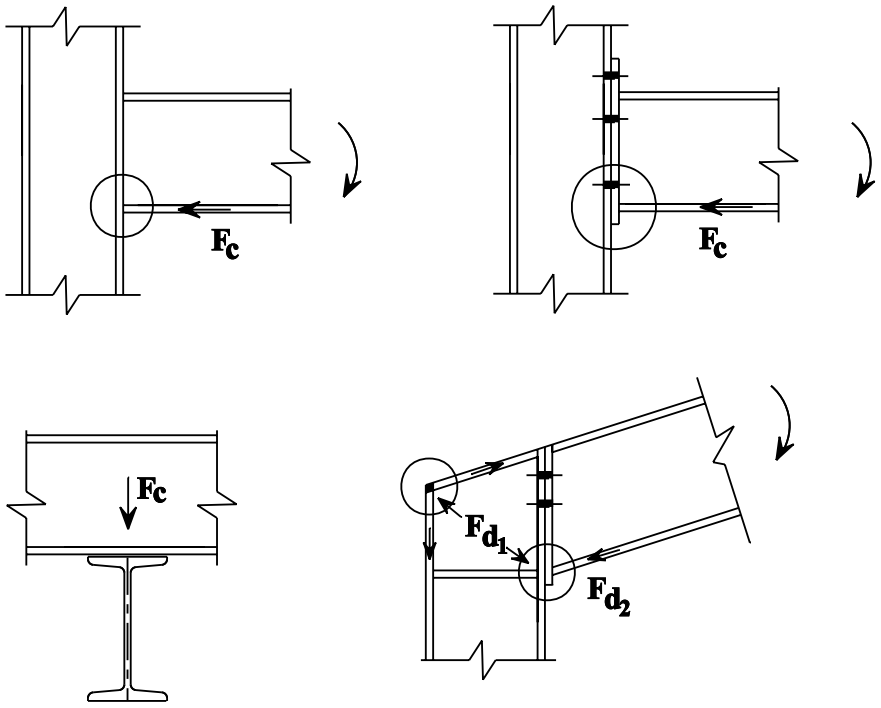


Figura 13 Modos de transferencia de esfuerzos de compresión locales

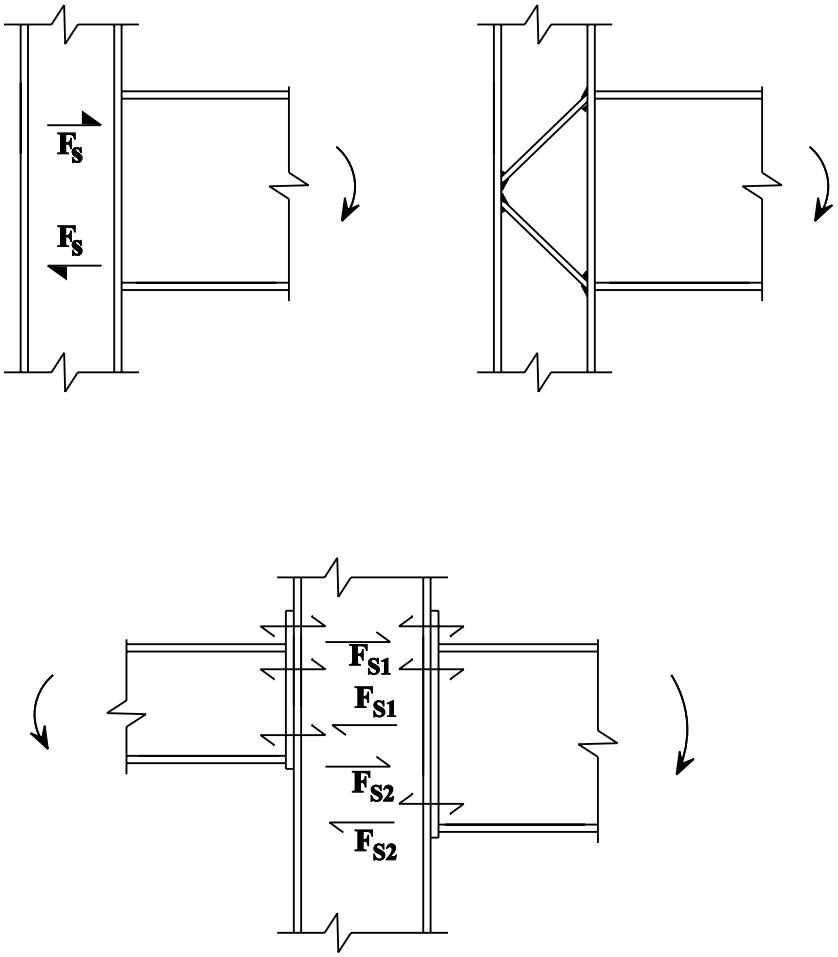
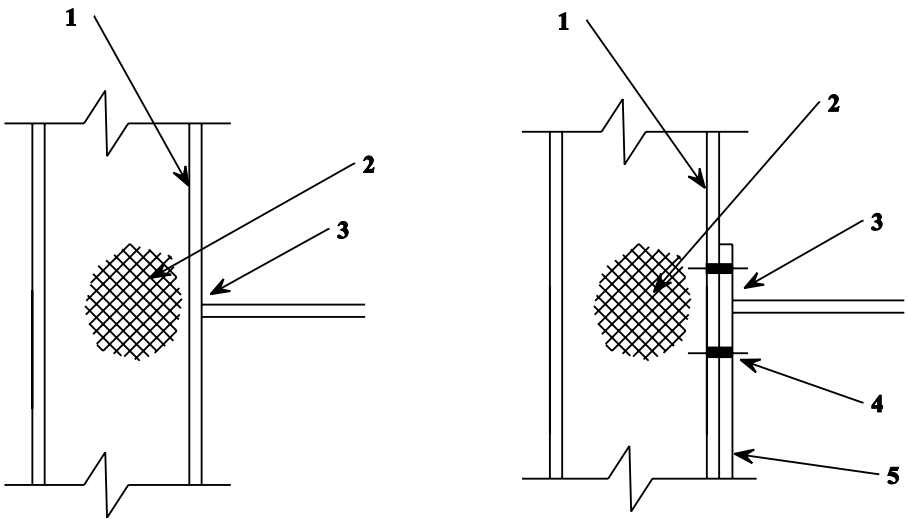


Figura 14 Modos de transferencia del esfuerzo cortante



1. Deformación excesiva del ala del pilar
2. Fluencia/rotura del alma del pilar
3. Rotura de la soldadura
4. Rotura de los tornillos
5. Fluencia de la chapa de extremo

Figura 15 Posibles modos de agotamiento al introducir un esfuerzo a tracción en un alma de pilar (ej. 3 de la figura 9)

5. RESUMEN FINAL

- La condición estructural básica de una unión es que sea capaz de transmitir carga de los elementos soportados al de soporte de forma segura.
- Esta condición implica tener en cuenta tres propiedades de la unión: resistencia, rigidez y capacidad de deformación.
- Las uniones viga-pilar pueden clasificarse según su resistencia como nominalmente articuladas, semirígidas o rígidas. Según su capacidad de transmitir momentos, pueden clasificarse como nominalmente articuladas, uniones de resistencia parcial y uniones de resistencia completa.
- El cálculo de las uniones implica la hipótesis de una distribución interna de esfuerzos realista, esfuerzos que están en equilibrio con las fuerzas externas y donde cada elemento es capaz de transferir el esfuerzo supuesto, y las deformaciones están dentro de la capacidad de deformación de los elementos.
- En el análisis de uniones generalmente puede identificarse cierto número de mecanismos básicos de transmisión de carga.

6. BIBLIOGRAFÍA

[1] Eurocode 3: “Design of steel structures”: ENV 1993-1-1: Part 1.1: General rules and rules for buildings, CEN, 1992. El capítulo 6 trata sobre diseño de uniones y de componentes de la unión:los apéndices J y L tratan sobre el diseño de uniones viga a pilar y pilar a base.

7. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Essentials of Eurocode 3, Design manual for steel structures in buildings. ECCS, Publication No 65, Brussels 1991. Facilita la utilización de Eurocódigo 3; contiene tablas y guías.

2. Design examples to Eurocode 3. ECCS, Publication No 71, Brussels 1993. Contiene numerosos ejemplos prácticos de diseño de uniones atornilladas y soldadas.

3. Kulak, G. L., Fisher, J. W. and Struik, J. H. A., “Guide to design criteria for bolted and riveted joints”. 2nd Edition, John Wiley & Sons, 1987. Proporciona una visión exhaustiva de las uniones atornilladas y revisa en detalle métodos para proyecto y cálculo.

4. Hart, F., Henn, W. and Sontag, H., “Stahlbau Atlas - Gesehossbauten”, International Architekture Dorkumentation, Munich, 1982 Este libro presenta una amplia gama de soluciones prácticas para uniones en acero y edificios en construcción. Ha sido traducido a cuatro idiomas europeos (francés, inglés, alemán, italiano).

5. Pask, J. W., “Manual on Connections”, Volume 1 - Joints in Simple Connections, BCSA, 1982 Tratado exhaustivo del diseño de uniones en pórtico de varios pisos. Propone una gama de uniones estandarizadas.

6. Ballio, G. and Mazzolani, F. M., Theory and design of steel structures. Chapman and Hall, London, 1983 Texto exhaustivo sobre la teoría y el diseño de estructuras de acero. Trata las uniones de forma extensa.

7. Bijlaard, F. S. K. et al, Structural Properties of semi-rigid Joints in Steel Frames, IABSE Publications, 1989. Explica cómo se consigue la flexibilidad en las uniones viga a pilar y presenta métodos para verificar las características de rigidez y resistencia.

8. Owens, G. W. and Cheal, B. D., Structural Steelwork Connections, 1st Ed, 1989. Trata de forma exhaustiva distintos aspectos del comportamiento y diseño de uniones.

9. Joints in Simple Construction, Volume 1: Design Methods & Volume 2: Practical Applications. SCI/BCSA Publications 205 and 206. Profundiza en los aspectos más prácticos del cálculo de uniones: incorpora tablas para facilitar el cálculo rígido en una “búsqueda rápida”.

ESDEP TOMO 13
DISEÑO DE UNIONES

Lección 13.2.1: Generalidades sobre Uniones Soldadas

OBJETIVOS/CONTENIDO:

Describir los distintos tipos de soldaduras estructurales y proporcionar información básica sobre la preparación y la calidad de la soldadura.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lecciones 2.5:	Introducción al Diseño de Edificios Industriales
Lección 3.1:	Características de las Aleaciones de Hierro y Carbono
Lecciones 3.3:	Propiedades Mecánicas de los Aceros
Lecciones 4.2:	Montaje
Lección 4.5:	Fabricación y Montaje de Edificios
Lección 4.6:	Inspección/Garantía de Calidad
Lección 13.1.2:	Introducción al Diseño de Uniones

LECCIONES AFINES:

Lección 3.4:	Calidades y Tipos de Acero
Lección 3.6:	Soldabilidad de los Aceros para Estructuras
Lección 4.3:	Principios de Soldadura
Lección 4.4:	Procesos de Soldadura
Lecciones 13.2:	Uniones Soldadas
Lecciones 13.4:	Análisis de Uniones

RESUMEN:

Se describen las características mecánicas y geométricas de las soldaduras. Se dan los principios fundamentales relativos a preparación de bordes, ajuste y calidad de la soldadura.

ABREVIATURAS

A_s%	Alargamiento del acero en el agotamiento
a	Espesor de garganta de la soldadura [mm]
f_y	Tensión de nominal de límite elástico del metal de base. [MPa]
f_u	Tensión nominal de rotura del metal de base. [MPa]

1. INTRODUCCIÓN

Cuando las condiciones de trabajo son favorables, la soldadura es la forma más económica de efectuar uniones. Por ello, las uniones efectuadas en el taller son normalmente soldadas. Cuando hace falta efectuar uniones en la obra (montaje) generalmente se atornillan, pero es frecuente que estas uniones se preparen en el taller soldando las chapas, etc. que se necesitan en una unión atornillada.

Las figuras 1-3 muestran algunos ejemplos de uniones soldadas y la forma en que transmiten las cargas.

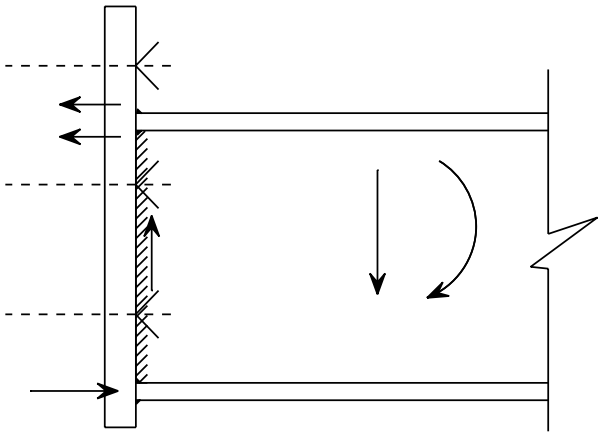


Figura 1 Viga y chapa de extremo unidas por soldadura

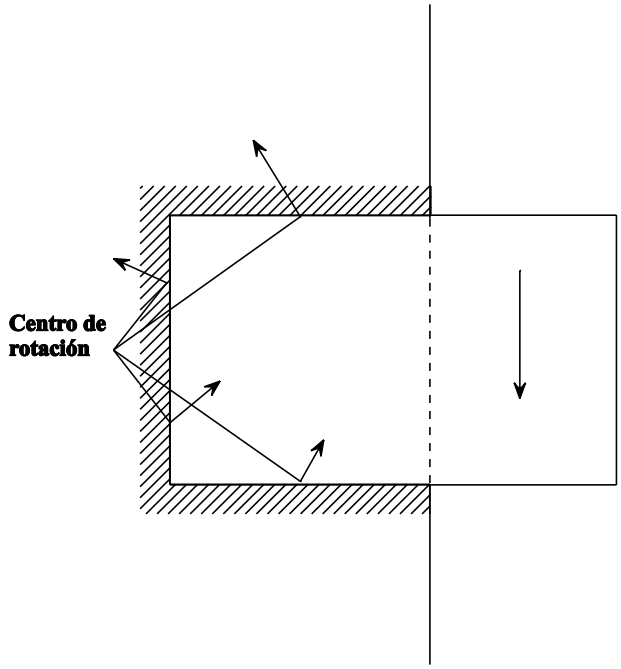
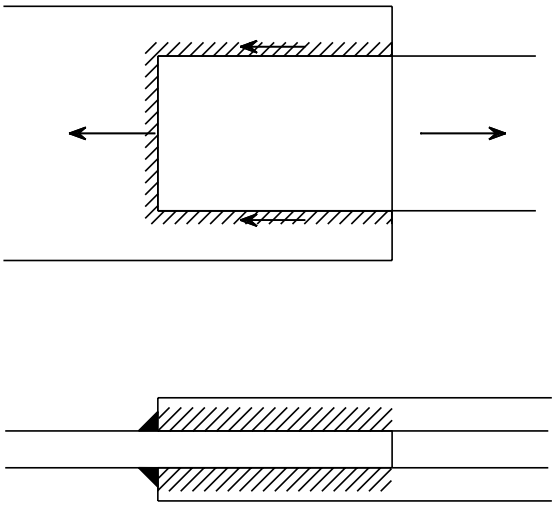


Figura 3 Excentricidad entre la carga aplicada y el conjunto de soldaduras



La distribución de los esfuerzos se supone proporcional a la resistencia de los cordones

Figura 2 Unión solapada

2. TIPOS DE SOLDADURAS

En las construcciones soldadas para edificación, aproximadamente el 80% de las soldaduras son en ángulo y el 15% soldaduras a tope. El 5% restante son soldaduras de tapón, de ranura y por puntos.

2.1 Soldaduras a Tope

Una soldadura a tope se efectúa en la sección transversal de las chapas que están en contacto en un tope o unión en T. Los bordes de la chapa suelen tener que prepararse antes de la soldadura, tal como puede verse en la figura 4b. En algunos casos, si el espesor de la chapa es inferior a 5 mm, puede prescindirse de la preparación del borde (véase la figura 4a).

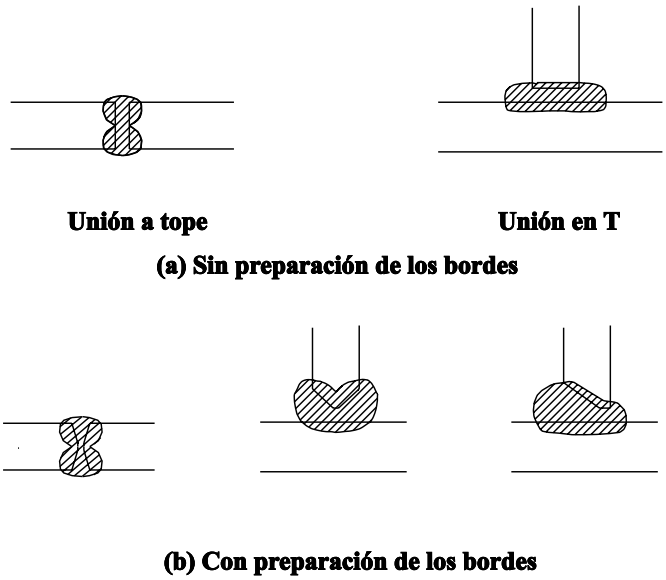


Figura 4 Soldaduras a tope con penetración completa

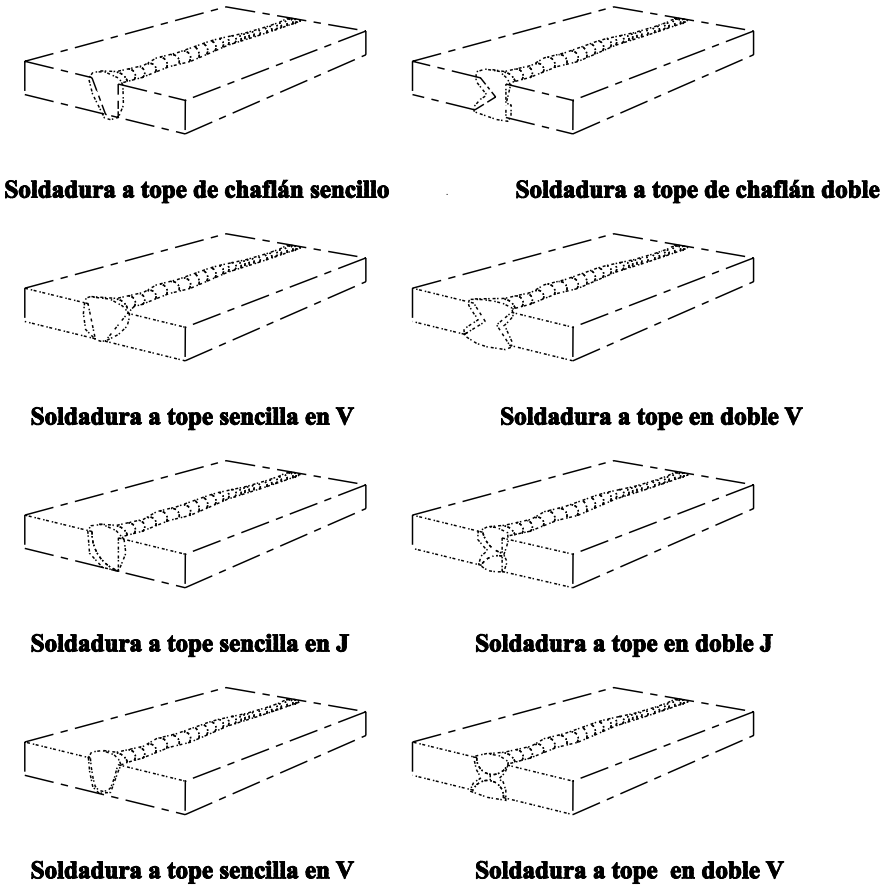


Figura 5 Tipos de biselado de bordes

Los bordes de la chapa biselados en una soldadura a tope pueden tomar diversas formas, tal como puede verse en la figura 5.

Para las soldaduras a tope, puede distinguirse entre:

- soldadura a tope con penetración completa, en la que hay una penetración total y fusión de la soldadura y el metal de base en todo el espesor de la unión (véase la figura 4).
- soldadura a tope con penetración parcial, que presenta una penetración de la soldadura inferior al espesor total de la unión (véase la figura 6).

2.2 Soldadura en Ángulo

Una soldadura en ángulo es una soldadura de sección transversal aproxi-

madamente triangular que se aplica en el perfil de la superficie de las chapas. No hace falta preparar los bordes. Por ello las soldaduras en ángulo son generalmente más baratas que las soldaduras a tope. Según la posición relativa de las piezas a soldar, existen tres tipos de aplicaciones con soldaduras en ángulo:

- unión de solape, en la que las piezas soldadas están en planos paralelos (véase la figura 7a).
- unión en T, en la que las piezas soldadas son más o menos perpendiculares (véase la figura 7b).
- unión de esquina, en la que las piezas son también más o menos perpendiculares (véase la figura 7c). Para mejorar la resistencia y la rigidez de la unión, el extremo exterior suele estar soldado a tope (véase la figura 8).

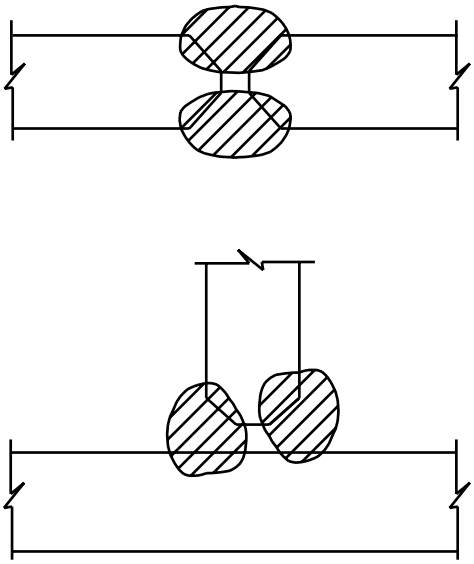


Figura 6 Soldaduras a tope con penetración parcial

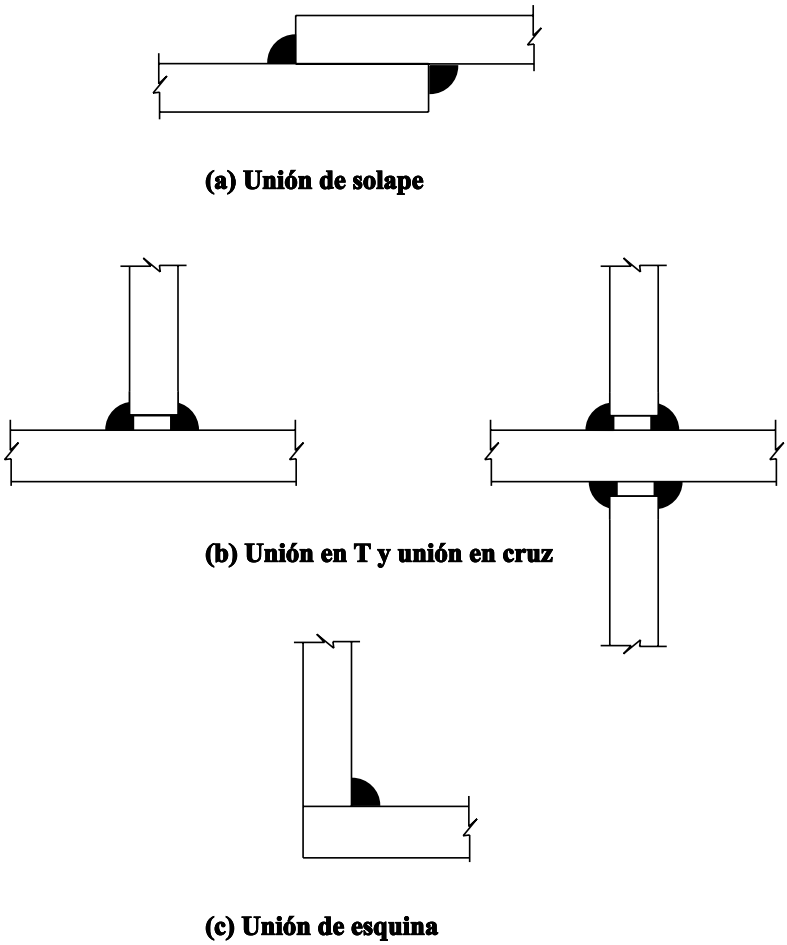


Figura 7 Soldaduras en ángulo

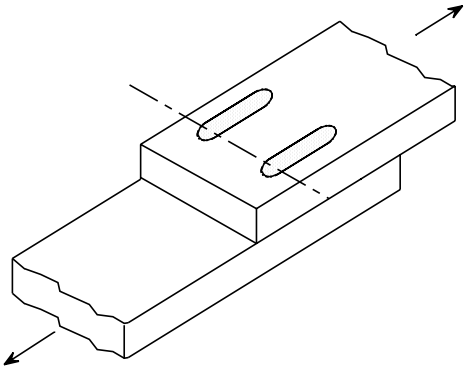
Las soldaduras en ángulo que pueden efectuarse en una única pasada son especialmente baratas; en el taller pueden efectuarse a menudo soldaduras de 8 mm, pero si estas soldaduras tienen que realizarse en la obra, esta cifra puede pasar a ser 6 mm, por ejemplo.

2.3 Soldaduras de Tapón y de Ranura

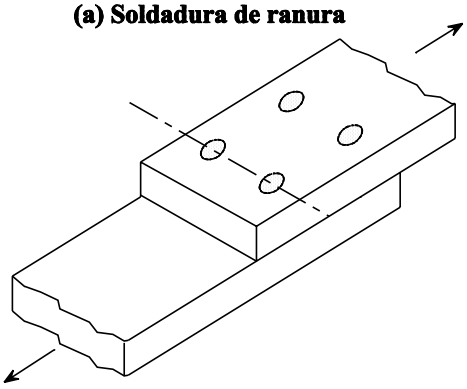
En la construcción de edificación raramente se utilizan soldaduras de tapón o de ranura (véase la figura 9). Su principal función es prevenir el pandeo o la separación de chapas solapadas.

2.4 Soldaduras por Puntos

Las soldaduras por puntos también se utilizan poco en la



(a) Soldadura de ranura



(b) Soldadura de tapón

Figura 9 Soldaduras de ranura y de tapón

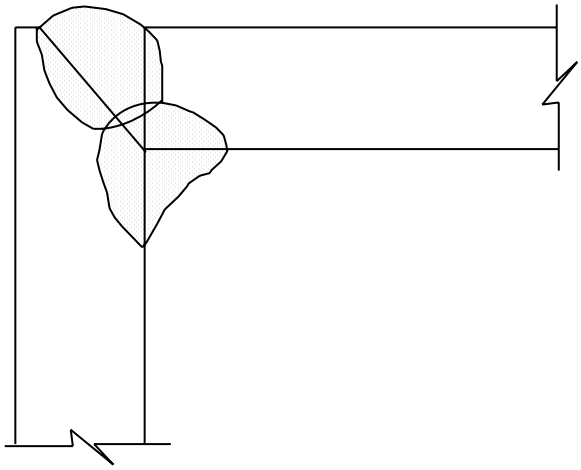


Figura 8 Unión de esquina con soldaduras a tope y en ángulo

construcción de edificación. Las piezas a soldar, que deben ser delgadas, se fijan mediante dos electrodos (véase la figura 10). La corriente que pasa por los electrodos funde las piezas localmente, y la presión ejercida por los electrodos las mantiene juntas conformando un punto fundido. Una línea de tales puntos constituye la unión.

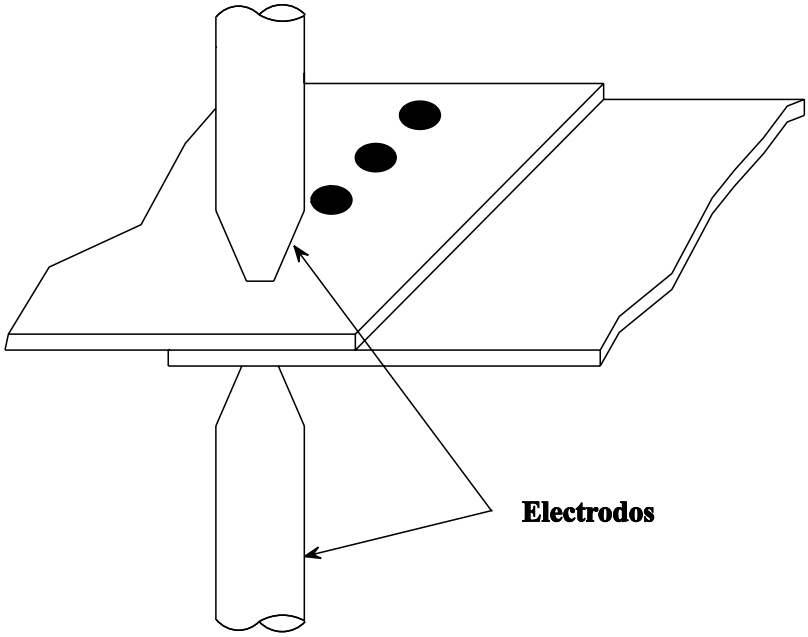


Figura 10 Soldadura por puntos

3. DESCRIPCIÓN DE LAS SOLDADURAS - DEFINICIONES

En este capítulo se definen algunos de los términos utilizados a menudo en el diseño de soldaduras.

- El metal de base es el acero que se suelda.
- El metal de aportación o metal de soldadura es el material del electrodo utilizado en el proceso de soldadura.

La figura 11 muestra la terminología utilizada para describir las varias piezas de la soldadura:

- la raíz es el punto del cordón alcanzado por la penetración del metal de aportación.

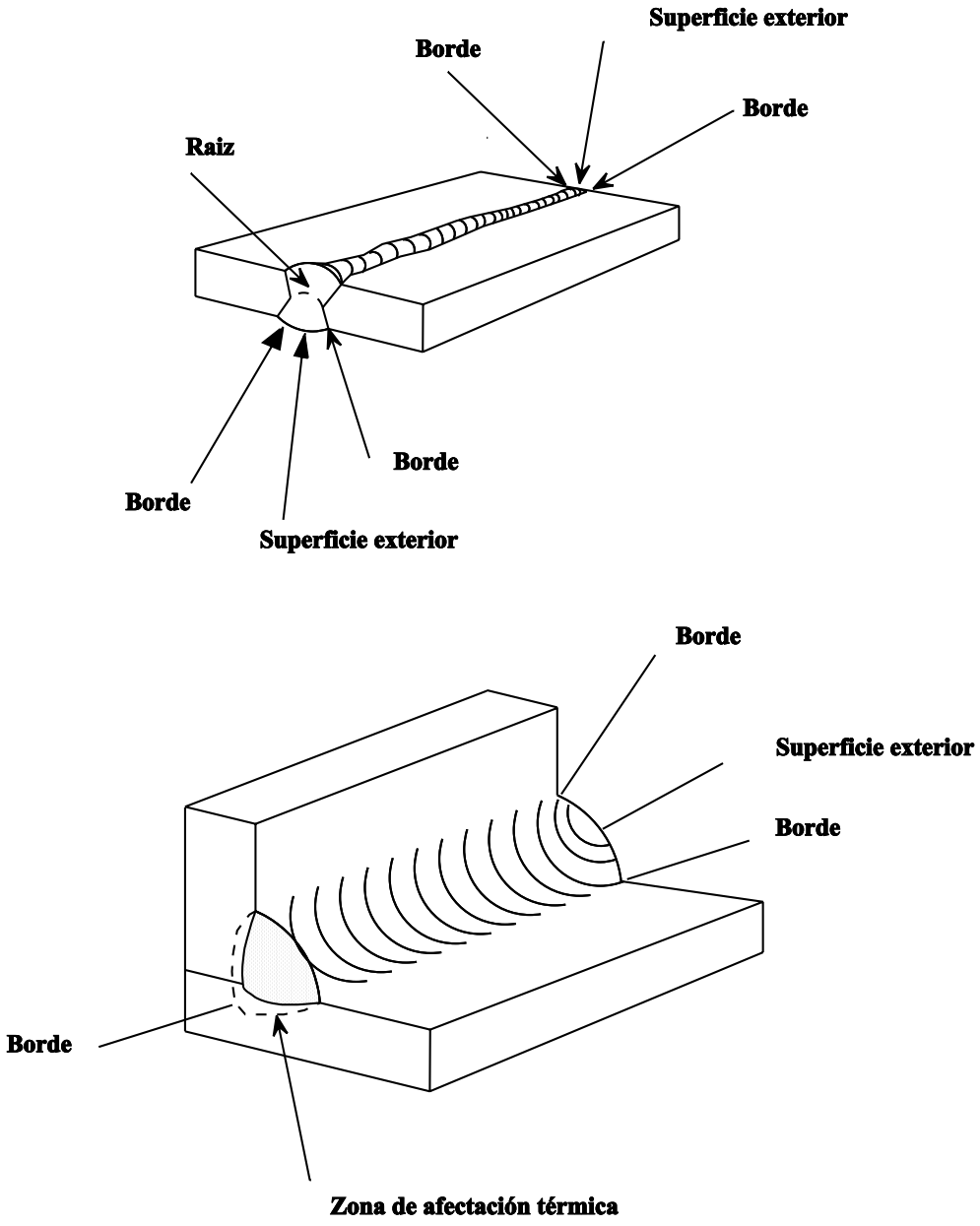


Figura 11 Las partes de los cordones

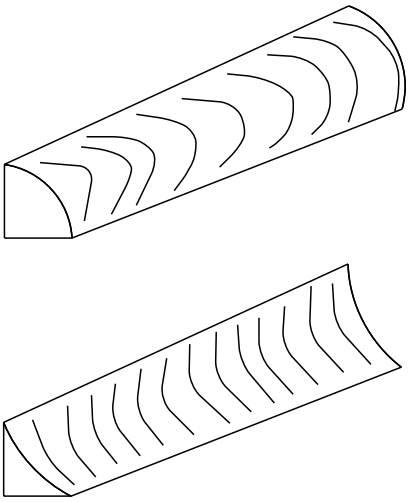


Figura 12 Cordones de superficies exteriores convexas y cóncavas

- La hipotenusa del triángulo es la superficie exterior de la soldadura.
- El borde es la línea de la superficie exterior de la soldadura entre el metal de aportación y el metal de base.
- La zona afectada por el calor es una parte del metal de base que no ha fundido con el metal de aportación, pero que soporta un calentamiento y enfriamiento rápidos durante el paso del arco voltaico. En esta zona, el metal de base está sujeto a un tratamiento que lo endurece y por ello podría volverse frágil.

El perfil de la sección transversal de una soldadura en ángulo puede ser convexo o cóncavo (véase la figura 12).

Para el cálculo, se utilizan dos parámetros geométricos de la soldadura:

- El espesor de la garganta, a, es la distancia mínima desde la raíz a la superficie del cordón ignorando la zona convexa. La figura 13 muestra el espesor de la garganta de una soldadura a tope y una soldadura en ángulo.
- La longitud es la dimensión del cordón en la dirección del desplazamiento del arco de soldadura. La figura 13 muestra soldaduras para las cuáles la longitud l es la longitud total de las chapas; para la unión de solape de la figura 2 l sería la suma de dos veces la longitud solapada más la anchura de la chapa más pequeña.

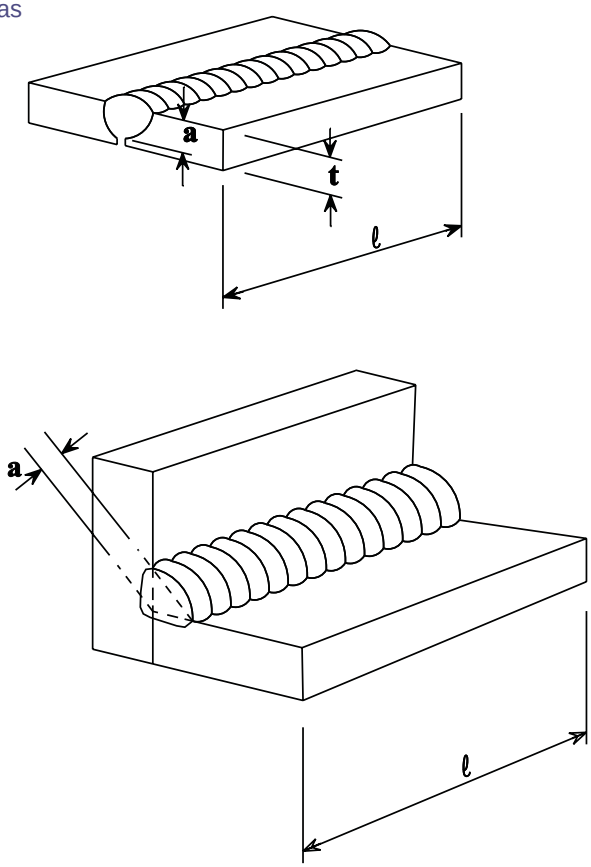


Figura 13 Espesor de garganta de diversas soldaduras

4. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

4.1 Metal de Base

El metal de base debe tener las características de soldabilidad exigidas para cada clase de acero. La soldabilidad de un acero depende de la composición química y de las características metalúrgicas. Acerca de todo ello se habla en la lección 3.6.

Según el Eurocódigo 3 [1] y EN 10025 [2], las clases S235, S275 y S355 de acero laminado en caliente de calidades B, C o D son adecuadas para todos los procesos de soldadura.

Las características mecánicas que se toman en consideración en los cálculos son el límite elástico f_y y la resistencia f_u. Más aún, en el caso del análisis plástico, el acero debe poseer una deformación en rotura de por lo menos 20 veces la deformación en el límite elástico, y poseer un alargamiento mínimo en agotamiento A_s de por el menos el 15%. En la tabla 1 se muestran los valores de estas características.

Los grados del acero B, C o D reflejan la resistencia al impacto determinada por la prueba de impacto Charpy-V, en la que se mide la energía de impacto necesaria para romper, a una temperatura determinada, una probeta con entalladura en V. El grado indica si el acero es adecuado para la aplicación. En estructuras que tienen que aguantar solicitaciones normales, por ejemplo, se utiliza un grado de acero B, que corresponde a un ensayo Charpy a +20°C. El acero de calidad D (prueba de impacto a -20°C) es adecuado cuando se dan determinados factores, como por ejemplo una baja temperatura de servicio de la estructura, un cierto espesor del material y/o impacto.

4.2 Metal de Aportación

Según el Eurocódigo 3, el metal de aportación debe poseer propiedades mecánicas (límite elástico, resistencia, alargamiento en rotura y valor mínimo de energía en ensayo Charpy-V) iguales o mejores que los valores especificados para la calidad de acero que se suelda.

La elección de los materiales de soldadura depende en gran medida del proceso de soldadura, según se explica en las lecciones 4.3 y 4.4. Los principios básicos son:

- Los consumibles deben ser adecuados para el proceso de soldadura que se efectúa, el metal de base que se suelda y el procedimiento de soldadura adoptado.
- Estos consumibles para soldadura deben almacenarse y tratarse con cuidado y siguiendo las recomendaciones del fabricante.
- Los electrodos para soldadura eléctrica manual por arco deben guardarse en el envase original en un lugar caliente y seco, protegido eficazmente de las inclemencias del tiempo.
- El fundente debe almacenarse y transportarse en envases que lo protejan de la humedad.

Tipo de acero	Espesor t					
	t < 40mm			40 mm < t < 100mm		
	f_y MPa	f_u MPa	Δs%	f_y MPa	f_u MPa	Δs%
Fe 360	235	360	26	215	340	24
Fe 430	275	430	22	255	410	20
Fe 510	355	510	22	335	490	20

Tabla 1 Propiedades mecánicas de aceros laminados en caliente

5. PREPARACIÓN DE BORDES

A continuación se resumen algunos aspectos importantes, descritos detalladamente en las lecciones 4.3, 4.4 y 4.5.

Pueden utilizarse los siguientes procesos de soldadura eléctrica por arco:

- soldadura por arco con electrodos revestidos
- soldadura por arco con núcleo fundente
- soldadura por arco sumergido
- soldadura MIG (metal gas inerte)
- soldadura MAG (metal gas activo).

En el taller pueden utilizarse todos estos procesos. Generalmente, cuando se efectúa el montaje en una obra se utilizan únicamente el atornillado o la soldadura eléctrica por arco. En este proceso (de soldadura eléctrica por arco) puede soldarse en cualquier posición. La figura 14 muestra varias posiciones de soldadura; las flechas indican la dirección del arco durante la operación de soldadura. Es obvio que resulta fácil soldar en la posición de perfil plano, que permite una mejor deposición de metal que en las demás posiciones; soldando en esta posición favorable puede obtenerse el máximo tamaño de cordón de soldadura. Mediante consumibles normales y condiciones de soldadura favorables puede efectuarse una soldadura en ángulo con un espesor de garganta de 6 mm con sólo un cordón. Para soldaduras de mayor espesor se necesitará más de un cordón. En este caso debe planificarse cuidadosamente la secuencia de soldadura (véase la figura 15).

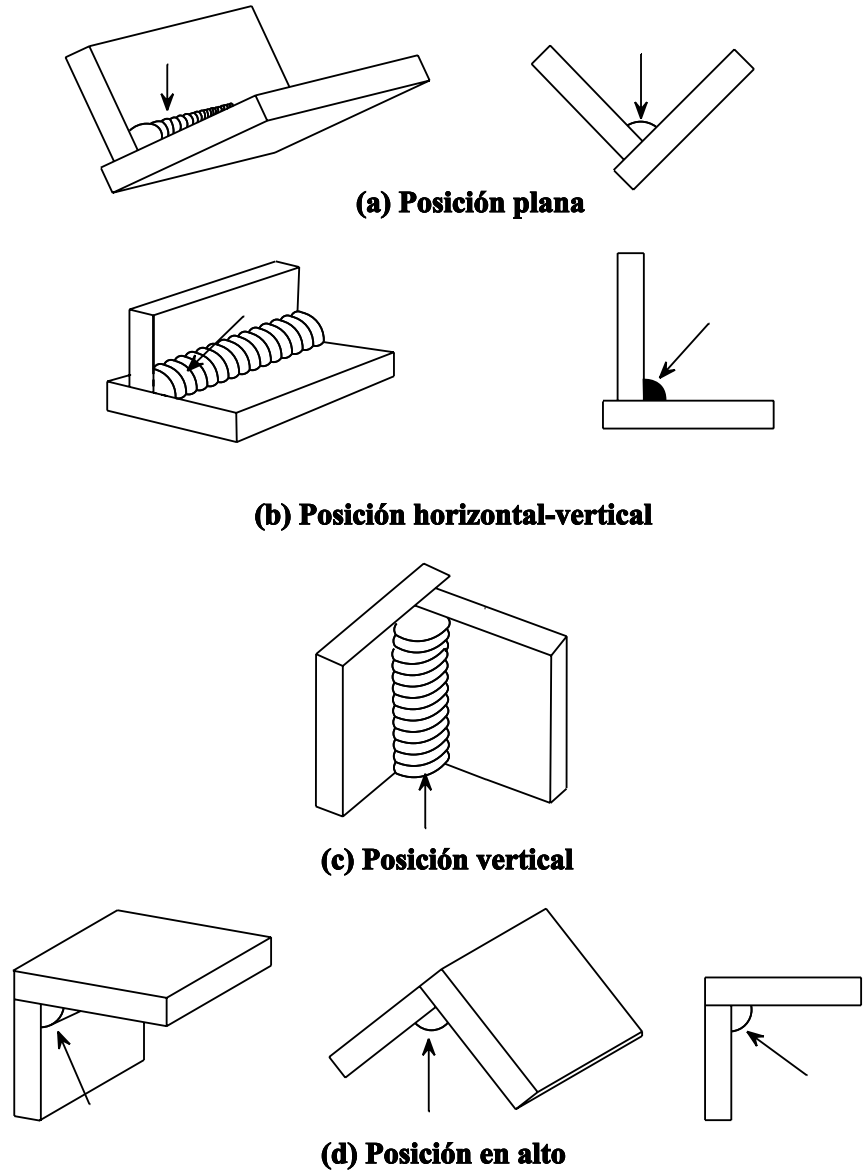


Figura 14 Posiciones de soldeo

Las condiciones de soldadura, especialmente las características del equipo, limitan la profundidad de penetración en la chapa de base. Por ejemplo, si una unión a tope cerrada (sin separación entre las dos placas) se suelda con un cordón en cada lado, puede que la penetración no sea completa y la parte central de la unión permanezca sin

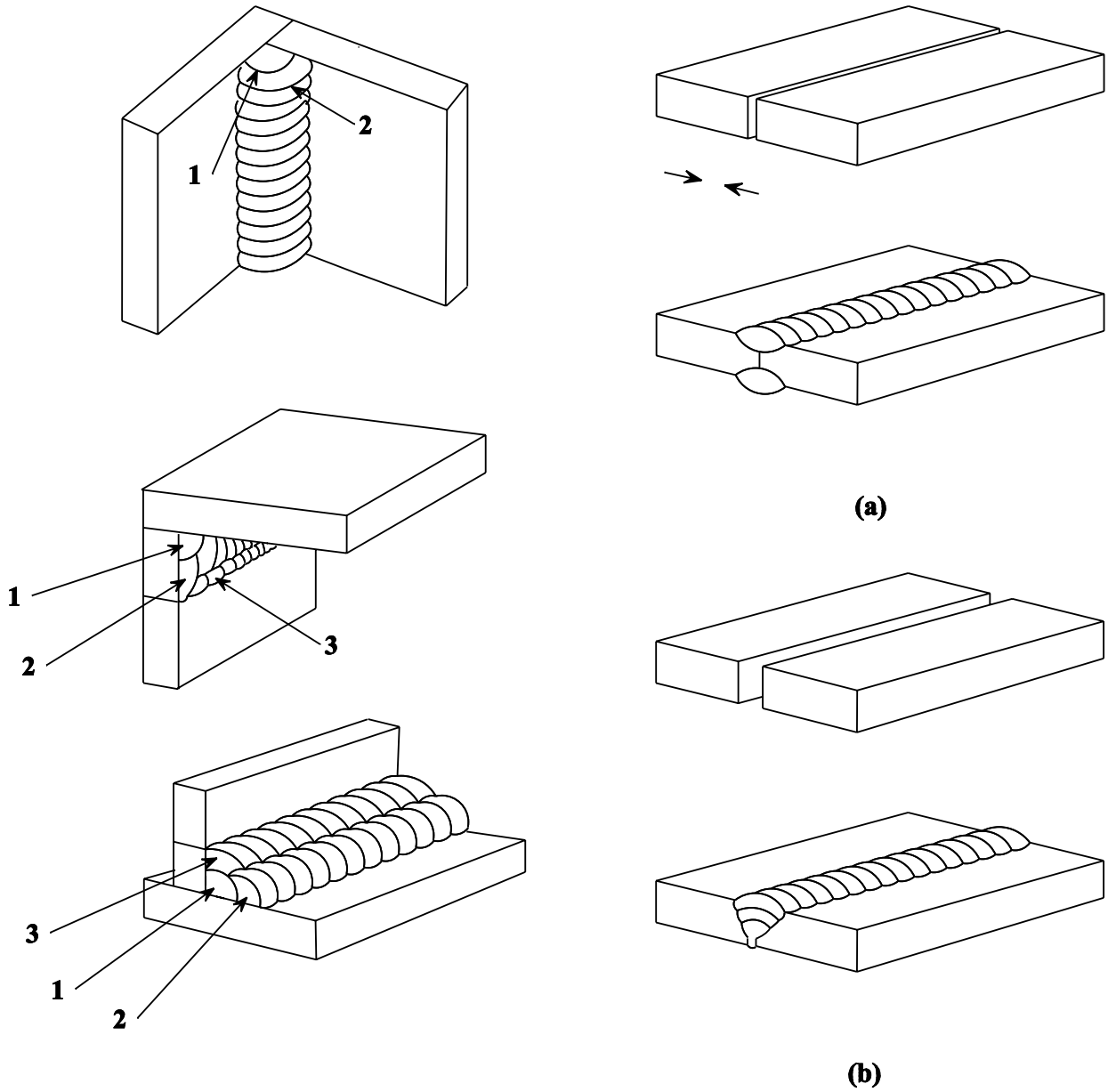


Figura 15 Soldaduras con cordones superpuestos

fundir (véase la figura 16a). Si existe separación entre las dos partes de una unión, puede obtenerse una total penetración con el mismo equipo de soldadura. La limitación la da en este caso el espesor de las placas a soldar. En la práctica, la limitación para soldaduras a tope con bordes rectos, o sea, sin preparación, es de un espesor de chapa de 10mm con una separación de 5 mm. Cuando el espesor de la placa excede este valor, la preparación de los bordes permite una total penetración en varias pasadas, como se muestra en la figura 16b.

Figura 16 Efectos de separación entre chapas sobre la penetración de la soldadura

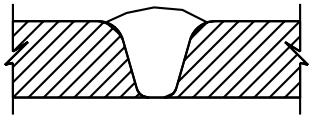
Preparar los bordes consiste esencialmente en cortar y biselar los cantos de las placas que hay que soldar. Estas operaciones se efectúan mediante corte térmico, mecanizado o mediante desbastado y rectificado. Las superficies de los bordes biselados deben ser suaves, uniformes, sin fisuras y sin herrumbre. Si se utiliza el corte térmico u otro proceso que endurece el material, el procedimiento de soldadura que se utilice debe tener en cuenta este proceso de pre-

paración. La figura 3 muestra distintas geometrías de bisel. Las recomendaciones prácticas, por ejemplo las que se dan en el Eurocódigo 3 apéndice W (1), proporcionan ciertos valores de tolerancia para varios tipos de soldadura. Finalmente, antes de efectuar la soldadura deben limpiarse las superficies y aristas adyacentes a la zona que debe soldarse, para eliminar aceite, grasa, pintura o cualquier otro contaminante que puedan afectar la calidad y la resistencia de la soldadura.

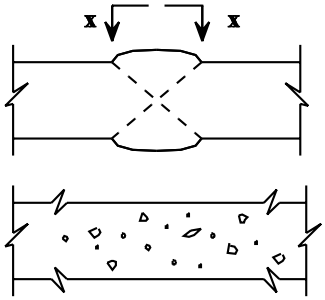
El pliego de condiciones del proyecto que entrega el proyectista define el método y procedimiento de soldadura adecuados (véase la lección 13.5).

6. CALIDAD DE LA SOLDADURA-DISCONTINUIDADES

El control de calidad es desde hace algún tiempo, una parte importante de la actividad industrial. El término calidad incluye todas las características de un producto que afectan a su capacidad para cumplir su función. En las lecciones del Grupo 4, especialmente en la lección 4.4, se trata el control de calidad aplicado a la

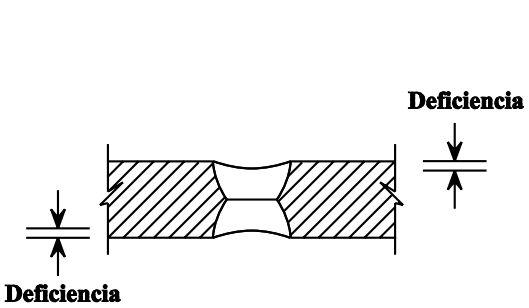


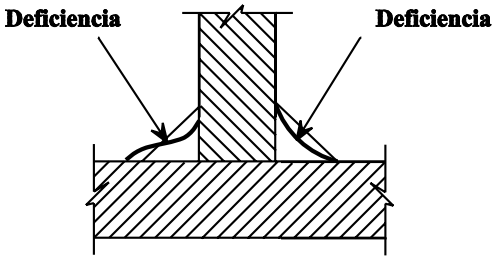
Mordedura



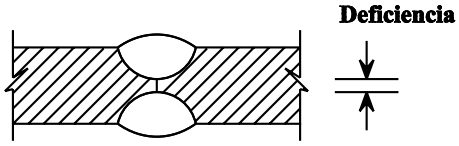
Plano horizontal X-X

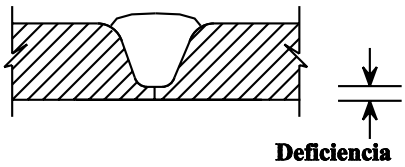
Porosidad o inclusiones de gas





Garganta insuficiente





Penetración incompleta

Figura 17 Ejemplos de defectos de soldadura

soldadura, incluyendo la calificación de empresas y el procedimiento de calificación para soldadura.

Normalmente, todas las estructuras soldadas pasan algún tipo de inspección. El tipo y el alcance de la inspección, así como la elección de las soldaduras a inspeccionar, se seleccionan según el pliego de condiciones del proyecto.

El objetivo principal de esta inspección es descubrir los posibles defectos de soldadura. Ejemplos de estos defectos serían (figura 17):

- Mordedura a lo largo del borde. El espesor del metal de base se reduce cerca del borde de soldadura.
- Porosidad o inclusiones de gas. En el metal fundido se incorporan burbujas de aire o de gas, y permanecen en él después del enfriamiento.
- Garganta insuficiente. El espesor de la garganta es menor que el especificado. En este caso, puede que la resistencia en la unión sea insuficiente.
- Penetración incompleta. El espesor de la garganta es menor que el especificado. En este caso, puede que la resistencia en la unión sea insuficiente.

Todos estos defectos pueden cuantificarse. Normativas prácticas especifican las tolerancias permitidas para cada defecto, tal como puede verse por ejemplo en Eurocódigo, apéndice W [1].

7. RESUMEN FINAL

- Suponiendo que las condiciones de soldadura son las adecuadas, este procedimiento -particularmente la soldadura en ángulo- es normalmente la forma más barata de unir dos piezas de acero.
- Se utilizan básicamente dos tipos de soldadura estructural -soldadura en ángulo y a tope. Cuando sea posible, debe efectuarse una soldadura en ángulo.
- Espesor y longitud de la garganta son dos de los parámetros más importantes para determinar la capacidad de carga.
- El metal fundido (electrodos) y el metal de base (las piezas a soldar) deben tener unas propiedades mecánicas coherentes.
- Las soldaduras a tope suelen requerir preparación del borde.
- Las soldaduras deben inspeccionarse para detectar posibles defectos y para asegurar un adecuado comportamiento de la estructura.

8. BIBLIOGRAFÍA

[1] Eurocode 3: “Design of steel structures”: ENV 1993-1-1: General rules and rules for buildings, CEN, 1992.

[2] En 10025: European Standard 10025. Hot rolled products of non-alloy structural steels - technical delivery conditions.

9. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Bludgett, O. W., Welded Connections Chapter 3.3 Constructional Steel Design: An International Guide, 1992.

2. Pratt, J. L., Introduction to the Welding of Structural Steelwork, 3rd Revised Edition, 1989.

ESDEP TOMO 13
DISEÑO DE UNIONES

Lección 13.2.2: Uniones soldadas – Bases para el cálculo de cordones de soldadura

OBJETIVOS/CONTENIDO:

Presentar los métodos generales para efectuar cálculos que permitan determinar la resistencia de las soldaduras a tope y en ángulo.

CONOCIMIENTOS PREVIOS:

Lecciones 2.5:	Introducción al Diseño de Edificios Industriales
Lección 3.1:	Características de las Aleaciones de Hierro y Carbono
Lecciones 3.3:	Propiedades Mecánicas de los Aceros
Lección 4.2:	Montaje
Lección 4.5:	Fabricación y Montaje de Edificios
Lección 4.6:	Inspección/Garantía de Calidad
Lección 13.1.2:	Introducción al Diseño de Uniones
Lección 13.2.1:	Generalidades sobre Uniones Soldadas

LECCIONES AFINES:

Lección 3.4:	Calidades y Tipos de Acero
Lección 3.6:	Soldabilidad de los Aceros para Estructuras
Lección 4.3:	Principios de Soldadura
Lección 4.4:	Procesos de Soldadura
Lecciones 13.4:	Análisis de Uniones

RESUMEN:

Se exponen las bases para el cálculo de la resistencia de la soldadura. Gran parte de esta lección trata sobre la distribución de las tensiones y la deformabilidad de las soldaduras en ángulo y a tope. Se presentan algunos resultados experimentales para mostrar la relevancia de las fórmulas de cálculo.

ABREVIATURAS

a	espesor de la garganta del cordón	[mm]
F	fuerza externa	[N]
$F_{\sigma\perp}$	esfuerzo normal perpendicular al plano del área de la garganta del cordón	[N]
$F_{\tau\perp}$	esfuerzo cortante en el plano del área de la garganta transversal al eje del cordón	[N]
$F_{\tau//}$	esfuerzo cortante en el plano del área de la garganta paralelo al eje del cordón	[N]
f_u	resistencia del metal de base	[MPa]
f_{vw}	resistencia nominal a corte del cordón	[MPa]
L_j	longitud de la unión de solape.	[mm]
L_w	longitud del cordón (en uniones largas)	[m]
l	longitud del cordón	[mm]
β_w	coeficiente de correlación	
β_{LW}	coeficiente de reducción para cordones largos	
γ_{MW}	coeficiente parcial de seguridad para cordones	
σ_1	tensión normal perpendicular al plano del área de la garganta del cordón	[MPa]
σ_2	tensión normal paralela al eje del cordón	[MPa]
σ_{eq}	tensión equivalente	[MPa]
τ_1	tensión tangencial en el plano del área de la garganta transversal al eje del cordón	[MPa]
τ_2	tensión tangencial en el plano del área de la garganta paralelo al eje del cordón	[MPa]

1. INTRODUCCIÓN

Esta lección tiene por objetivo presentar las bases para el cálculo de la resistencia del cordón según el Eurocódigo 3 [1], discutir las hipótesis básicas aceptadas y examinar los métodos generales utilizados para determinar las tensiones en los cordones. En la práctica, los cálculos en los cordones suelen referirse a soldaduras en ángulo, ya que representan aproximadamente el 80% de las soldaduras estructurales. Por ello esta lección se centra en tales soldaduras y trata menos otros tipos de soldadura (a tope, de ranura, por puntos).

En el cálculo de la soldadura se efectúan tres hipótesis fundamentales [2]:

- Los cordones son elementos homogéneos e isótropos.
- Las piezas conectadas mediante los cordones son rígidas y sus deformaciones despreciables.
- Sólo se consideran tensiones nominales debidas a cargas externas. Los efectos de las tensiones residuales, concentración de tensiones y perfil de los cordones no se tienen en cuenta en el cálculo.

Estas hipótesis conducen a una distribución uniforme de las tensiones en la soldadura, mientras que en la realidad se observan variaciones en las tensiones y las deformaciones a lo largo del cordón. De hecho, la concentración de tensiones y tensión residual pueden alcanzar localmente el límite elástico. Sin embargo, la ductilidad del material permite una redistribución de las tensiones a lo largo de la longitud del cordón, produciendo una reducción apreciable en la magnitud de los picos de tensión. Esta redistribución también tiene lugar cuando el cordón está sujeto a la acción de cargas externas. Según la teoría de la plasticidad, la distribución final de las tensiones será óptima cuando se alcance la tensión de fluencia en toda la longitud del cordón.

El Eurocódigo 3 [1] especifica que el metal de aportación debe tener propiedades mecánicas (límite elástico, resistencia, alargamiento en rotura y resiliencia) igual a, o mejor que, las propiedades correspondientes al metal de base. Entonces, para el cálculo y diseño del cordón, se toma como resistencia de referencia la del material de base.

Aunque las soldaduras en ángulo son las más importantes, se tratarán primero las soldaduras a tope porque tienen requisitos de cálculo más sencillos.

2. CÁLCULOS EN LA SOLDADURA A TOPE

Suponiendo que se ha efectuado correctamente el proceso de soldadura, el metal de aportación de la soldadura a tope puede considerarse como metal de base. Así, para determinar la resistencia de la unión, el cálculo se basa en el área de la garganta, es decir, el área de penetración. Según la penetración, se definen dos tipos de soldaduras a tope: soldaduras de penetración total y soldaduras de penetración parcial.

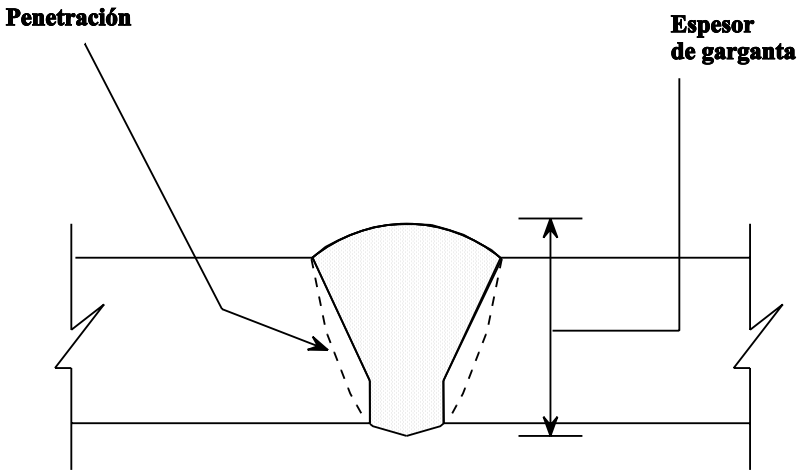


Figura 1 Soldadura a tope con penetración completa

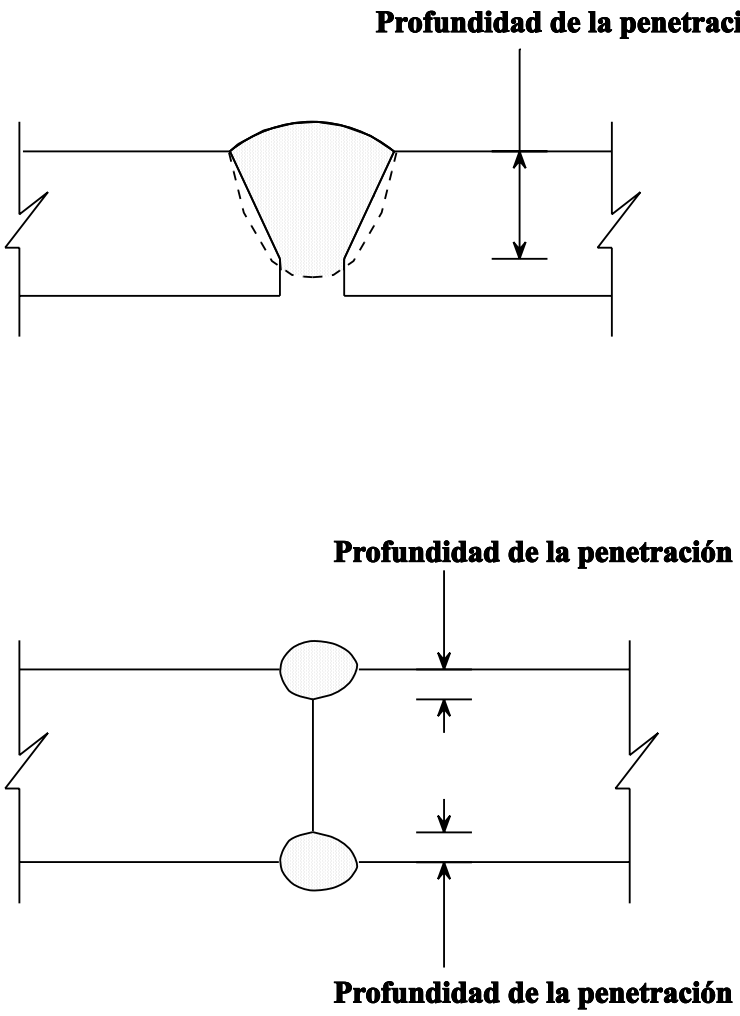


Figura 2 Soldaduras a tope con penetración parcial

2.1 Soldaduras a Tope de Penetración Total

En una soldadura a tope de penetración total no hace falta ningún cálculo, porque la resistencia del metal de aportación es, por lo menos, tan elevada como la del metal de base de la pieza más débil unida, y el espesor de la garganta del cordón es igual al espesor de la chapa (véase la figura 1). La soldadura a tope puede contemplarse, pues, como una simple sustitución del material de base.

2.2 Soldaduras a Tope de Penetración Parcial

En una soldadura a tope de penetración parcial, el espesor de garganta considerado en el cálculo es la profundidad de la preparación, ligeramente disminuida. Según el Eurocódigo 3 [1], el espesor

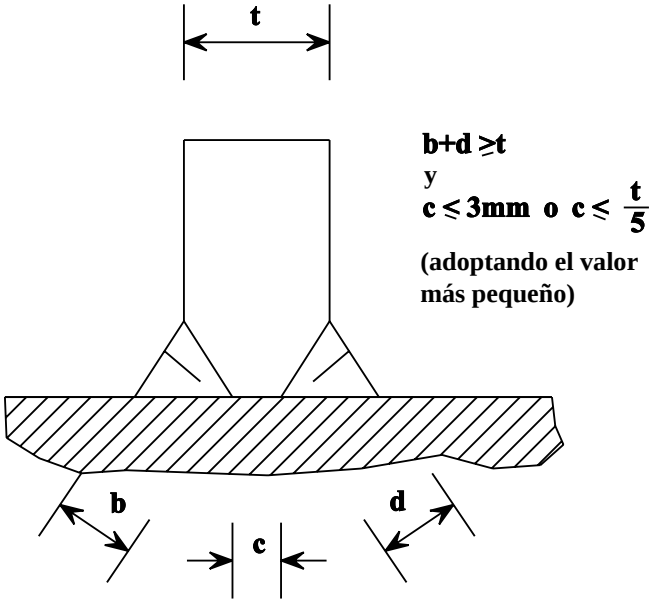


Figura 3 Soldadura a tope con penetración parcial que se considera como soldadura a tope con penetración completa

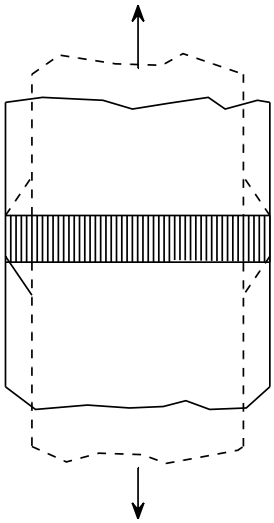
de la garganta debe tomarse como la profundidad de la preparación menos 2 mm, donde la preparación es la profundidad del bisel (véase la figura 2). Sin embargo, si se han efectuado los ensayos adecuados, puede tomarse el espesor como igual a la preparación.

Una penetración parcial de una unión a tope en T con soldaduras superpuestas puede considerarse una soldadura a tope con penetración total si el espesor total de garganta es mayor que el espesor del material y la cota de la separación cumple ciertas condiciones (figura 3).

2.3 Distribución de Tensiones en Soldaduras a Tope

Como se ha apuntado, en los cálculos del cordón se supone una distribución uniforme de las tensiones en la longitud del cordón. En estado de agotamiento, la redistribución plástica de las tensiones hace que esta hipótesis sea más o menos cierta. En estado elástico, que es el que interesa en el cálculo de la fatiga, las tensiones no están distribuidas uniformemente, especialmente cuando el límite de fluencia del metal de aportación es mucho más elevado que el del metal de base. Por ejemplo, considérese una barra cargada con una fuerza de tracción axial tal como se muestra en la figura 4. La barra se estirará y, debido al efecto Poisson, disminuirá su anchura. Esta estricción es uniforme si la barra es homogénea. Pero será menor el metal base próximo al cordón, que tiene un límite de fluencia distinto. Este efecto origina una distribución de las tensiones variable a lo largo del cordón (figura 4), siendo la tensión el medio superior a la media.

Se intentará evitar concentraciones de tensiones por efecto de las entallas en uniones que conecten secciones distintas. Evitar la concentración de ten-



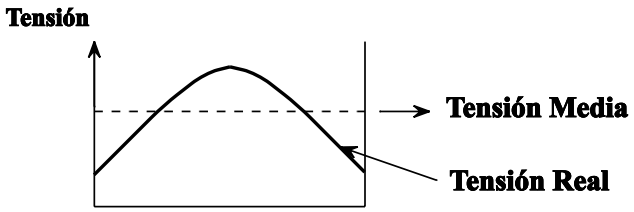


Figura 4 Distribución de tensiones en soldadura a tope

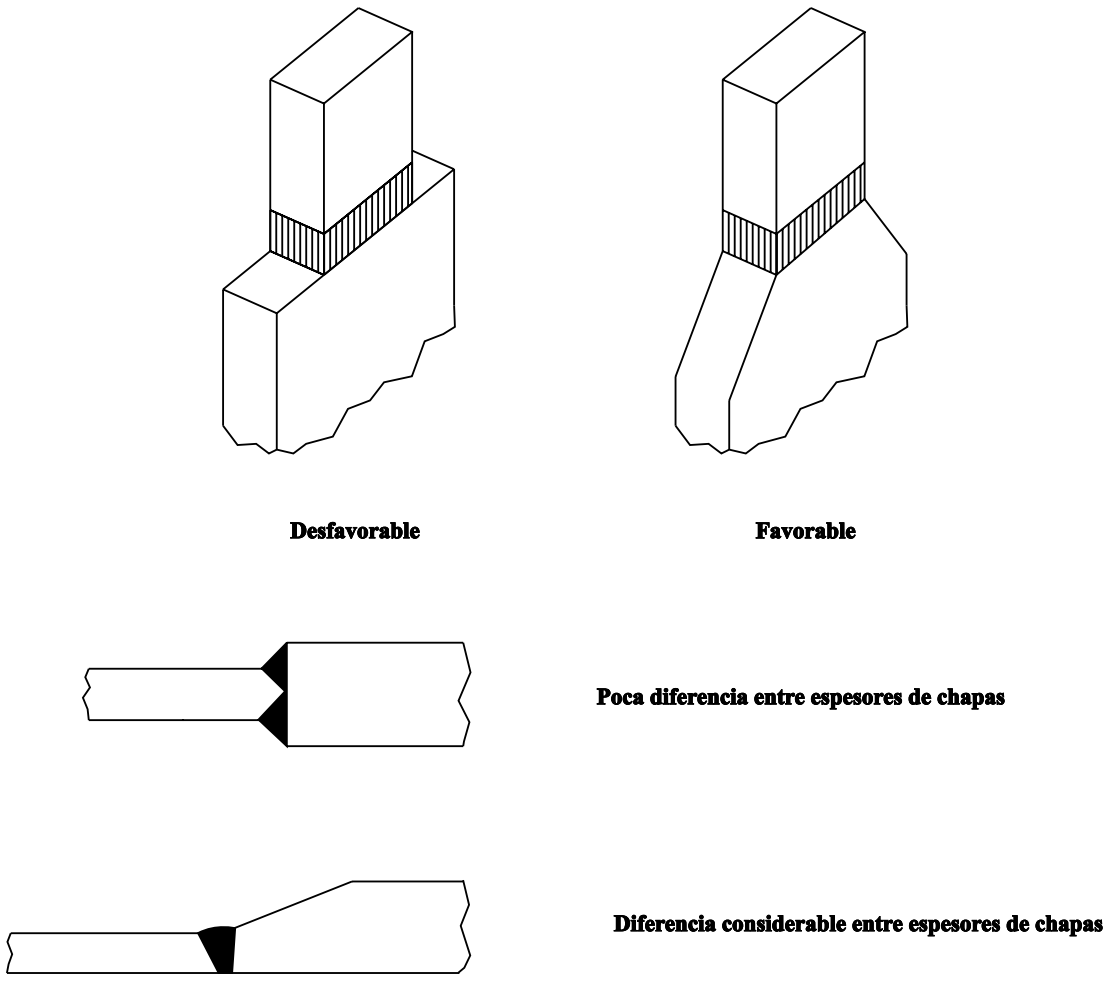


Figura 5 La transición gradual de una sección a otra reduce la concentración de las tensiones

siones es especialmente importante si la unión está sujeta a fatiga. Para reducir la concentración de las tensiones, se recomienda una transición gradual de una sección a otra (figura 5). Estos puntos se tratan también en la lección sobre diseño en fatiga y en las lecciones 4.5 y 4.6 referentes a la fabricación y montaje de estructuras metálicas.

3. CÁLCULOS EN SOLDADURAS EN ÁNGULO

3.1 Hipótesis

Las hipótesis adoptadas en los cálculos para soldaduras en ángulo según el Eurocódigo 3 [1] se refieren a las características mecánicas y geométricas. Como se ha apuntado ya, las propiedades mecánicas del metal de aportación deben ser coherentes con el material base. En la figura 6 se muestra el área de la garganta de una soldadura en ángulo considerada en el cálculo. Este área de la garganta es el producto del espesor y la longitud efectiva del cordón. Generalmente, la longitud de cálculo de un cordón en ángulo es igual a la longitud total de la soldadura, incluyendo los retornos extremos, si el cordón es continuo. En cordones largos y soldaduras intermitentes debe reducirse la longitud efectiva.

Las soldaduras en ángulo de fuerza (que deben soportar cargas) suelen efectuarse con espesores de garganta de, por lo menos, 4 mm. Deben ignorarse los cordones con longitudes efectivas inferiores a 40 mm o 6 veces su espesor de garganta (adoptando la magnitud que sea mayor).

3.2 Método Básico

Se describe el método básico para el cálculo de soldaduras en ángulo. Aparece en el Eurocódigo 3, apéndice M [1] como un método de cálculo alternativo.

La carga que actúa sobre el cordón de soldadura se descompone en componentes de carga paralelos y transversales al eje longitudinal del cordón y normales y transversales al plano de su garganta (véase la figura 6). Se calculan las tensiones correspondientes:

$\sigma_1 = \frac{F_{\sigma\perp}}{a.l}$ es la tensión normal perpendicular al plano del área de la garganta.

$\tau_1 = \frac{F_{\tau\perp}}{a.1}$ es la tensión tangencial en el plano del área de la garganta, transversal al eje del cordón.

$\tau_2 = \frac{F_{\tau//}}{a.l}$ es la tensión tangencial en el plano del área de la garganta, paralela al eje del cordón.

σ_2 es la tensión normal paralela al eje del cordón.

La tensión normal σ_2 no se toma en consideración porque la sección transversal del cordón es muy pequeña y tiene una resistencia despreciable en comparación con la del área de la garganta sujeta a componentes de tensión tangencial τ_2.

La aplicación de la norma de von Mises a estos componentes de tensión proporciona la tensión equivalente σ_{eq} en el área de la garganta de soldadura:

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3(\tau_1^2 + \tau_2^2)} \qquad (1)$$

El apéndice M [1] de Eurocódigo 3 especifica que la soldadura en ángulo será adecuada si se satisfacen las siguientes condiciones:

$$\sigma_{eq} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{Mw}} \qquad (2)$$

y $\sigma_1 \leq \frac{f_u}{\gamma_{Mw}}$

donde

f_u es la resistencia de la pieza más débil unida.

γ_{Mw} es el coeficiente parcial de seguridad para soldaduras (= 1,25).

El valor del factor de correlación β_w debería tomarse:

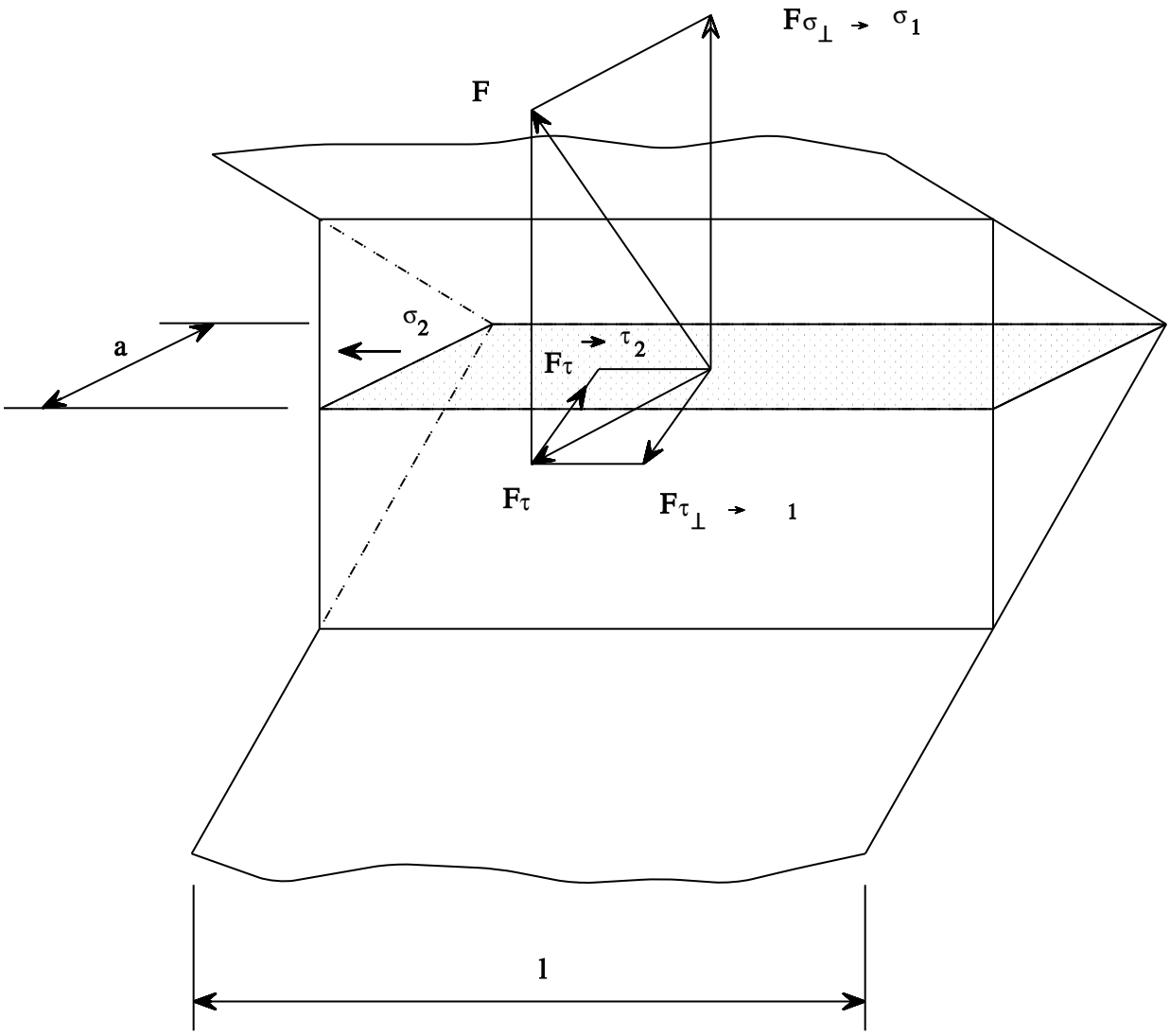


Figura 6 Componentes de tensión en una soldadura en ángulo

Para valores intermedios de f_u, puede determinarse el valor de β_w por interpolación lineal.

3.3 Método de Tensiones Medias

Eurocódigo 3 proporciona, en el texto principal, una fórmula de cálculo simplificada que no requiere la determinación de los componentes de tensión en el cordón. La fórmula se basa en el método de la tensión media, que considera que la resistencia del cordón es igual a la resistencia al cizallamiento, independientemente de la dirección de la fuerza que actúa. Como el cordón siempre es más débil en cizallamiento puro, el método de la tensión media siempre es seguro.

EN10025 Clase Acero	Carga de rotura por tracción f_u	Factor de correlación β_w
S235	360 N/mm^2	0,80
S275	430 N/mm^2	0,85
S355	510 N/mm^2	0,9

Las soldaduras en ángulo deben satisfacer:

$$\frac{F}{a1} \leq f_{vw} = \frac{f_u}{\sqrt{3}\,\beta_w\,\gamma_{Mw}} \qquad (3)$$

donde

F es la fuerza externa que actúa en el cordón.

f_{vw} es la resistencia de cálculo al cizallamiento para el cordón.

3.4 Cordones largos

La figura 7 indica la distribución de las tensiones para cordones largos en uniones de solape. La distribución es análoga a la que se observa en uniones remachadas o en uniones largas atornilladas (véanse las lecciones 13.3). En los extremos de la unión tienen lugar grandes tensiones. En el estado último, justo antes del agotamiento, la deformación plástica cerca de los extremos contribuye a una tensión tangencial más uniforme en los cordones. Sin embargo, si la unión es larga puede que la redistribución de tensiones no sea totalmente uniforme.

El Eurocódigo 3 especifica que la resistencia de cálculo para un cordón largo en una unión de solape debe multiplicarse por un coeficiente de reducción β_w para compensar los efectos de la no uniformidad en la distribución de las tensiones. Si la unión de solape tiene una longitud mayor que 150a

$$\beta_{LW} = 1{,}2 - \frac{0{,}2\,L_j}{150\,a} \leq 1$$

donde

L_j es la longitud total del solape en la dirección de la transferencia de fuerza.

Para soldaduras en ángulo de longitud mayor de 1,7 metros que unan los rigidizadores transversales en barras.

$$\beta_{LW} = 1{,}1 - \frac{L_w}{17}$$

pero $0{,}6 \leq \beta_{LW} \leq 1{,}0$

donde

L_w es la longitud del cordón (en metros)

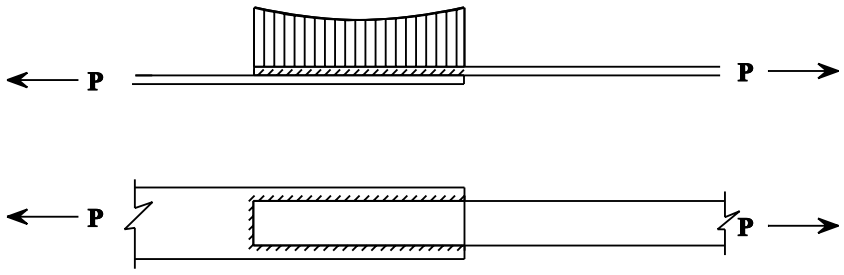


Figura 7 Distribución de tensiones en cordones largos

4. CÁLCULO DE SOLDADURAS DE RANURA Y POR PUNTOS

La resistencia de soldaduras por puntos y de ranura se calcula por el método de la tensión media, como en las soldaduras en ángulo. En el cálculo, se toma el área efectiva de la soldadura de ranura o de tapón como el área de la ranura o taladro.

5. RESUMEN FINAL

- Se presenta las bases para el cálculo de la resistencia de las soldaduras.
- Se indica que tanto la tensión residual como la concentración de tensiones no se consideran porque en el estado último se produce una redistribución de tensiones considerable. En el caso de cordones largos en uniones de solape, sin embargo, se considera una distribución no uniforme de las tensiones.
- En general, no hay que hacer ningún cálculo para el diseño de soldaduras a tope. Sólo se requieren cálculos en el caso de soldaduras de penetración parcial.
- Eurocódigo 3 explica el método de la tensión media y otro método alternativo (apéndice M) para el cálculo de soldaduras en ángulo. El método de la tensión media no requiere efectuar cálculos de tensiones individuales en las soldaduras, pero generalmente conduce a resultados más conservadores.

6. BIBLIOGRAFÍA

[1] Eurocode 3: “Design of steel structures”: ENV 1993-1-1: Part 1: General rules and rules for buildings, CEN, 1992.

[2] Bresler, B., Lim, T. Y., Scalzi, J. B., Design of steel structures, 2nd Edition, 1968.

7. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Owens, G. W. and Cheal, B. D., Structural Steelwork Connections, 1st Edition, 1989.

2. Bludgett, O.W., `Design of welded structures’, James F Lincoln Arc Welding Foundation, Cleveland, Ohio, USA, 1972. Manual de referencia informativo y bien ilustrado que cubre todos los aspectos del diseño y construcción con soldaduras.

ESDEP TOMO 13
DISEÑO DE UNIONES

Lección 13.2.3: Uniones soldadas – Aplicaciones de cálculo de tamaños de cordón de soldadura

OBJETIVOS/CONTENIDO

Utilizar los métodos de cálculo de cordones de soldadura que proporciona el Eurocódigo 3.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lecciones 2.5:	Introducción al Diseño de Edificios Industriales
Lección 3.1:	Características de las Aleaciones de Hierro y Carbono
Lección 3.3:	Propiedades Mecánicas de los Aceros
Lección 4.2:	Montaje
Lección 4.5:	Fabricación y Montaje de Edificios
Lección 4.6:	Inspección/Garantía de Calidad
Lección 13.1.2:	Introducción al Diseño de Uniones

LECCIONES AFINES:

Lección 3.4:	Calidades y Tipos de Acero
Lección 3.6:	Soldabilidad de los Aceros para Estructuras
Lección 4.3:	Principios de Soldadura
Lección 4.4:	Procesos de Soldadura
Lección 13.4:	Análisis de Uniones
Lecciones 13.2.1 y 13.2.2:	Otras lecciones sobre Uniones Soldadas

RESUMEN

Esta lección ilustra el cálculo de soldaduras en ángulo sujetas a cargas de distintas direcciones. Se compara el método de la tensión media y el método alternativo presentado en el Eurocódigo 3 [1].

ABREVIATURAS

A	área de la sección transversal de la placa	[mm^2]
a	espesor de la garganta de la soldadura	[mm]
b	anchura del ala (de una viga laminada)	[mm]
b_{eff}	anchura efectiva	[mm]
F	carga externa	[N]
f_y, f_{yp}	tensión de límite elástico del metal de base	[MPa]
f_u	resistencia nominal del metal de base	[MPa]
f_{vw}	resistencia de cálculo del cordón	[MPa]
l, l_2	longitud de la soldadura en ángulo	[mm]
r	radio del acuerdo en secciones laminadas	[mm]
t, t_p	espesor de una chapa	[mm]
t_f	espesor del ala (de una viga laminada)	[mm]
t_w	espesor del alma	[mm]
β_w	coeficiente de reducción	
γ_{Mw}	coeficiente parcial de seguridad para cordones de soldadura	
γ_{M2}	coeficiente parcial de seguridad para el material de base	
σ_1	tensión normal perpendicular a la garganta del área del cordón de soldadura	[MPa]
τ_1	tensión tangencial en el plano del área de la garganta transversal al eje del cordón de soldadura	[MPa]
τ_2	tensión tangencial en el plano del área de la garganta paralelo al eje del cordón de soldadura	[MPa]

1. INTRODUCCIÓN

En la lección 13.2.2 se exponen los dos métodos propuestos en el Eurocódigo 3 [1] para el cálculo de cordones de soldadura en ángulo: el método de la tensión media y el alternativo.

El método de la tensión media (Eurocódigo 3 - párrafo 6.6.5.3) es una simplificación del alternativo. Los cordones de soldadura deben satisfacer

$$\frac{F}{al} \leq f_{vw} = \frac{f_u}{\sqrt{3}\,\beta_w\,\gamma_{mw}} \qquad (1)$$

donde

F es la fuerza externa (independiente de la orientación) transmitida por los cordones de soldadura

a es el espesor de la garganta

l es la longitud del cordón de soldadura

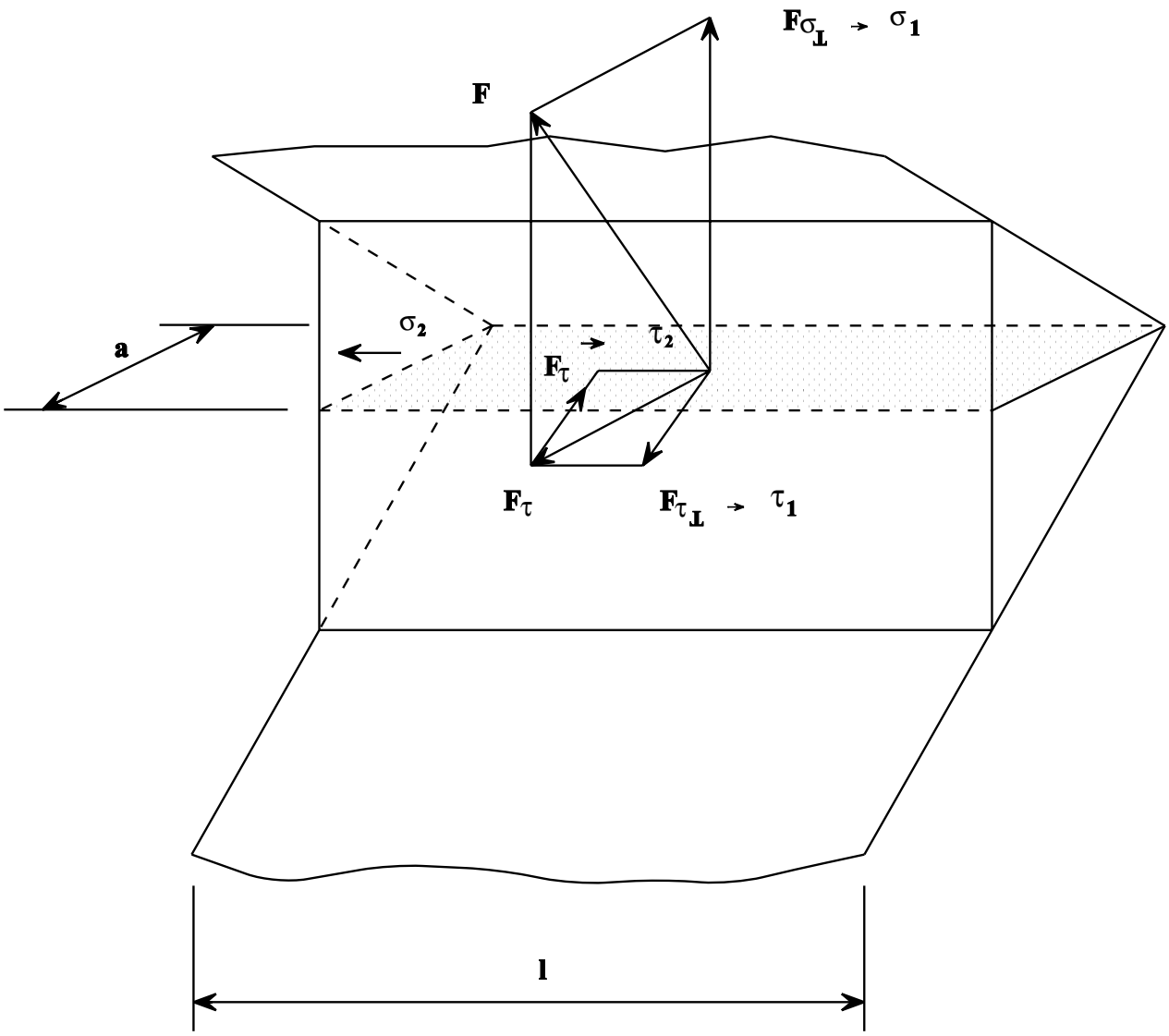


Figura 1 Componentes de carga y tensión en una soldadura en ángulo

f_{vw} es la resistencia de cálculo del cordón de soldadura.

El método alternativo (Eurocódigo 3, apéndice M) requiere el cálculo de los distintos componentes de tensión en el cordón para determinar una tensión equivalente. Deben satisfacerse las siguientes condiciones:

$$\sqrt{\sigma_1^2 + 3(\tau_1^2 + \tau_2^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{Mw}} \qquad (2)$$

$$\text{y } \sigma_1 \leq \frac{f_u}{\gamma_{Mw}} \qquad (3)$$

donde

σ_1, τ_1, y τ_2 son los componentes de tensión normal y tangencial (véase la figura 1) aplicados al área de la garganta del cordón de soldadura

f_u es la resistencia nominal de la pieza más débil unida

γ_{Mw} es el coeficiente parcial de seguridad para cordones de soldadura = 1,25

β_w es el factor de correlación, que toma los valores:

β_w = 0,8 para acero S235, (f_u = 360MPa)

β_w = 0,85 para acero S275, (f_u = 430MPa)

β = 0,90 para acero S355, (f_u = 510MPa)

A continuación se comparan los cálculos efectuados con un método y otro.

2. CORDONES DE SOLDADURA LATERALES

Las soldaduras en ángulo laterales transfieren un esfuerzo axial F aplicado en dirección paralela a la longitud de la soldadura. Considérese una unión de solape con dos cordones de soldadura laterales (figura 2). Cada cordón transmite la fuerza $\frac{F}{2}$.

2.1 Aplicación del Método de la Tensión Media

La condición (1) nos da $\frac{F}{2\,a\,l} \le \frac{f_u}{\sqrt{3}\,\beta_w\,\gamma_{Mw}}$

Por lo tanto, el espesor de la garganta debe satisfacer

$$a \ge \frac{\sqrt{3}}{2}\frac{F}{f_u\,l}\beta_w\,\gamma_{Mw} \qquad (4)$$

2.2 Aplicación del Método Alternativo

Con este esfuerzo axial se considera únicamente el componente de tensión τ_2:

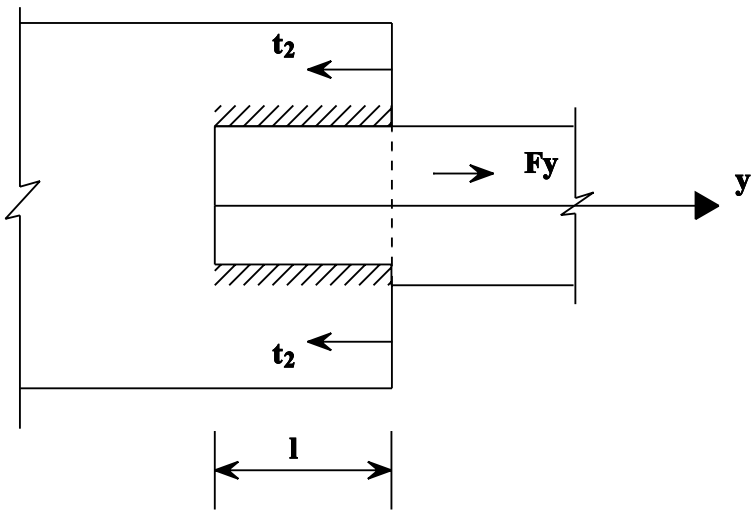


Figura 2 Cordones laterales

$$\tau_2 = \frac{F}{2\,a\,l}$$

$$\sigma_1 = \tau_1 = 0$$

La condición (2) nos da

$$\sqrt{3\,\tau_2^2} = \frac{\sqrt{3}\,F}{2\,a\,l} \le \frac{f_u}{\beta_w\,\gamma_{Mw}}$$

y el mínimo espesor de garganta es:

$$a \ge \frac{\sqrt{3}}{2}\frac{F_y}{f_u\,l}\,\beta_w\,\gamma_{Mw}$$

En este caso no hay que tener en cuenta la condición (3) ($\sigma_1 = 0$). En soldaduras laterales, los dos métodos conducen al mismo resultado para el área de la garganta de los cordones.

2.3 Resistencia de la Unión Igual a la Resistencia del Elemento

La unión puede calcularse para que sea igual o más resistente que las chapas unidas. En este caso, no hace falta la magnitud de la fuerza que actúa sobre la unión.

En el caso de dos soldaduras laterales que transfieren un esfuerzo axial, puede definirse la siguiente condición para resistencias iguales:

$$\frac{2\,a\,l\,f_u}{\sqrt{3}\,\beta_w\,\gamma_{Mw}} \ge A\,f_y$$

o

$$a \ge \frac{\sqrt{3}}{2}\frac{A\,f_y}{l\,f_u}\,\beta_w\,\gamma_{Mw} \qquad (5)$$

donde

A es el área de la sección transversal del elemento conectado

f_y es el límite de fluencia nominal del elemento

3. CORDONES FRONTALES DE SOLDADURA

Los cordones frontales transmiten un esfuerzo axial aplicado en dirección perpendicular al propio cordón. Considérese una unión en T con dos cordones de extremo (véase la figura 3).

Cada cordón transmite la fuerza $\frac{F}{2}$.

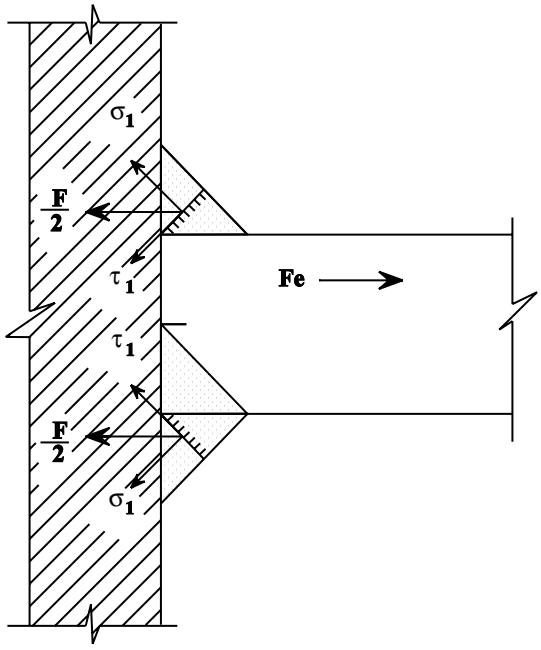


Figura 3 Cordones de extremo

3.1 Aplicación del Método de la Tensión Media

La condición (1) nos da

$$\frac{F}{2al} \le \frac{f_u}{\sqrt{3}\,\beta_w\,\gamma_{Mw}}$$

y

$$a \ge \frac{\sqrt{3}}{2}\,\frac{F}{f_u l}\,\beta_w\,\gamma_{Mw} \qquad (6)$$

3.2 Aplicación del Método Alternativo

En el área de la garganta del cordón de soldadura sólo están determinados los componentes de tensión σ_1 y τ_1.

$$\sigma_1 = \tau_1 = \frac{F}{2\sqrt{2}\,al}$$

$$\tau_2 = 0$$

Utilizando la condición (2)

$$\sqrt{\sigma_1^2 + 3\,\tau_1^2} \le \frac{f_u}{\beta_w\,\gamma_{Mw}}$$

se obtiene:

$$\sqrt{\frac{F^2}{8\,a^2 l^2} + \frac{3F^2}{8\,a^2 l^2}} \le \frac{f_u}{\beta_w\,\gamma_{Mw}}$$

El espesor de garganta mínimo para cada cordón será:

$$a \ge \frac{\sqrt{2}}{2}\,\frac{F}{f_u l}\,\beta_w\,\gamma_{Mw} \qquad (7)$$

La condición (3) $\sigma_1 = \frac{F}{2\sqrt{2}\,al} \le \frac{f_u}{\gamma_{Mw}}$

Conduce a: $a \ge \frac{F_x}{2\sqrt{2}\,f_u l}\,\gamma_{Mw}$ (7')

Comparando entre (7) y (7') se observa que el espesor de garganta dado por (7) rige la elección de las dimensiones del cordón.

Para cordones frontales, el método alternativo es más ventajoso que el de tensión media. La reducción del espesor de la garganta es $\frac{\sqrt{2}}{\sqrt{3}} = 0{,}82$.

De (7) y (4) se obtiene que puede deducirse fácilmente la resistencia equivalente para un cordón frontal f_{ew} y un cordón lateral f_{sw} según el método alternativo. La tabla 1 proporciona estos valores, así como la condición (8) para distintas clases de acero.

3.3 Resistencia de la Unión Igual a la Resistencia del Elemento

	S235	S275	S355
f_{ew} [N/mm^2] (cordones frontales) igual a la resistencia con dos soldaduras	255 a ≥ 0,46 t	286 a ≥ 0,48 t	321 a ≥ 0,55 t
f_{sw} [N/mm^2] (cordones laterales)	208	234	262

Tabla 1 Resistencia equivalente para cordones de soldadura en ángulo de extremo y laterales para distintas clases de acero

En el caso de dos cordones frontales de soldadura que transmiten una fuerza perpendicular al propio cordón, se dan las condiciones siguientes para igual resistencia (según el método alternativo):

$$\frac{2\,a\,l\,f_u}{\sqrt{2}\,\beta_w\,\gamma_{Mw}} \geq t\,l\,f_y$$

o

$$a \geq \frac{\sqrt{2}}{2}\,\frac{t\,f_y}{f_u}\,\beta_w\,\gamma_{Mw} \qquad (8)$$

donde

t es el espesor del elemento conectado.

4. CARGAS DESVIADAS

Con frecuencia se dan las dos condiciones de carga descritas en los capítulos 2 y 3. un cordón de soldadura puede estar sujeto también a cargas desviadas. La figura 4 muestra algunos casos de soldaduras desviadas.

El cálculo de soldaduras desviadas es muy sencillo mediante el método de la tensión media. Con el método alternativo, el cálculo se efectúa como sigue:

1. La carga se descompone en las componentes paralela y transversal al eje longitudinal de la soldadura, y normal y transversal al plano de su garganta (véase la figura 1).

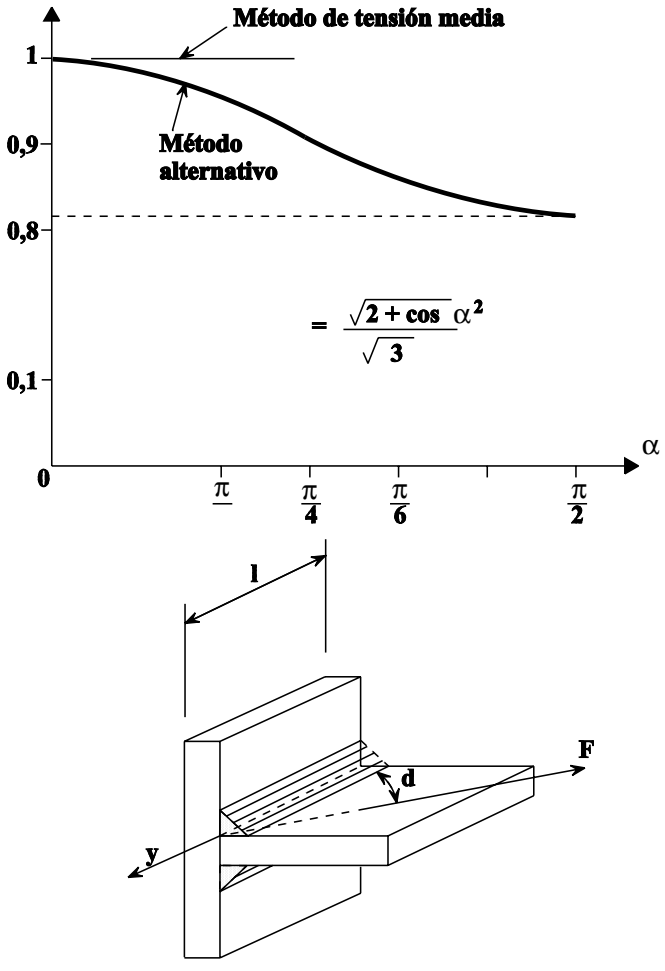


Figura 5 Unión en T solicitada por carga al sesgo

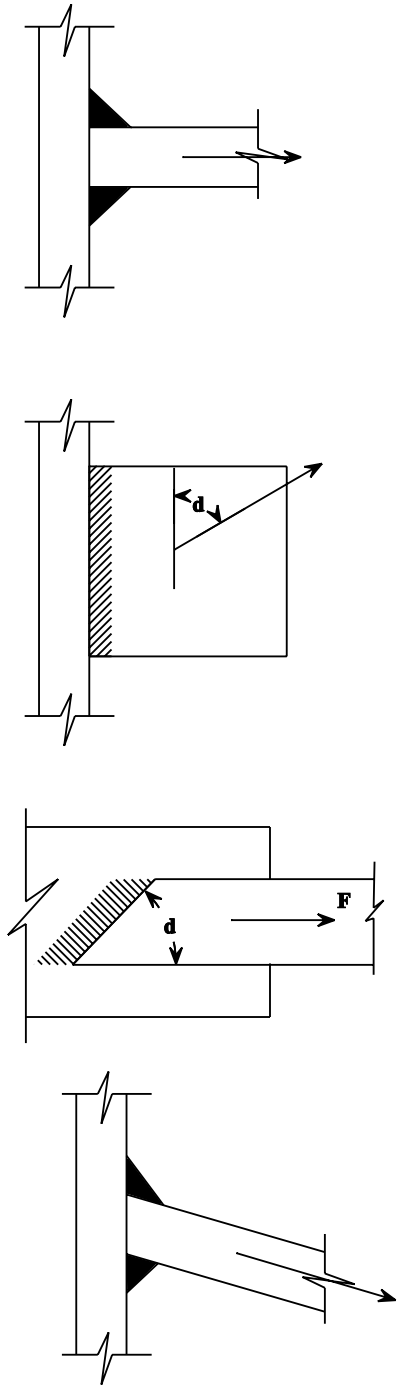


Figura 4 Soldaduras solicitadas por carga al sesgo

2. Se calculan los componentes de tensión σ_1, τ_1, y τ_2 debidos a cada componente de carga.
3. En la fórmula básica (2) se introducen los componentes de tensión de cada tipo .

La figura 5 muestra la relación entre los resultados obtenidos según el método alternativo y el método de la tensión media para el espesor de garganta que se necesita en una unión en T sujeta a carga al sesgo

5. CURVAS TENSIÓN – DEFORMACIÓN

La figura 6 ilustra el comportamiento de los cordones en ángulo. Queda claro que un cordón frontal de soldadura es considerablemente más resistente que uno lateral. La diferencia es mayor que la esperada según los métodos de cálculo que se han descrito. Una razón para ello es que el plano de agotamiento de un cordón de extremo difiere del plano teórico de garganta, de lo que se deriva una mayor área de agotamiento del cordón. El plano de agotamiento de un cordón de soldadura lateral es, sin embargo, más similar al plano de la garganta.

La figura 6 muestra que la ductilidad de una soldadura cargada axialmente es mucho mayor que la de una que tenga carga en dirección transversal.

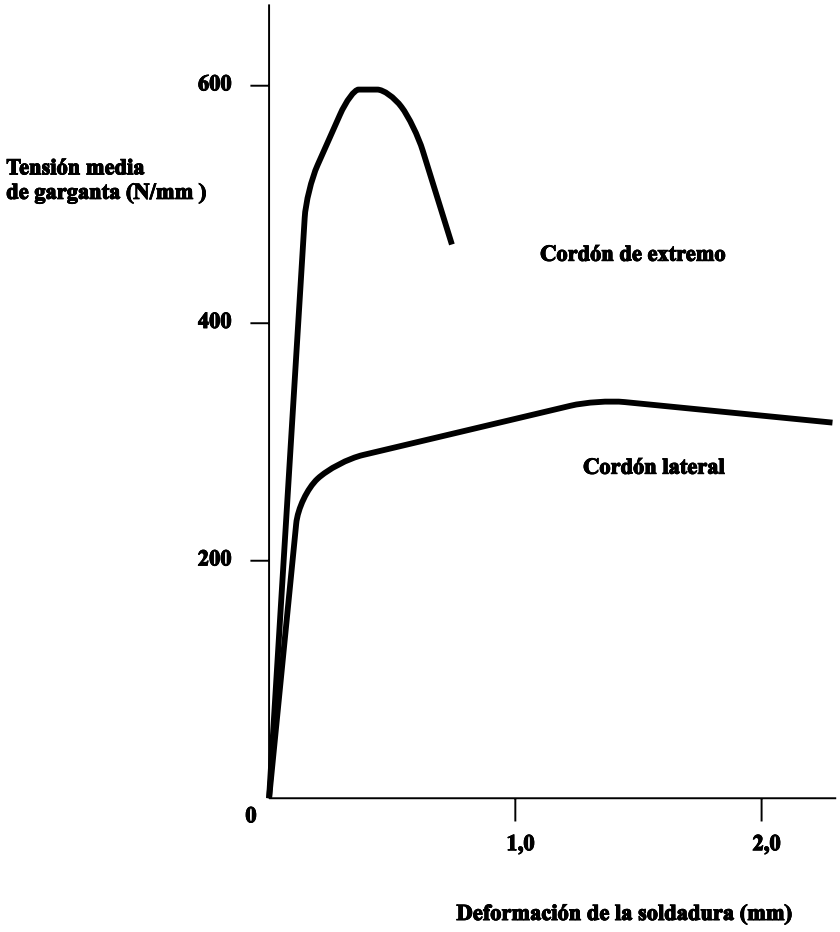


Figura 6 Comportamiento de deformación de soldaduras en ángulo bajo carga

6. SOLDADURA EN ALAS NO RIGIDIZADAS

Si una placa está soldada a un ala no rigidizada de un perfil en I o H o un perfil en cajón, la carga tenderá a deformar el ala o la chapa de forma desigual a lo largo de la anchura. El resultado es que las partes de la soldadura que están cerca del alma estarán más cargadas que otras partes, tal como puede verse en la figura 7. Por ello debe considerarse una menor anchura efectiva tanto para el material de base como para las soldaduras.

Para una sección en I o en H, la anchura efectiva b_{eff} será la menor de las dadas por:

$$b_{eff} = t_w + 2r + 7\,t_f \qquad (9)$$

y:

$$b_{eff} = t_w + 2r + 7\,\frac{t_f^2}{t_p}\,\frac{f_y}{f_{yp}} \qquad (10)$$

donde

los parámetros geométricos t_w, r, t_f y t_p se muestran en la figura 7.

f_y es el límite de fluencia de cálculo del elemento.

f_{yp} es el límite de fluencia de cálculo de la placa.

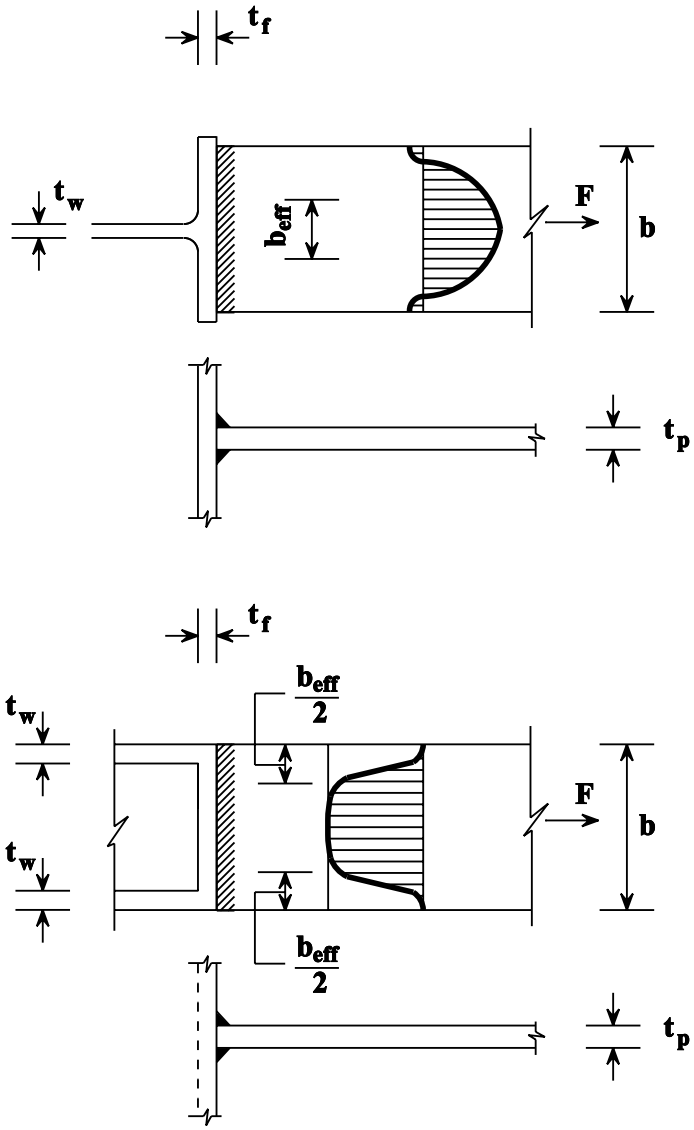


Figura 7 Cordón eficaz de una unión en T no rigidizada

Si $b_{eff} < 0{,}7\ b$ la unión debe rigidizarse.

Para un perfil en cajón, la anchura efectiva b_{eff} debe tomarse como la menor de:

$$b_{eff} = 2t_w + 5t_f \qquad (11)$$

y:

$$b_{eff} \le 2t_w + 5\,\frac{t_f^2}{t_p}\,\frac{f_y}{f_{yp}} \qquad (12)$$

7. COMPROBACIÓN DE LOS ELEMENTOS UNIDOS

Sea cual sea el método de soldadura utilizado, hay que asegurar que el metal de base de las piezas conectadas tiene suficiente resistencia. Para inspeccionar el metal de base, hay que considerar tres formas de agotamiento posibles (véase la figura 8):

- Agotamiento por tracción en la barra 1 (línea 1-1)
- Agotamiento por tracción en la barra 2 (línea 2-2)
- Agotamiento en 2, a lo largo de la línea 3-3, con agotamiento por tracción (línea b-c) y rotura por corte (líneas a-b y c-d). En este caso, la resistencia completa puede considerarse como la suma de las resistencias a la rotura de cada línea individual.

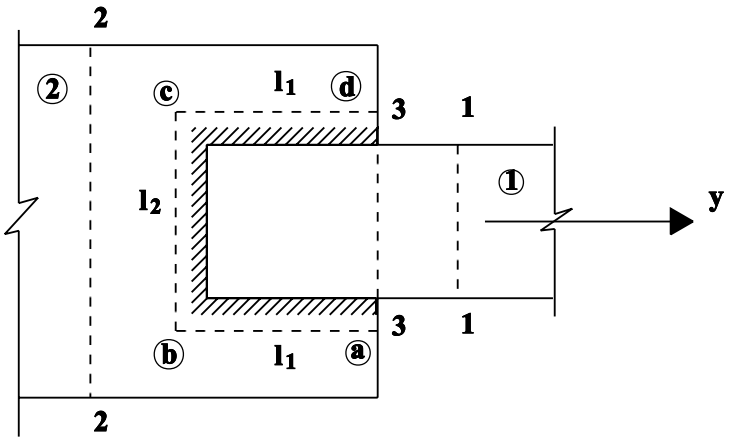


Figura 8 Líneas de agotamiento en el metal de base

$$\left(\frac{2l_1}{\sqrt{3}} + l_2\right) \frac{t_2 f_{u2}}{\gamma_{M2}} \geq F \qquad (13)$$

donde

t_2 es el espesor de la barra 2

f_{u2} es la resistencia del material de la barra 2

γ_{M2} es el coeficiente parcial de seguridad = 1,25.

Debe apuntarse que no hace falta verificar de nuevo el agotamiento por tracción en las barras de la unión. El cálculo anterior satisface los requisitos de resistencia.

8. RESUMEN FINAL

- El Eurocódigo 3 propone dos métodos para el diseño de soldaduras en ángulo. El método alternativo del apéndice M es más económico pero requiere más cálculos. Los pasos a efectuar en el cálculo son:
  - i) determinar las componentes de carga que actúan en la sección de la garganta de los cordones de soldadura,
  - ii) calcular las correspondientes componentes de tensión,
  - iii) comprobar con la fórmula básica
    - Los cordones frontales son mucho más resistentes que los laterales, pero su ductilidad es inferior.
    - Para soldaduras cargadas en forma desviada puede utilizarse tanto el método básico como el alternativo.
    - En uniones a alas no rigidizadas, puede compensarse la concentración de esfuerzos en las zonas más rígidas utilizando la anchura efectiva del cordón.
    - Debe comprobarse siempre la posibilidad de agotamiento por tracción en el metal de base de las piezas unidas.

9. BIBLIOGRAFÍA

[1] Eurocode 3: “Design of Steel Structures”: ENV 1993-1-1: Part 1: General rules and rules for buildings, CEN, 1992.

10. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

[1] Blodgett, O.W., “Design of welded structures”, James F Lincoln Arc Welding Foundation, Cleveland, Ohio, USA, 1972.

[2] Owens, G.W. and Cheal, B.D., Structural Steelwork Connections, 1st Ed, 1989.

ESDEP TOMO 13
DISEÑO DE UNIONES

Lección 13.3.1: Uniones con tornillos sin pretensar

OBJETIVOS

Presentar los conceptos básicos para el diseño de uniones utilizando tornillos sin pretensar.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 2.1:	Proceso de Diseño
Lección 3.4:	Calidades y Tipos de Acero
Lecciones 4.2:	Montaje
Lección 13.1.2:	Introducción al Diseño de Uniones

LECCIONES AFINES

Lecciones 13.3:	Otras lecciones sobre Uniones con Tornillos
Lecciones 13.4:	Análisis de Uniones
Lección 14.6:	Comportamiento de Fatiga de Uniones Atornilladas

RESUMEN

Esta lección presenta las propiedades geométricas y mecánicas de los tornillos corrientes y describe su comportamiento a cortadura, tracción y a cualquier combinación de ambas.

Se presenta también el efecto de la posición de los tornillos en una unión, y el de sus dimensiones en los modos de fallo potenciales.

ABREVIATURAS

A	Área de la espiga - área nominal	[mm^2]
A_s	Área resistente a tracción	[mm^2]
d	Diámetro nominal del tornillo (espiga)	[mm]
d_o	Diámetro nominal del agujero	[mm]
d_s	Diámetro del área resistente a tracción (A_s)	[mm]
e_1	Distancia al borde frontal	[mm]
e_2	Distancia al borde lateral	[mm]
F	Carga aplicada	[N]
F_v	Esfuerzo cortante	[N]
$F_{v,Rd}$	Capacidad del tornillo a corte	[N]
F_t	Fuerza de tracción	[N]
$F_{t,Rd}$	Capacidad a la tracción de un tornillo	[N]
$F_{b.Rd}$	Capacidad a aplastamiento	[N]
f_u	Resistencia del acero	[MP_a]
$f_{u,b}$	Resistencia del material del tornillo	[MP_a]
$f_{y,b}$	Tensión del límite elástico del material del tornillo	[MP_a]
p_1, p_2	Separaciones	[mm]
t	Espesor de chapa	[mm]
γ_{Mb}	Coeficiente de minoración	[-]

1. INTRODUCCIÓN

La resistencia de una unión atornillada se determina normalmente en base a la resistencia de los medios de unión individuales y las piezas conectadas.

El análisis lineal-elástico es el que se utiliza más frecuentemente en el cálculo de uniones. Puede utilizarse como alternativa el análisis no-lineal de la unión, siempre que se tengan en cuenta las características carga-deformación de todos los componentes de la unión. Las lecciones 13.4 proporcionan más información sobre análisis de uniones.

Esta lección se centra en la clase de tornillo más común, el tornillo no pretensado, llamado a menudo “tornillo ordinario”. Es popular porque cuesta poco dinero y es fácil de montar. Es frecuente referirse a las uniones efectuadas con este tipo de tornillo como “uniones resistentes por cortadura”, para distinguirlas de las uniones resistentes al deslizamiento que utilizan tornillos pretensados.

Cuando una unión solicitada a corte está sujeta a impacto o a una vibración significativa, deben utilizarse soldaduras o tornillos con dispositivos de cierre, tornillos pretensados u otros tipos de tornillo.

Donde el deslizamiento no es aceptable en una unión sujeta a una inversión de la carga de corte (o por cualquier otra causa), deben utilizarse tornillos pretensados en una unión resistente al deslizamiento, tornillos calibrados, tornillos de inyección u otros tornillos que produzcan el mismo efecto, como puede verse en las lecciones 13.3.2 y 13.3.3.

Cuando existen arriostramientos para las cargas de vientos y/o de imperfecciones, normalmente pueden utilizarse tornillos en uniones resistentes por cortadura.

2. ESQUEMA DE TRANSMISIÓN DE ESFUERZOS

En las uniones estructurales, se utilizan los tornillos para transferir cargas de una placa a otra. Las figuras 1, 2 y 3 muestran algunos ejemplos de utilización de tornillos.

Estas figuras muestran tornillos cargados por:

a. Esfuerzo cortante (figura 1)

La carga se transmite a través de los tornillos mediante el apoyo de la caña contra las paredes de los orificios en las placas conectadas. Las fuerzas en los tornillos se transmiten mediante corte transversal.

b. Esfuerzo de tracción (figura 2, sólo M)

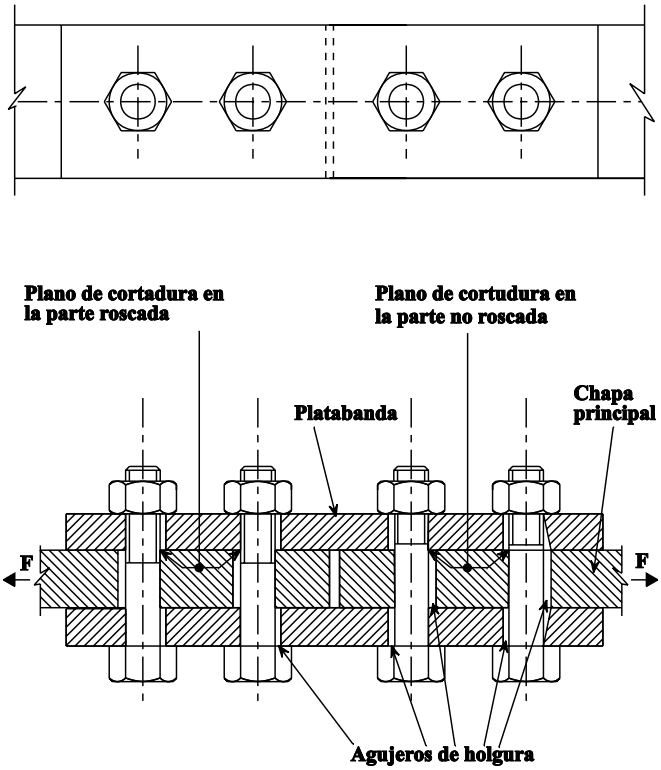


Figura 1 Unión tipo con tornillos y platabandas

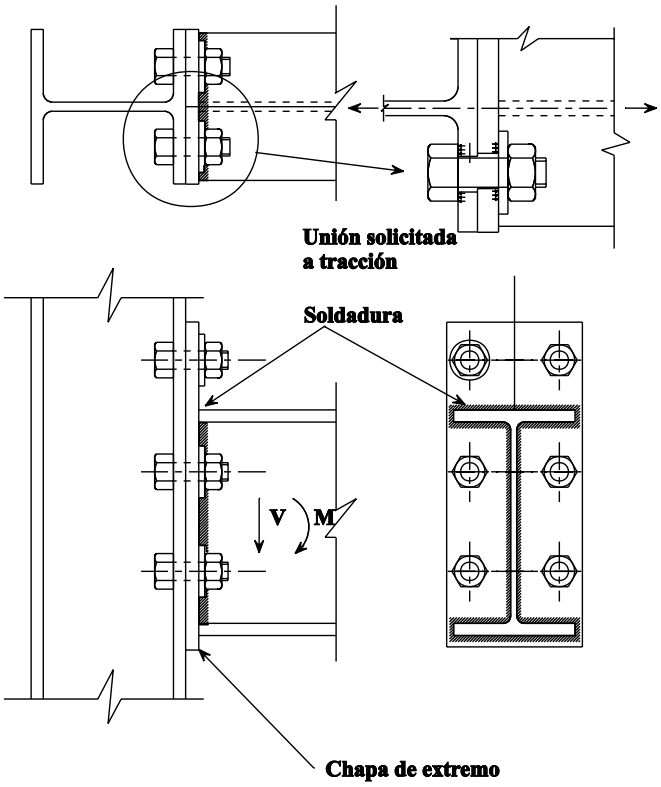


Figura 2 Unión viga-pilar atornillada

En el caso de solicitud únicamente por momento (M), la parte de tracción de la carga se transmite en el tornillo mediante tracción axial.

c. Tracción y esfuerzo cortante combinados (figura 2, M y V)

En el caso de momento (M) y carga transversal (V) combinados, puede que los tornillos tengan que transmitir una combinación de cortadura transversal y tracción axial.

En la figura 3, los tornillos A transmiten la cortadura transversal, mientras que los B transmiten una combinación de cortadura y tracción o cortadura y compresión.

Los tornillos que no están pretensados por una precarga determinada pueden denominarse “tornillos sin pretensar” o “tornillos ordinarios”.

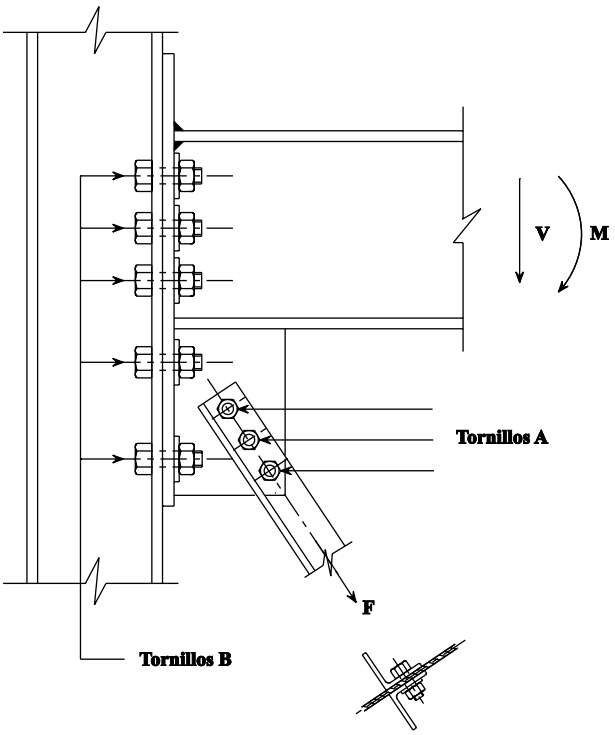


Figura 3 Unión viga-pilar atornillada, con riostra

La principal acción que tiene lugar en un tornillo de una unión a tope del tipo mostrado en la figura 4 es una cortadura en el plano de su sección transversal, causada por el mecanismo de apoyo entre las chapas solicitadas por fuerzas opuestas. La distribución elástica de estas tensiones de apoyo y de las que se producen en

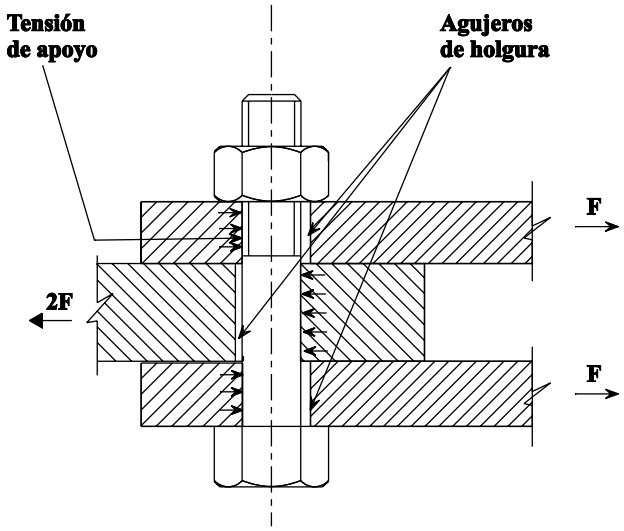


Figura 4 Transmisión de fuerzas en una unión de empalme

el tornillo es compleja. Sin embargo, para un estado plástico totalmente desarrollado la distribución de la tensión tangencial es efectivamente uniforme, con lo que la resistencia a la cortadura es el producto del área de la sección transversal del tornillo en el plano de corte y la resistencia a la cortadura del material.

Si se excluyen los filetes del plano de corte puede utilizarse el área de la espiga. Si no, debe utilizarse el área resistente a tracción. Actualmente se suele utilizar el área más pequeña y no excluir los filetes del plano de corte.

3. DIMENSIONES DE LOS TORNILLOS

Existen tornillos y tuercas con cabeza hexagonal en un rango de tamaños que llegan a unos 68 mm de diámetro del vástago.

Los tamaños de tornillo se indican mediante la designación M seguida por un número multiplicado por otro número, por ejemplo M 20 x 60, donde el diámetro de la espiga es 20 mm y la longitud de la espiga + la parte roscada es 60 mm. La M significa métrico.

La longitud del tornillo debería ser tal que, además de dar un margen de tolerancia, la espiga roscada sobresaliera por lo menos un filete más allá de la tuerca después de apretar y por lo menos habrá un filete completa (además de la rosca tope) entre la tuerca y la parte no roscada de la espiga.

4. CLASES DE TORNILLOS

Se dispone de tornillos y tuercas de aceros de resistencias mínimas a la tracción de hasta 1370 MPa.

La clase de tornillo se indica mediante dos números. Las más comunes son 4.6, 5.6, 6.5, 6.8, 8.8 y 10.9.

En la tabla 1 se da la tensión nominal de límite elástico f_{yb} y el límite de rotura de cálculo f_{ub} para los tornillos ordinarios, según el Eurocódigo 3 (2).

La tensión nominal de límite elástico f_{yb} puede obtenerse a partir de la clase multiplicando el primer número por 10 veces el segundo. La resistencia de cálculo f_{ub} es 100 veces el primer número (tensiones en MPa).

Los tornillos que se utilizan con más frecuencia son los de la clase 8.8.

Clase	4.6	5.6	6.5	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (MPa)	240	300	300	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	500	600	600	800	1000

Tabla 1 Propiedades mecánicas de los tornillos

5. DIÁMETRO DE LOS AGUJEROS

A causa de las desviaciones admisibles en la posición de los agujeros y de las tolerancias en el diámetro del tornillo (d) así como en el del agujero (d_b), hay que dar cierta holgura (figura 4).

Para uniones resistentes por cortadura, esta holgura puede ser causa de deslizamiento de las placas cuando se aplica la carga.

En el caso de cargas alternas, este movimiento puede ocurrir en cualquier inversión de la carga. Normalmente, este tipo de movimiento no está permitido.

Excepto en los tornillos calibrados o en los casos en que se especifiquen agujeros alargados o sobredimensionados, la holgura nominal en agujeros será:

- 1 mm para tornillos M12 y M14
- 2 mm para tornillos M16 y M24
- 3 mm para tornillos M27 y más grandes.

Puede ser que se especifiquen agujeros con holguras más pequeñas que los normales.

En el caso de tornillos M12 y M14 también pueden especificarse agujeros con una holgura nominal de 2 mm, siempre que el proyecto cumpla las siguientes condiciones:

- en tornillos de clase 4.8, 5.8, 6.8 o 10.9, la resistencia de cálculo a corte $F_{v,Rd}$ se toma como 0,85 veces el valor dado en las fórmulas (3) a (5).
- la resistencia de cálculo a la cortadura $F_{v,Rd}$ (reducida como en el caso anterior si procede) no es menor que la resistencia de cálculo del apoyo a aplastamiento $F_{b,Rd}$.

Los agujeros se forman por taladrado o punzonado. El punzonado de agujeros en el acero es mucho más rápido que el taladrado, pero pueden aparecer algunas fisuras en el material y, por ello, en algunos casos los agujeros no se punzonan del tamaño definitivo sino con un diámetro inferior en 2 mm al deseado y después se ajustan. Las nuevas máquinas de punzonamiento que operan a elevada velocidad inducen una menor distorsión en el material, y por ello se espera que en el futuro se permitirá punzonar más.

Si no se especifica lo contrario, el material puede punzonarse si tiene un espesor menor o igual a 25 mm, siempre que el diámetro del agujero no sea inferior al espesor del material.

Antes del montaje deben quitarse las rebabas de los agujeros, excepto en el caso en que los agujeros se perforan en una única operación a través de piezas unidas que no se van a separar después de la perforación, pero que deberían separarse para quitar las rebabas.

6. SECCIONES NOMINAL Y RESISTENTE A TRACCIÓN DE UN TORNILLO

Los tornillos de una estructura metálica deben satisfacer la norma ISO 898/1 (1).

$$A = \pi d^2/4 \qquad (1)$$

El área de la parte roscada, denominada área resistente a tracción A_s, es:

$$A_s = \pi d_s^{\,2}/4 \qquad (2)$$

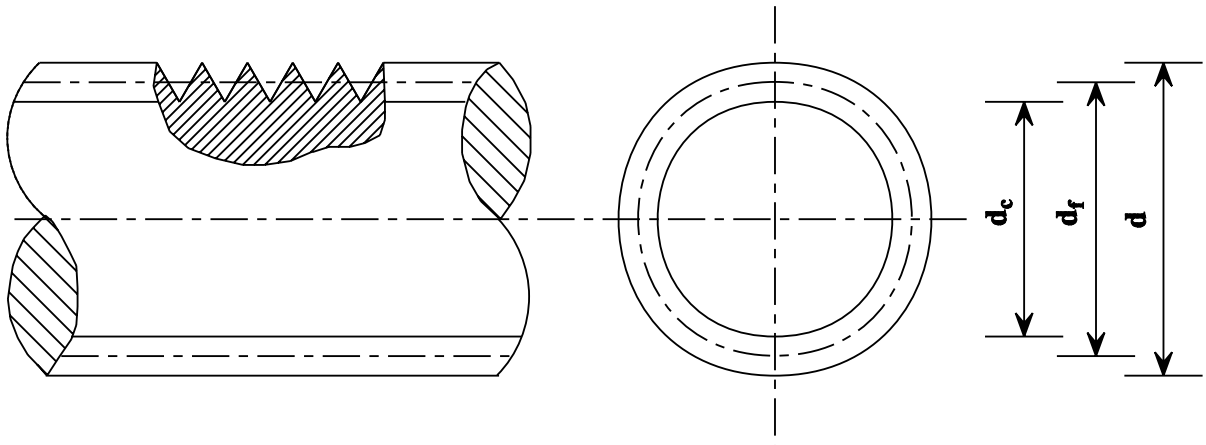


Figura 5 Los diferentes diámetros de un tornillo

La figura 5 define los diversos diámetros de estos tornillos. El área de la espiga que se usa en las fórmulas de cálculo se representa por A:

El diámetro de la sección resistente a tracción d_s es algo mayor que el interior (del núcleo), porque un plano de rotura siempre incluye por lo menos una rosca.

Diámetro nominal d_b (mm)	Área nominal A (mm^2)	Área resistente a tracción A_s (mm^2)
8	50,3	36,6
10	78,5	58,0
12	113	84,3
14	154	115
16	201	157
18	254	192
20	314	245
22	380	303
24	452	353
27	573	459
30	707	561

Tabla 2 Área de tensión de los tornillos

d_s es el valor medio entre el diámetro del núcleo (d_c) y el diámetro lateral (d_f) de la rosca; éste último es el valor medio entre el diámetro interior y el diámetro nominal (d):

$$d_f = \frac{d_c + d}{2}$$

$$d_s = \frac{d_f + d_c}{2}$$

La tabla 2 presenta los valores de A_s para los diámetros de tornillo usuales.

7. RESISTENCIA A CORTADURA

7.1 Uniones Normales

Los ensayos a corte en tornillos muestran que la resistencia a corte es más o menos un 60% de la resistencia a la tracción. La resistencia efectiva a corte se reduce a causa de flexiones secundarias causadas por superficies de apoyo no planas en las placas y por la flexión del tornillo debida a una tolerancia excesiva del agujero. Para un diámetro determinado, la reducción aumenta con la longitud del tornillo. Ello es especialmente significativo en uniones de solape con un único tornillo, donde la carga tiende a enderezar la unión y hacer rotar el tornillo, tal como se muestra en la figura 6, causando corte y tracción en el tornillo y tensiones de flexión locales bajo la cabeza de la tuerca. La reducción de la resistencia a corte cuando hay un único tornillo puede ser del 10%. El aumento de la longitud de la unión, lo que significa un aumento en el número de tornillos, reduce la solicitación a flexión y, por lo tanto, la pérdida de resistencia a la cortadura.

Las tensiones de flexión locales bajo la cabeza y la tuerca en las uniones con un único tornillo que muestra la figura 6 puede originar un comportamiento inadecuado en el caso de solicitación de fatiga.

La resistencia de cálculo a corte para un tornillo ($F_{v.Rd}$) en condiciones normales, por plano de corte, es:

(a) Para el plano de corte que pasa a través de la parte roscada del tornillo:

$$F_{v,Rd} = \frac{0{,}6\, f_{ub}\, A_s}{\gamma_{Mb}} \qquad (3)$$

para la resistencia de los tipos 4.6, 5.6 y 8.8

$$F_{v,Rd} = \frac{0{,}5\, f_{ub}\, A_s}{\gamma_{Mb}} \qquad (4)$$

para la resistencia de los tipos 4.8, 5.8, 6.8 y 10.9

El coeficiente 0,5 es el resultado de una evaluación estadística basada en un número de ensayos muy elevado. Parece ser que estos tipos de tornillos son menos dúctiles y que la rotura ocurre súbitamente.

(b) Para el plano de corte que pasa a través de la parte no roscada del tornillo:

$$F_{v,Rd} = \frac{0{,}6\, f_{ub}\, A}{\gamma_{Mb}} \qquad (5)$$

7.2 Uniones Largas

La distribución de la carga entre los tornillos de una unión, suponiendo que se haya absorbido la tolerancia de los agujeros, depende de la longitud de la unión, de las áreas de la sección transversal relativa de las placas unidas, contra la chapa y la capacidad de deformación

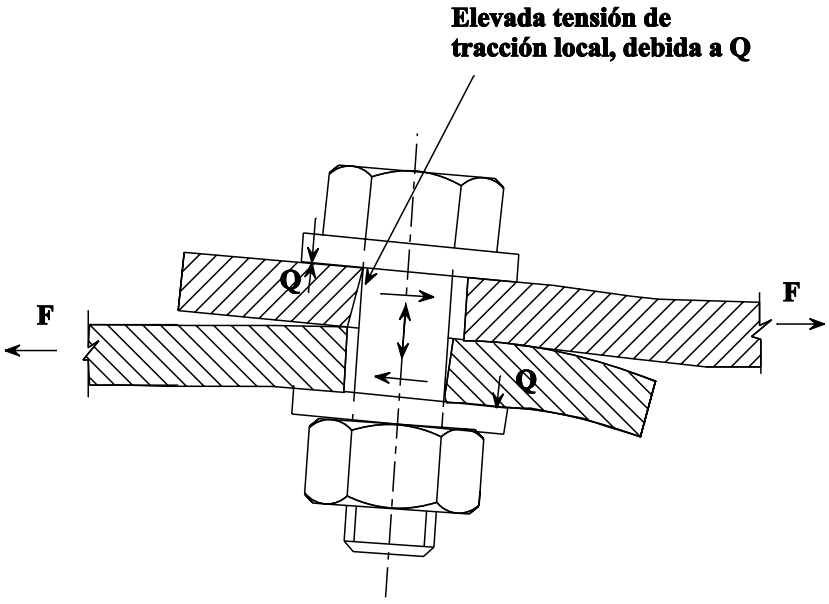


Figura 6 Deformación de una unión de solape de un solo tornillo (tornillo solicitado a cortadura y tracción)

por aplastamiento de los tornillos y la separación entre tornillos placa con la que están en contacto.

La figura 7 muestra la distribución de cargas entre tornillos en una unión larga. Las cargas transferidas a través de los tornillos exteriores (1 y 9 en la figura) son superiores que las transferidas a través de tornillos situados cerca del centro de la unión. Si el área total de las platabandas excede la de la chapa central, la distribución de tensiones no será simétrica, y el tornillo 1 transferirá más carga que cualquier otro.

Cuando los tornillos de unión alcanzan la fluencia, su flexibilidad aumenta y origina una distribución más uniforme de la carga (la línea discontinua de la figura 7). Sin embargo, en las uniones largas en estructuras metálicas de

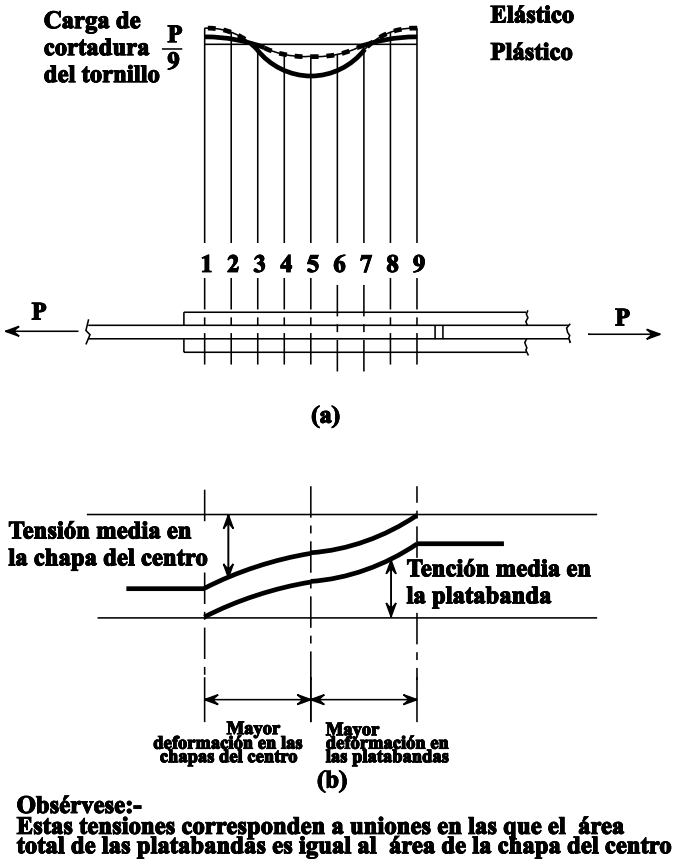


Figura 7 La distribución de cargas de cortadura entre los tornillos de uniones largas (a) está relacionada con la incompatibilidad de la deformaciones por tracción en los elementos conectados

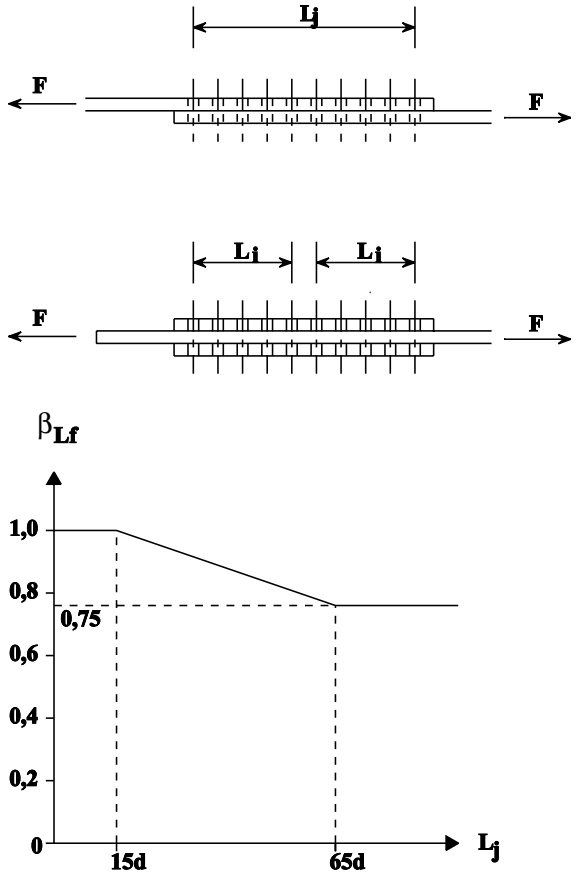


Figura 8 Coeficiente de reducción en uniones largas

proporciones usuales este hecho es insuficiente para producir una repartición homogénea de la carga. Entonces, los tornillos en los extremos alcanzarán el límite de deformación y fallarán antes de que los demás reciban toda la carga. Este hecho se traducirá en un agotamiento progresivo a un valor de cortadura medio por tornillo inferior a la resistencia a la cortadura de un tornillo individual. Las pruebas han confirmado que es la longitud de la unión, y no el número de tornillos, el parámetro dominante [3].

Donde la distancia L_j entre los centros de los tornillos extremos de una unión, medida en la dirección de la fuerza transmitida (véase la figura 8), es superior a 15d (donde d es el diámetro nominal de los tornillos), la resistencia de cálculo a la cortadura de todos los elementos de unión debe reducirse multiplicando por un coeficiente de reducción β_{Lf}, dado por:

$$\beta_{Lf} = 1 - \frac{L_j - 15\,d}{200\,d}$$

pero $\beta_{Lf} \leq 1{,}0$ y $\beta_{Lf} \geq 0{,}75$.

Esta corrección no debe efectuarse cuando hay una distribución uniforme de la transmisión de fuerza en toda la longitud de la unión, por ejemplo, en la transmisión del esfuerzo rasante del alma de una sección al ala.

8. RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO

La fluencia debida a la presión entre la espiga del tornillo y el material de la chapa puede originar una deformación excesiva de ésta alrededor del agujero del tornillo y, posiblemente, cierta distorsión del propio tornillo.

El área que resiste la presión se supone que es el producto del espesor de la chapa por el diámetro nominal del tornillo.

La distancia (e_1) del tornillo del extremo de la chapa debe ser suficiente para proporcionar una resistencia adecuada al modo de fallo por corte que muestra la figura 9, y que está gobernada por el área de la sección de corte.

La presencia de roscas en la longitud de apretadura no afecta de forma significativa la resistencia del apoyo pero originará cierto aumento en la deformación.

Si la resistencia a corte es mayor que la resistencia a aplastamiento de las chapas, tendrá lugar uno de los modos de agotamiento mostrados en la figura 9. En este caso, la capacidad de deformación de la unión es muy grande. La unión presenta un comportamiento “dúctil”.

En el otro caso, cuando el agotamiento se debe a cortadura en los tornillos, la capacidad de deformación de la unión es muy pequeña y la unión presenta un comportamiento “frágil”.

La resistencia a aplastamiento de cálculo para un tornillo [4] viene dada por:

$$F_{b.Rd} = \frac{2{,}5\,\alpha\, f_u\, d\, t}{\gamma_{Mb}} \qquad (6)$$

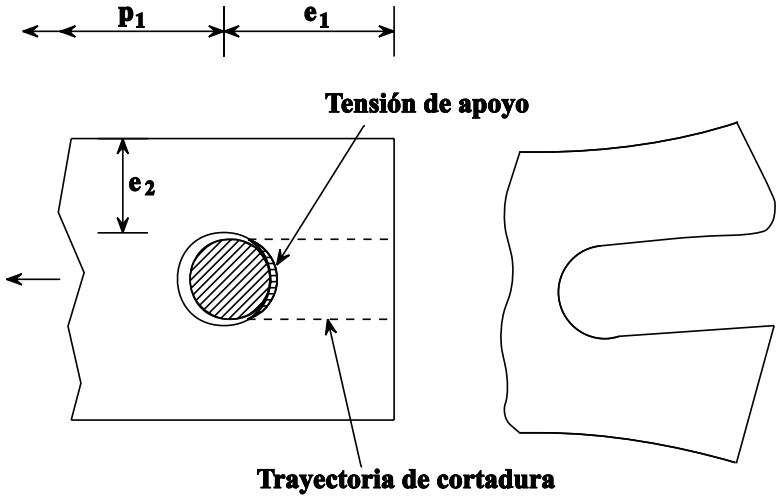
donde α es el más pequeño de los siguientes valores:

$$\frac{e_1}{3d_o};\ \frac{p_1}{3d} - \frac{1}{4};\ \frac{f_{ub}}{f_u}\ \text{o}\ 1{,}0$$

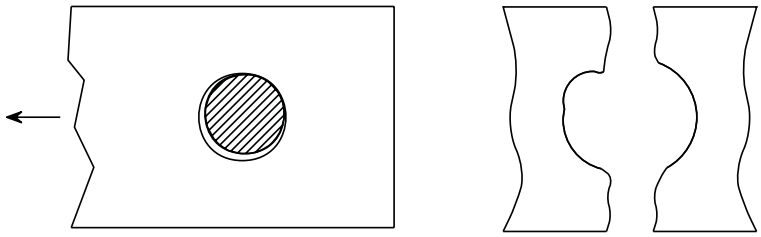
Este coeficiente de reducción α es necesario porque cuando la distancia al extremo es corta, la capacidad de deformación es pequeña.

Si la sección neta de la chapa es pequeña, el agotamiento de la sección neta puede condicionar la carga de agotamiento de la unión (figura 9).

La ecuación (6) para la resistencia a aplastamiento puede aplicarse sólo cuando la distancia al borde e_2 no es inferior a 1,5 d_o y la separación p_2 (figura 12), medida transversalmente a la dirección de la carga, es por lo menos 3,0 d_o.



(a) Agotamiento por cortadura



(b) Agotamiento de la sección neta

Figura 9 Modos de agotamiento en un perfil plano

Si e_2 se reduce a 1,2 d_o y/o p_2 se reduce a 2,4 d_o, entonces la resistencia a aplastamiento $F_{b.Rd}$ debería reducirse a 2/3 del valor dado por la ecuación (6). Para valores intermedios 1,2 d_o < e_2 ≤ 1,5 d_o y/o 2,4 d_o ≤ 3 d_o el valor de $F_{b.Rd}$ puede determinarse por interpolación lineal.

9. RESISTENCIA A TRACCIÓN

La resistencia a la tracción axial de un tornillo está basada en el área resistente a tracción A_s y viene dada por:

$$F_t = f_{u,b} \cdot A_s$$

Como resultado de una evaluación estadística basada en un gran número de pruebas, debe adoptarse la fórmula siguiente:

$$F_t = 0{,}9 \cdot f_{u,b} \cdot A_s$$

La capacidad de cálculo a la tracción de un tornillo viene dada por:

$$F_{t.Rd} = \frac{0{,}9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} \qquad (7)$$

En general, cuando la línea de acción de la fuerza aplicada es excéntrica al eje del tornillo, se inducirá en el mismo una tracción adicional a causa del efecto.

Esta acción se ilustra fácilmente mediante un perfil en T, cargado por una fuerza de tracción 2F, tal como muestra la figura 10. En la flexión de las alas del perfil en T, los tornillos actúan como centro de rotación y hay una reacción de compresión (Q) entre las aristas exteriores de las alas, que se define como la Fuerza de Palanca. La tracción inducida en los tornillos, para el equilibrio, es, pues, $F_b = F + Q$.

La relación de palanca, Q/F, depende de la geometría y de la rigidez de las piezas conectadas y de la rigidez del tornillo. Efectuar una estimación de esta relación, tomando en consideración todos los parámetros, sobrepasa el objetivo de esta lección. Se tratará en la lección 13.4.

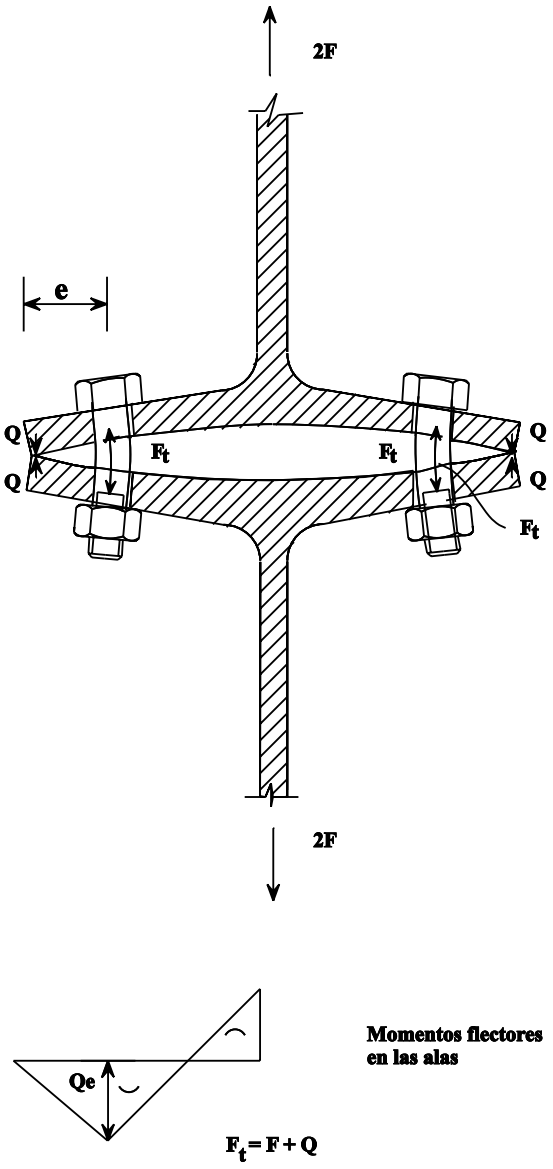


Figura 10 Acción palanca

10. TORNILLOS SUJETOS A CORTE Y TRACCIÓN

Los tornillos pueden estar sujetos a esfuerzos combinados de tracción y corte (figura 3). Entonces actúan dos fuerzas sobre el plano de corte; F_v (cizallamiento) y F_t (tracción).

Se han efectuado ensayos [5] para investigar la interacción entre dos tipos de esfuerzos, y de los resultados se ha visto que los tornillos sujetos a fuerzas de tracción y corte deben satisfacer la siguiente relación bilineal.

$$\frac{F_v}{F_{v.Rd}} + \frac{F_t}{1{,}4\,F_{t,Rd}} \leq 1{,}0$$

Así, se podrá disponer de la total resistencia a la tracción para valores de corte de hasta casi el 30% de la capacidad de cortante $F_{v.Rd}$, tal como muestra la figura 11. Este hecho es útil cuándo se consideran situaciones como las que muestra la figura 2 (M y V), o para tornillos B en la figura 3.

Las resistencias de cálculo $F_{v,Rd}$ y $F_{t,Rd}$ a corte y a tracción a través de la parte roscada están limitadas a tornillos fabricados según la norma ISO [1, 6]. En otros elementos con roscas mecanizadas, como los tornillos de fijación o los espárragos de anclaje fabricados a partir de barras de acero cilíndricas en las que es el contratista de obras y no el fabricante de tornillos quien mecaniza las roscas, deben reducirse los valores pertinentes multiplicándolos por un coeficiente de 0,85.

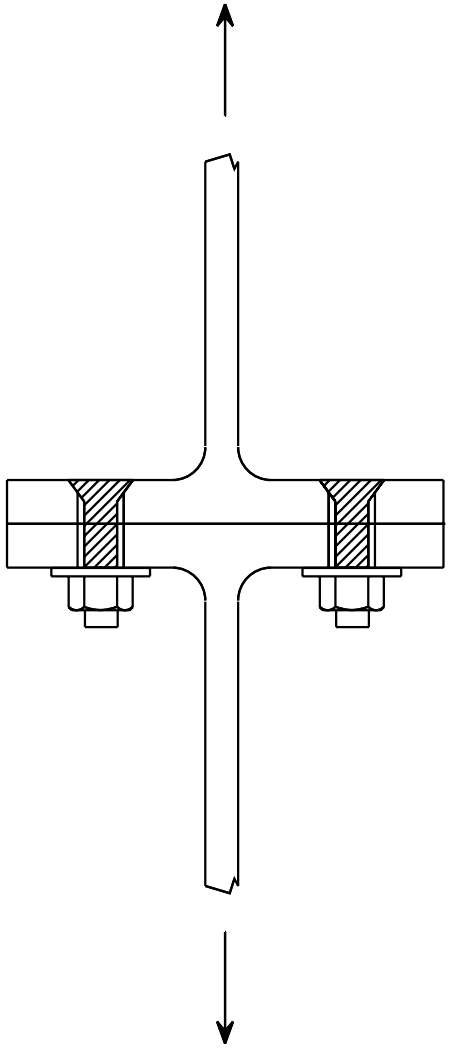


Figura 12 Tornillo de cabeza embutida solicitado a tracción

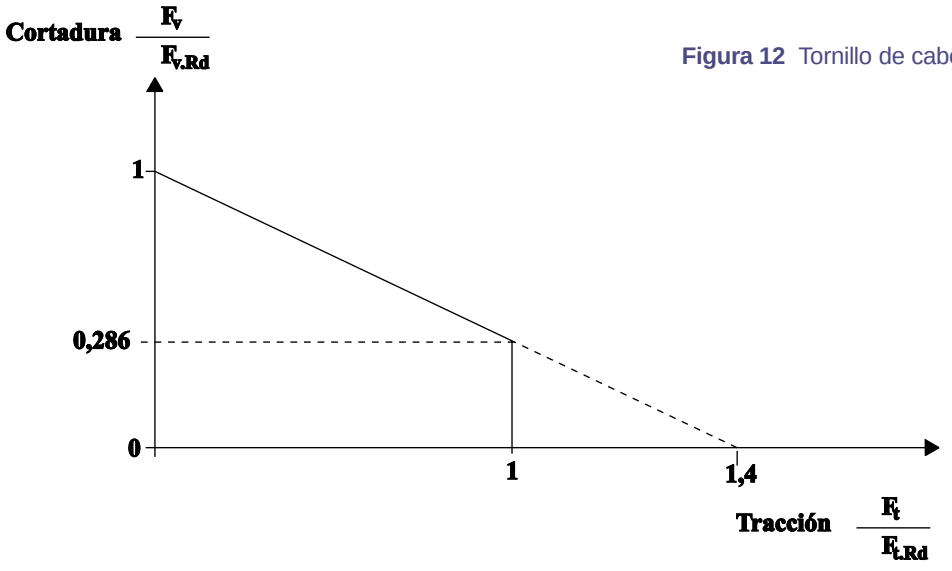


Figura 11 Diagrama de interacción para el cálculo de tornillos solicitados a cortadura y trracción combinados

Debido a la forma característica de la cabeza del tornillo de cabeza embutida (véase la figura 12), deben reducirse la tracción de cálculo y la resistencia de apoyo de este tipo de tornillo.

11. REQUISITOS DE SEPARACIÓN ENTRE TORNILLOS

11.1 Bases

Los agujeros para los tornillos deben situarse de forma tal que se prevengan corrosión y abolladuras y facilite el montaje de los tornillos.

La situación de los agujeros también debe estar dentro de los límites de validez de las normas utilizadas para determinar las resistencias de los tornillos según el Eurocódigo 3 (2).

11.2 Chapas

11.2.1 Distancia mínima al extremo

La distancia al extremo e_1 desde el centro de un agujero al extremo adyacente de cualquier pieza (véase la figura 12a), no debe ser inferior a $1{,}2\ d_0$, donde d_0 es el diámetro del agujero.

Si hace falta, la distancia al extremo debe aumentarse para proporcionar una resistencia adecuada a aplastamiento (véase el apartado 8).

11.2.2 Distancia mínima al borde

La distancia al borde e_2 desde el centro de un agujero hasta el borde adyacente de cualquier pieza, medida perpendicularmente a la dirección de la transmisión de carga (véase la figura 13a), normalmente no debería ser inferior a $1{,}5\ d_0$.

La distancia al borde puede disminuirse hasta no menos de $1{,}2\ d_0$ siempre que la resistencia nominal a aplastamiento se reduzca también, según se expone en el apartado 8.

11.2.3 Distancias máximas al extremo y al borde

Cuando las barras están expuestas a las inclemencias del tiempo o a otras influencias corrosivas, la distancia máxima al extremo o al borde no debería sobrepasar 40 mm + 4t, donde t es el espesor de la pieza más delgada conectada exteriormente.

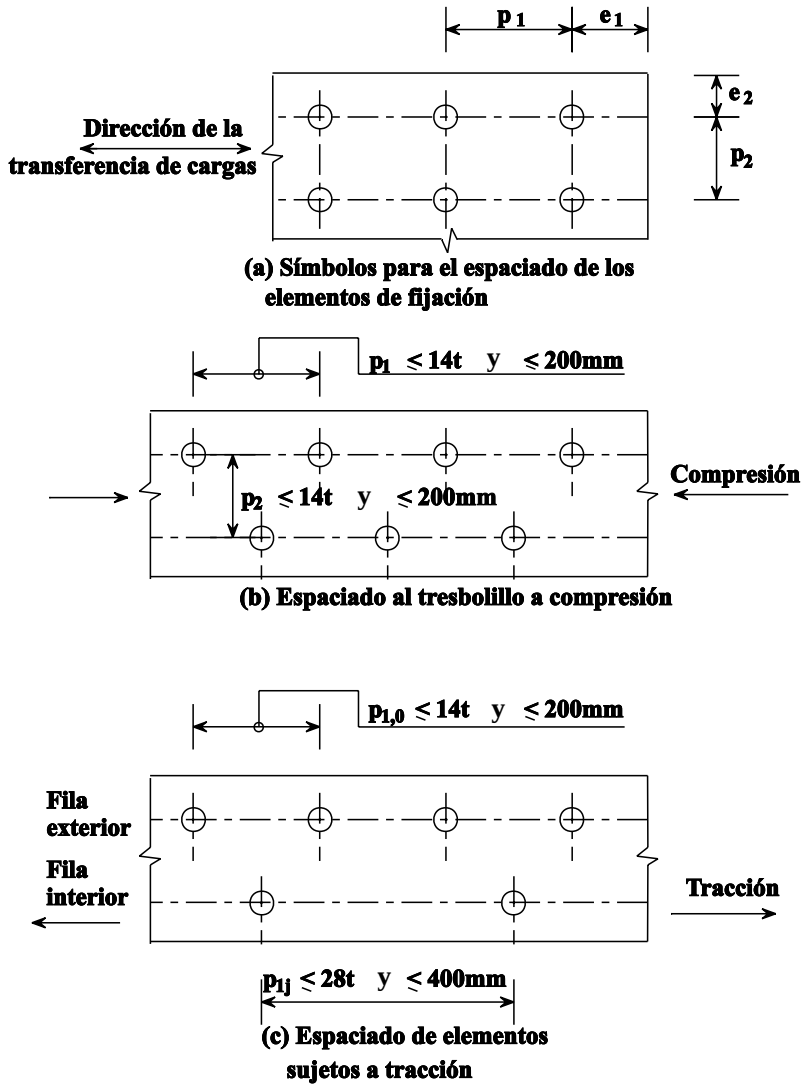


Figura 13 Requisitos del espaciado

En otros casos las distancias al extremo o al borde no deben exceder 12t o 150 mm, tomando el valor que sea mayor.

La distancia al borde tampoco debe exceder el valor máximo para satisfacer los requisitos contra la abolladura, si se trata de las chapas externas. Esta condición no se aplica a los elementos de unión entre barras traccionadas, ni se refiere a la distancia al extremo.

11.2.4 Separación mínima

La distancia p_1 entre los centros de los elementos de fijación en la dirección de la carga (véase la figura 13b) no debe ser inferior a 2,2 d_o. Esta distancia se aumentará si fuese necesario para proporcionar una resistencia a aplastamiento adecuada (véase el apartado 8).

La distancia p_2 entre filas de tornillos, medida perpendicularmente a la dirección de la carga (véase la figura 13b), normalmente no debería ser inferior a 3,0 d_o. Esta distancia puede reducirse a 2,4 d_o si se reduce de forma similar la capacidad a aplastamiento (véase el apartado 8).

11.2.5 Separación máxima en barras comprimidas

La distancia q_1 entre los tornillos en cada fila y la distancia p_2 entre filas de tornillos no debe ser superior al valor mínimo de 14 t ó 200 mm. Las filas adyacentes pueden colocarse simétricamente en zig-zag (véase la figura 13b).

La distancia entre centros de los tornillos tampoco debe exceder el valor máximo para satisfacer los criterios contra la abolladura para un elemento interno.

11.2.6 Separación máxima en barras traccionadas

En barras traccionadas la distancia centro a centro $p_{1,j}$ de los tornillos en filas internas puede ser el doble de la dada en el apartado 11.2.5 para barras comprimidas, siempre que la distancia $p_{1,o}$ en la fila exterior a lo largo de cada borde no exceda la que se da en el apartado 11.2.5 (véase la figura 13c).

Ambos valores pueden multiplicarse por 1,5 en barras que no estén expuestas a las inclemencias del tiempo o a otros factores que incrementan el riesgo de corrosión.

11.3 Angulares Unidos por una Ala

En el caso de barras asimétricas o unidas asimétricamente, como los angulares unidos por una ala, la excentricidad de los tornillos en las uniones en los extremos y el efecto de la distancia al borde determinan la capacidad de la barra.

Los angulares unidos por una única fila de tornillos en una ala (véase la figura 14) pueden considerarse concéntricamente cargados y se puede determinar la resistencia límite de cálculo de la sección neta como:

con 1 tornillo: $$N_{u,RD} = \frac{2{,}0\,(e_2 - 0{,}5\,d_o)\,t\,f_u}{\gamma_M 2}$$

con 2 tornillos: $$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3\,A_{net}\,f_u}{\gamma_M 2}$$

con 3 o más tornillos: $$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3\,A_{net}\,f_u}{\gamma_M 2}$$

donde β_2 y β_3 son factores de reducción que dependen de la separación p_1, tal como se muestra en la tabla 3. Para valores intermedios de p_1, el valor de β puede determinarse por interpolación lineal,

y A_{net} es el área neta de la sección del angular. En el caso de un angular de alas desiguales conectado por el ala más pequeña, debe tomarse A_{net} como igual al área neta de la sección de un angular equivalente de alas iguales y de tamaño igual al del ala más pequeña.

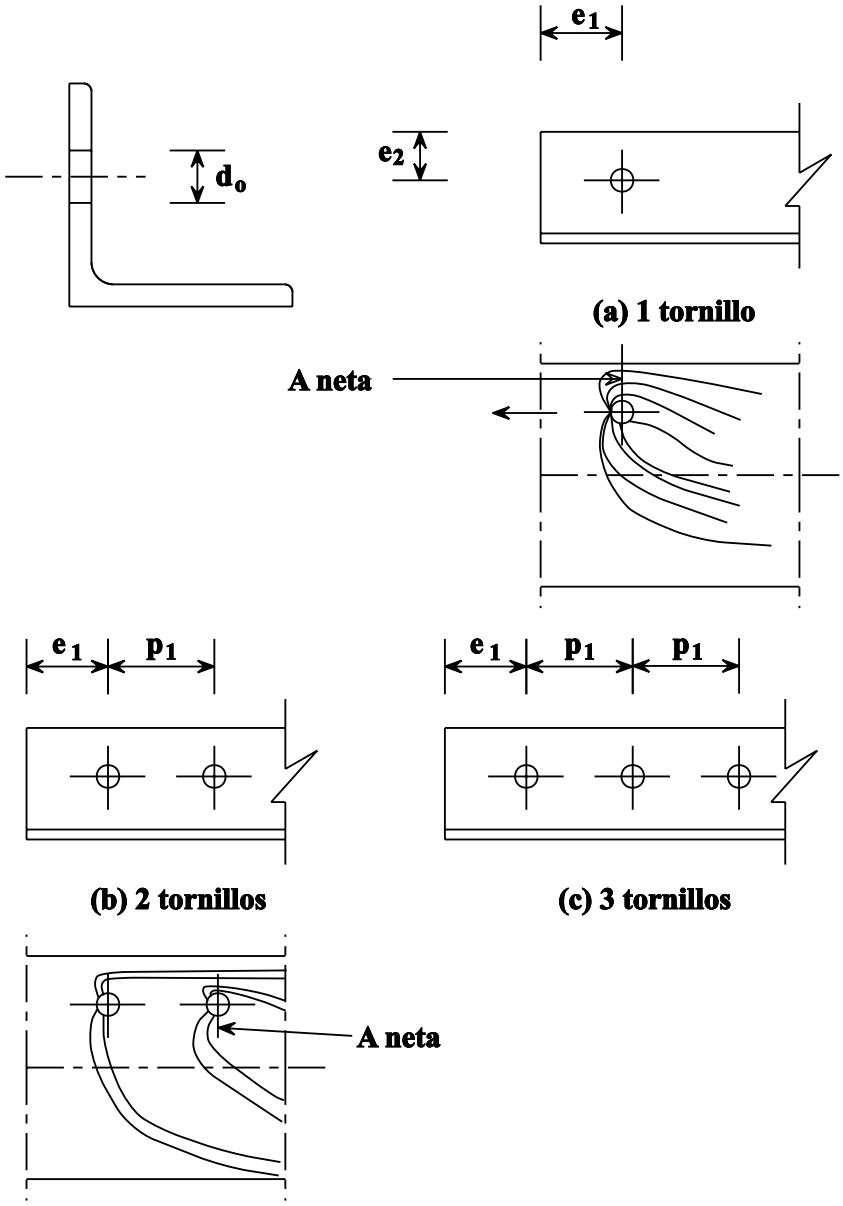


Figura 14 Unión de angulares

Palanca	p_1	$\leq 2{,}5\ d_o$	$\geq 5{,}0\ d_o$
2 tornillos	β_2	0,4	0,7
3 tornillos o más	β_3	0,5	0,7

Tabla 3 Factores de reducción β_2 y β_3

12. RESUMEN FINAL

- Para la comprobación a corte de un tornillo, siempre hay que verificar donde se sitúa el plano de corte, si en la espiga o en la parte roscada.
- La resistencia a corte de un tornillo es menor cuanto mayor es la relación entre las tensiones de límite elástico y de rotura.
- La resistencia a aplastamiento de las chapas unidas depende de la distancia entre los tornillos y de la distancia entre tornillos y el borde o el extremo.
- La resistencia a la tracción de un tornillo disminuye cuando la línea de acción de la fuerza aplicada es excéntrica.
- La presencia de tracciones axiles reduce la resistencia a corte, y viceversa.
- Cuando se conectan angulares por una ala, tiene lugar una solicitación a flexión en el perfil, y debe reducirse la sección de cálculo.

13. BIBLIOGRAFÍA

[1] ISO 898/1 - International Standard Mechanical Properties of Fasteners. Part 1: Bolts, screws and studs.

[2] DD ENV 1993-1-1: 1992, Eurocódigo 3 “Design of Steel Structures”. Part 1: General Rules and Rules for Buildings.

[3] Kulak, G. L., Fisher, J. W. and Struik, J. H., A Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints, 2nd ed, 1987, Wiley.

[4] European Recommendations for Bolted Connections in Structural Steelwork. ECCS publication - Document No. 38.

[5] Shakir-Khalil, H and Ho, C. M., Black Bolts under Combined Tension and Shear, The Structural Engineer, 57B, No 4 (1979).

[6] ISO 898/2 - International Standard Mechanical Properties of Fasteners. Part 2: Nuts with Specified Proof Load Values.

ESDEP TOMO 13
DISEÑO DE UNIONES

Lección 13.3.2: Uniones con tornillos pretensados

OBJETIVOS/CONTENIDO:

Introducción al diseño de uniones utilizando tornillos pretensados solicitados a cortadura y/o tracción.

CONOCIMIENTOS PREVIOS:

Lección 2.1:	Proceso de Diseño
Lección 3.4:	Calidades y Tipos de Acero
Lecciones 4.2:	Montaje
Lección 13.1.1:	Uniones en Edificación

LECCIONES AFINES:

Lecciones 13.3:	Otras lecciones sobre Uniones con Tornillos
Lecciones 13.4:	Análisis de Uniones
Lección 14.6:	Comportamiento de Fatiga de Uniones Atornilladas

RESUMEN:

Se establecen los principios básicos del diseño de uniones utilizando tornillos pretensados de rozamiento (siglas HSFG en inglés). Se describe la transmisión de carga tanto para las uniones solicitadas a cortadura como a tracción. Se discute la importancia del pretensado y el apriete de los tornillos.

ABREVIATURAS

A_s	Área resistente a la tracción	[mm^2]
d	Diámetro nominal del tornillo (espiga)	[mm]
d_o	Diámetro de un agujero	[mm]
F_v	Esfuerzo cortante	[N]
F_t	Esfuerzo de tracción	[N]
F_p	Fuerza de pretensado de un tornillo	[N]
F_s	Resistencia al deslizamiento de un tornillo pretensado	[N]
M_a	Momento torsor aplicado	[Nmm]
k	Coeficiente de rozamiento entre superficies en contacto	[-]
Θ	Rotación	[grados]
μ	Coeficiente de rozamiento	[-]
n	Número de planos de corte	[-]
γ_{ms}	Coeficientes parciales de seguridad para un tornillo pretensado	[-]

1. INTRODUCCIÓN

Cuando las piezas están sujetas a una inversión de la carga o a carga dinámica, una unión resistente por cortadura, que actúa por tensión tangencial en el tornillo y compresión en las paredes del agujero de las chapas no es aceptable (lección 13.3.1). Con el pretensado de los tornillos, sin embargo, tiene lugar un apriete entre las piezas conectadas que permite la transmisión de carga por rozamiento. La figura 1 compara el efecto de la utilización de tornillos solicitados a corte y tornillos pretensados en una unión a tope con doble cubrejunta. Hasta que tiene lugar el deslizamiento, la unión que utiliza tornillos pretensados (siglas HRFG en inglés)- se considera mucho más rígida que la que utiliza tornillos ordinarios. Cuando tiene lugar el deslizamiento, la unión con tornillos resistentes por rozamiento se va convirtiendo progresivamente en una unión resistente por cortadura y, una vez absorbido el margen del agujero, los dos tipos de unión se comportan de forma similar.

En el caso de los tornillos solicitados a tracción axial, el pretensado mejora la resistencia a la fatiga reduciendo la carrera efectiva de tensión.

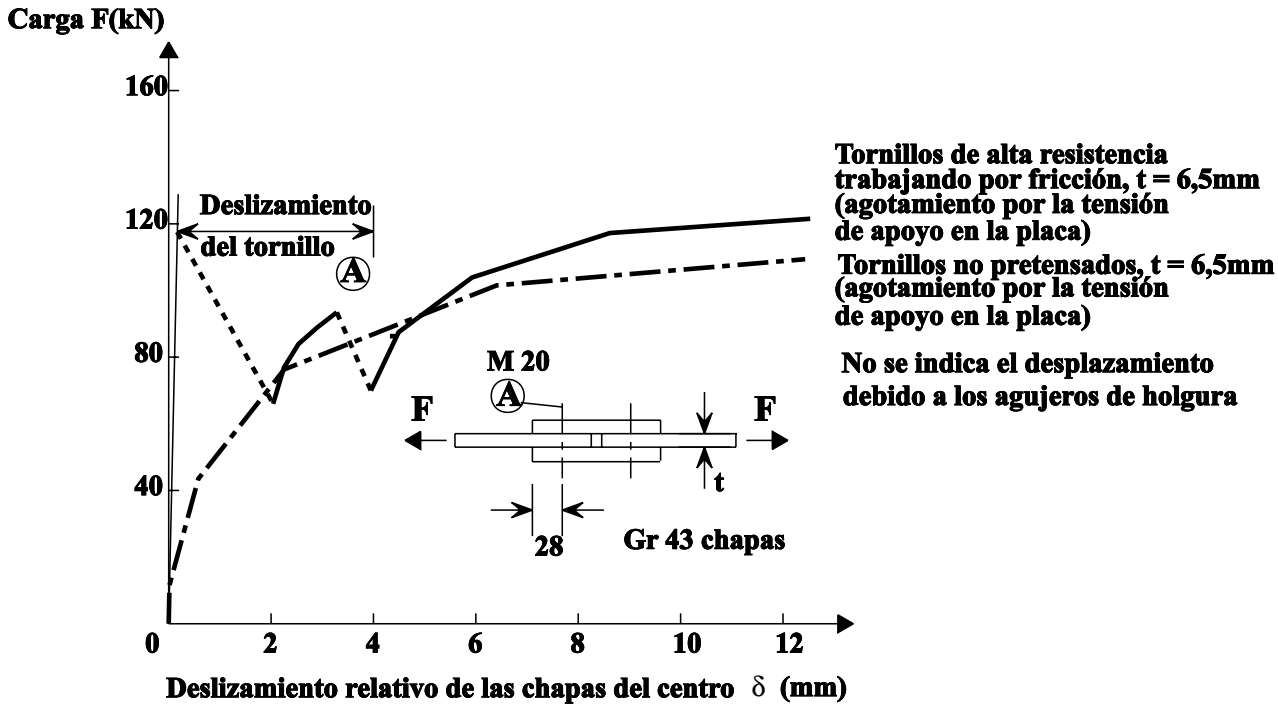


Figura 1 Comparación de la respuesta carga/deformación en una unión de solape

2. TRANSMISIÓN DE CARGA

2.1 Uniones Resistente por Rozamiento

Los tornillos pretensados ejercen una fuerza de compresión entre chapas unidas. Ésta da lugar a una elevada resistencia por rozamiento, que permite la transmisión de carga entre las piezas unidas. Cuando la carga F aplicada en la figura 2 excede la fuerza de rozamiento que se desarrolla entre las chapas, éstas se deslizarán una respecto a la otra y el tornillo actuará como en una unión resistente por corte.

El apriete controlado de los tornillos permite cuantificar el rozamiento para la comprobación.

Las ventajas principales de las uniones pretensadas son su mayor rigidez y su capacidad de resistir esfuerzos alternativos periódicos. Su comportamiento bajo solicitaciones de fatiga también es mejor que el de las uniones atornilladas resistentes por corte.

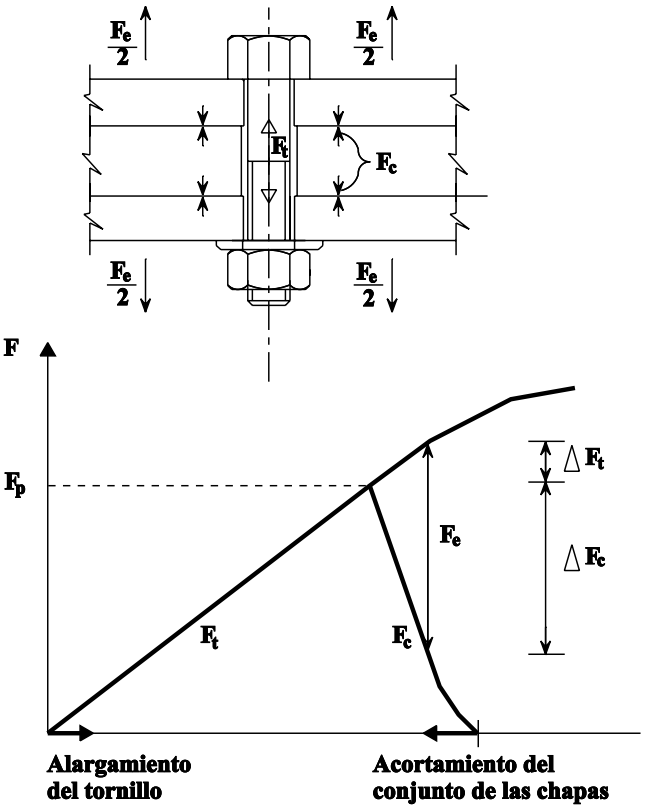


Figura 3 El efecto de una carga externa (F_e) sobre el esfuerzo del tornillo (F_t) y el de contacto (F_c) en una unión con tornillos de alta resistencia trabajando por fricción

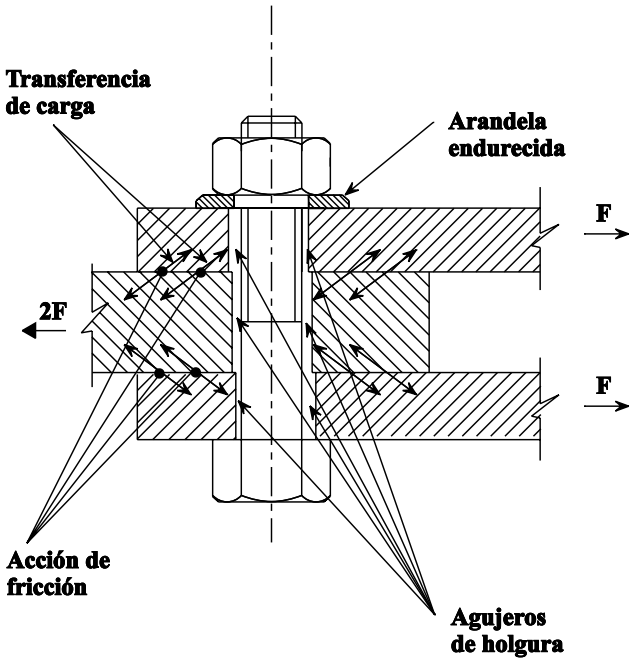


Figura 2 Unión por cortante con trasferencia de carga por fricción

A estas ventajas hay que contraponer los costes de las uniones pretensadas. La preparación de las superficies de las piezas y el control del apriete requieren bastante atención (formación de los operarios). Los costes son mayores que los de las uniones resistentes por corte. Por todo ello, únicamente se utilizan uniones pretensadas cuando es importante la rigidez de la unión, cuando las cargas cambian de signo o cuando existe solicitación de fatiga.

Por lo general, se utilizan uniones pretensadas en puentes, grúas y vigas carrileras.

2.2 Uniones Solicitadas a Tracción

La figura 3 presenta la relación entre el alargamiento del tornillo y el acortamiento del

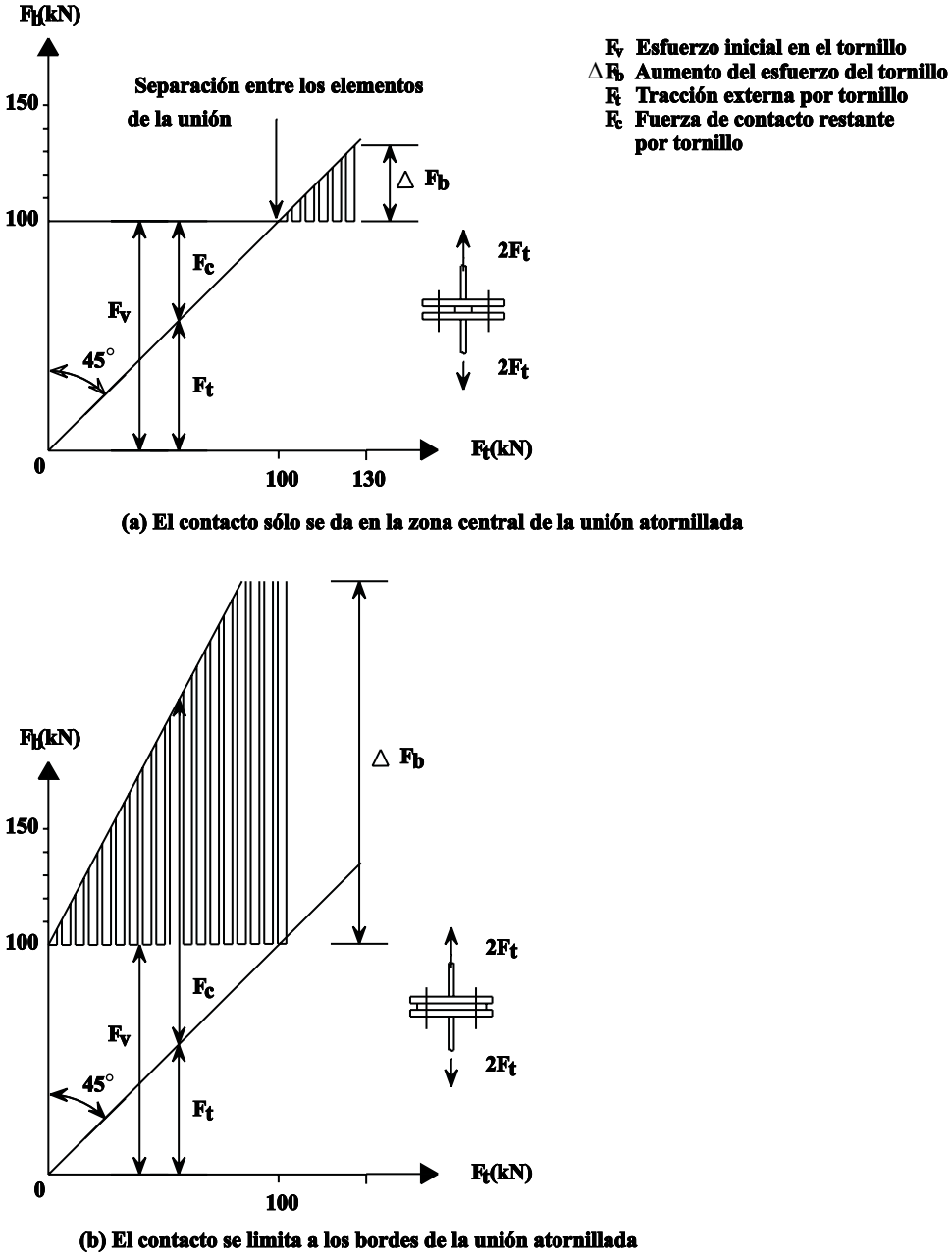


Figura 4 El efecto de la ubicación del contacto sobre el esfuerzo en el tornillo

conjunto de las chapas debido al pretensado. Cuándo se aplica una fuerza de tracción F_e externa a la unión, se incrementará la fuerza F_t en el tornillo. Al mismo tiempo se incrementa su alargamiento, y disminuye en la misma cantidad el acortamiento del conjunto de las chapas. Como resultado, la fuerza las chapas disminuye. En la práctica, la rigidez del conjunto de las chapas es unas 4 veces superior a la del tornillo.

La relación entre las varias fuerzas puede ilustrarse mediante el "triángulo de fuerzas" de la figura 4. En la figura 4(a) el contacto se limita a la región central de la unión atornillada. No hay ningún incremento en la fuerza del tornillo hasta que tiene lugar la separación. En la figura 4(b), el contacto se limita a los bordes de la unión atornillada. Cualquier tracción externa incrementará la flexión en la placa aumentando tanto F_c como

ΔG_b. En la lección 21 de la Referencia 1 y Referencia 2 pueden encontrar explicaciones más detalladas.

El porcentaje de la fuerza que se transmite mediante un incremento en la fuerza en los tornillos y la otra parte que reduce las fuerzas de apriete entre las chapas depende del comportamiento elástico de la unión (véase la figura 3). Como el comportamiento elástico es el mismo, la localización de la presión de contacto producida por el apriete de los tornillos es de crucial importancia en lo que se refiere a la fatiga del tornillo (véase la figura 4).

3. PRETENSADO EN TORNILLOS

En la práctica, para aprovechar las ventajas del pretensado, se utilizan tornillos de acero de alta resistencia (generalmente de clase 10.9) y así puede obtenerse una fuerza de apriete adecuada con tornillos no demasiado grandes. La tensión inducida en los tornillos por el pretensado es, o está cerca de, la tensión de prueba.

La fuerza de pretensado de cálculo de un tornillo viene dada por:

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

donde A_s es el área resistente a tracción del tornillo (véase la lección 13.3.1) y f_{ub} la capacidad última del tornillo.

4. APRIETE DE LOS TORNILLOS

Pueden utilizarse tres métodos de apriete:

a. Método del “par de apriete”

Este método de apriete requiere una llave calibrada, que puede ser manual o neumática, esta última para tornillos de gran diámetro.

El momento torsor aplicado a la tuerca (o a la cabeza) se utiliza en parte para vencer el rozamiento entre la tuerca y la superficie contra la cuál rota, y en parte -aproximadamente la mitad- para hacer avanzar la rosca por la hélice, sobreponiéndose del rozamiento entre la superficie del tornillo y la correspondiente componente del esfuerzo axial.

Si se conociera la geometría de la cabeza del tornillo y el coeficiente de rozamiento entre las varias superficies en contacto, podría estimarse la tracción inducida por un determinado momento torsor. La incertidumbre referente a la distribución de las presiones de contacto, y las variaciones que los coeficientes de rozamiento presentan en la práctica hacen que únicamente pueda utilizarse una regla aproximada como:

$$M_a = k\ d\ F_p \qquad (1)$$

donde

M_a es el momento torsor aplicado (Nmm)

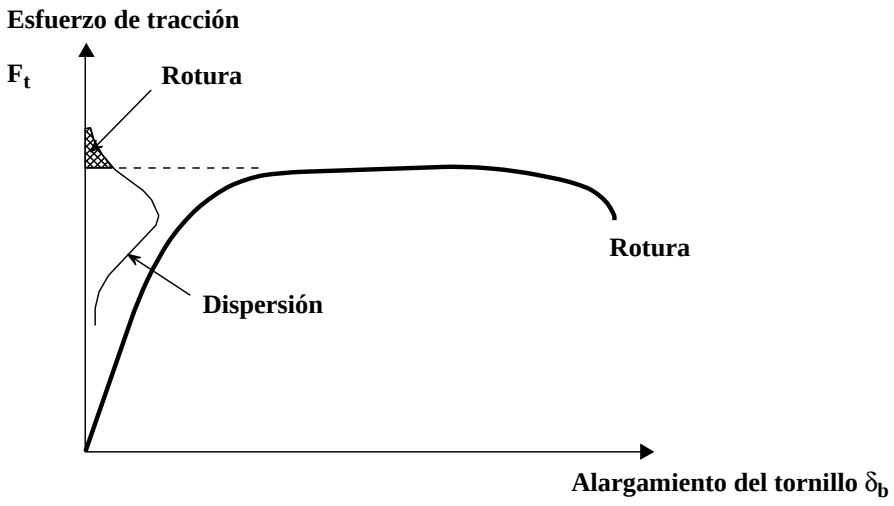
d es el diámetro del tornillo (mm)

F_p es el pretensado del tornillo (N)

k es el coeficiente de rozamiento entre las superficies en contacto

En la práctica, los valores de k medidos para tornillos nuevos varían entre 0,12 y 0,20. Las normas ECCS [3] proporcionan un valor k = 0,18 para tornillos acabados de entregar, ligeramente lubricados, y el valor de k = 0,14 para tornillos con rosca lubricada con sulfuro de molibdeno.

Lo dicho anteriormente indica que se obtendrá una gran dispersión de pretensados (figura 5). Si el coeficiente k es muy bajo, existe el peligro de rotura del tornillo. Si k es inesperadamente grande, no se obtendrá el pretensado deseado.



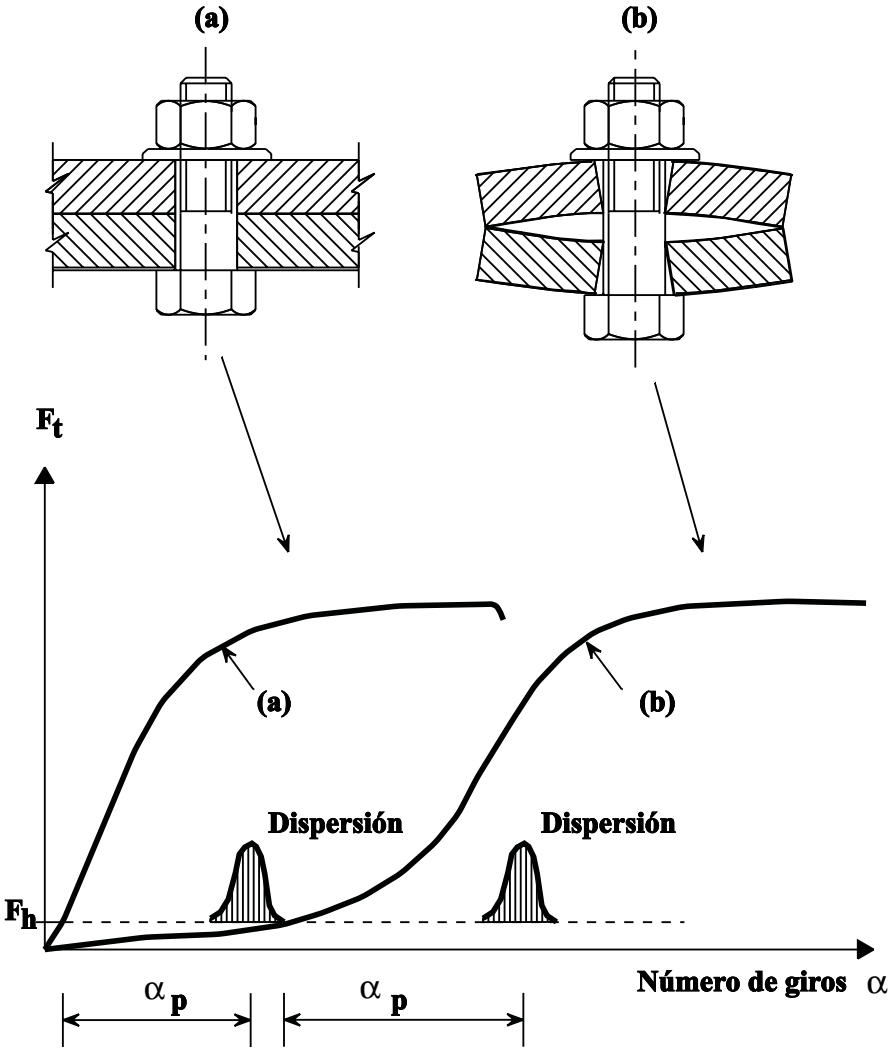
La considerable dispersión en la fricción entre la tuerca y el tornillo, así como entre la tuerca y la arandela, da lugar a una dispersión en las precargas obtenidas

Figura 5 Precarga a través del método de torsión o del “par de apriete”

Por todo ello, ni la ECCS [3] ni el Eurocódigo 3 [4] recomiendan el método del par de apriete. Si de todas maneras se quiere utilizar este método, se recomienda efectuar pruebas antes del montaje. Existen dispositivos especiales (como el “medidor de fuerza en el tornillo”) para medir esta fuerza en función del momento torsor M_a.

b. Método del “cuarto de vuelta”

Este método se basa en una rotación predeterminada de la tuerca. El apriete puede conseguirse de dos maneras, a saber:



(a) Las placas son planas. La precarga requerida se alcanza después del apriete (F_h) (α_p corresponde al número de giros prescritos).

(b) Las placas son rígidas pero no planas. La precarga un primer apriete manual (F_h) la separación desaparece. Sin embargo, la precarga requerida aún no se alcanza.

Figura 6 Precarga a través del método de giro

- primero se enrosca el tornillo "hasta el límite manual" y después se gira según especificaciones previas. Las superficies en contacto deben tener un ajuste sin huelgo antes del apriete definitivo.
- primero se aprieta el tornillo, utilizando una llave de percusión, hasta que los miembros de la unión encajan sin huelgo (cuando la llave de percusión empieza a martillear), y después la tuerca se gira un valor:

$$\Theta = 90° + \Sigma t + d \qquad (2)$$

donde

Θ es la rotación en grados

Σt es el espesor total, en mm, de las piezas unidas

d es el diámetro del tornillo en mm.

El objetivo de este método es rotar suficientemente la tuerca como para que el tornillo alcance del todo el estado plástico (figura 6a). La tracción de la espiga, entonces, es relativamente insensible a la variación en la rotación de la tuerca, existiendo una reserva antes de que ocurra la rotura.

Debe recordarse que la ductilidad del tornillo depende en gran manera de la longitud de la parte roscada. Conviene tomar precauciones con los tornillos cortos que tienen poca rosca en la longitud de apretadura (tiene que haber un mínimo de 5 roscas).

El peligro de sobrecarga (rotura) del tornillo es mucho menor en el método de cuarto de vuelta que en el del par de apriete.

Cuando las chapas no son planas y paralelas como se muestra en la figura 6b, este método presenta el inconveniente de que no se alcanzará el pretensado si el operario no está atento a suprimir los intersticios. Una condición para que este método funcione es que las superficies en contacto deben ajustar sin huelgo antes de apretar los tornillos.

c. Método mixto (el mejor)

Este método combina los anteriores.

1. Primero se aprietan todos los tornillos hasta el 75% del pretensado total utilizando llave tarada. Puesto que sólo se aplica el 75% del pretensado, el peligro de sobrecarga debido a una rozamiento entre tuerca y rosca inesperadamente baja es aceptablemente pequeño. Al mismo tiempo, la fuerza de apriete suele ser suficientemente grande para cerrar cualquier intersticio entre las chapas.
2. Después se aplica un giro adicional de 90° a 120° (el valor inferior para longitudes de tornillo pequeñas y el superior para longitudes de tornillo grandes).

Este método presenta la ventaja de no ser particularmente sensible a:

- variaciones en el rozamiento entre la tuerca y la rosca.
- variaciones en la rigidez del conjunto de las chapas (figuras 5 y 6). Aplicando el 75% del momento torsor se puede garantizar mejor que las chapas encajarán sin huelgo que mediante el método del cuarto de vuelta.

La figura 7 ilustra lo dicho anteriormente:

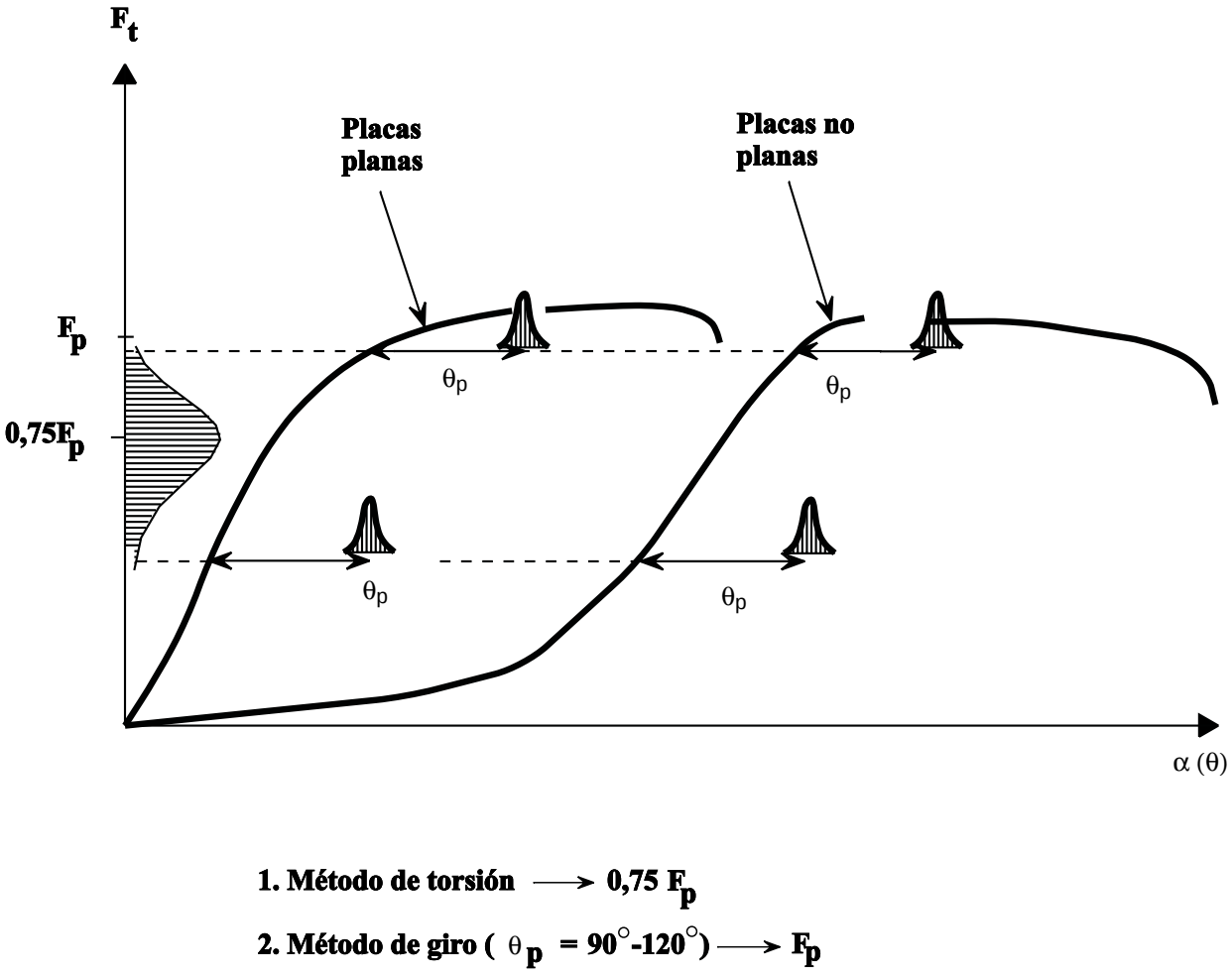
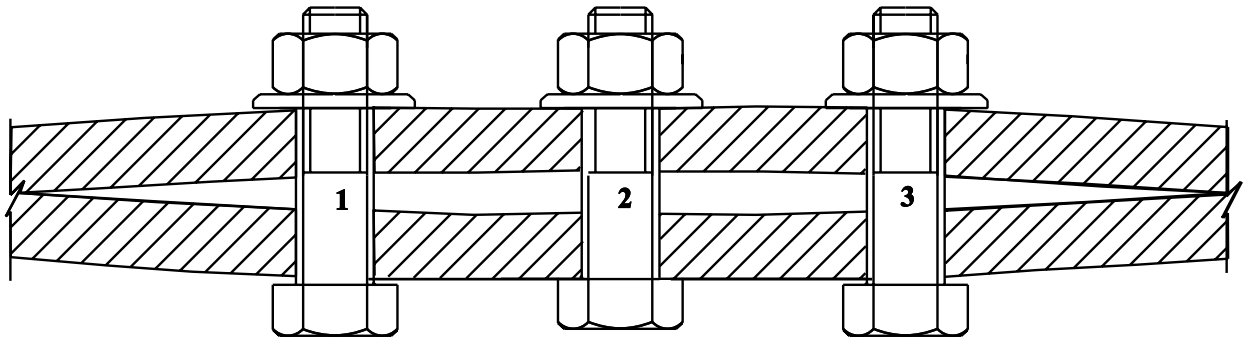
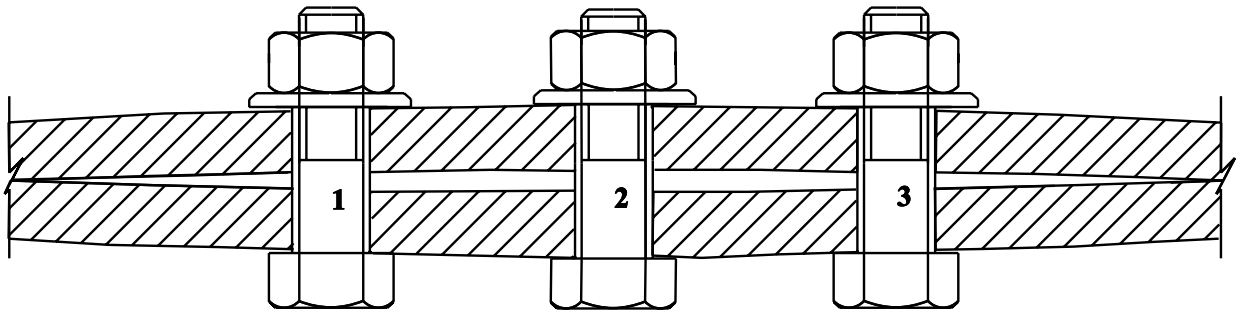


Figura 7 Precarga a través del método mixto



(a) Antes de aplicar la precarga



(b) Después de pretensar el tornillo Nº 1

Figura 8 Unión con varios tornillos. Las placas no son planas

- Si después de pretensar con llave tarada a un valor nominal 0,75 F_p el pretensado resulta muy elevado, el giro de la tuerca según Θ_p no presenta peligro de rotura.
- Si el pretensado resulta escaso, el giro de la tuerca según Θ_p proporciona un pretensado suficientemente elevado.

En uniones con varios tornillos (figura 8), éstos han de apretarse en dos fases:

- Método del par de apriete. Primera fase: todos los tornillos hasta el 75% de M_a. Segunda fase: todos los tornillos al 100% de M_a.
- Método del cuarto de vuelta. Primera fase: todos los tornillos “hasta el límite manual”. Segunda fase: otra vez todos los tornillos “hasta el límite manual”.Finalmente, se aplica el giro.
- Método mixto. Primera fase: todos los tornillos hasta el 75% de M_a. Segunda fase: otra vez todos los tornillos hasta el 75% de M_a. Finalmente, el giro de la tuerca 90° - 120°.

Esto se hace porque incluso después de girar el primer tornillo hasta el 75% de F_p o incluso hasta F_p, puede que las superficies de contacto no encajen del todo. El encaje depende de las imperfecciones de la unión (si las chapas no son planas)

y de la rigidez de las chapas, comparada con el pretensado del primer tornillo apretado.

Si las superficies de contacto no ajustan después de apretar el primer tornillo, el apretar el segundo disminuirá el pretensado del primero, y así sucesivamente.

Haciéndolo en dos etapas, este efecto se reduce a un nivel aceptable.

5. TUERCAS Y ARANDELAS

El agotamiento de los elementos de fijación roscados debido a una sobrecarga puede ocurrir por rotura de la espiga del tornillo o por arranque de los filetes de la tuerca y/o del tornillo. La rotura de la espiga es súbita y, por lo tanto, se nota fácilmente. El arranque de las roscas es gradual y, por lo tanto, más difícil de detectar. Presenta el riesgo de dejar elementos de fijación parcialmente agotados. La figura 9 presenta los resultados de ensayos de tracción con ambos modos de agotamiento.

Sería deseable, pues, diseñar uniones roscadas cuyo modo de agotamiento fuera siempre por rotura de espiga. Desgraciadamente, y a causa de las muchas variables que influyen en la resistencia de los filetes (resistencia de los materiales de la tuerca y del tornillo, separación entre filetes, dimensiones de las chapas, etc.), las tuercas deberían ser anormalmente gruesas para asegurar este modo de agotamiento.

En los tornillos pretensados se utilizan tuercas con una anchura según ISO 898/2 [5]. Su altura nominal es siempre superior al clásico valor de 0.5 d; es a menudo 0,8 d y puede llegar a ser de 1,0 d.

En este sentido, cabe señalar una condición importante. En un ensayo de tracción, como muestra la figura 9, del tornillo con su tuerca, éste debe poseer una resistencia a la rotura de valor igual a, por lo menos, la “carga de prueba”. La carga de prueba de los tornillos según la ISO

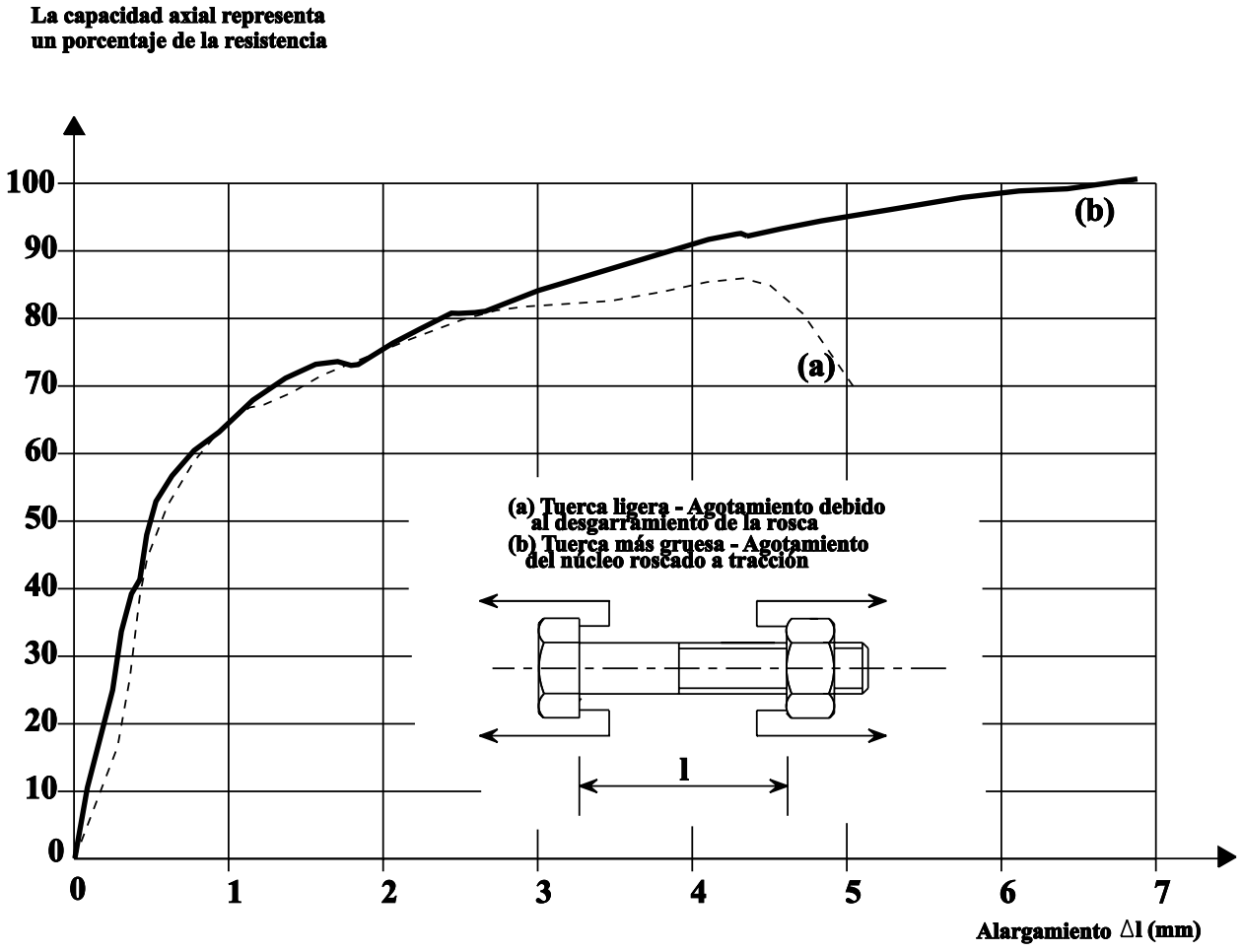


Figura 9 Ensayos de tracción axial-Tornillo M20/4.6

898/1 [6], por ejemplo, es ligeramente distinta a los valores de cálculo para f_{ub}.

Debajo de la pieza que se hace girar (la tuerca o la cabeza) se coloca una arandela de acero endurecido. Con ello se consigue un rozamiento más uniforme y no demasiado elevado entre la parte que rota y las chapas. Cuando el eje del tornillo no es normal a la superficie de contacto (diferencia de más de 3°), debe utilizarse la arandela apropiada en forma de cuña.

6. AGUJEROS

Las tolerancias son las mismas que para tornillos sin pretensado (véase la lección 13.3.1).

En circunstancias normales, el margen es de 2 mm para diámetros de hasta 24 mm inclusive, y de 3 mm para diámetros superiores.

Para mejorar la rigidez de una unión, pueden especificarse agujeros con márgenes más pequeños que los agujeros estándar. En este caso, los costes serán más elevados.

7. RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO

Los tornillos de alta resistencia en uniones solicitadas a cortadura transmiten la fuerza mediante rozamiento entre las superficies en contacto (figura 1). La resistencia de estas uniones depende del pretensado $F_{p.Cd}$, del coeficiente de rozamiento μ y del número n de superficies en contacto. La resistencia de cálculo al deslizamiento para un tornillo pretensado tiene por valor:

$$F_{s,Rd} = \frac{n \mu F_{p.Cd}}{\gamma_{ms}} \qquad (3)$$

El coeficiente de rozamiento μ depende de la preparación de las superficies. Algunos valores (1) son:

- superficie no tratada $\mu = 0,20$
- superficie tratada con chorro de arena o de granalla, limpiando después cualquier traza de herrumbre y sin corrosión por picaduras $\mu = 0,50$
- superficie tratada con chorro de arena o de granalla pintada, con un recubrimiento de silicato de cinc en etileno (espesor 30 - 60 μm) $\mu = 0,30$
- superficie tratada con chorro de arena o de granalla y galvanización por inmersión en baño caliente $\mu = 0,10$

El pintado puede ser necesario para prevenir la formación de herrumbre en el periodo de montaje, o antes del mismo. La norma 8 de el Eurocódigo 3 [4] proporciona más detalles.

La figura 2 compara la utilización de tornillos resistentes por cortadura y tornillos de alta resistencia trabajando por rozamiento en el montaje de una unión a tope con doble platabanda. Hasta que tiene lugar el deslizamiento, la unión a rozamiento resulta mucho más rígida que la que trabaja a corte. Cuando tiene lugar el deslizamiento, la unión resistente por rozamiento va pasando progresivamente a ser una unión a cortante y, después de absorber la tolerancia del agujero, ambas uniones se comportan de manera similar. La causa de la gran disminución en la fuerza transmitida por rozamiento puede explicarse por:

- La disminución de la rugosidad durante el deslizamiento, lo que conduce a una disminución de μ.
- El hecho de que las tensiones de tracción en las chapas alrededor de los agujeros aumentan cuando se produce el mecanismo de apoyo, reduciendo el espesor de las chapas a causa del efecto (coeficiente de Poisson) y disminuyendo por lo tanto el pretensado (considérense las distintas trayectorias de tensión longitudinal presentadas en la figura 1).
- Para tornillos en agujeros con tolerancias estándar y tornillos en agujeros rasgados (véase la lección 15.3.3) con el eje de la ranura perpendicular a la dirección de transmisión de carga, el coeficiente parcial de seguridad γ_{ms} se toma como:
- para el estado límite último $\gamma_{ms} = 1,25$
- para el estado límite de servicio $\gamma_{ms} = 1,10$

8. RESISTENCIA AL CORTE Y A LA TRACCIÓN

Si se aplica una fuerza de tracción F_t a una unión pretensada simultáneamente al esfuerzo cortante F_V , la resistencia de cada tornillo al deslizamiento se toma como:

$$F_{s.Rd} = \frac{n\,\mu\,(F_{p,Cd} - 0{,}8\,F_t)}{\gamma_{ms}}$$

Si, en una unión rígida, la fuerza de tracción aplicada está contrarrestada por una fuerza de contacto en el lado de compresión, no se requiere ninguna disminución de la resistencia al deslizamiento.

9. MEDIDAS PARA UNIONES RESISTENTES POR ROZAMIENTO

Las pruebas efectuadas en distintos países muestran que la cascarilla de laminación adherida a las superficies de contacto origina una reducción substancial del coeficiente de rozamiento. Por ello debe asegurarse su eliminación.

Dependiendo del coeficiente de deslizamiento μ del que se parta, las superficies de contacto deben limpiarse y hacerse rugosas mediante chorro o martillado con un material adecuado (arena, granalla, etc.).

Debe elegirse cuidadosamente el material utilizado en el chorro (arena, granalla, etc.) y el tratamiento debe llevarse a cabo optimizando el proceso, para conseguir así un coeficiente de rozamiento favorable. La aplicación de una pintura apropiada debe seguir inmediatamente al tratamiento, si así se especifica.

Cuando se elimina la cascarilla por flameo con soplete de chorros múltiples, es especialmente importante tener muy presente la experiencia que se pueda tener con el quemador (posible uso de dos quemadores), con la mezcla gas-oxígeno y con el ángulo de inclinación de la llama respecto a la superficie de la placa.

Las piezas a unir con uniones pretensada deben protegerse de la corrosión mediante medidas adecuadas para prevenir la penetración de la humedad en las superficies de contacto y en los agujeros de los tornillos. Esta protección (puede ser el sellado, por ejemplo) también puede ser necesaria como medida temporal cuando las caras de la unión se dejan total o parcialmente expuestas durante el montaje. Deben tomarse cuantas precauciones haga falta, tanto en la fabricación como en el montaje, para asegurar que se alcancen y mantengan los coeficientes de deslizamiento supuestos en los cálculos.

Cuando se efectúa la unión, las superficies de contacto deben estar limpias de polvo, aceite, pintura, etc. No pueden eliminarse manchas de aceite mediante desoxidación por flameo sin dejar restos perjudiciales, por lo que la eliminación debe hacerse mediante productos químicos adecuados. Si las piezas no pueden ensamblarse inmediatamente después de tratar las superficies de contacto, basta con eliminar cualquier película fina de herrumbre o cualquier material que se haya adherido mediante un pincel de acero dulce. La superficie preparada no debe resultar dañada en el proceso, y tampoco debe incorporársele aceite o grasa.

Si se almacenan durante largo tiempo componentes estructurales con las superficies de contacto preparadas para uniones pretensadas, existe riesgo de oxidación. En ciertas circunstancias debe considerarse un coeficiente de rozamiento más bajo. Una forma efectiva de proteger las superficies de contacto es aplicarles una capa de plástico autoadhesivo. Sin embargo, hasta el momento no se sabe de ningún revestimiento de protección que no afecte de forma adversa al coeficiente de deslizamiento.

10. RESUMEN FINAL

- Las uniones pretensadas son muy rígidas y presentan un buen comportamiento bajo solicitación de fatiga.
- Existen distintos métodos de apriete; el mejor es el “mixto”.
- La resistencia a corte de una unión pretensada está determinada por el esfuerzo de compresión entre las chapas, causada por el pretensado de los tornillos, y el coeficiente de rozamiento de las superficies en contacto. La presencia de tracción externa reduce la resistencia a la cortadura y viceversa.
- Es muy importante controlar el valor del coeficiente de rozamiento entre las piezas unidas.

11. BIBLIOGRAFÍA

[1] Kulak, G. L., Fischer, J. W. and Struik, J. H. A., “Guide to Design Criteria for Bolted and Rivetted Joints”, 2nd edition, John Wiley and Sons, 1987.

[2] Bouwman, L. P., “Fatigue of Bolted Connections and Bolts Loaded in tension”, Delft University of Technology, Department of Civil Engineering, Report. 6-79-9, July 1979.

[3] European Recommendations for Bolted Connections in Structural Steelwork.European Recommendations for Bolted Connections in Structural Steelwork. European Convention for Constructional Steelwork (ECCS), Publication No. 38, 1985.

[4] Eurocode 3: “Design of Steel Structures”: Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings, CEN, 1992 (Véase el capítulo 6: Connections Subjected to Static Loading, y el capítulo 7: Fabrication and Erection).

[5] ISO 898/2, International Standard Mechanical Properties of Fasteners. Part 2: Nuts with Specified Proof Load Values.

[6] ISO 898/1, International Standard Mechanical Properties of Fasteners. Part 1: Bolts, Screws and Studs.

ESDEP TOMO 13
DISEÑO DE UNIONES

Lección 13.3.3: Particularidades de las uniones con tornillos

OBJETIVOS:

Describir la influencia de los aspectos más particulares en el proyecto de uniones con tornillos.

CONOCIMIENTOS PREVIOS:

Lección 2.1:	Proceso de Diseño
Lección 3.4:	Calidades y Tipos de Acero
Lecciones 4.2:	Montaje
Lección 13.1.1:	Uniones en Edificación
Lecciones 13.3.1 y 13.3.2:	Uniones con Tornillos

LECCIONES AFINES:

Lección 13.4:	Análisis de Uniones
Lección 14.6:	Comportamiento de Fatiga de Uniones Atornilladas

RESUMEN:

Se presentan situaciones que no son las que normalmente ocurren en las uniones atornilladas, pero que tienen utilidad práctica. Se consideran los casos siguientes:

- agujeros con sobredimensionados y rasgados
- ajuste de las superficies de contacto
- determinación del coeficiente de rozamiento
- tornillos calibrados e inyectados
- chapas o tornillos protegidos
- fragilización por hidrógeno - corrosión bajo tensión

ABREVIATURAS

A	Área de la espiga de un tornillo	[mm^2]
A_s	Área resistente a tracción	[mm^2]
d	Diámetro nominal del tornillo (espiga)	[mm]
$F_{s.Rd}$	Resistencia de cálculo al rozamiento	[N]
F_p	Fuerza de pretensado	[N]
$f_{u,b}$	Capacidad a tracción de un tornillo	[N/mm^2]
k_s	Coeficiente de minoración de los coeficientes de rozamiento	
n	Número de superficies en contacto	
γ_{ms}	Coeficiente de minoración para uniones por rozamiento	

1. GENERALIDADES

La resistencia de una unión debería determinarse en base a la resistencia de sus elementos.

Existen varios tamaños y clases de tornillos para estructuras metálicas. En la mayoría de las estructuras se utilizan tornillos no pretensados. Cuando hay que cumplir con requisitos especiales respecto a la rigidez, la prevención del deslizamiento durante inversión de la carga o la fatiga, pueden utilizarse uniones en rozamiento.

La resistencia de una unión a corte (sin pretensado) depende de la resistencia a corte del tornillo y de la resistencia a aplastamiento de las chapas. Si esta última es inferior a la resistencia a la corte del tornillo, la unión presenta una elevada capacidad de deformación. Esto es particularmente importante en uniones largas que presentan imprecisiones en la separación entre los agujeros.

La resistencia a corte de las uniones pretensadas está influida por el coeficiente de rozamiento μ y la fuerza de pretensado aplicada.

Las lecciones 13.3.1 y 13.3.2 describen las uniones normales con los tipos de tornillo mencionados más arriba.

Los condicionantes prácticos obligan muchas veces a utilizar distintos tipos de diseño. Además, puede existir una combinación de fuerzas en las uniones, que dificultan la evaluación de las tensiones en los tornillos.

Se revisan aquí aspectos particulares del cálculo y comportamiento de las uniones atornilladas.

2. AGUJEROS SOBREDIMENSIONADOS Y AGUJEROS RASGADOS

La adecuación del diámetro nominal del agujero a los valores dados en la lección 13.3.1 (por ejemplo, un margen por exceso de 2 mm sobre el diámetro nominal del tornillo) puede imponer rígidas condiciones de alineación entre los elementos estructurales, especialmente cuando se trata de uniones largas. Algunas veces se presentan problemas de montaje cuando los agujeros de las cartelas no están correctamente alineados. Ocasionalmente, los fabricantes deben efectuar un montaje previo de las estructuras para asegurarse de que la unión se ajustara correctamente en obra. Con agujeros sobredimensionados puede eliminarse la fase de montaje previo y ahorrar así tiempo y dinero.

Un agujero normal tiene la misma holgura en todas direcciones, para cumplir con los requisitos de tolerancia en el montaje. Si se necesita efectuar un ajuste en una dirección determinada, sin embargo, pueden utilizarse agujeros rasgados. Estos agujeros se clasifican según su alineación paralela o transversal respecto a la dirección de la carga aplicada.

Cuando se utilizan agujeros sobredimensionados o rasgados, se elimina material de la placa en las zonas en las que existen elevadas presiones. Se ha estudiado empíricamente [1] la influencia de este aspecto en el comportamiento de las uniones con tornillos pretensados. Se ha examinado el efecto de los agujeros ovalados o sobredimensionados en factores como la pérdida de tensión del tornillo después del montaje y la resistencia al deslizamiento.

La utilización de agujeros rasgados o sobredimensionados reduce ligeramente la presión entre las superficies de contacto. Se cree que esta reducción resulta del flujo plástico en las chapas bajo la cabeza del tornillo y la tuerca. La influencia del flujo puede reducirse utilizando arandelas endurecidas. La reducción de la presión entre chapas tiene influencia también en los coeficientes de rozamiento. Se estima que el efecto combinado del cambio en el coeficiente de rozamiento y de la reducción de la fuerza de apriete origina una reducción del 15% en la resistencia al deslizamiento cuando se trata de agujeros con holgura o rasgados cortos, y una reducción del 30% cuando se trata de agujeros rasgados largos.

La fórmula de cálculo para uniones pretensadas refleja la reducción de la resistencia al deslizamiento introduciendo un coeficiente de reducción k_s.

La resistencia de cálculo al deslizamiento de un tornillo pretensado viene dada, pues, por:

$$F_{s,Rd} = \frac{(k_s \mu) n}{\gamma_{ms}} F_{p.Cd}$$

(véase la lección 13.3.2 para el cálculo de resistencias al deslizamiento en una unión con agujeros de dimensión normal).

El coeficiente de reducción k_s es igual a 0,85 para agujeros sobredimensionados y agujeros rasgados cortos, y a 0,70 para agujeros rasgados largos.

Los tamaños nominales de agujeros ovalados cortos en uniones resistentes al deslizamiento no deben ser superiores a:

- (d + 1) mm por (d + 4) mm para tornillos M12 y M14
- (d + 2) mm por (d + 6) mm para tornillos M16 y M22
- (d + 2) mm por (d + 8) mm para tornillos M24
- (d + 3) mm por (d + 10) mm para tornillos M27 y más grandes

donde d es el diámetro nominal del tornillo en mm.

Los tamaños nominales de los agujeros rasgados largos para uniones resistentes al deslizamiento no deben ser mayores que:

- (d + 1) mm por 2,5 d para tornillos M12 y M14
- (d + 2) mm por 2,5 d para tornillos M16 y M24
- (d + 3) mm por 2,5 d para tornillos M27 más largos

Los agujeros sobredimensionados y rasgados en las platabandas exteriores deben cubrirse con chapas de dimensiones y espesor adecuados (véase más arriba). Los agujeros de las platabandas no pueden ser más grandes que los agujeros normales.

Deben especificarse las dimensiones requeridas para agujeros rasgados largos para uniones que deben tener movimiento.

Cuando se utilizan agujeros sobredimensionados o alargados con tornillos no pretensados, se suele suponer que no hay ninguna reducción en las resistencias de cálculo debida a los efectos de la sobredimensión.

3. AJUSTE DE LAS SUPERFICIES DE CONTACTO

El huelgo máximo entre superficies adyacentes de una unión no debe ser superior a 2 mm para evitar reducciones en la resistencia de la unión (figura 1). Cuando se utilizan tornillos pretensados, deben tenerse en cuenta los efectos de la falta de ajuste y podrían tener que considerarse tolerancias más pequeñas. Si no pueden adoptarse tolerancias más pequeñas, deberían utilizarse forros para una adecuada transmisión de la carga a través de la unión. El espesor mínimo de los forros debería ser:

- 2 mm si no están expuestas a corrosión
- 4 mm si están en el exterior

Debido a dificultades prácticas, como la necesidad de conectar placas de espesores distintos o un ajuste insuficiente después del montaje en la obra, a veces hay que insertar hojas de acero para que actúen como forros. Si estas hojas no tienen un espesor superior a unos pocos milímetros y se aseguran buenos contactos, el comportamiento estructural no tiene por qué resultar afectado. Con todo, se dan casos en los que su presencia no puede ignorarse en la etapa de cálculo:

- Porque en las uniones efectuadas con tornillos ordinarios resistentes por cortadura la espiga del tornillo estará sujeta a solicitaciones de flexión cada vez mayores con el aumento del espesor. El EC3 cubre esta eventualidad, con la regla siguiente:

Cuando los tornillos que trabajan a cortadura pasan a través de un conjunto de placas suplementarias de un espesor total t_p superior a un tercio del diámetro nominal d, la resistencia de cálculo a la cortadura debe reducirse mediante el factor

$$\beta_p = \frac{9_d}{8_d + 3t_p} \text{ pero } \beta_p \leq 1$$

- Cuando se utilizan tornillos que trabajan a rozamiento para sujetar uniones de longitudes superiores a 10 veces el diámetro del tornillo, los parámetros que controlan el método de apriete deben determinarse empíricamente.
- En los tornillos que trabajan a rozamiento los efectos de fluencia y relajación pueden ser más elevados, derivándose de ello una pérdida de pretensado más elevada.

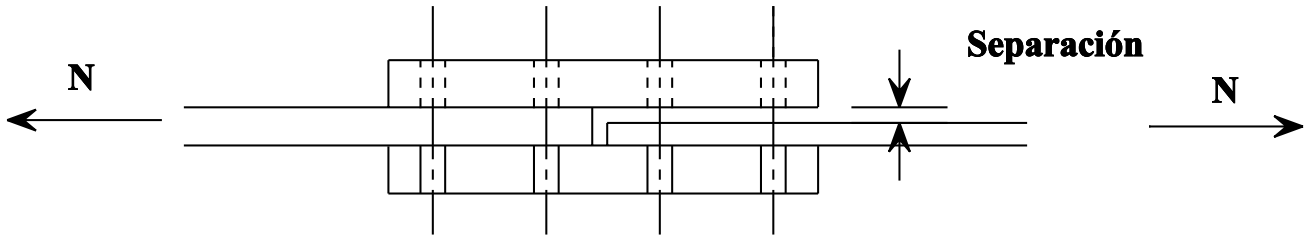


Figura 1 Separación máxima entre superficies adyacentes

4. DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE ROZAMIENTO

El coeficiente de rozamiento, para el método de preparación de la superficie propuesto, puede obtenerse directamente a partir de la información publicada, tal como se ha expuesto en la lección 13.3.2 (implicando generalmente un recubrimiento de la superficie). Sin embargo, algunas veces hay que determinar el coeficiente de rozamiento de forma empírica, según el procedimiento siguiente [2, 3].

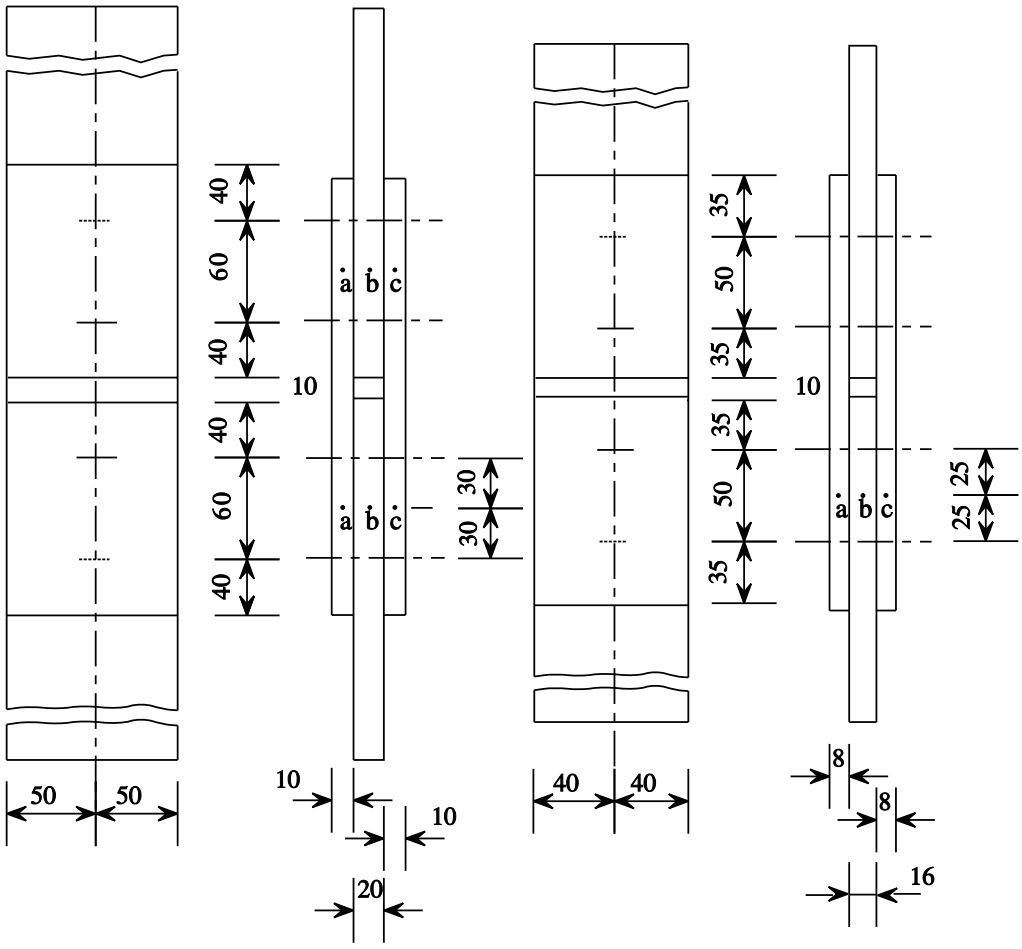
En este caso, los cálculos deben basarse en el valor alcanzado en el 95% de las pruebas. Con una distribución normal de los resultados, este valor corresponde al producto de μ_{media} por 1,64 S (S = desviación típica).

Cuando se efectúan los ensayos, debe tenerse en cuenta que:

- Las probetas deben ceñirse a los detalles dimensionales mostrados en las figuras 2a o 2b. El material de acero debe adecuarse a la EN 10025 clase Fe E 275 o Fe E 355.
- Para asegurar que las dos placas interiores tienen el mismo espesor, deben obtenerse cortándolas de forma consecutiva de la misma pieza de material y la probeta debe ensamblarse con ellas en sus posiciones relativas originales.
- Las placas no deben poseer aristas cortadas térmicamente. Deben ser lo suficientemente planas como para permitir que las superficies preparadas estén en total contacto cuando los tornillos han sido pretensados.
- El pretensado aplicado a los tornillos debe ser el pretensado mínimo especificado para el tamaño y grado del tornillo utilizado. Debe utilizarse un método de medida preciso para verificar el valor real del pretensado.
- El tratamiento de superficie y el recubrimiento especificados deben aplicarse a las superficies de contacto de la probeta de forma consistente con la aplicación estructural que se desee. El espesor medio del recubrimiento en la superficie de contacto de la probeta debe ser por lo menos 0,05 mm mayor que el espesor medio máximo especificado para utilización en la estructura.
- Las probetas deben montarse de forma que los tornillos apoyen en la dirección opuesta a la tracción aplicada.
- El pretensado F_p a aplicar debe calcularse a partir de $F_p = 0{,}7\ f_{ub}\ A_s$. Hay que efectuar mediciones para comprobar que los pretensados efectivos que se aplican corresponden a estos valores. Deben determinarse los desplazamientos de las líneas a-c respecto a los puntos b (véanse las figuras 2a y 2b). El desplazamiento en la unión atornillada se indica mediante la media del desplazamiento en ambas superficies. La carga de deslizamiento (F_s) se define como la carga bajo la cual se observa un deslizamiento de 150 μm. El coeficiente de deslizamiento μ puede calcularse a partir de:

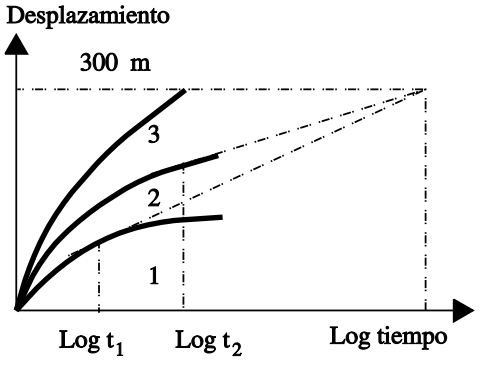
$$\mu = F_s/4\ F_p$$

- Debe determinarse el coeficiente de deslizamiento de las dos fijaciones del tornillo en una probeta. Deben efectuarse pruebas con cinco probetas (10 sujeciones de tornillo). Cuatro de las probetas deben cargarse a velocidad normal (la prueba dura aproximadamente 10-15 min).
- Con la quinta probeta debe efectuarse un ensayo de fluencia con una carga específica del 90% de la carga de deslizamiento media en los primeros cuatro ensayos. Si no se producen desplazamientos entre los cinco minutos y las tres horas después de la aplicación de la carga, (δ) > 2 μm, la carga de desplazamiento para esta probeta también puede determinarse de la forma normal.



a) Tornillos M20,
diámetro del agujero: 22

b) Tornillos M16,
diámetro del agujero: 18



(c)

Notas:
L Vida de la estructura
t_1 Duración mínima del ensayo para la pieza N° 1
t_2 Duración mínima del ensayo para la pieza N° 2

La carga (o sea el coeficiente de deslizamiento) de la pieza N° 3 es demasiado elevada

Figura 2 Determinación del coeficiente de deslizamiento

- Si la desviación típica de los diez valores obtenidos sobrepasa en un 8% el valor medio, deben efectuarse más ensayos. El número necesario de probetas en este caso se determina mediante la fórmula:

$$n \geq \left(\frac{\delta}{2{,}5}\right)^2$$

donde

n es el número de probetas necesario (dos fijaciones en cada una), incluyendo las primeras pruebas

δ es la desviación típica en las primeras cinco probetas (10 valores) como porcentaje del valor medio.

- Si en la quinta probeta tiene lugar fluencia en la unión, deben efectuarse más pruebas de fluencia.

- Debe establecerse, mediante las medias de por lo menos 3 probetas (6 fijaciones), que la carga asociada con el coeficiente de deslizamiento en el que se basa el cálculo no causa desplazamientos superiores a 300 μm durante el tiempo de vida de la estructura. La curva de desplazamiento con respecto al logaritmo del tiempo (figura 2c) puede extrapolarse linealmente cuando la tangente puede determinarse con suficiente certeza.

La ECCS (4) proporciona un útil resumen de los resultados de las pruebas para la determinación del coeficiente de deslizamiento en una gama de distintos estados de la superficie, que concluye con una serie de recomendaciones.

5. TORNILLOS CALIBRADOS E INYECTADOS

Cuando la deformación de una unión bajo carga deba ser muy baja, es posible utilizar tornillos calibrados.

Los requisitos referentes a los tornillos calibrados son:

- El diámetro de la parte roscada de los tornillos de fuste torneado debe ser por lo menos 1,5 mm más pequeño que el diámetro de la caña. El diámetro especificado de los tornillos debe ser el diámetro nominal de la caña.
- El diámetro del fuste torneado debe estar dentro de las desviaciones admisibles para el diámetro de los tornillos que especifica la ISO 4759/1 [5]. La longitud del fuste debe ser suficiente para abarcar todas las piezas conectadas.
- Debajo de la tuerca de los tornillos de fuste torneado deben colocarse arandelas de chapa de acero de espesor inferior a 6 mm con un diámetro del agujero nominalmente 1,5 mm más ancho que el diámetro del fuste.
- Los agujeros para tornillos calibrados deben seguir h11 y H11 en la ISO R286 [6]. La diferencia entre el diámetro de la espiga del tornillo y el del agujero no debe exceder los 0,3 mm.

La nomenclatura h11 y H11 se refiere a los ajustes, grados de tolerancia.

Una alternativa a los tornillos calibrados son los tornillos inyectados, o sea, tornillos en los que el espacio entre el tornillo y la pared del agujero se llena totalmente con una resina de dos componentes (figura 3) [7].Los tornillos pueden o no estar pretensados.

Este tipo de tornillos se utiliza principalmente en puentes de ferrocarril nuevos, vigas-carril de puentes-grúa fuertemente cargadas y en la reparación de uniones remachadas en puentes.

Los tornillos de inyección son tornillos normales con un pequeño taladro perforado en la cabeza (véase la figura 4). Las dimensiones del agujero (5,5 mm en la parte superior de la cabeza) ofrecen suficiente apoyo para la boquilla de la instalación de inyección. La otra parte del agujero, 3,2 mm, es lo suficientemente ancha como para inyectar la resina.

Se coloca una arandela endurecida bajo la cabeza, con el interior mecanizado tal como se muestra en la figura 4. El espacio debajo de la cabeza facilita el flujo de la resina alrededor del tornillo, llenando completamente el huelgo entre el tornillo y las chapas. El diámetro interior de la arandela debe ser por lo menos 0,5 mm más ancho que el diámetro de la espiga.

Debajo de la tuerca se coloca una arandela acanalada endurecida para que pueda salir el aire (véase la figura 4). La arandela debe colocarse con el canal contiguo a la tuerca. Si se pin-

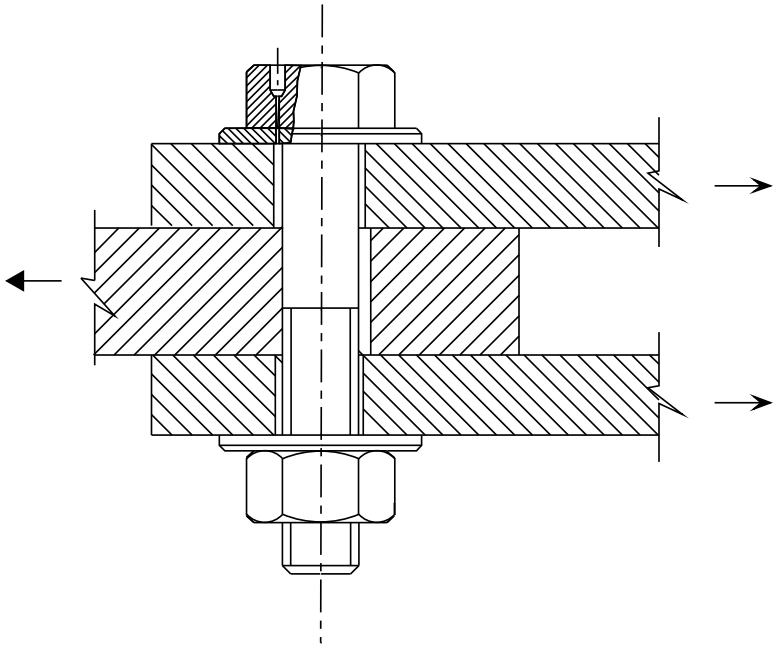


Figura 3 Tornillo de inyección

tan las placas, esta posición evitará que el canal se llene de pintura durante el apriete.

Las ventajas que presenta este tipo de tornillo son:

- Los tornillos de inyección son una forma fiable y relativamente barata de efectuar uniones resistentes a corte sin deslizamiento (véase la figura 5).
- Los tornillos inyectados responden casi igual que los tornillos calibrados. Sin embargo, son mucho más baratos, especialmente en uniones entre chapas gruesas, en las que el escariado puede ser muy caro.

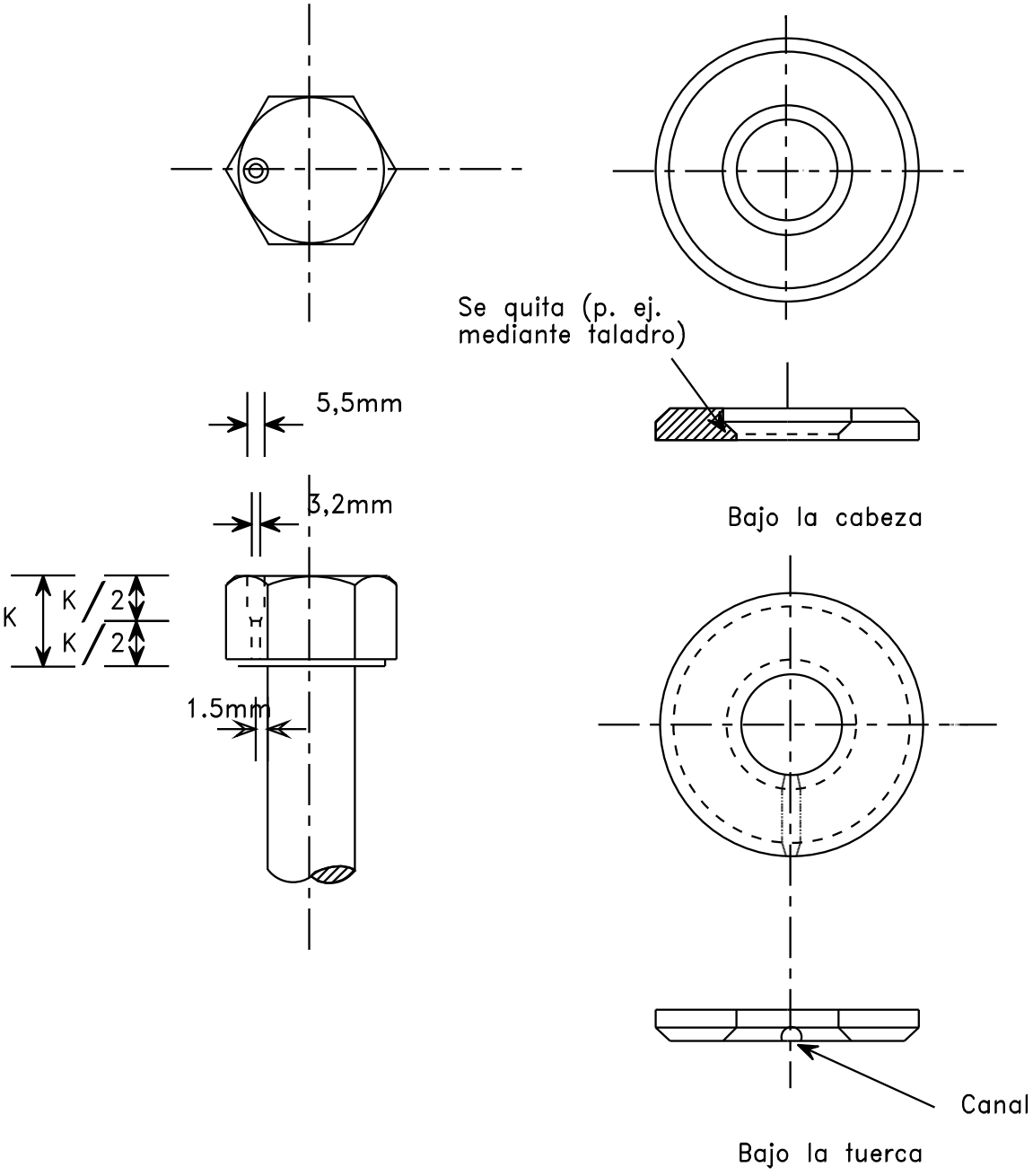


Figura 4 Tornillo de inyección con arandelas

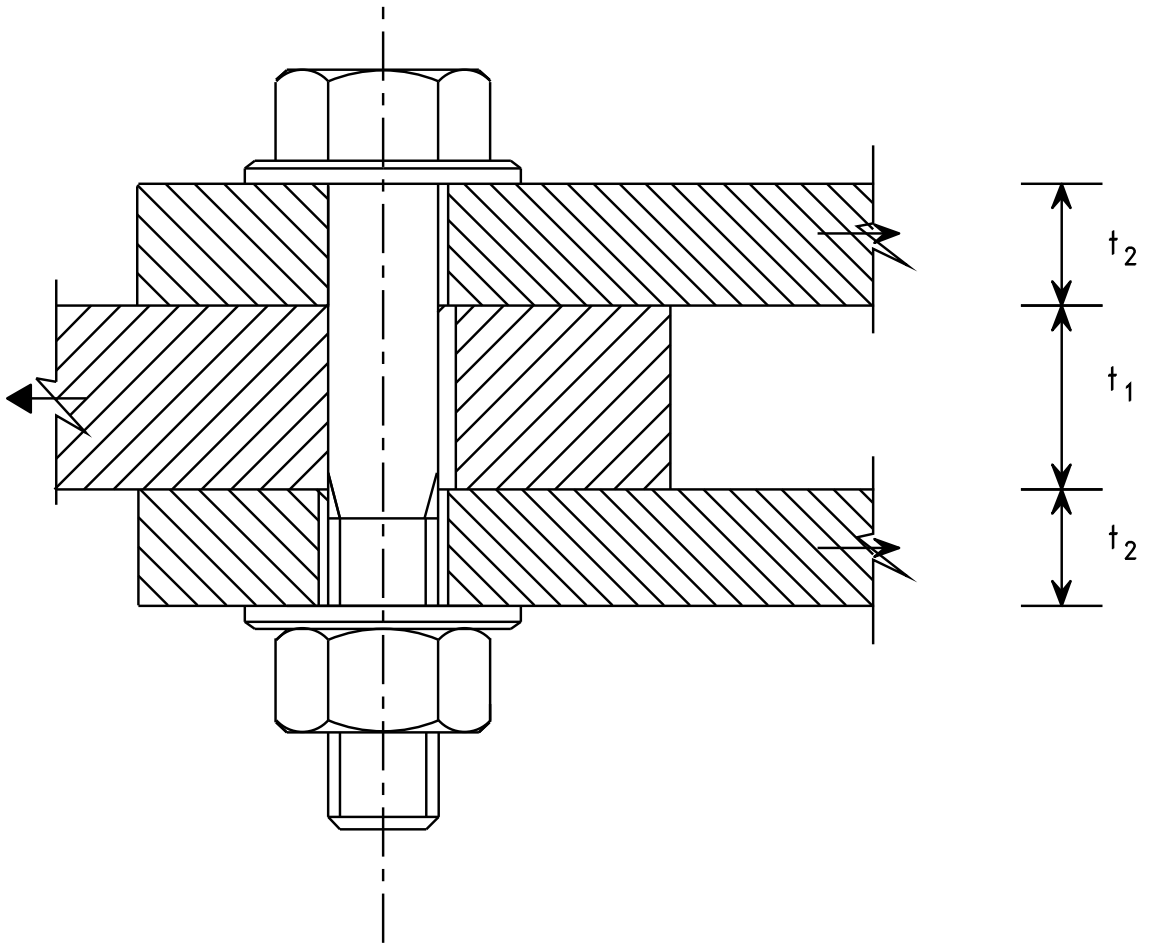


Figura 5 Unión de doble solape

- Se permiten grandes holguras en el agujero, que son útiles en el montaje.
- Cuando los coeficientes de deslizamiento son bajos, como por ejemplo en las superficies galvanizadas por inmersión o pintadas, la inyección puede ayudar considerablemente a las uniones pretensadas.

Puede reducirse el número de tornillos en las uniones con tornillos trabajando por fricción inyectados, ya que éstos presentan una mayor resistencia al deslizamiento.

- Cuando se utilizan tornillos inyectados, la posibilidad de deslizamiento debido a sobrecarga se elimina totalmente.
- Pueden utilizarse tornillos inyectados como alternativa a los tornillos pretensados. Como no requieren ningún equipo especial para el apriete ni habilidades específicas del personal para el pretensado, pueden reducirse los costes.
- Se elimina la posibilidad de corrosión interna.

6. TORNILLOS “CONTROL DE TRACCIÓN” (CT) - ARANDELAS INDICADORAS DE CARGA

Se han probado muchos sistemas para controlar el pretensado en los tornillos; los más utilizados son los “tornillos CT” y las arandelas“Indicadoras de Carga”. Su utilización es muy sencilla, pero la dispersión en la magnitud del pretensado es amplia. Representan una alternativa a los métodos directos que se describen en la lección 13.3.2.

6.1 Un tornillo de “Control de Tracción” (CT)

Presenta una ranura y un resalte para el control del momento de torsión al final de la parte roscada, como se muestra en la figura 6. Cuando el momento torsor alcanza el valor concreto determinado por el resorte, se rompe el extremo del tornillo y se detiene el apriete.

Este tipo de tornillo presenta las ventajas siguientes:

- elimina la necesidad de una segunda persona (sujetando la cabeza si se aprieta la tuerca o viceversa) durante el apriete de los tornillos.
- elimina la posibilidad de error por parte del operario y la comprobación es muy rápida.
- no hay que calibrar la herramienta y las condiciones de campo no afectan el apriete.

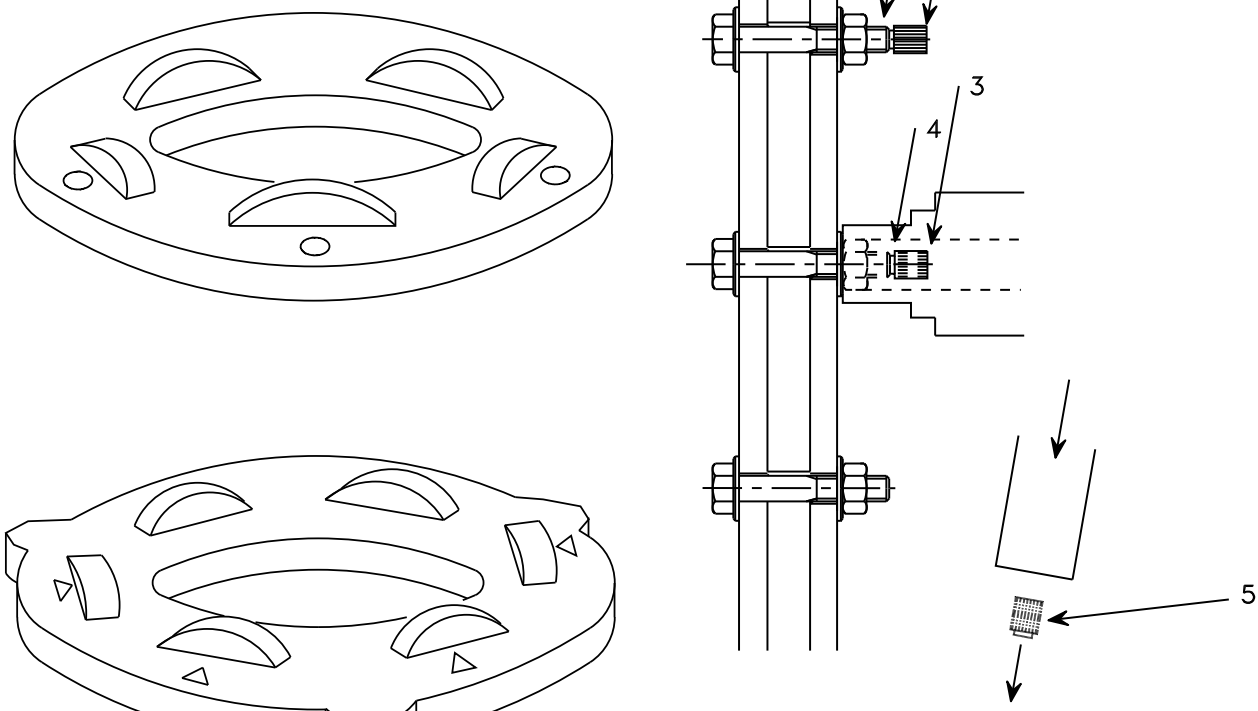


Figura 6 Tornillo de control de tracción: Mecanismo de apriete

Figura 7 Arandelas indicadoras de carga

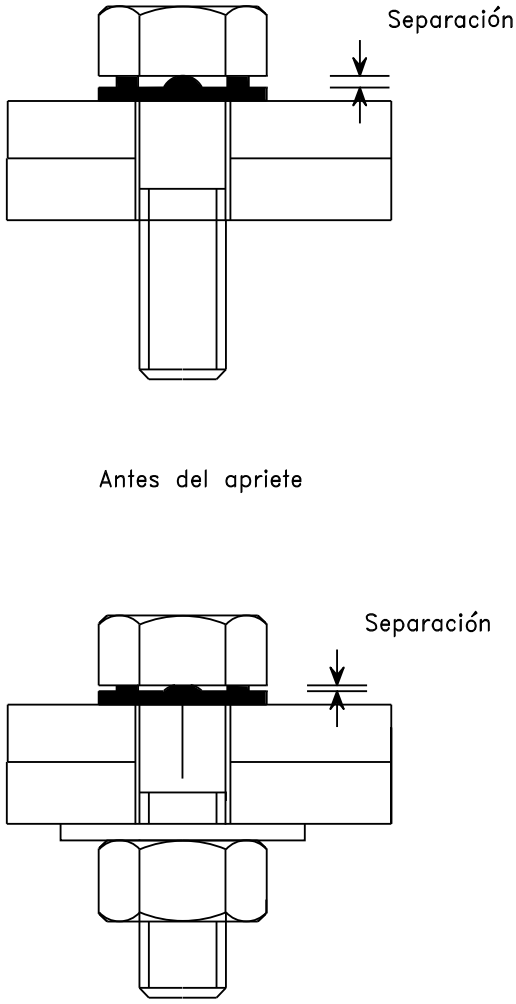


Figura 8 Mecanismo de apriete en tornillos con arandelas indicadoras de carga

Por otra parte, la reducción del pretensado es considerable y no puede efectuarse el apriete en dos etapas.

6.2 Una arandela “Indicadora de Carga”

Es una arandela especialmente endurecida con resaltes en una cara, tal como se ilustra en la figura 7. Los resaltes empujan contra la cara inferior de la cabeza del tornillo, dejando un huelgo. Al apretar el tornillo se achatan los resaltes y se reduce el huelgo. A una holgura promedio especificada, medida mediante una galga de espesores, la tracción inducida de la espiga no será inferior que la tracción mínima requerida por la normativa. La figura 8 muestra un montaje antes y después de apretar el tornillo.

Todos los tornillos deben apretarse según las especificaciones del fabricante y hasta el huelgo indicador de tracción recomendado, según se verifica en los ensayos de calibrado.

El apriete debe efectuarse de forma progresiva desde el centro de la unión hasta los bordes libres, para evitar que se aflojen las fijaciones apretadas anteriormente.

El apriete hasta alcanzar el huelgo indicado debe efectuarse en dos etapas para asegurar la consistencia del pretensado. En la primera etapa debe alcanzarse el 75% de la deformación de los resaltes del indicador de tracción. La abertura final requerida debe alcanzarse en la segunda etapa de apriete.

7. PLACAS PROTEGIDAS CONTRA LA CORROSIÓN

El coeficiente de deslizamiento entre placas protegidas debe determinarse mediante ensayos si no está especificado.

Si la capa de protección tiene un espesor superior a 15 μm (placas galvanizadas por inmersión en caliente, por ejemplo), los tornillos pretensados deben reapretarse una o dos veces. El mejor procedimiento es reapretarlos una vez a las 2 semanas y una segunda vez a los 3 meses.

Durante la fabricación y el montaje deben tomarse las precauciones necesarias para asegurar que se alcanza y se mantiene el coeficiente de deslizamiento que se ha supuesto en los cálculos.

8. TORNILLOS GALVANIZADOS

Actualmente, una amplia gama de estructuras se trata con recubrimiento protector de superficies para prevenir la corrosión y reducir los costes de mantenimiento.

Para unir placas de acero resistente a la corrosión atmosférica, o placas con protección contra la corrosión, es frecuente la utilización de tornillos recubiertos de cinc (tornillos galvanizados) o tornillos de acero resistente a la corrosión atmosférica.

El cinc que recubre la superficie de un tornillo no afecta la resistencia estática del mismo, pero le añade una resistencia de fricción en la rosca. Puede reducirse substancialmente este efecto utilizando lubricantes en la rosca de los tornillos galvanizados, como por ejemplo bisulfuro de molibdeno o cera de abeja. Algunas veces los fabricantes engrasan los tornillos protegidos.

Aunque el galvanizado proporciona al tornillo una excelente protección contra la corrosión, puede aumentar su susceptibilidad a la corrosión bajo tensión a la fragilización por hidrógeno.

9. FRAGILIZACIÓN POR HIDRÓGENO - CORROSIÓN BAJO TENSIÓN

Es conocido que los aceros de alta resistencia pueden fallar tras un tiempo en servicio a causa del hidrógeno [8]. Por tanto, cuando se utilizan tornillos de alta resistencia, debe tenerse en cuenta el contenido de hidrógeno. Los tornillos absorben hidrógeno durante su fabricación, en el electrogalvanizado, por ejemplo. Además, cuando están en uso lo absorben de sus alrededores, como por ejemplo el hidrógeno producido en las reacciones de corrosión.

Las fisuras empiezan generalmente en puntos en los que se presentan estados triaxiales de tensión.

Cuando se utilizan tornillos con una resistencia a la tracción superior a 1180 MPa, un pequeño contenido de hidrógeno puede ser causa de una rotura diferida. Este pequeño contenido de hidrógeno en los tornillos no puede analizarse cuantitativamente mediante métodos convencionales.

La fisuración por corrosión bajo tensión puede definirse como el agotamiento bajo la acción combinada de corrosión y tensión, pudiendo ser la tensión externa (aplicada) o interna (residual). La fisuración puede ser intergranular o transgranular, dependiendo del metal y del medio de corrosión.

Los exámenes microscópicos de las probetas de ensayos de corrosión y tensión en tornillos de alta resistencia muestran que la fisura empieza en la superficie, donde tienen lugar las picaduras de corrosión, y se propaga de forma transgranular e intergranular en una dirección aproximadamente 90 grados a la dirección de la carga. La herrumbre se localiza en el área de la picadura antes de la iniciación de una fisura por corrosión bajo tensión.

La susceptibilidad de los tornillos a la fisuración por corrosión bajo tensión depende de (1) la tensión, (2) el material del tornillo (incluyendo su resistencia y su resistencia a la corrosión), (3) la forma de fabricación del tornillo, y (4) el recubrimiento utilizado para protegerlo contra la corrosión.

Los ensayos de laboratorio indican que, cuánto más elevada es la resistencia del acero, más sensible es el material tanto a la corrosión bajo tensión como a la fragilización por hidrógeno.

10. RESUMEN FINAL

- En una unión con agujeros rasgados o sobredimensionados debe protegerse la parte exterior con una arandela endurecida o una platabanda.
- En las uniones resistentes al deslizamiento debe reducirse el coeficiente de rozamiento si se tienen agujeros sobredimensionados o rasgados.
- En una unión, el huelgo entre dos superficies adyacentes no debe ser superior a 2 mm.
- Es imprescindible determinar el coeficiente de rozamiento; si es necesario, según el método normalizado.
- los tornillos calibrados y los tornillos inyectados reducen la deformación de una unión.
- Los tornillos galvanizados deben lubricarse con un producto adecuado.

11. BIBLIOGRAFÍA

[1] Kulak, L., Fisher J.W., and Struik J.H. - Design criteria for bolted and riveted joints - 2nd edition - John Wiley and Sons - 1987.

[2] European Recommendations for Bolted Connections in Structural Steelwork. European Convention for constructional Steelwork (ECCS_ - Publication No. 38, 1985.

[3] DD ENV 1993-1-1: 1992. Eurocode No. 3: Design of Steel Structures - Part 1 - General Rules and Rules for Buildings.

[4] ECCS Publication No. 37 “Slip Factors of Connections With HSFG Bolts”.

[5] ISO 4759/1: Tolerances for Fasteners. Part 1: Bolts, screws and nuts with threaded diameters ≥ 1.6 and ≤ 150 mm and product grades A, B and C.

[6] ISO/R286: ISO system for tolerances and adjustments. Part 1: General purposes, tolerances and gaps.

[7] Bouwman, L. P., Summary report of the research on injection bolts. Stevin Laboratory of the Delft University of Technology.

[8] Hirth, F.W. and Speckhardt, H., “Contribution de l’hydrogène a la fragilisation d’aciers de traitement thermique”, Le Trefile, Vol. 29, Nσ. 3, 1979, pp 95-105 and Vol 29, No. 4, 1979, pp 182-187.

ESDEP TOMO 13
DISEÑO DE UNIONES

Lección 13.4.1: Análisis de uniones I: Determinación de esfuerzos

OBJETIVOS/CONTENIDO

Revisar el comportamiento y las bases para el cálculo de elementos locales en las uniones.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 2.5: Introducción al Diseño de Edificios Industriales

Lección 2.7: Introducción al Diseño de Edificios de Varias Plantas

Lección 3.3: Propiedades Mecánicas de los Aceros

Lección 3.4: Calidades y Tipos de Acero

Lección 13.1.2: Introducción al Diseño de Uniones

Lecciones 13.2: Generalidades de Uniones Soldadas

Lecciones 13.3: Uniones con Tornillos

LECCIONES AFINES

Lección 13.5: Uniones Simples para Edificios

Lección 13.6: Uniones de Momento para Pórticos Continuos

Lección 13.7: Uniones de Rigidez Plástica Parcial para Pórticos Semicontinuos

RESUMEN

Este grupo de 4 lecciones (13.4.1 - 13.4.4) explica cómo puede analizarse el comportamiento de elementos locales en uniones, para que cada componente pueda dimensionarse de manera segura para resistir las cargas que se le exige que transmita. Desarrolla, pues, los conceptos básicos que se presentaron en términos generales en la lección 13.1.2.

En esta primera lección se explican los principios generales utilizados en la determinación de los esfuerzos para los que debe diseñarse cada componente en una unión. Utilizan los conceptos fundamentales de equilibrio, comportamiento y compatibilidad para determinar el reparto de carga entre los componentes de la unión. Ello conduce al concepto de trayectoria de carga como la forma más efectiva en que las fuerzas aplicadas pueden pasar a través de la unión.

ABREVIATURAS

Se ha adoptado la notación del Eurocódigo 3 [1].

1. INTRODUCCIÓN

En la lección 13.1.2 se ha mostrado en términos generales cómo puede comprobarse la idoneidad estructural de las uniones considerando la resistencia de los elementos locales de la unión.

La resistencia de un elemento se determina en base a la resistencia de los tornillos o soldaduras individuales y de las chapas.

En las lecciones 13.2 y 13.3 se trata la resistencia de las soldaduras y tornillos. Esta lección 13.4 trata de la resistencia, rigidez y ductilidad de varios componentes.

Se utiliza también el material de las lecciones 13.1, 13.2 y 13.3 para explicar cómo pueden dimensionarse de forma segura los componentes de las uniones. Ello implica tanto la determinación de las fuerzas a las que cada uno de ellos está sujeto como las maneras en que, actuando de forma combinada, transfieren estas fuerzas desde la barra soportada a la barra de soporte.

Habiendo establecido los principios, las lecciones 13.4.2 - 13.4.4 los aplican al estudio de la transferencia de distintos tipos de esfuerzos dentro de las uniones, como por ejemplo tracción directa, cortadura, tracción como parte del momento, etc., mientras que las lecciones 13.5 - 13.8 desarrollan totalmente los principios para abarcar el diseño de tipos especiales de unión.

2. DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS

2.1 Esfuerzos en la Unión

Para determinar los esfuerzos en la unión se lleva a cabo el análisis global de la estructura. Este análisis incluye la determinación de las cargas de cálculo y la modelización para la misma.

En la modelización hay que tener en cuenta el comportamiento estructural de las uniones. ¿Son articuladas, rígidas o semirrígidas? ¿Son uniones de resistencia parcial o de resistencia total? En las lecciones 13.1, 13.5, 13.6, 13.7, y 13.8 se proporcionan más detalles sobre la influencia del tipo de unión en la distribución de esfuerzos en la estructura.

2.2 Distribución de Esfuerzos en la Unión

Después de la determinación del esfuerzo normal, del cortante y del momento flector actuantes sobre la unión, se elige una distribución interna de esfuerzos en ésta.

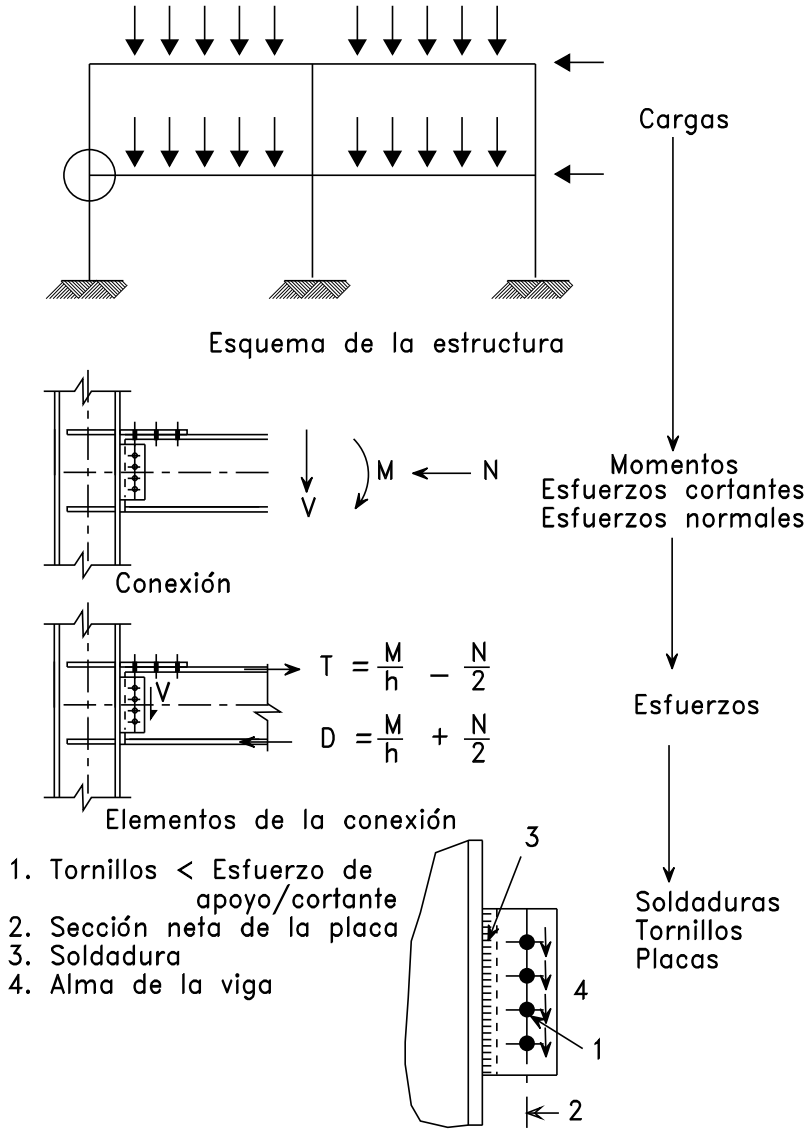


Figura 1 Esquema del análisis de uniones

Esta distribución de esfuerzos en la unión puede elegirse de la forma que mejor convenga, siempre que:

a. Los esfuerzos considerados estén en equilibrio con los aplicados sobre la unión.
b. Cada elemento de la unión es capaz de resistir los esfuerzos supuestos.
c. Las deformaciones exigidas por la distribución escogida son inferiores a la capacidad de deformación de los elementos, tornillos, soldaduras u otras piezas de la unión.

La figura 1 muestra un esquema de la determinación de la carga sobre los elementos individuales de las uniones, y la verificación de su resistencia.

No es necesario, y a menudo no es posible, determinar la distribución real del reparto de los esfuerzos en la unión. Basta con una hipótesis realista de los esfuerzos, en equilibrio con las fuerzas externas sobre la unión. De hecho, establecer esta hipótesis es la parte más difícil del aná-

lisis. Requiere muy buena comprensión del comportamiento estructural de la unión.

Pueden aplicarse las reglas siguientes:

a. Hay que tener en cuenta la distribución de esfuerzos en las piezas a conectar

Si, por ejemplo, hay que conectar una viga en I solicitada a flexión y cortante, el esfuerzo cortante está concentrado básicamente en el alma, mientras que las alas soportan la mayor parte del momento flector. Una hipótesis sencilla y generalmente aceptable para la transferencia de carga en la unión es conectar el alma para el esfuerzo cortante total y las alas para el momento flector total, tal como puede verse en la figura 1.

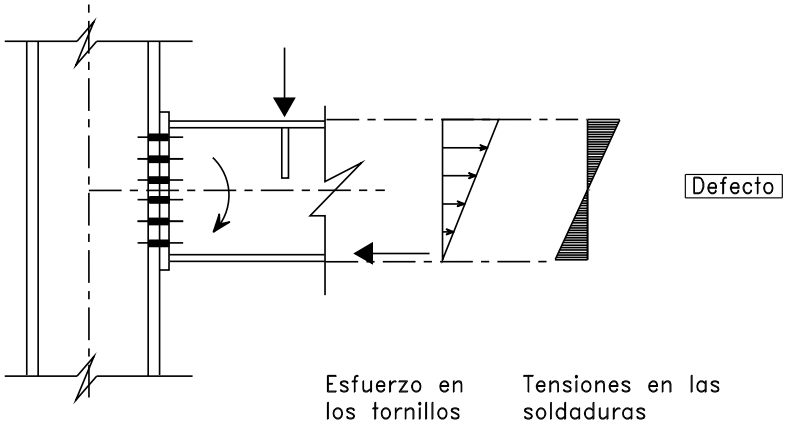


Figura 2 Ejemplo de distribuciones de esfuerzos y tensiones que no son consistentes

b. Hay que tener en cuenta la rigidez de los distintos elementos de la unión

Las deformaciones causadas por cargas que actúan en el plano de las chapas son mucho más pequeñas que las producidas por cargas que actúan perpendicularmente a la misma (esfuerzos de membranas versus de placa). En muchos casos puede entenderse mejor la influencia de la rigidez de cada elemento en la distribución de esfuerzos considerando la situación después de que haya tenido lugar una pequeña deformación de la unión. El apartado 3 ilustra este enfoque con ejemplos.

c. La distribución de esfuerzos considerada debe ser consistente para todos los elementos de la unión

Puede que no se cumpla esta regla si se efectúan cálculos separados para los distintos elementos de una unión. La figura 2 muestra un ejemplo. La distribución de esfuerzos indicada para el cálculo de los tornillos no es consistente con la distribución de tensiones en la viga supuesta en el diseño de las soldaduras entre la misma y la placa de extremo. Consecuencia de ello es una sobrecarga de las soldaduras en el ala superior.

2.3 Hipótesis de Carga Básicas para Elementos

Puede efectuarse el análisis del comportamiento estructural de las uniones considerando cierto número de hipótesis de carga para elementos. Para un perfil en T este análisis se muestra en la figura 3. Puede determinarse la transmisión de carga en cada tipo de unión con los cinco casos de cargas básicas. La utilización de estos casos posibilita una presentación clara y sistemática de los métodos de cálculo, a pesar de la gran variedad de posibles tipos de unión. Este enfoque se utiliza en el Eurocódigo 3 (capítulo 6 y apéndice J).

En las lecciones 13.4.3 y 13.4.4 se presentan los cálculos para los cinco casos básicos de carga en varios tipos de uniones. Pueden identificarse varios modos de agotamiento para cada pieza de la unión. Pueden referirse a:

- los elementos de unión (soldaduras o tornillos)
- las barras que están conectadas
- las piezas adicionales de una unión,

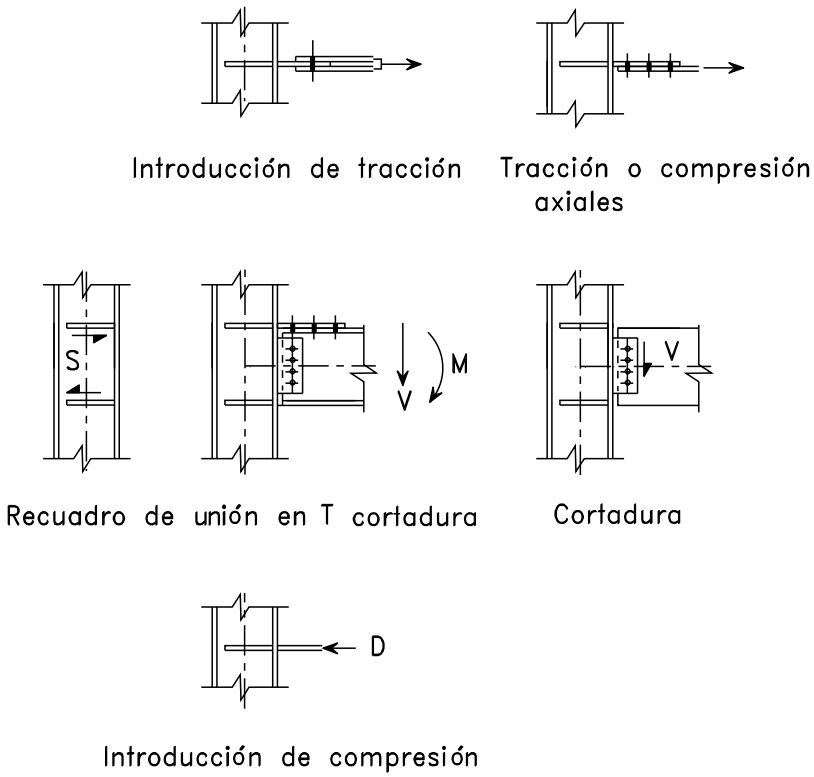


Figura 3 Casos básicos de carga

como por ejemplo las cartelas y los casquillos.

Debe demostrarse que la parte más débil del sistema de unión (cadena) es lo suficientemente resistente para soportar la carga que actúa sobre ella.

El diseño de los elementos de unión (soldaduras y tornillos) lo tratan las lecciones 13.2 y 13.3. El diseño de las otras piezas de la unión se expone en las presentes lecciones 13.4.

3. DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS

3.1 Influencia de las Diferencias de Rigidez

Cuando se distribuyen esfuerzos normales, esfuerzos cortantes y momentos flectores en la unión, deben tenerse en cuenta las diferencias de rigidez en la misma. En particular, las deformaciones debidas a los esfuerzos normales en el plano de la placa son mucho más pequeñas que las debidas a fuerzas que actúan perpendicularmente a él.

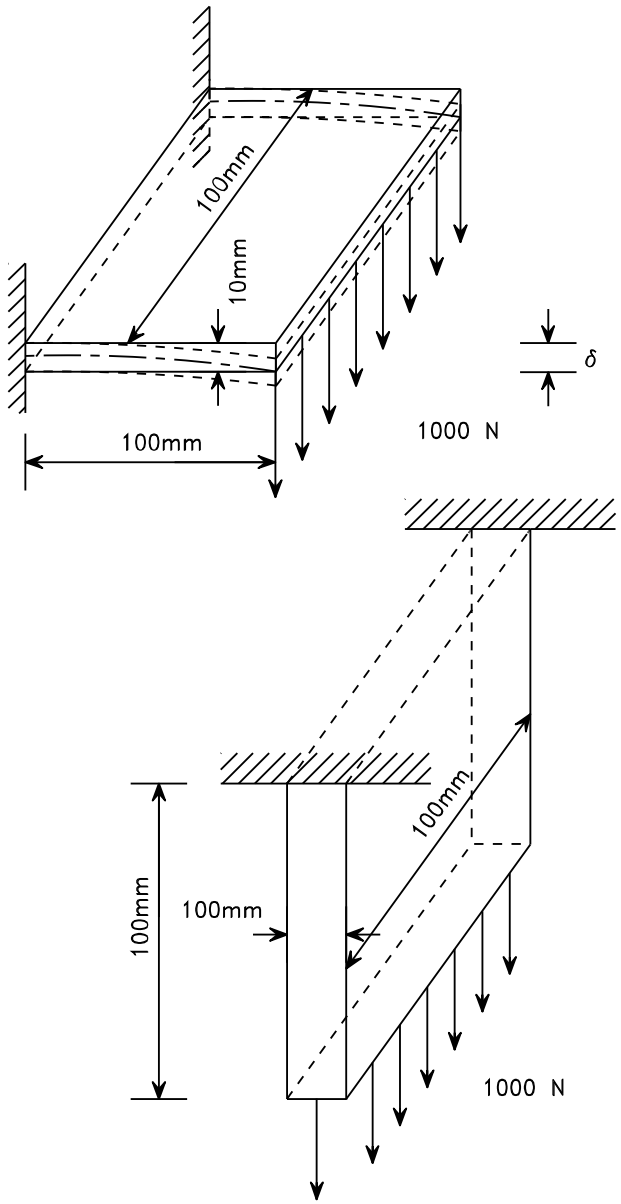


Figura 4 Ejemplo que ilustra la influencia de la carga (carga normal en el plano o perpendicular a él) sobre las deformaciones resultantes

Los cálculos efectuados para el ejemplo de la figura 4 son una buena demostración de este principio. La placa 100 × 100 × 10 mm, empotrada en un lado, soporta una carga de 1000 N perpendicular a su superficie. La flecha resulta de:

$$\delta = \frac{F.l^3}{3EI} = \frac{1000 \,.100^3}{3.2{,}1.10^5 \frac{100.10^3}{12}} =$$

$$= 0{,}2 \text{ mm} \qquad (3\text{-}1)$$

La misma placa está cargada por una fuerza de tracción en el plano, de la misma magnitud. El desplazamiento del extremo de la placa es, ahora:

$$\Delta l = \frac{F.l}{EA} = \frac{1000 \,.100}{2{,}1.10^5 \,.100 \,.10} =$$

$$= 0{,}0005 \text{ mm } (3 \cdot 2)$$

Ahora las dos placas están conectadas (véase la figura 5) y los dos desplazamientos son iguales en su plano de unión. Se aplica una carga de 1000 N a esta estructura. Ambas placas soportan la carga, proporcionalmente a la relación de rigidez. La placa solicitada a tracción es 0,2/0,0005 = 400 veces más rígida que la que lo está en flexión. En consecuencia, casi el total de la carga la soporta la placa solicitada a tracción (véase la figura 5b).

Este hecho se utiliza para determinar la distribución de fuerzas en la unión de arriostramiento que muestra la figura 6 utilizada, por ejemplo, en una estructura de forjado. En este nudo pueden darse muchas distribuciones de fuerzas en las uniones, todas ellas en equilibrio.

Primero se hace la hipótesis de que la fuerza la soportan ambas uniones, mientras que la dirección es la misma, tal como puede verse en la figura 7. Para el análisis, la fuerza 0,5 F se

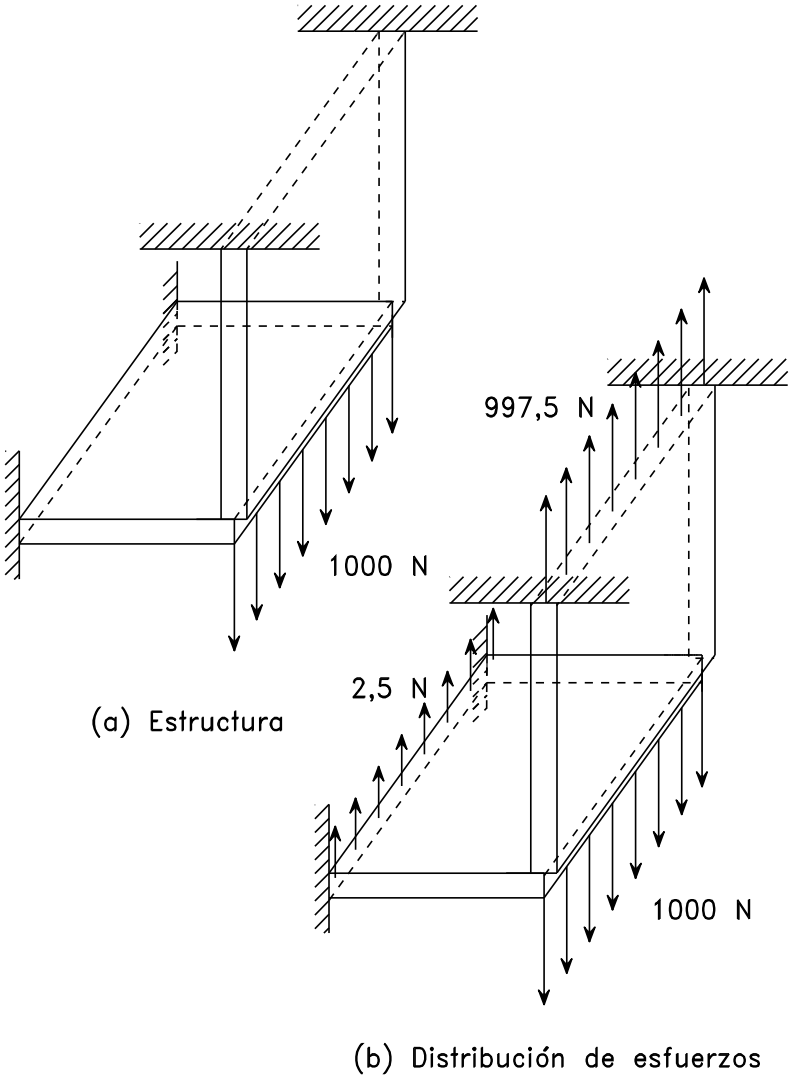


Figura 5 Distribución de esfuerzos entre el elemento solicitado a flexión y otro solicitado a esfuerzo normal

descompone como F_s = 0,35 F y F_t = 0,35 F.

La deformación en la dirección de cortadura (F_s) es mucho más pequeña que la deformación en la dirección de tracción (F_t). El resultado es que la deformación $\Delta 1$ en el punto (1) es muy distinta a la deformación $\Delta 2$ en el punto (2). Las deformaciones $\Delta 1$ y $\Delta 2$ no son compatibles con la rigidez de la cartela.

Esto significa que la deformación en el punto (1), originada por F_s (ΔS_1) debe ser la misma que la deformación en el punto (2), originada por F_t (ΔS_2).

Entonces, F_s es mucho mayor que F_t. La distribución de fuerzas en la figura 7 es incorrecta.

La distribución correcta se muestra en la figura 8. La fuerza F causa únicamente cortante en los grupos de tornillos (1) y (2). La carga de tracción en los tornillos puede despreciarse.

Conclusión: Si existen grandes diferencias de rigidez entre dos posibles tipos de transferencia de carga, puede ignorarse la transferencia de carga que origina una mayor deformación (solicitación a flexión de la placa) y partir de la hipótesis de que toda la carga se transfiere en la forma que causa menor deformación (deformación en el plano de la placa).

Este enfoque puede aplicarse también a las estructuras soldadas. Véase por ejemplo la figura 9, que ilustra la unión de una placa a una sección hueca cuadrada. La distribución de fuerzas supuesta, en la que las soldaduras únicamente están solicitadas a cortadura, es correcta.

La relación de rigidez en la unión puede influenciar la hipótesis para el cálculo del momento flector. La figura 10 muestra un ejemplo. En la unión de la figura 10a, la rotación de la unión atornillada es mayor que la de la placa que está soldada en el plano del alma del pilar. Entonces, para el cálculo del momento se supone que la rótula es la hilera de tornillos. Los tornillos están solicitados a esfuerzo cortante V. Las soldaduras deben dimensionarse para un esfuerzo cortante V y un momento flector V.e.

En la unión de la figura 10b, la placa está soldada a una pared no rígida de la sección hueca cuadrada. Aquí, esta pared es el lugar más lógico para la rótula. La soldadura, ahora,

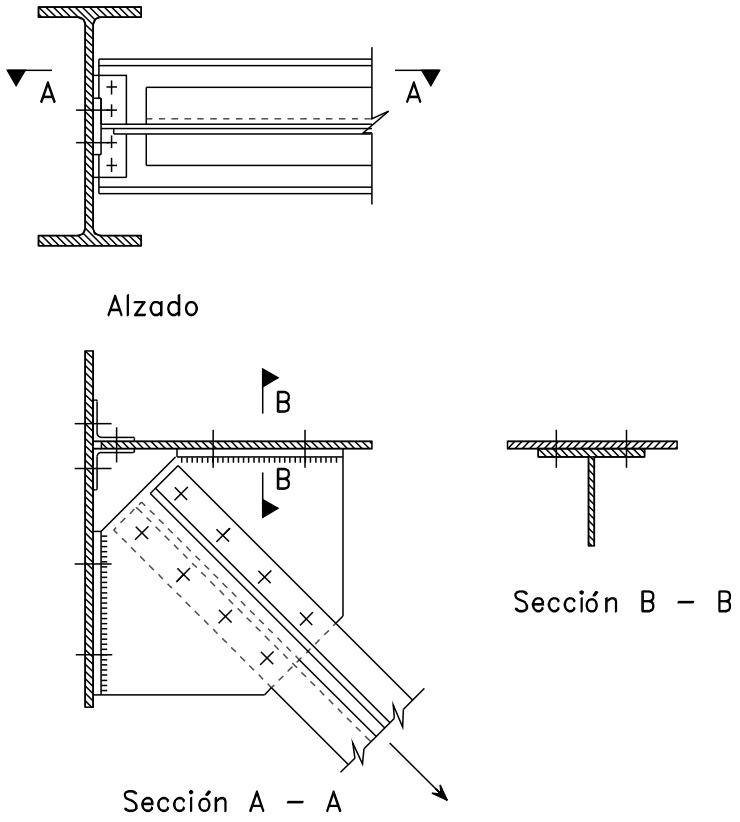


Figura 6 Unión de una riostra en una estructura de forjado

está únicamente solicitada a cortadura y, en consecuencia, la fila de tornillos está solicitada a cortadura (V) y en flexión (V.e).

3.2 Centro de Rotación Libre y Centro de Rotación Forzado

a. Centro de Rotación Libre

Las placas de la figura 11 están conectadas por tornillos colocados según un patrón arbitrario. La unión está cargada por un momento flector M. Se supone que las placas son rígidas, en comparación con la rigidez de los tornillos. Entonces, la rotación θ entre las placas es el resultado de la deformación de los tornillos. Las chapas giran alrededor del centro de rotación.

En el caso de pequeñas deformaciones de los tornillos, puede suponerse una relación lineal entre la solicitación sobre los tornillos R_i y los desplazamientos δ_i, dando fuerzas de unión F_i proporcionales a la distancia r_i al centro de rotación y la rotación θ (véase la figura 12).

$$\delta_i = r_i \theta \qquad (3\text{-}3)$$

$$R_i = \frac{r_i}{r_{max}} R_{max} \qquad (3\text{-}4)$$

$$R_{xi} = \frac{y_i}{r_i} R_i = \frac{y_i}{r_{max}} R_{max} \qquad (3\text{-}5)$$

$$R_{yi} = \frac{x_i}{r_i} R_i = \frac{x_i}{r_{max}} R_{max} \qquad (3\text{-}6)$$

Si la carga de la unión es un momento flector puro, el equilibrio requiere que las fuerzas resultantes en los ejes x e y sea cero:

$$\Sigma R_{xi} = \frac{R_{max}}{r_{max}} \Sigma y_i = 0 \rightarrow \Sigma y_i = \qquad (3\text{-}7)$$

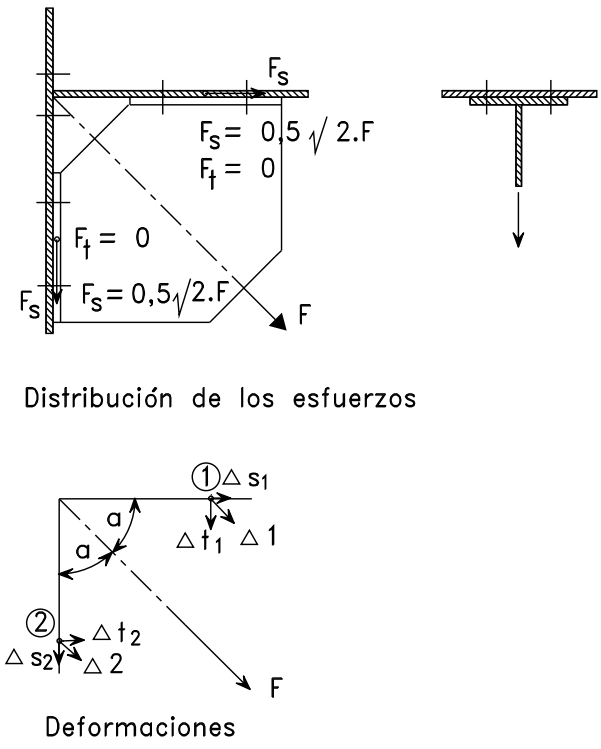


Figura 8 Distribución correcta de los esfuerzos

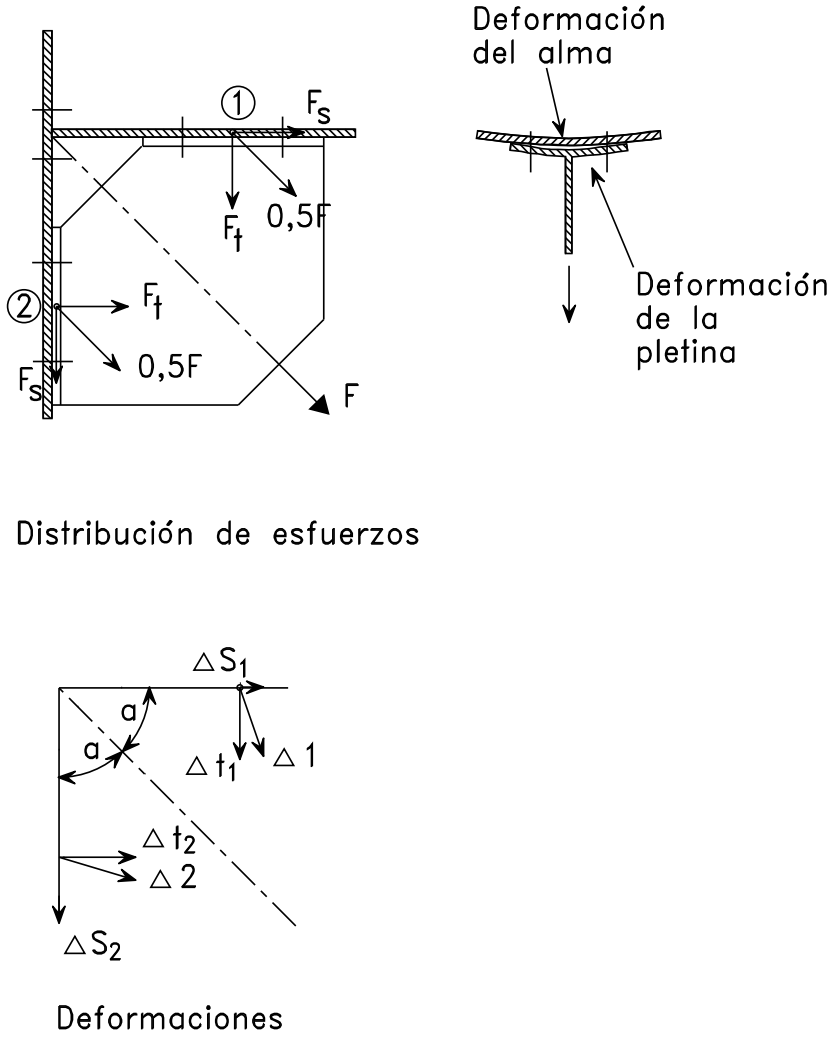


Figura 7 Hipótesis incorrecta de la distribución de esfuerzos

$$\Sigma R_{yi} = \frac{R_{max}}{r_{max}} \Sigma x_i = 0 \rightarrow \Sigma y_i = 0 \quad (3\text{-}8)$$

El centro de rotación está situado, por lo tanto, en el centro de gravedad del grupo de tornillos.

$$M = \Sigma r_i \cdot R_i = \Sigma \frac{r_i^2}{r_{max}} \cdot R_{max} = \frac{R_{max}}{r_{max}} \Sigma r_i^2 \quad (3\text{-}9)$$

$$R_{max} = \frac{M \cdot r_{max}}{\Sigma r_i^2} = \frac{M \cdot r_{max}}{\Sigma (x_i^2 + y_i^2)} \quad (3\text{-}10)$$

Esta situación, con el centro de rotación en el centro de gravedad del grupo de tornillos se denomina “centro de rotación libre”.

Si una fuerza excéntrica actúa sobre el grupo de tornillos con centro de rotación libre, puede llevarse a cabo el siguiente análisis (véase la figura 13).

La fuerza excéntrica F puede remplazarse por un momento flector M = F. e y una fuerza F a través del centro de rotación. Las cargas sobre los tornillos son la suma de las cargas originadas por M (tal como se ha expuesto anteriormente) y las causadas por F. Si hay n tornillos, cada uno de ellos soportará F/n. La fuerza resultante en cada tornillo puede determinarse descomponiendo según los ejes x e y las fuerzas originadas por M y F:

$$F_x = F_{xM} + F_{xF} \quad (3\text{-}11)$$

$$F_y = F_{yM} + F_{yF} \quad (3\text{-}12)$$

$$R = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} \quad (3\text{-}13)$$

En un esquema arbitrario de colocación de tornillos no es fácil determinar a priori cuál es el tornillo que resulta más carga-

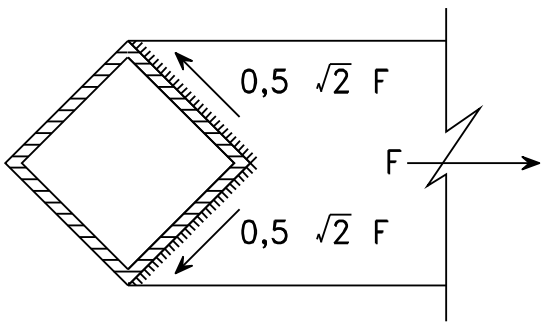


Figura 9 Ejemplo de una hipótesis correcta de la distribución de los esfuerzos en una unión soldada

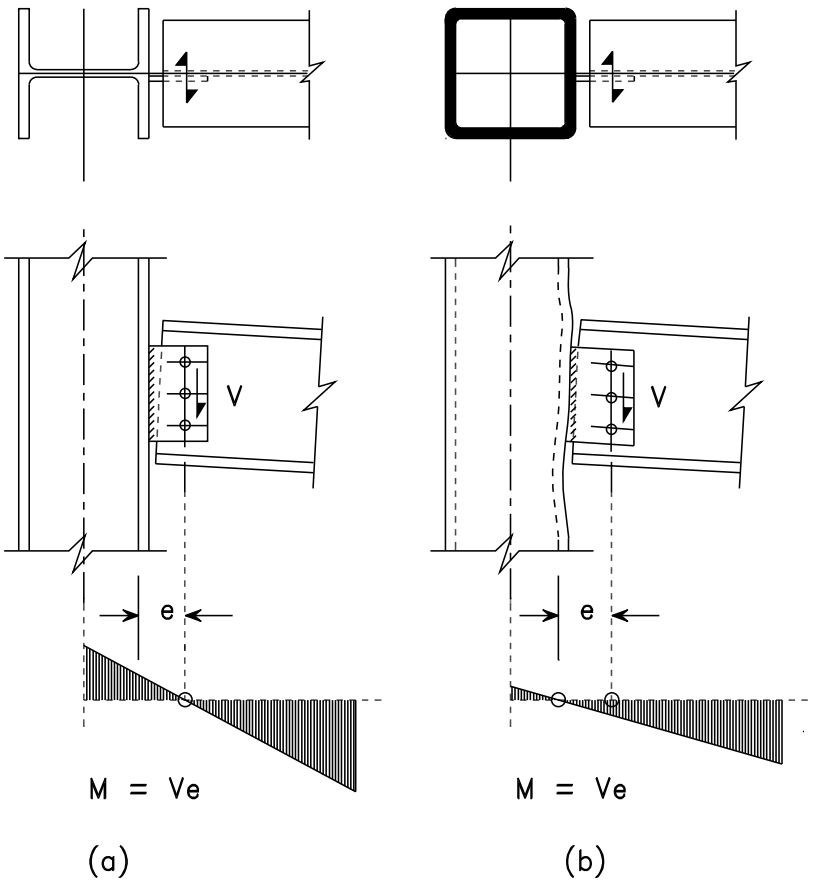


Figura 10 Esquema de posibles rótulas en una unión articulada

do. Por lo tanto, hay que comprobar en varios tornillos. Sin embargo, en la práctica el esquema de colocación de tornillos suele ser regular y es fácil identificar los tornillos que soportan más carga.

b. Centro de rotación forzado

En una unión con placa de extremo del tipo mostrado en la figura 14, existe una diferencia importante entre la rigidez de la zona de tracción y la zona comprimida.

En la zona comprimida, la fuerza de compresión se transmite directamente del ala de la viga laminada al alma del pilar. Las deformaciones en la zona comprimida son muy pequeñas comparadas con las de la zona de tracción, donde tiene lugar flexión de la placa de extremo y flexión del ala del pilar.

Debido a esta diferencia de rigidez, el centro de rotación está situado, en la figura 14, en el punto (1). A veces, para ser conservadores, se toma el centro de rotación como la fila de tornillos más inferior.

Si la placa de testa es gruesa y, por lo tanto, poco flexible, también puede suponerse que el centro de rotación estará en su extremo inferior.

La situación anterior, en la que el centro de rotación no está situado en el centro del grupo de tornillos, se denomina una unión con un “centro de rotación forzado”.

Suponiendo que la rigidez de cada fila de tornillos sea la misma, las fuerzas en dichas filas son directamente proporcionales a sus distancias del centro de rotación. Con el centro de rota-

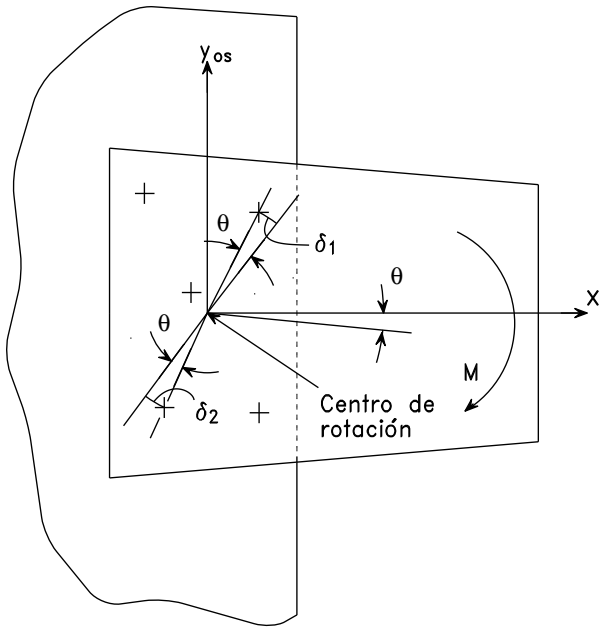


Figura 11 Grupo de tornillos cargados por un momento flector M

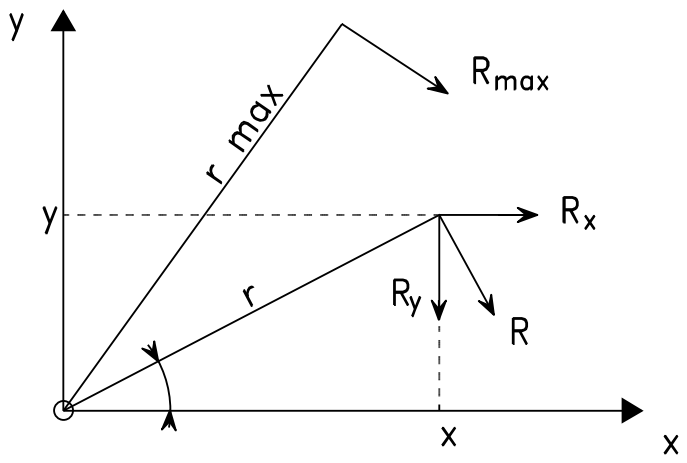


Figura 12 Determinación de los esfuerzos en los tornillos

ción en el punto (1), puede llevarse a cabo el siguiente análisis:

$$h_1\,2T_1 + h_2\,2T_2 +$$

$$+ h_3\,2T_3 + h_4\,2T_4 +$$

$$+ h_5\,2T_5 + h_6\,2T_6 =$$

$$= M \qquad (3\text{-}14)$$

Con tamaños de tornillo iguales:

$$2T_2 = 2T_1\,\frac{h_2}{h_1}$$

$$2T_3 = 2T_1\,\frac{h_3}{h_1}$$

$$2T_4 = 2T_1\,\frac{h_4}{h_1}$$

$$2T_5 = 2T_1\,\frac{h_5}{h_1}$$

A partir de estas ecuaciones, puede determinarse la fuerza del tornillo T_1 en el tornillo que soporta más carga:

$$\frac{2T_1}{h_1}\Sigma h_i^2 = M \rightarrow T_1 = \frac{M.h_1}{2\Sigma h_i^2} \qquad (3\text{-}15)$$

De hecho, puede que la rigidez de las hileras de tornillos difiera considerablemente; la parte de la placa de testa por encima del ala superior de la viga de la figura 15, por ejemplo, es menos rígida que la parte de debajo del ala superior donde el alma de la viga tiene un efecto rigidizador. Como resultado, la hilera de tornillos número 2 transmitirá más carga que la hilera número 1.

En placas de testa delgadas, las diferencias de rigidez de las distintas hile-

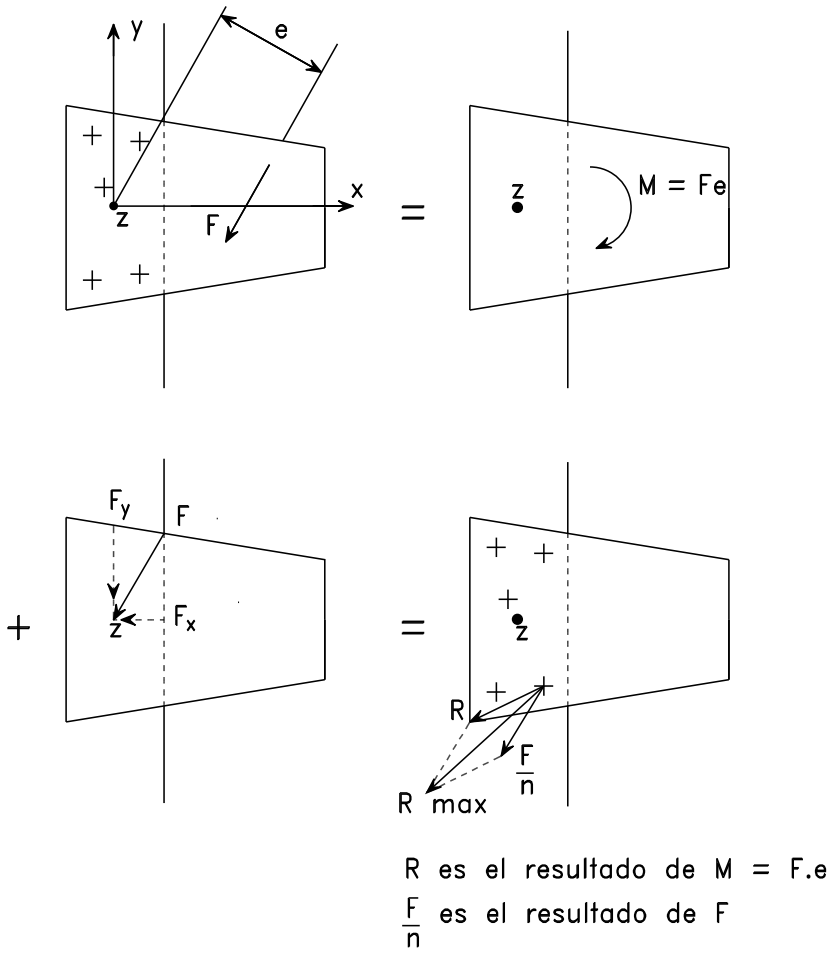


Figura 13 Determinación de los esfuerzos en un grupo de tornillos con centro de rotación libre, bajo carga excéntrica

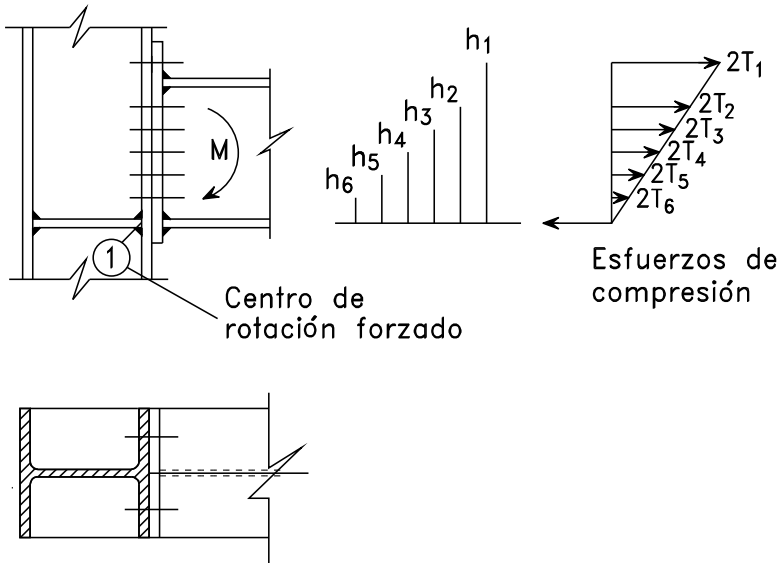


Figura 14 Esfuerzos en los tornillos de una conexión con placa de extremo y centro de rotación forzado

ras de tornillos es más pronunciada y la distribución de fuerzas en dichas hileras es más variable.

En dimensiones “normales” de la placa de extremo, es razonable suponer que la fuerza de tracción en el ala superior de la viga está equitativamente distribuida entre las filas 1 y 2.

Si una unión con placa de extremo está cargada por una combinación de momento flector M y una fuerza de tracción F_H, puede darse un centro de rotación forzado, aunque también es posible la situación de centro de rotación libre. Que se dé una situación u otra dependerá de la magnitud de F_H (véase la figura 16).

Si el centro de rotación es forzado (F_H es pequeña), F_H se transfiere a través del punto rígido (1). El momento flector en (19 será:

$$M_1 = M + F_H \cdot \alpha = \frac{2T_1}{h_1} \Sigma h_i^2 \quad (3\text{-}16)$$

donde

a es la distancia entre la línea neutra de la viga y el punto de compresión (1).

De la condición de equilibrio horizontal se desprende que:

$$D = \frac{2T_1}{h_1} \Sigma h_i - F_H \quad (3\text{-}17)$$

Si:

$$F_H = \frac{2T_1}{h_1} \Sigma h_i \quad (3\text{-}18)$$

entonces D = 0. Con D < 0 , ya no se tiene un centro de rotación forzado. De las ecuaciones (3-16) y (3-17) se deduce que:

$$\alpha + \frac{M}{F_H} > \frac{\Sigma h_i^2}{\Sigma h_i} \quad (3\text{-}19)$$

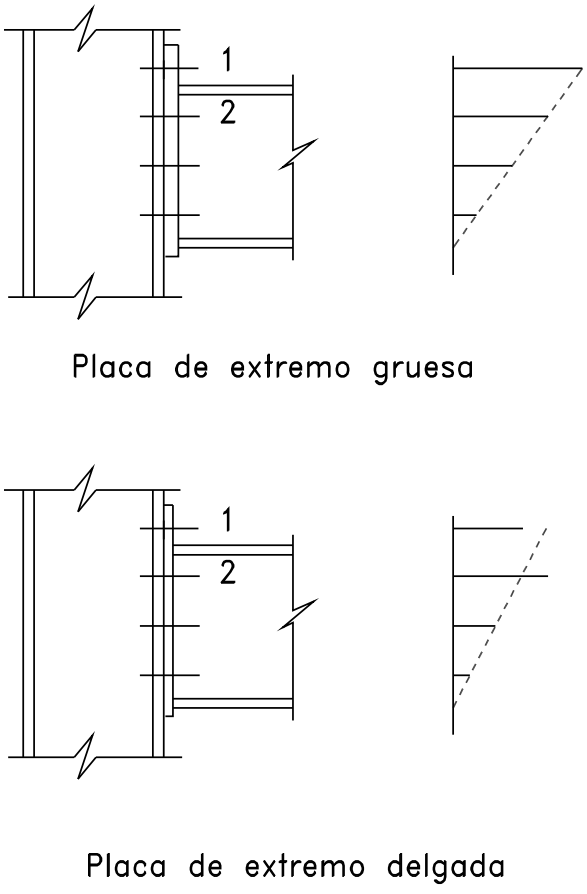


Figura 15 Influencia del espesor de la placa de extremo sobre la distribución de los esfuerzos en los tornillos

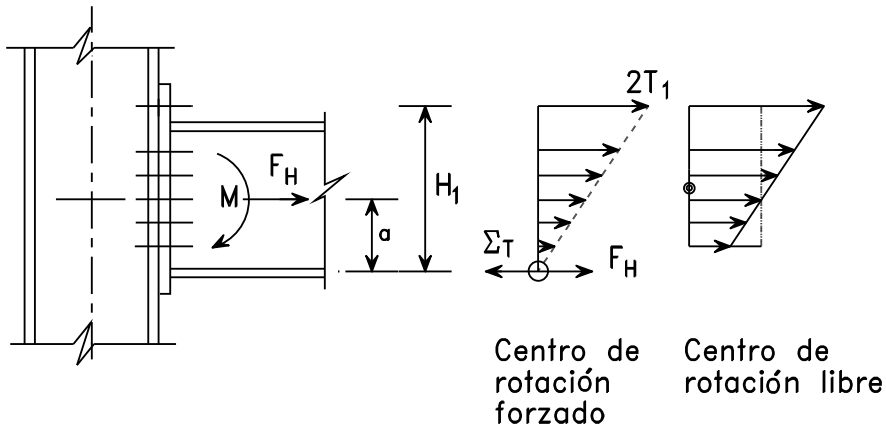


Figura 16 Unión con placa de extremo sujeta a un momento flector y un esfuerzo de tracción F_H

existe un centro de rotación forzado, y si:

$$\alpha + \frac{M}{F_H} < \frac{\Sigma h_i^2}{\Sigma h_i} \quad (3\text{-}20)$$

el centro de rotación es libre.

4. RESUMEN FINAL

- Todos los diseños de uniones deben satisfacer tres requisitos fundamentales:
  - i. Los esfuerzos deben estar en equilibrio con las fuerzas y momentos externos aplicados.
  - ii. Cada pieza de la unión debe ser capaz de resistir, con el adecuado margen de seguridad, las fuerzas que se le han supuesto en el análisis.
  - iii. Las deformaciones que implica la distribución de esfuerzos supuesta deben estar dentro de la capacidad de deformación de las piezas de la unión.
- Las transferencias de fuerza presentes en todos los posibles tipos de unión pueden obtenerse mediante la adecuada combinación de 5 casos básicos de carga.
- En la transferencia de carga, la mayor parte de las fuerzas sigue los trayectos más rígidos.
- La transferencia de momento mediante un grupo de elementos de fijación puede implicar o un “centro de rotación libre” o un “centro de rotación forzado”.

5. BIBLIOGRAFÍA

[1] Eurocode 3: “Design of Steel Structures” ENV 1993-1-1: Part 1.1, General rules and rules for buildings, CEN, 1992.

6. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Owens, G. W. and Cheal, B. D., “Structural Steelwork Connections”, Butterworths & Co. (Publishers) Limited, 1989.

2. Kulak, G. L., Fisher, J. W. and Struik, J. H. A., “Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints”, Willey - Interscience, 2nd Edition, 1987.

3. Ballio, G. and Mazzolani, F. M., “Theory and Design of Steel Structures”, Chapman & Hall 1983.

4. W. F. Chen “Joint Flexibility in Steel Frames” Journal of Constructional Steel Reseach Volume 8, 1987.

ESDEP TOMO 13
DISEÑO DE UNIONES

Lección 13.4.2: Análisis de uniones: Distribución de fuerzas en grupos de tornillos y soldaduras

OBJETIVOS/CONTENIDO

Revisar el comportamiento y las bases para el diseño de elementos locales en las uniones.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 2.5: Introducción al Diseño de Edificios Industriales

Lección 2.7: Introducción al Diseño de Edificios de Varias Plantas

Lección 3.3: Propiedades Mecánicas de los Aceros

Lección 3.4: Calidades y Tipos de Acero

Lección 13.1.2: Introducción al Diseño de Uniones

Lecciones 13.2: Uniones Soldadas

Lecciones 13.3: Uniones con Tornillos

Lección 13.4.1: Análisis de Uniones: Determinación de esfuerzos

LECCIONES AFINES

Lección 13.5: Uniones Simples para Edificios

Lección 13.6: Uniones de Momento para Pórticos Continuos

Lección 13.7: Uniones de Rigidez Plástica Parcial para Pórticos Semicontinuos

RESUMEN

Este grupo de 4 lecciones (13.4.1 - 13.4.4) explica cómo puede analizarse el comportamiento de elementos locales en uniones, para que cada componente pueda proporcionarse de manera segura para resistir las cargas que se le requiere que transfiera. Desarrolla, pues, los conceptos básicos que se presentaron en términos generales en la lección 13.1.2.

Esta segunda lección se centra en el comportamiento y diseño de grupos de elementos de fijación (tornillos o soldaduras) como los utilizados en los tipos de unión descritos en la lección 13.1.2. Se presentan métodos para determinar la carga en cada elemento de fijación individual (tornillo y longitud del cordón) y para determinar la resistencia plástica completa del grupo actuando de forma conjunta. Los temas concretos que se tratan incluyen: uniones atornilladas largas, uniones soldadas largas, grupos de soldaduras, grupos de tornillos y soldaduras y tornillos diseñados para actuar conjuntamente a la hora de resistir las mismas fuerzas aplicadas.

ABREVIATURAS

Se ha adoptado la notación del Eurocódigo 3 [1].

1. DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS

1.1 CONEXIONES LARGAS

1.1.1 Uniones atornilladas largas cargadas en dirección longitudinal[1)]

Cuando se colocan varios tornillos en fila, tal como se indica en la figura 1, tiene lugar una distribución desigual de fuerzas si se supone un comportamiento elástico. Esta distribución puede demostrarse fácilmente cuando se consideran dos situaciones extremas (véase la figura 2).

a. Supongamos que los tornillos son infinitamente rígidos y las placas son débiles.

Los tornillos no se deforman. Permanecen rectos y paralelos uno a otro. Entonces, cada pieza de placa entre un par de tornillos tiene la misma longitud, la misma deformación unitaria y, en consecuencia, también la misma tensión. En el ejemplo de la figura 2, esto significa que las fuerzas en las placas entre el tornillo 1 y el tornillo 2 son: 0,5 F, 1,0 F y 0,5 F. Lo mismo puede utilizarse para las placas entre los tornillos 2 y 3 y entre los tornillos 3 y 4.

Conclusión: los tornillos 1 y 4 transmiten la plena carga F. Los demás tornillos no están cargados, tal como puede verse en la figura 2a.

b. Supongamos que las placas son infinitamente rígidas y los tornillos son débiles

Las placas entre los tornillos no se deforman. En otras palabras, cada tornillo tiene la misma deformación y, por lo tanto, soporta la misma carga. Cada tornillo soporta 0,5 F, o sea, 0,25 F por área de cortadura.

La distribución de fuerzas real está entre estos dos extremos, como se indica mediante la linea (“elástica”) de la figura 2c.

La diferencia de fuerzas entre los tornillos exteriores y los interiores es mayor cuando la rigidez de las placas es baja. Esta situación tiene lugar cuando la conexión es más larga (más tornillos) y el espesor de la chapa es pequeño comparado con el diámetro del tornillo.

La siguiente distribución aproximada (%) de fuerzas en el tornillo puede aplicarse en las relaciones usuales entre espesor de placa y diámetro de tornillo y en los valores usuales de espaciado:

– con cuatro tornillos 29-21-21-29

– con seis tornillos 25-15-10-10-15-25

– con ocho tornillos 24-13-8-5-5-8-13-24

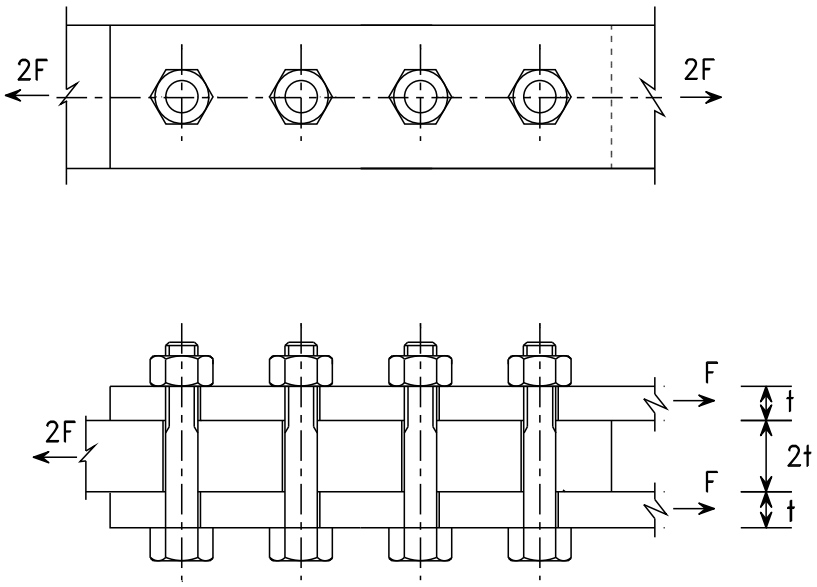


Figura 1 Unión atornillada con cuatro tornillos

[1)] En cierta forma, el tema se trata también en la lección 13.3.1.

Orientación para el diseño

La parte de la unión entre los tornillos exteriores debe diseñarse para que sea tan corta y rígida como sea posible, para minimizar las diferencias entre fuerzas en los tornillos.

Con todo, en la práctica suele poderse suponer una distribución de fuerzas uniforme debido a la capacidad de deformación plástica de tornillos y placas. Cuando un tornillo o una placa de apoyo están sobrecargados, se deformarán plásticamente. Entonces se obtiene, mediante una redistribución de fuerzas, una distribución de fuerzas en los tornillos más equitativa.

La capacidad de deformación necesaria depende en gran medida de la longitud de la unión:

- Se supone una distribución uniforme de fuerzas si la distancia entre los tornillos exteriores no es mayor que 15 d, donde d es el diámetro nominal del tornillo. Esto significa seis tornillos a un espaciado de 3d.
- Para uniones más largas, el valor de cálculo del esfuerzo cortante $F_{v.Rd}$ por tornillo y por plano de corte debe reducirse por un factor β_{Lf} (véase también la figura 3).

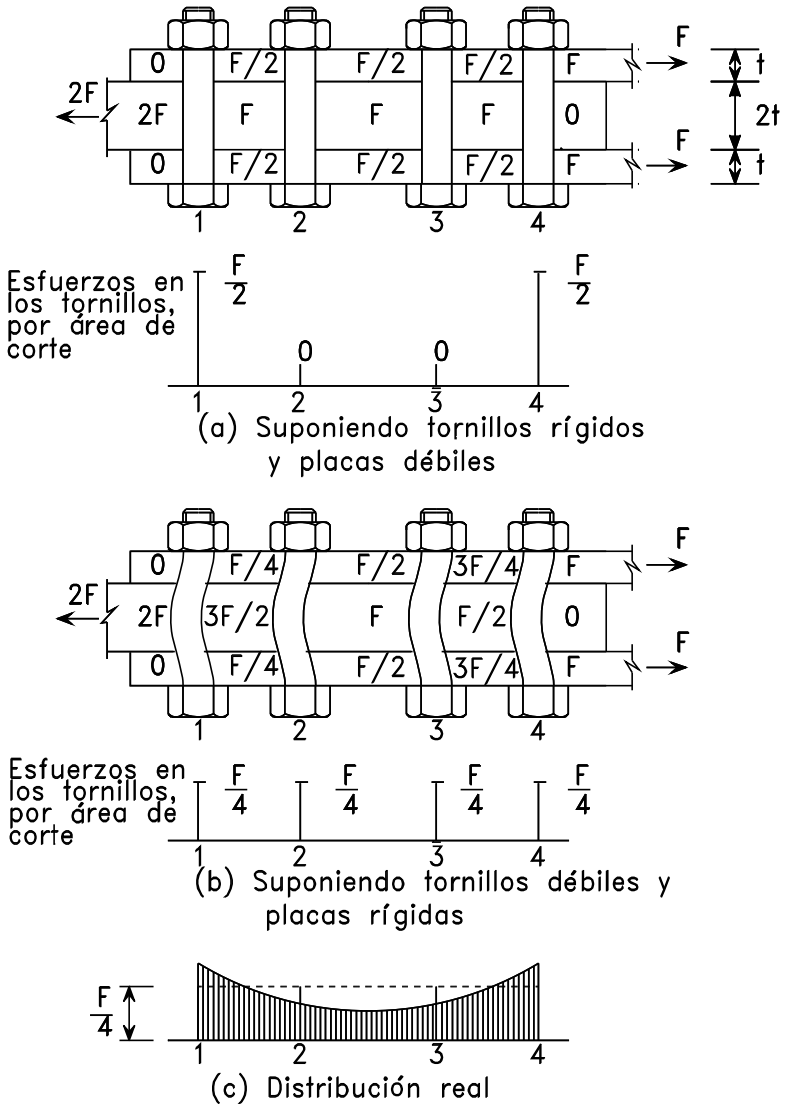


Figura 2 Distribución de esfuerzos

$$\beta_{Lf} = 1 - \frac{L_j - 15\,d}{200\,d} \qquad (1\text{-}1)$$

pero $\beta_{Lf} \leq 1{,}0$ y $\beta_{Lf} \geq 0{,}75$.

La capacidad de deformación la proporciona el tornillo (flexión y cortadura) y/o las placas (deformación del área neta, ovalización del agujero del tornillo a causa de tensiones de apoyo).

Otro factor que origina una distribución de fuerzas desigual y, por lo tanto, la necesidad de capacidad de deformación es la posibilidad de que los agujeros de los tornillos no estén alineados. Debido a las desviaciones admisibles en fabricación, se considera el diámetro de los agujeros como el diámetro del tornillo más un margen. Para un tornillo M20, el diámetro del agujero normal es 22 mm. Debido a este margen, puede ser que cuando la carga es baja (deformaciones elásticas) sólo la soporte uno de los tornillos de la conexión de la figura 2, por ejemplo.

Orientación para el diseño

Como la capacidad de deformación de las placas es, en general, mucho mayor que la de los tornillos, se recomienda que la unión se diseñe de forma que la deformación de las placas tenga lugar antes que la deformación de los tornillos solicitados a cortadura.

1.1.2 Distribución de la tensión tangencial en cordones de soldadura largos[2])

En uniones soldadas cargadas longitudinalmente tiene lugar una distribución de carga desigual, similar a lo que acaba de describirse para las uniones atornilladas. Las mayores tensiones tienen lugar en los extremos de los cordones (véase la figura 4).

En este caso puede suponerse también una distribución uniforme de fuerzas (tensiones), siempre que la capacidad de deformación sea suficiente como para permitir la redistribución de tensiones requerida.

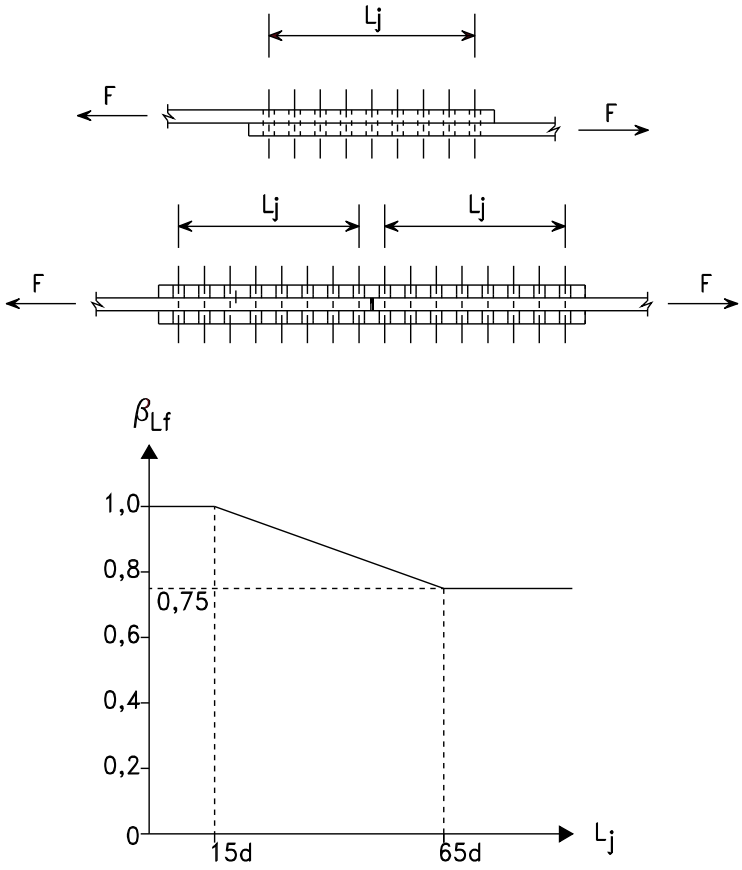


Figura 3 Coeficiente de reducción para el cálculo de la resistencia de uniones atornilladas largas

De forma similar que para con las uniones atornilladas largas, las diferencias en la distribución de las tensiones dependen de la relación de rigidez entre los conectores (cordones) y las placas; cuánto más larga sea la unión más desigual es la distribución de las tensiones.

Al igual que con las uniones atornilladas, la capacidad de deformación la proporcionan el conector (los cordones de soldadura) y/o el material de la placa adyacente (véase la figura 4a). Claramente, la capacidad de deformación de un cordón grueso es superior a la de un cordón delgado.

La zona plástica y la capacidad de deformación de un cordón son proporcionales al espesor del mismo. Además, la ductilidad del metal de aportación y su resistencia, comparada con la resistencia de la placa, influyen en la capacidad de deformación.

Si la resistencia a la deformación del metal de aportación es superior a la del material de la placa, la plasticidad tiene lugar principalmente en las placas. Es lo que sucede usualmente con las calidades de acero bajas (hasta S275), en las que se aplican metales de aportación “de más alto punto de fluencia” que la chapa (como requiere el Eurocódigo 3).

En aceros de mayor resistencia a veces es difícil tener un metal de aportación de más alto punto de fluencia que la chapa que presen-

[2]) Este tema se ha tratado también, en parte, en la lección 13.2.2.

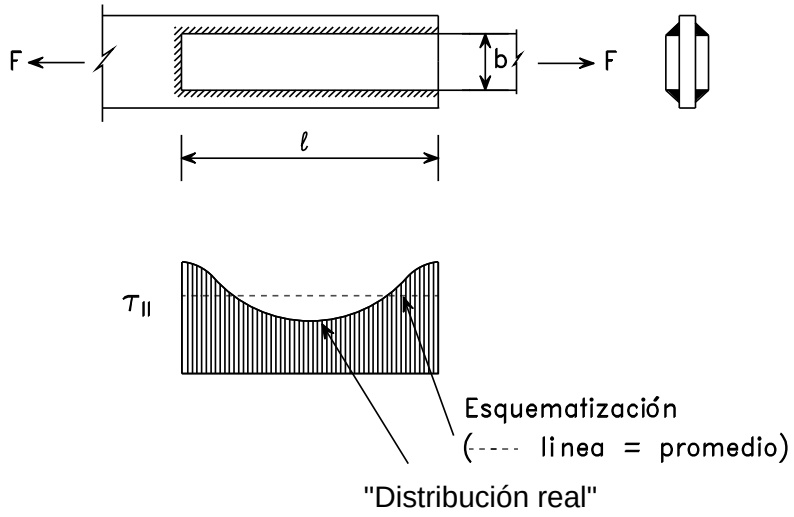


Figura 4a Distribución desigual de las tensiones tangenciales τ_{II} en una unión soldada con cordones largos

te a su vez la suficiente ductilidad. En este caso puede pensarse en un metal de aportación "de más bajo punto de fluencia" que la chapa pero con mejores características de ductilidad y, por lo tanto, más fácil de soldar. La consecuencia es que las deformaciones plásticas tienden a concentrarse en el metal de aportación. La capacidad de deformación depende de (a) la magnitud de las zonas plásticas en la soldadura y en las placas adyacentes y (b) la ductilidad del metal en estas zonas. Si debido al metal de aportación de más bajo punto de fluencia que la chapa las zonas plásticas en la misma son pequeñas, para la misma deformación las deformaciones unitarias en el metal de aportación son muy grandes. Ello quiere decir que los requisitos de ductilidad para metales de aportación de más bajo punto de fluencia que la chapa deben ser superiores a los de los metales con mayor resistencia que la chapa. Por lo tanto, la situación favorable dependerá de la ductilidad y la resistencia a la deformación de la placa y de los materiales de aportación de que se disponga: metales de más alto o más bajo punto de fluencia que la placa.

El efecto de la longitud del cordón en la distribución de las tensiones a lo largo del mismo se ha estudiado mediante cálculos por elementos finitos. Para ilustrar estos resultados, en la figura 5 se presenta una simulación numérica efectuada por Feder [2]. Se ha determinado la distribución de las tensiones y las deformaciones por

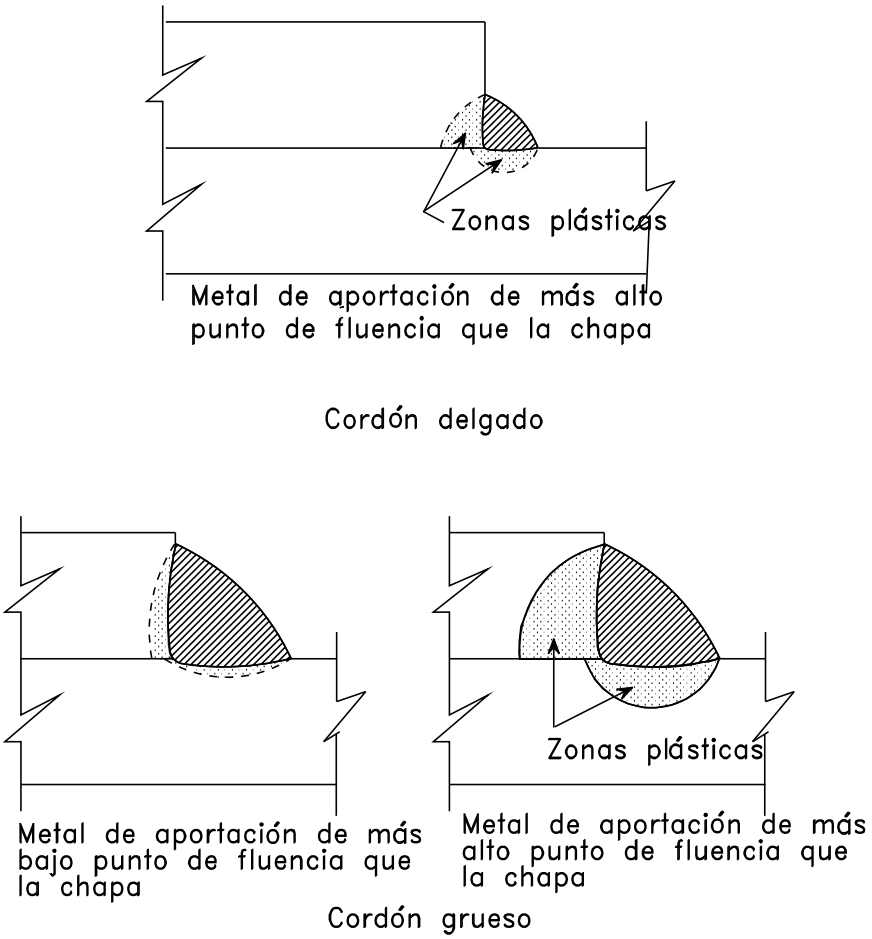


Figura 4b Zonas plásticas en una conexióhn con soldaduras en ángulo laterales

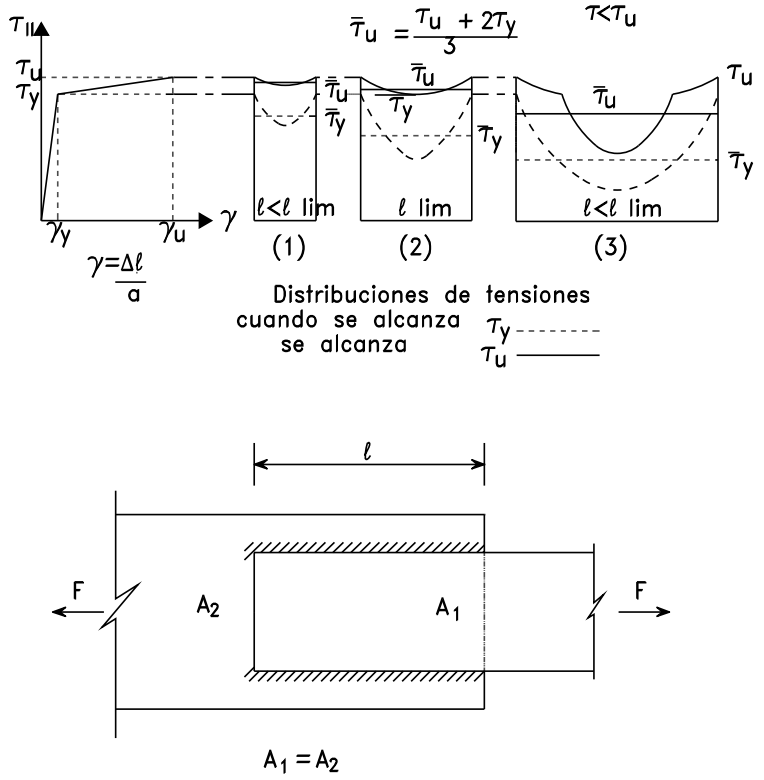


Figura 5 Las distribuciones de tensiones calculadas suponiendo que se haya alcanzado τ_y y τ_u

cortadura en soldaduras en ángulo laterales para varios valores de la longitud l (véase la figura 5). Para el metal de soldadura, se supone una relación lineal entre la tensión tangencial τ_1 y el desplazamiento relativo $\gamma = \Delta l/a$. Para otras circunstancias (geometría, sección transversal de las placas, espesor del cordón, resistencia del metal de aportación y del metal de la placa, etc.) se obtendrían resultados distintos.

La figura 5 muestra que, hasta cierta longitud límite del cordón (l_{lim}) puede tener lugar la fluencia de toda la soldadura. Cuando la longitud del cordón es igual a l_{lim}, τ_y se alcanza en la mitad de la soldadura, al mismo tiempo que en los extremos se alcanza la tensión tangencial límite τ_u y el desplazamiento por agotamiento γ_u. La tensión media al inicio de la rotura se obtiene, pues, haciendo la media de una parábola, como:

$$\tilde{\tau}_u = \frac{\tau_u + 2\tau_y}{3} \qquad (1\text{-}2)$$

Para $l > l_{lim}$, la zona central del cordón no habrá alcanzado la fluencia cuando en los extremos del mismo se inicia la rotura.

La figura 6 muestra los resultados para una soldadura en ángulo lateral de acero S355 [2]. Las barras tienen la misma área de sección transversal $A_1 = A_2$. El diagrama supuesto $\tau_{11} - \gamma$ también se muestra en la figura 6.

Para la deformación unitaria de rotura (γ_u) se toma el valor 0,110. Se obtiene un desplazamiento de 0,55 mm para un cordón de 5 mm de espesor de garganta. Otra suposición es que las placas no se deforman en la sección transversal cuando tiene lugar la rotura del cordón. En estas circunstancias, $l_{lim} = 230a_w$, donde a_w es el grosor de la garganta del cordón.

La tensión tangencial media en el momento de la rotura decrece rápidamente con el aumento de la longitud del cordón. Cuando l > 300a, la tensión en la mitad del cordón es cero!

Según el Eurocódigo 3, la resistencia de cálculo de una soldadura en ángulo en una unión de solape debería reducirse por un coeficiente $\beta_{Lw.1}$ para dar margen a los efectos de la falta de uniformidad en la distribución de las tensiones a lo largo de su longitud cuando es mayor que 150a, según la relación:

$$\beta_{Lw.1} = 1{,}2 - 0{,}2\,\frac{L_j}{150\,a} \qquad (1\text{-}3)$$

donde L_j es el largo total de la unión de solape en el sentido de la transferencia de fuerza. En la práctica, raramente se utilizan uniones de solape con soldaduras en ángulo laterales mayores que 100a o 150a (para a = 5 mm, una longitud de 150 a significa 750 mm!).

Naturalmente, la limitación que se acaba de apuntar no debe tenerse en cuenta cuando la distribución de las cargas aplicadas en el cordón se distribuye uniformemente a lo largo del mismo. Ejemplos de ello serían las soldaduras entre el alma y el ala de vigas soldadas y la conexión del alma de una viga a un pilar (véase la figura 7).

1.2 Distribución de Fuerzas en Conjuntos de Soldadura

El diseño de conjuntos de soldadura (figura 8) se aborda considerando la resistencia de los cordones individuales. Para ello pueden seguirse dos enfoques basados en las hipótesis de cálculo del apartado 6.1.4 del Eurocódigo 3:

1. Cálculos basados en las tensiones del material de base en la vecindad del cordón.
2. Cálculos basados en la carga actuando sobre la unión soldada como un todo.

El cálculo basado en las tensiones en el material de base es más fácil y rápido que con el segundo método. Las tensiones en la vecindad del cordón pueden obtenerse directamente a partir de los cálculos para el diseño estructural. A causa de esta relación directa entre el análisis para el material de base y el de los cordones, no hay duda de que las tensiones en el cordón son consistentes con las tensiones en el material de base. Lógicamente, al determinar las tensiones en el material de base, estas tensiones deben ser consistentes con otras partes de la conexión (lección 13.4.1 apartado 2.2 y figura 2). Se recomienda utilizar el primer método.

Sin embargo, hay casos en los que no puede aplicarse porque las tensiones en el material de base adyacente no pueden determinarse de forma sencilla. Entonces se utiliza el segundo método. Algunos ejemplos son:

- las uniones de solape.

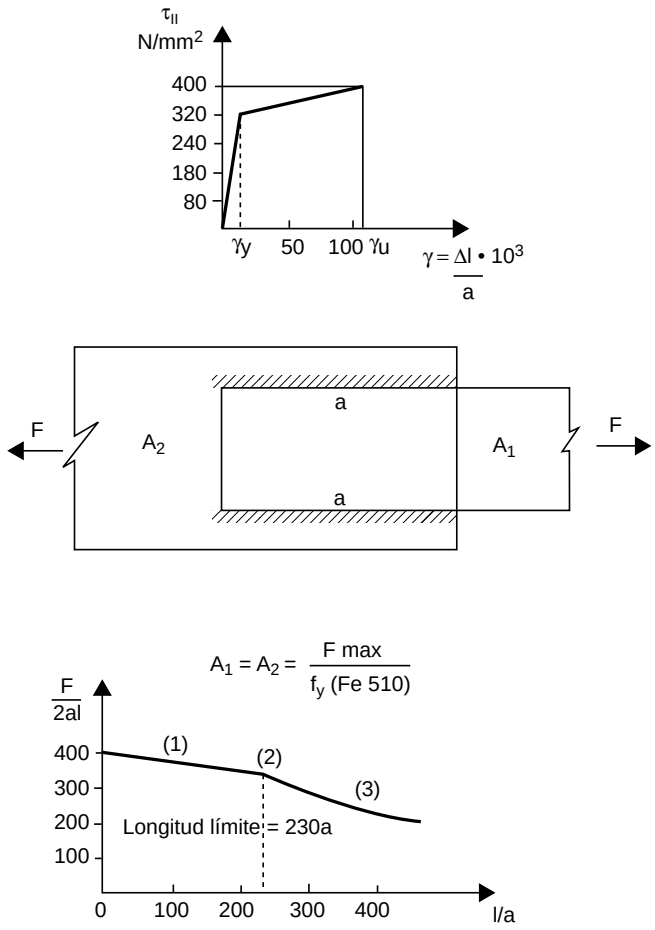


Figura 6 Cálculo de la relación entre F_u y l/a

- las uniones de una riostra a una chapa de unión.

1. Cálculos basados en las tensiones en el material de base

En la soldadura en ángulo mostrada en la figura 9, las siguientes tensiones actúan en el área de la garganta (véanse también las lecciones 13.2.2 y 13.2.3).

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{0{,}5\, t \,.\, \sigma_z \,.\, 0{,}5\sqrt{2}}{a} = \frac{t}{2a\sqrt{2}}\sigma_z \qquad (1\text{-}4)$$

$$\tau_{//} = \frac{t}{2a}\tau_{zy} \qquad (1\text{-}5)$$

Con el método alternativo del apéndice M

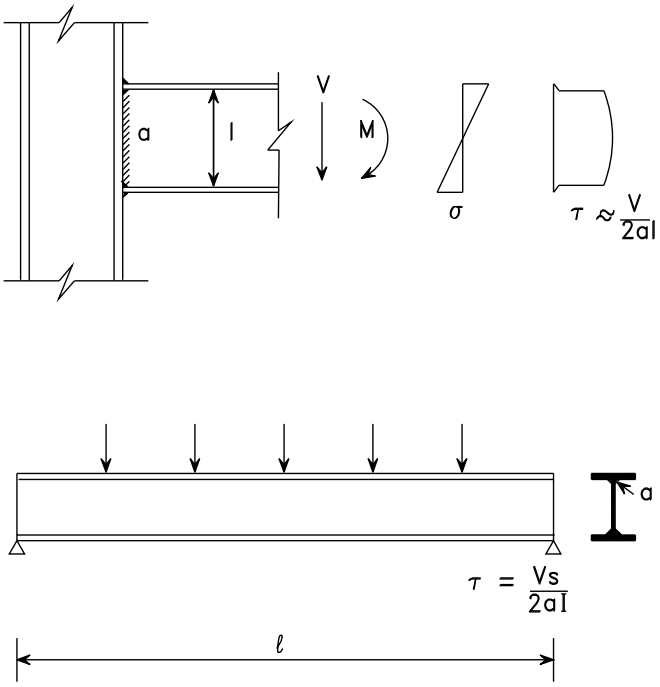


Figura 7 Ejemplos de soldaduras en ángulo sin limitación de la longitud efectiva del cordón

del Eurocódigo 3:

$$\frac{t}{2a}\sqrt{\frac{\sigma_z^2}{2}+3\frac{\sigma_z^2}{2}+3\tau_{zy}2} \le \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{Mw}}$$

o:

$$\frac{t}{2a}\sqrt{2\sigma_z^2+3\tau_{zy}^2} \le \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{Mw}} \qquad (1\text{-}6)$$

El segundo requisito $\sigma_\perp \le f_u/\gamma_{Mw}$ sólo es decisivo si $\tau_\perp$ es pequeña, por ejemplo, si la fuerza resultante es oblicua a la placa.

Si en el material de base sólo está presente σ_z, entonces:

$$\alpha \ge \frac{\sigma_z}{f_u}\cdot\frac{\beta_w \gamma_{Mw}}{\sqrt{2}}\cdot t \qquad (1\text{-}7)$$

Para S235: $\alpha \ge 0{,}71\ \frac{\sigma_z}{f_u}t$ (1-8)

Para S355: $\alpha \ge 0{,}80\ \frac{\sigma_z}{f_u}t$ (1-9)

Si se utiliza la teoría de la plasticidad en el cálculo de la estructura y la unión se sitúa en un punto donde puede desarrollarse una rótula plástica, el mínimo espesor de garganta debe basarse en $\sigma_z = f_y$:

Lo que resulta, para S235: $a \ge 0{,}46\ t$ (1-10)

y para S355: $a \ge 0{,}55\ t$ (1-11)

Este requisito también debe tenerse en cuenta en las estructuras hiperestáticas calculadas mediante la teoría de la elasticidad. Es importante recordar que también en el cálculo elástico, se supone (implícitamente) que las barras y las uniones tienen capacidad de deformación suficiente para soportar las cargas y solicitaciones que no se suelen considerar explícitamente en los cálculos (por ejemplo, tensiones debidas a asientos desiguales de los apoyos; carga por temperatura; tolerancia durante el trabajo de taller; sobrecarga local debida a cargas no permanentes, etc.), ya

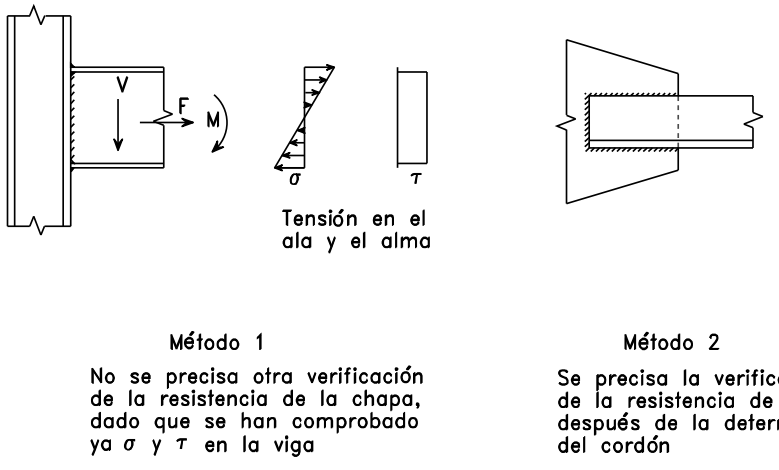


Figura 8 Ejemplos de conjuntos de soldaduras

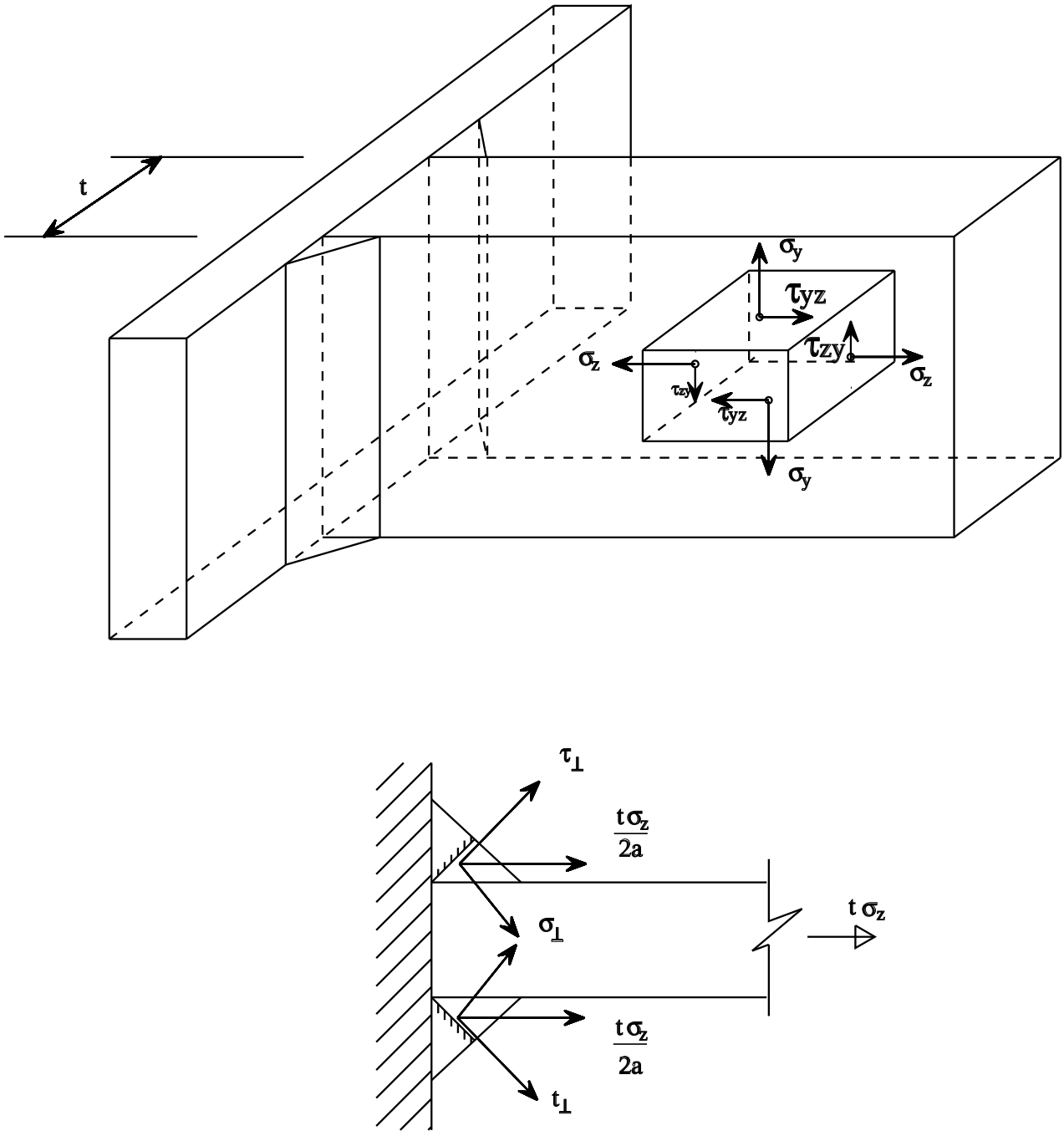


Figura 9 Las tensiones en el material de base dan $\sigma_\perp$ y $\tau_\perp$ en la garganta

que todos los modelos de cálculo son aproximaciones.

Por todo ello, las piezas conectadas tienen que poder deformarse antes de la rotura de las soldaduras.

Cuando se aplican las fórmulas de cálculo del Eurocódigo 3 [1] con $\sigma_z = f_y$, la resistencia real a la rotura del cordón es por lo menos la resistencia real a la rotura de la placa. En otras palabras, la rotura tiene lugar en la placa y no en el cordón.

Entonces, para el requisito expuesto anteriormente (deformación en la placa antes de la rotura en el cordón), el cálculo del cordón puede basarse en:

$$\sigma_z = \frac{f_{yr}}{f_{ur}} \cdot f_y \qquad (1\text{-}12)$$

donde f_{yr} es el límite de fluencia (medido) y f_{ur} es la resistencia a la rotura del material de la placa medida.

Para los valores de cálculo de la resistencia a la fluencia y la resistencia a la rotura, para S355 tenemos que:

$$\sigma_z = \frac{355}{510} . 355 = 0{,}70 . 355\, N/mm^2 \qquad (1\text{-}13)$$

Como el valor real de f_{yr} /f_{ur} puede ser mayor que 0,70, se requiere que:

Si hace falta una capacidad de deformación, las soldaduras deben calcularse para transferir por lo menos el 80% de la fuerza de deformación por fluencia en la barra conectada (la más débil).

Este requisito proporciona los siguientes valores para el espesor mínimo de garganta de un cordón en ángulo doble como el que se muestra en la figura 9:

Para S235: $a \geq 0{,}37\ t$ (1-14)

Para S355: $a \geq 0{,}44\ t$ (1-15)

Debe apuntarse que, utilizando el método de la tensión media según el Eurocódigo 3, capítulo 6, se obtienen espesores de garganta mayores para soldaduras en ángulo de extremo. La diferencia es un factor de 1,22!

O sea que la aplicación del método de la tensión media resulta en $1{,}22^2 = 1{,}5$ veces más de metal que lo que realmente hace falta.

2. Cálculos basados en la carga actuando sobre la unión soldada como un todo

Este método se usa si no puede aplicarse el primero. Para determinar la resistencia de un conjunto de soldaduras, pueden sumarse los valores de cálculo para la resistencia de cada soldadura individual, siempre que se cumplan los requisitos de equilibrio.

Este enfoque se basa en la hipótesis de que las soldaduras pueden deformarse para permitir la redistribución de tensiones necesaria para acomodar sobrecargas locales. En otras palabras, los cordones deben poseer suficiente capacidad de deformación.

Para tener alguna orientación sobre la capacidad de deformación de las soldaduras bajo varias combinaciones de carga, se han llevado a cabo diversos ensayos [3], como se indica en la figura 10. En estos ensayos, los cordones de soldadura eran delgados en comparación con las placas para asegurar que fueran aquellos los que alcanzaran la fluencia, y no éstas. La longitud de medida l_0 se da en la figura 10. Se substrajo la deformación de las placas de los valores medidos para obtener la deformación del cordón y del material de base justo al lado del cordón (véase la figura 4a).

Como se ha apuntado ya, parece ser que la deformación (mm) en el cordón, bajo la misma tensión, es proporcional al espesor de la garganta. Entonces, cuando se dobla el espesor de un cordón, no sólo se dobla su resistencia sino también su capacidad de deformación. Por ello las deformaciones aparecen como $\Delta l/a$ en el eje horizontal en la figura 11.

Para demostrar la importancia de todo ello, se analiza la unión de solape de la figura 12. Supóngase que las placas son infinitamente rígidas comparadas con la rigidez de las soldaduras. Cuando el espesor de la soldadura en ángulo del extremo y el de la soldadura lateral son aproximadamente iguales, al principio de la rotura (en los cordones) las fuerzas en todas las soldaduras son prácticamente iguales a su carga límite. Esto puede verse fácilmente cuando se comparan las lineas para τ_{11} y $\sigma_\perp$ $\tau_\perp$. Con $a_{lateral}$ = = $a_{extremo}$ y Δl aproximadamente iguales para

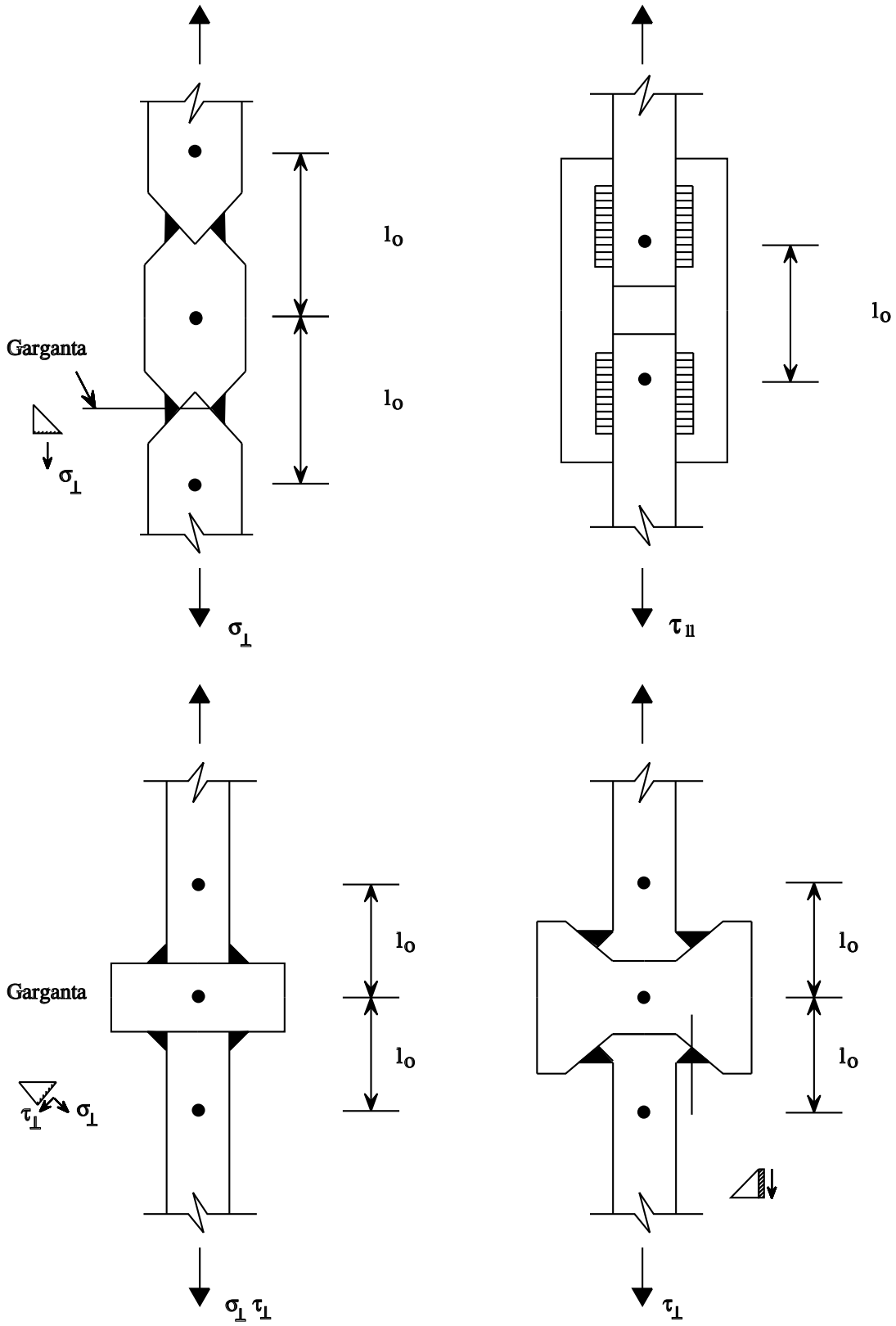


Figura 10 Muestras de ensayo para determinar la capacidad de deformación de soldaduras en ángulos

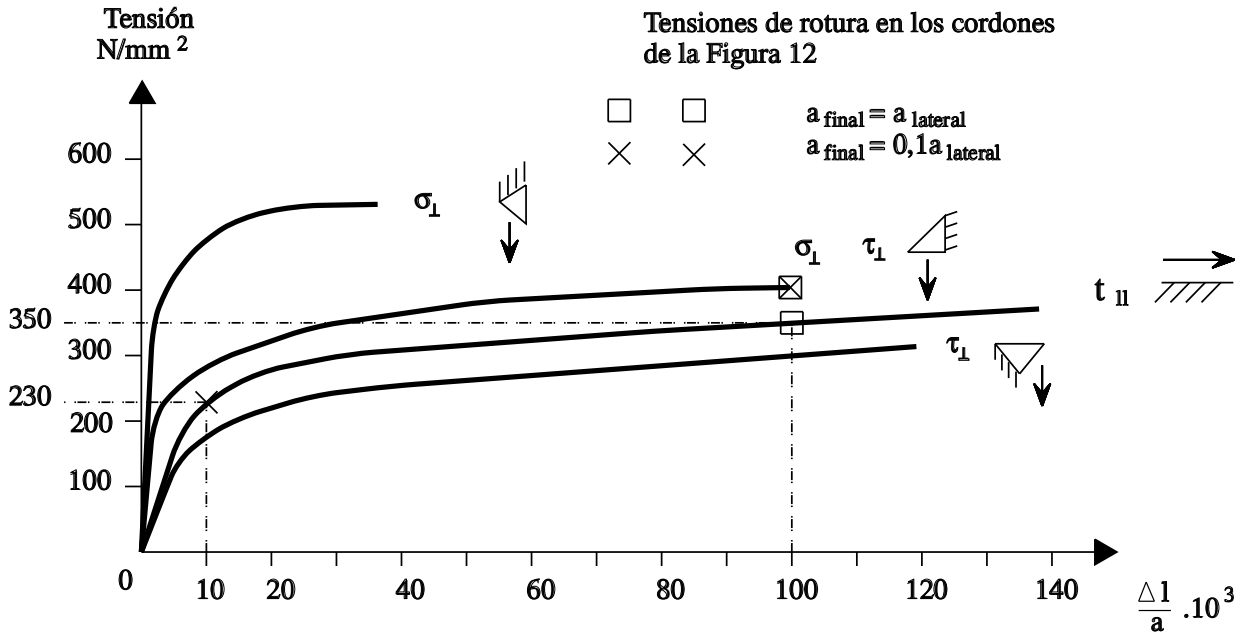


Figura 11 Diagrama de la capacidad de deformación

el cordón lateral y el del extremo, $\frac{\Delta l}{a}$ es el mismo para la soldadura lateral que para la del extremo. O sea que las resistencias a la rotura de ambas soldaduras pueden sumarse. Esto puede que no sea verdad si uno de los cordones es muy pequeño comparado con el otro. Entonces, puede concluirse que la resistencia a la rotura de la unión de solape es igual a la suma de las resistencias a la rotura de los cordones individuales.

Supóngase ahora que el espesor de garganta $a_{ext.}$ del cordón del extremo es sólo el 10% del espesor de garganta $a_{lateral}$ de los cordones laterales. Al inicio de la rotura de la soldadura del extremo, el alargamiento $\Delta l = 100.10^{-3}$. $a_{ext.} = 10.10^{-3}\ a_{lateral}$ (véase la figura 11).

La tensión τ_{11} correspondiente a $\Delta_l/a_{lateral} = 10 \ . \ 10^{-3}$ es aproximadamente 230 N/mm^2, mientras que la resistencia a la rotura para τ_{11} es aproximadamente 350 N/mm^2.

En este caso, la resistencia a la rotura de la unión de solape es inferior a la suma de las resistencias a la rotura de las soldaduras individuales. Como resultado, se recomienda la siguiente regla de diseño:

Orientación para el diseño

Debe intentarse que la soldadura en ángulo del extremo y la lateral tengan aproximadamente el mismo espesor, y no diseñar nunca un cordón en ángulo del extremo que tenga un espesor menor que 0,5 veces el espesor de los cordones en ángulo laterales.

Debe evitarse utilizar un cordón delgado en la parte delantera de una unión de solape (punto A de la figura 12), solución que a veces se aplica, por ejemplo, para prevenir la corrosión. Si es imprescindible un cordón de este tipo, debe dársele el mismo grosor que a los demás cordones. Esto es particularmente importante porque en realidad las placas no tienen una rigidez infinita en comparación con los cordones. La capacidad de deformación requerida será, pues, superior en la parte delantera (punto A) que en la parte trasera de una unión de solape (punto B).

1.3 Distribución No Lineal de Fuerzas en el Tornillo

En el apartado 3.2 de la lección 13.4.1 se suponía que las fuerzas en los tornillos R_i era proporcional al desplazamiento $\delta = r\,\theta$. Esta hipótesis se basaba en el comportamiento lineal (elástico) de la unión. Al igual como sucede en el cálculo de las uniones soldadas, la teoría de la plasticidad también puede aplicarse en las uniones atornilladas (véase la figura 13).

Cuando aumenta la fuerza de la unión, aumenta la fuerza en el tornillo más cargado hasta alcanzar la fuerza de fluencia R_y. Entonces, con un aumento de desplazamiento, la fuerza en el tornillo permanece constante hasta el inicio del endurecimiento por deformación.

Después del inicio de la fluencia en el tornillo más solicitado, las fuerzas en los tornillos que están más cerca del centro de rotación aumentan con el incremento de la rotación. El momento aumenta hasta que todos los tornillos han alcanzado el límite de fluencia.

A partir de ensayos puede concluirse que el momento “plástico” de estas uniones atornilladas se alcanza normalmente en desplazamientos aceptables. O sea que, en estructuras bajo cargas estáticas, el cálculo de estas uniones atornilladas puede basarse en la teoría de la plasticidad.

En una distribución plástica de las fuerzas en los tornillos, el centro de rotación no tiene por qué situarse en el centro de gravedad del grupo de tornillos. Ello puede demostrarse de la forma siguiente (comparar las figuras 14 y la figura 12 de la lección 13.4.1).

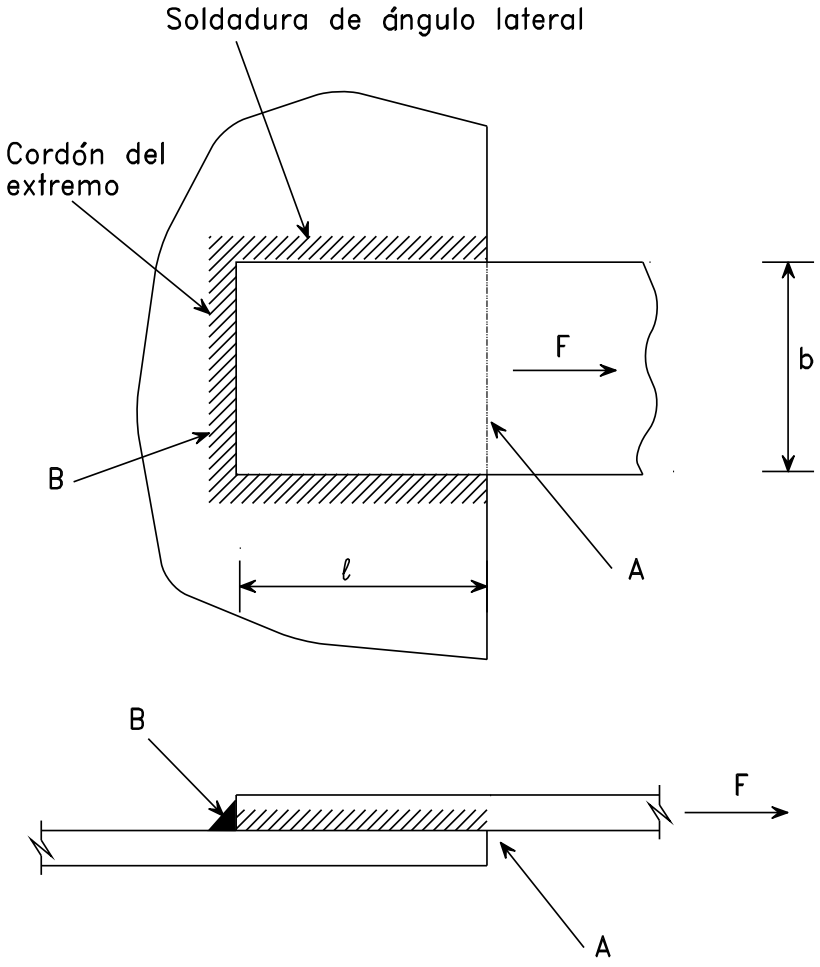


Figura 12 Unión de solape

La fuerza “plástica” en los tornillos R_y puede descomponerse según el eje x y el eje y:

$$R_{y.xi} = \frac{y_i}{r_i} R_y \qquad (1\text{-}16)$$

$$R_{y.yi} = \frac{x_i}{r_i} R_y \qquad (1\text{-}17)$$

Si únicamente existe momento flector, deben satisfacerse las condiciones siguientes:

$$\Sigma R_{y.xi} = 0 \;\; o: \;\; \Sigma \frac{y_i}{r_i} = 0 \;\; o: \;\; \Sigma \operatorname{sen} \psi_i = 0 \qquad (1\text{-}18)$$

$$\Sigma R_{y.yi} = 0 \;\; o: \;\; \Sigma \frac{x_i}{r_i} = 0 \;\; o: \;\; \Sigma \cos \psi_i = 0 \qquad (1\text{-}19)$$

En un caso general, no es tan fácil encontrar una solución directa para la posición del centro de rotación como lo era para una distribución elástica de fuerzas en los tornillos. Generalmente, la solución hay que encontrarla por prueba y ajuste.

Sin embargo, en la práctica el patrón de colocación de los tornillos es casi siempre simétrico. En estos casos puede afirmarse que el centro de rotación está en el punto de intersección de los ejes de simetría (que también es el centro de gravedad).

Si el grupo de tornillos está sometido a una combinación de esfuerzo cortante y momento flector, puede adoptarse el enfoque siguiente.

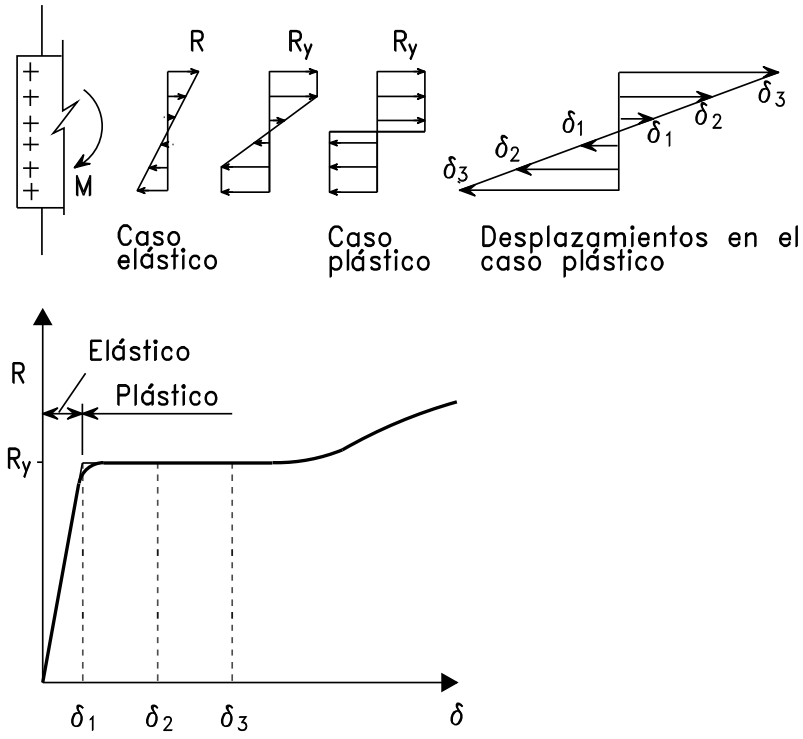


Figura 13 Redistribución de esfuerzos en una unión atornillada

Los tornillos cerca del centro de rotación tienen un brazo de palanca pequeño, por lo que no contribuyen mucho a la resistencia al momento de la unión. O sea que resultará barato utilizar estos tornillos para la transferencia del esfuerzo cortante V y utilizar los tornillos exteriores para resistir el momento flector M.

La figura 15 muestra varias posibilidades. La elección final depende de la proporción de las cargas que deben soportarse: V_{Sd} y M_{Sd}.

El modelo anterior de cálculo se basa en un principio elemental de la teoría de la plasticidad:

Cualquier distribución de fuerzas, en la que los esfuerzos (fuerzas en los tornillos) están en equilibrio con las fuerzas externas de forma que no se excede en ningún punto la resistencia interna a la carga (la resistencia de cálculo de los tornillos), proporciona un límite inferior a la resistencia de cálculo de la unión.

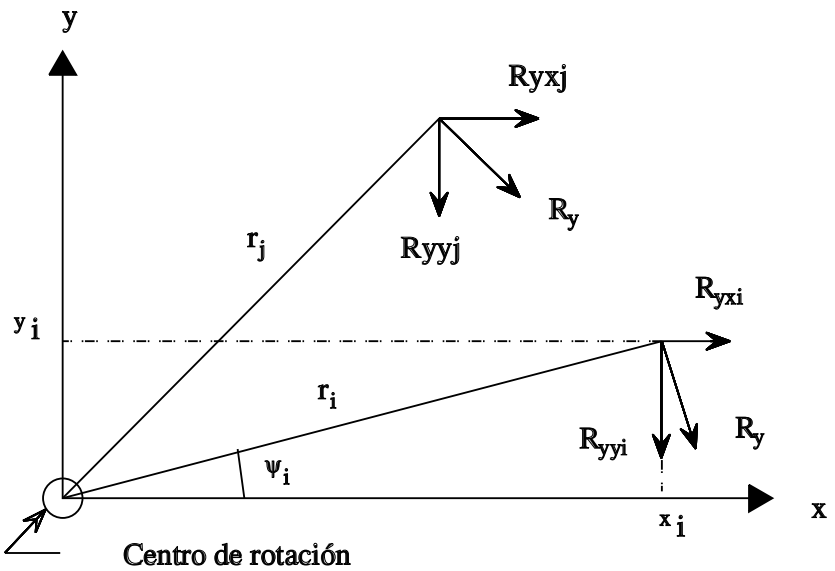


Figura 14 Descomposición de los esfuerzos plásticos en los tornillos

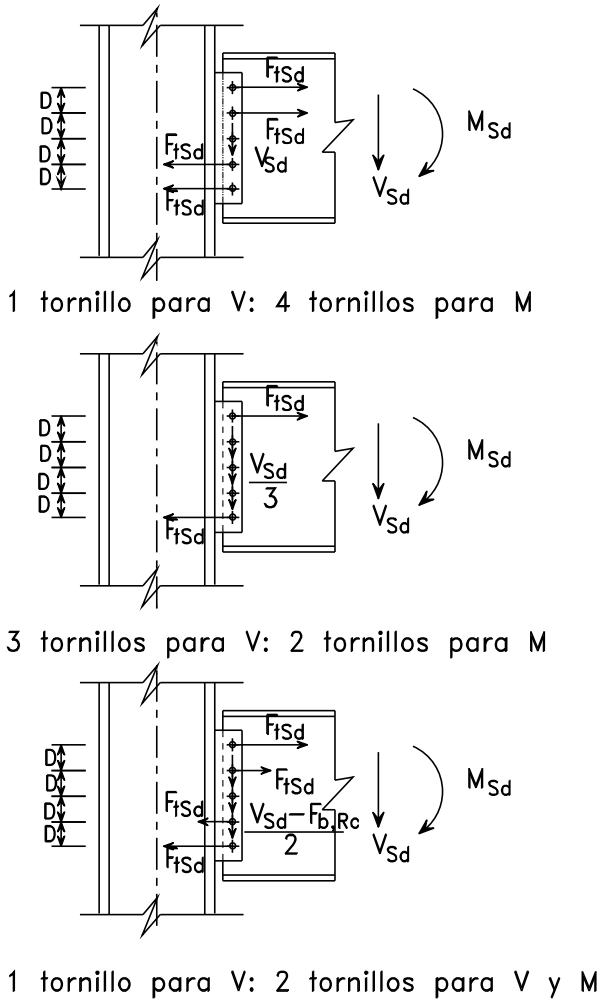


Figura 15 Posibles distribuciones de los esfuerzos en los tornillos cuando la unión está solicitada a cortadura V y momento flector M

Este principio únicamente es válido si existe una capacidad de deformación suficiente. En las uniones atornilladas esta capacidad puede asegurarse diseñando los tornillos de forma tal que no sean los que controlan la resistencia de la unión.

- Cortadura en el tornillo y apoyo en las placas: dejar que el apoyo sea decisivo, porque la capacidad de deformación de la placa es mucho mayor que la capacidad de deformación del tornillo a cortadura.
- Tracción: dejar que la fluencia de las placas a flexión sea decisiva, en vez de la rotura del tornillo.

1.4 Uniones Híbridas

En general, el comportamiento de deformación bajo carga de distintos elementos de fijación es tal que sus resistencias de cálculo se alcanzan a deformaciones distintas (véase la figura 16). Por ello, normalmente no se permite utilizar elementos de fijación distintos en los cálculos. En este aspecto, la capacidad de deformación de los métodos de unión utilizados es un factor importante.

En el caso de soldaduras que actúan en combinación con tornillos pretensados cuyo pretensado se aplica después de finalizar la soldadura, se alcanzan las resistencias de cálculo más o menos a la misma deformación. O sea que, en este caso, pueden sumarse las resistencias de cálculo de los tornillos pretensados y las soldaduras al determinar la resistencia de cálculo de la unión.

Para todas las demás soluciones, hay que suponer que únicamente un elemento de fijación está “activo” y sólo él transfiere toda la carga, por ejemplo, en una unión hecha originalmente con tornillos que debe reforzarse para resistir una carga más elevada las soldaduras deben dimensionarse para aguantar toda la carga (no sólo la parte adicional).

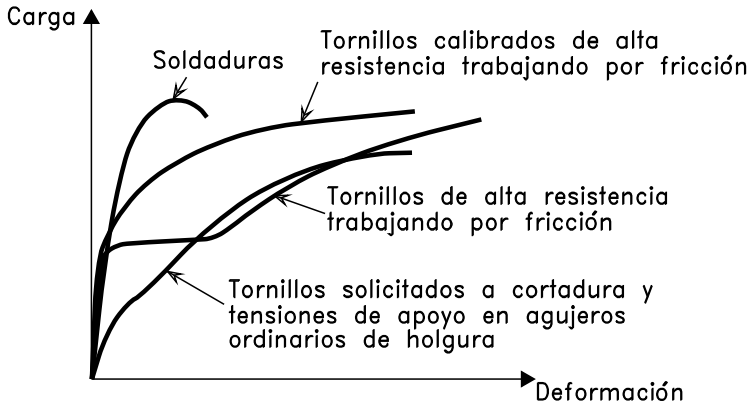


Figura 16 Comportamiento de deformación bajo carga de los diferentes tipos de elementos de fijación

2. RESUMEN FINAL

- Las uniones largas deben diseñarse de tal forma que las fuerzas en los elementos de fijación (tornillos y soldaduras) sean, en lo posible, iguales.
- Para grupos de soldaduras el cálculo debe, en lo posible, basarse en el enfoque que utiliza como parámetro limitante las tensiones en el material de base directamente en contacto con las soldaduras.
- Los grupos de tornillos deben calcularse utilizando un enfoque plástico siempre que exista una suficiente capacidad de deformación como para permitir la plena redistribución de las fuerzas presentes. La capacidad de deformación puede asegurarse mediante:

  i. para tornillos a cortadura y placas de apoyo, asegurarse de que domina el apoyo.

  ii. para tornillos a tracción, asegurarse de que domina la deformación de las placas tracción.

- Cuando se utiliza más de un método de fijación para transferir la misma carga entre los mismos dos componentes de una unión, normalmente el cálculo debe asegurar que sólo un método de fijación transfiera toda la carga.

3. BIBLIOGRAFÍA

[1] Eurocode 3: “Design of Steel Structures” ENV 1993-1-1: Part 1.1, General rules and rules for buildings, CEN, 1992.

[2] Feder, D. and Werner, G., Ansätze zur Traglastberechnung von Schweissverbindungen des Stahlbaus. Schweissen und Schneiden, 29 (1977), Heft 4.

[3] Ligtenberg, F. K. and Van Melle, F., Onderzoek naar de vervorming van statisch belaste hoeklassen. Heron 12 (1964) No. 1 (Dutch). Investigation in the deformations of Statically Loaded Fillet Welds.

4. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Owens, G. W. and Cheal, B. D., “Structural Steelwork Connections”, Butterworths & Co. (Publishers) Limited, 1989.

2. Kulak, G. L., Fisher, J. W. and Struik, J. H. A., “Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints”, Willey - Interscience, 2nd Edition, 1987.

3. Ballio, G. and Mazzolani, F. M., “Theory and Design of Steel Structures”, Chapman & Hall 1983.

4. Chen, W. F., “Joint Flexibility in Steel Frames”, Journal of Constructional Steel Research Vol 8, 1987.

ESDEP TOMO 13
DISEÑO DE UNIONES

Lección 13.4.3: Análisis de uniones: Transferencia de tracción directa o compresión y cortante

OBJETIVOS/CONTENIDO

Revisar el comportamiento y las bases para el diseño de elementos locales en las uniones.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 2.5: Introducción al Diseño de Edificios Industriales

Lección 2.7: Introducción al Diseño de Edificios de Varias Plantas

Lección 3.3: Propiedades Mecánicas de los Aceros

Lección 3.4: Calidades y Tipos de Acero

Lección 13.1.2: Introducción al Diseño de Uniones

Lecciones 13.2: Uniones Soldadas

Lecciones 13.3: Uniones con Tornillos

Lección 13.4.1: Análisis de Uniones: Determinación de Esfuerzos

Lección 13.4.2: Análisis de Uniones: Distribución de Fuerzas en Grupos de Tornillos y Soldaduras

LECCIONES AFINES

Lección 13.5: Uniones Simples para Edificios

Lección 13.6: Uniones de Momento para Pórticos Continuos

Lección 13.7: Uniones de Rigidez Plástica Parcial para Pórticos Semicontinuos

RESUMEN

Este grupo de 4 lecciones (13.4.1 - 13.4.4) explica cómo puede analizarse el comportamiento de elementos locales en conexiones, para que cada componente pueda proporcionarse de manera segura para resistir las cargas que se le requiere que transfiera. Desarrolla, pues, los conceptos básicos que se presentaron en términos generales en la lección 13.1.2.

Esta tercera lección describe las formas en que pueden colocarse en una unión los esfuerzos de tracción directa, compresión o cortantes. Trata, pues, del análisis de platabandas, de la transferencia de carga utilizando chapas de unión y de la transferencia de esfuerzos cortantes de viga a pilar, de viga a viga y conexiones de empalme entre vigas.

ABREVIATURAS

Se ha adoptado la notación del Eurocódigo 3 [1].

1. TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS DE TRACCIÓN O COMPRESIÓN AXIALES

1.1 Soldaduras a Tope

Las soldaduras a tope de la figura 1 de hecho no requieren cálculos, ya que están diseñadas para tener por lo menos la misma resistencia que las placas conectadas.

1.2 Transferencia de Cargas Axiales utilizando Platabandas

La figura 2 muestra algunas conexiones en las que la fuerza de tracción en las alas o en las almas se transfiere mediante platabandas. Estas platabandas pueden estar en una cara (individuales) o en ambas (dobles). Pueden unirse con tornillos o mediante soldadura.

Las platabandas dobles presentan la ventaja de excluir las excentricidades en el trayecto de la carga y las deformaciones excéntricas asociadas.

En la platabanda soldada de la figura 3, la resistencia de cálculo puede estar gobernada por la placa o por las soldaduras.

Placa:

$$F \le b_p \, t_p \, f_y \qquad (1\text{-}1)$$

Soldaduras:

Pueden sumarse las resistencias de cálculo de la soldadura en ángulo del extremo y la lateral (véase el apartado 1.2 de la lección 13.4.2). Cuando se aplica el método de la tensión media (ensayo principal de EC3), se tiene que:

$$F \le (2l_p + b_p) \, . \, a \, . \, f_{vw.d} \qquad (1\text{-}2)$$

donde

l_p es la longitud del cordón lateral

b_p es la longitud del cordón del extremo

$$f_{vw.d} = \frac{f_u}{\sqrt{3}\,\beta_w\,\gamma_{Mw}} \qquad (1\text{-}3)$$

Para FeE235: $F \le (2l_p + b_p) \, . \, a \, . \, 208$ (1-4)

Si se aplica el método del componente de

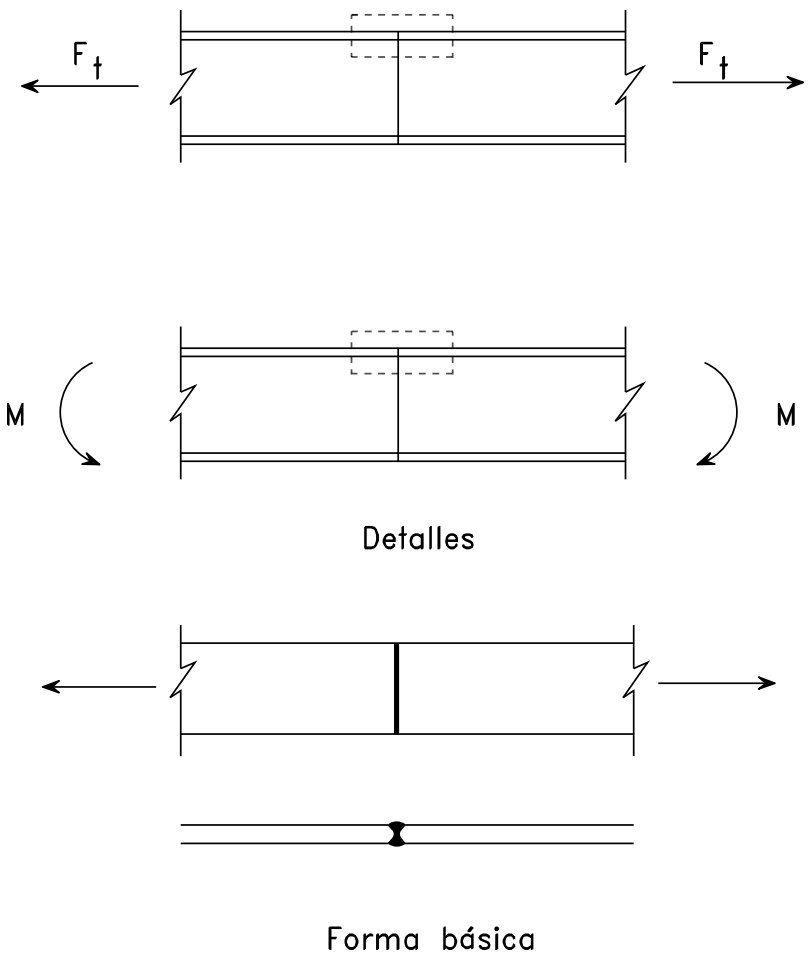


Figura 1 Transferencia de esfuerzos axiales en soldaduras a tope

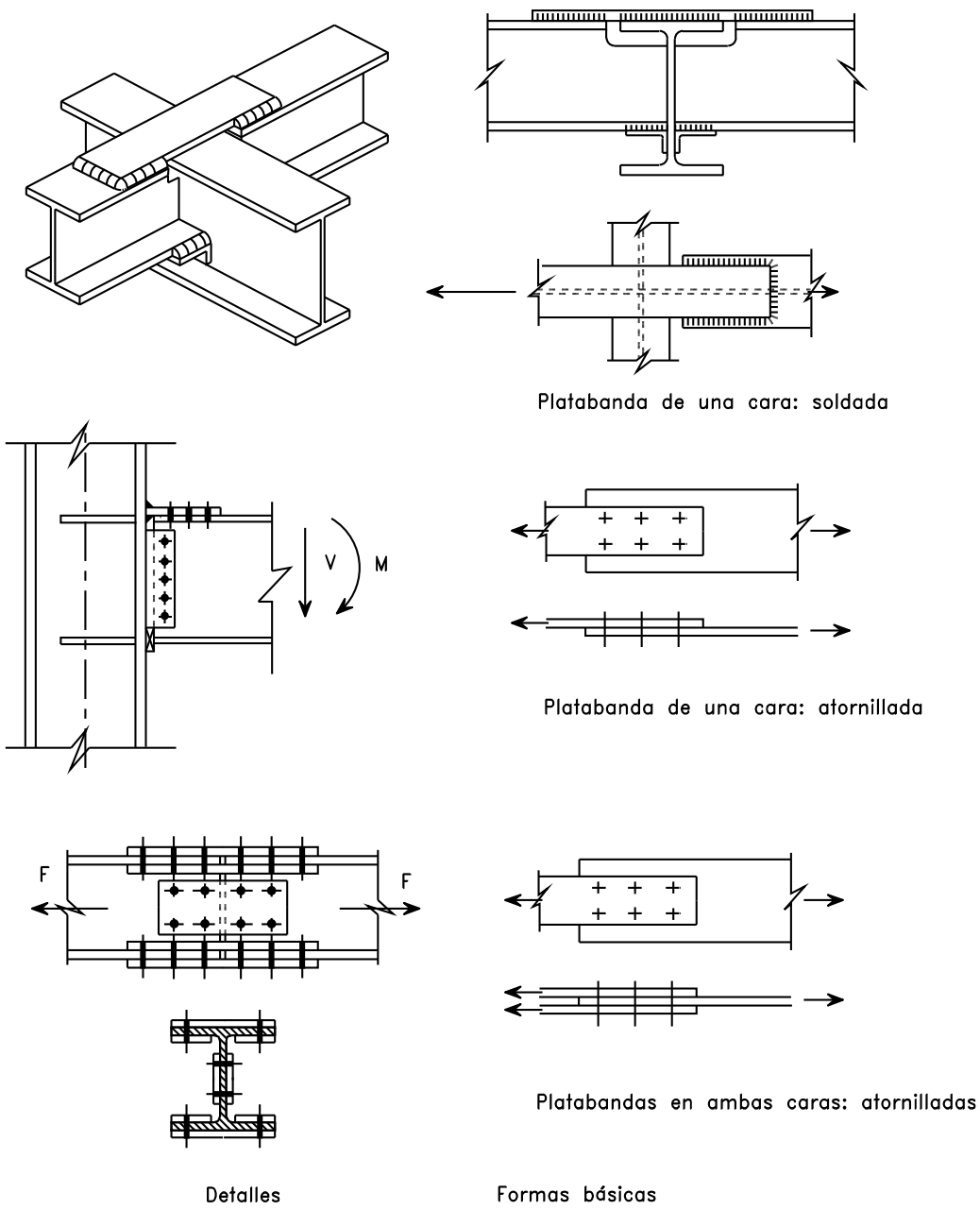


Figura 2 Transferencia de esfuerzos axiales mediante platabanda

	FeE 235	FeE 275	FeE 355	FeE 40
$f_{vw.d.ext.}$ [N/mm^2]	255	286	321	328
$f_{vw.d.lado}$ [N/mm^2]	208	234	262	268

Tabla 1 Valores de cálculo para la tensión en soldaduras en ángulo laterales y de extremo (basados en el apéndice M de EC3)

tensión según el apéndice M del Eurocódigo 3 [1], entonces $f_{vw.d}$ es el mismo para las soldaduras en ángulo laterales pero, para los cordones del extremo, $f_{vw.d}$ es un factor $\sqrt{3}/\sqrt{2} = 1{,}22$ mayor (véase la tabla 1).

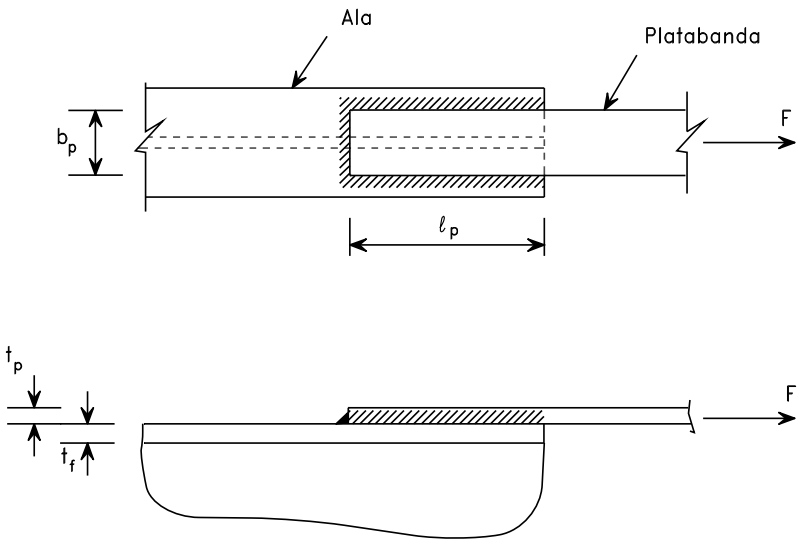


Figura 3 Platabanda soldada

Mediante el método de componentes de tensión:

$$F \le 2\, l_p\, a\, f_{vw.d.lado} + b_p\, a\, f_{vw.d.ext.} \quad (1\text{-}5)$$

Para FeE235: $F \le 2\, l_p\, a\, 208 +$

$+ b_p\, a\, 255\ [N/mm^2]$ (1-6)

Ala:

La fuerza se transfiere del ala a la platabanda vía las soldaduras. Las resistencias de cálculo de estos elementos deben ser consistentes:

$$a \cdot f_{vw.d.lado} \le t_f \cdot 0{,}58\, f_y \quad (1\text{-}7)$$

$$a \le \frac{0{,}58\, f_y}{f_{vw.d.lado}}\, t_f \quad (1\text{-}8)$$

Para FeE235:

$$a \le \frac{0{,}58 \cdot 235}{208}\, t_f = 0{,}65\, t_f \quad (1\text{-}9)$$

Este requisito significa que no se permite el diseño de soldaduras muy cortas o muy gruesas, porque se sobrecarga el material de la placa adyacente.

Para el ala atornillada de la figura 4, debe comprobarse que:

Placa:

Sección I-I: $F \le b_p\, t_p\, f_y$ (1-10)

Sección neta II-II:

$$F \le \frac{0{,}9\, (b_p - 2\, d_o)\, f_u}{1{,}25} \quad (1\text{-}11)$$

donde d_o = diámetro del agujero

Tornillos

Si la longitud de la unión es menor que 15 d, puede suponerse que la fuerza está distribui-

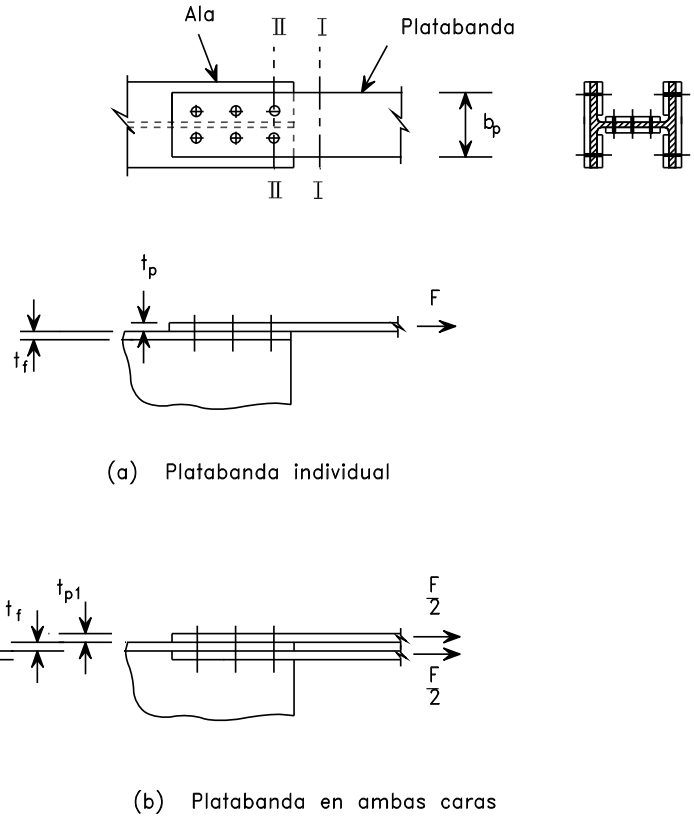


Figura 4 Platabandas atornilladas

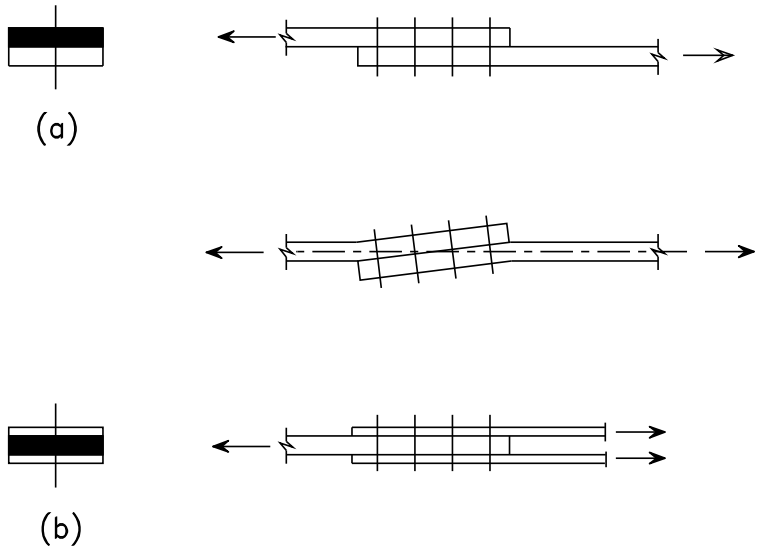


Figura 5 Uniones excéntrica y concéntrica

da uniformemente en todos los tornillos. Entonces, para la conexión en la figura 3a:

$$F_{s.d} = \frac{F}{6} \qquad (1\text{-}12)$$

La fuerza en el tornillo $F_{s.d}$ no debe exceder ni la resistencia a la cortadura $F_{v.d}$ ni la resistencia de apoyo $F_{c.d}$ según el capítulo 6 de Eurocódigo 3 (véase también la lección 13.3.1).

Deben comprobarse también la resistencia de apoyo de la platabanda con espesor t_p y del ala de espesor t_f.

En el cálculo de platabandas dobles (figura 4b) se supone generalmente que cada platabanda soporta la mitad de la fuerza a transferir. En este caso los tornillos presentan dos planos de cortadura, lo que significa que la resistencia de cálculo a la cortadura $F_{v.d}$ por tornillo es el doble que en el caso de platabanda única. Véase el apartado 1.1 de la lección 13.4.2 para uniones de longitud mayor que 15 d.

En el diseño de una junta con barras laminadas deben aplicarse las siguientes reglas generales:

a. Diseñar las piezas de la unión según las condiciones de tensión en las barras conectadas, y procurar que las conexiones sean lo más cortas posible.

Para la sección HE de la figura 4, esta regla significa que las alas deben estar conectadas, y también el alma. La unión de las alas debe diseñarse para transferir la fuerza en las alas, la unión del alma debe diseñarse para transferir la fuerza en el alma.

b. Evitar en lo posible las excentricidades.

Aunque la resistencia de cálculo de las uniones a y b de la figura 5 no difiere mucho (aparte de la resistencia a la cortadura de los tornillos), las deformaciones difieren considerablemente, especialmente cuando la carga se aproxima a la resistencia de cálculo de la unión. La simetría puede prever deformaciones desfavorables (véase la figura 6a).

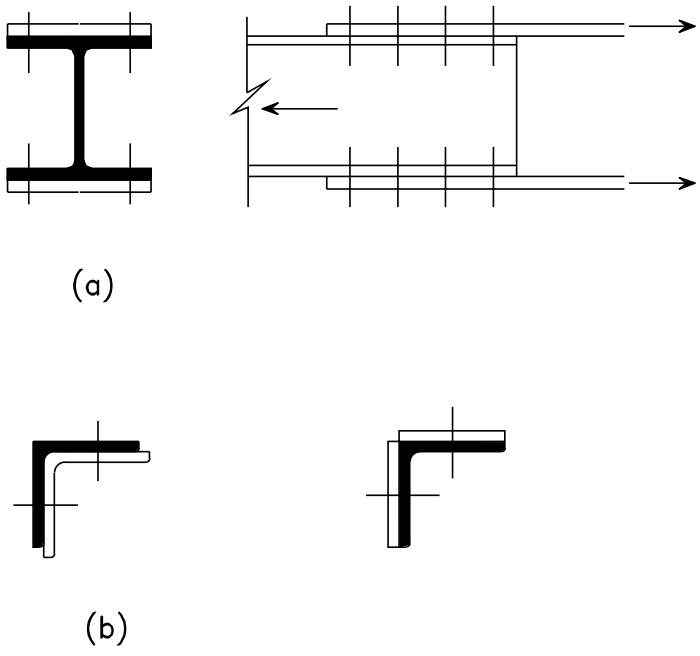


Figura 6 Diseño adecuado de conexiones con platabandas de una sola cara, previniendo las deformaciones debidas a la excentricidad

En uniones con angulares, los momentos de excentricidad suelen poder soportarse con la otra ala. La utilización de platabandas en el exterior o de una sección angular más gruesa en el interior ayuda a evitar grandes deformaciones debidas a la excentricidad (véase la figura 6b).

1.3 Uniones a Chapas de Unión

Generalmente, las riostras se conectan a la estructura principal mediante chapas de unión, como por ejemplo en la unión de la figura 7. Estas cartelas se utilizan también en las vigas de celosía para unión de las diagonales a los cordones.

En la unión de un perfil en U a una cartela, como la que muestra la figura 8, deben comprobarse todos los elementos en la linea de carga:

- La resistencia del perfil en U.
- La resistencia de la configuración soldada.
- La resistencia de la sección I-I en la cartela.

La resistencia de cálculo de la configuración soldada puede comprobarse de igual modo que en el apartado 1.2.

La excentricidad entre la fuerza F en el perfil en U y la cartela influye poco en la resistencia, y normalmente puede despreciarse.

Para verificar la cartela (sección I-I en la figura 8):

$$F \leq (2\, l\, t_p \,.\, 0{,}58\, f_y + b\, t_p\, f_y) \qquad (1\text{-}13)$$

Si en vez de la resistencia a la fluencia se toma la resistencia a la rotura para esta comprobación (lo que es consistente con otros cálculos para uniones), como alternativa puede aplicarse:

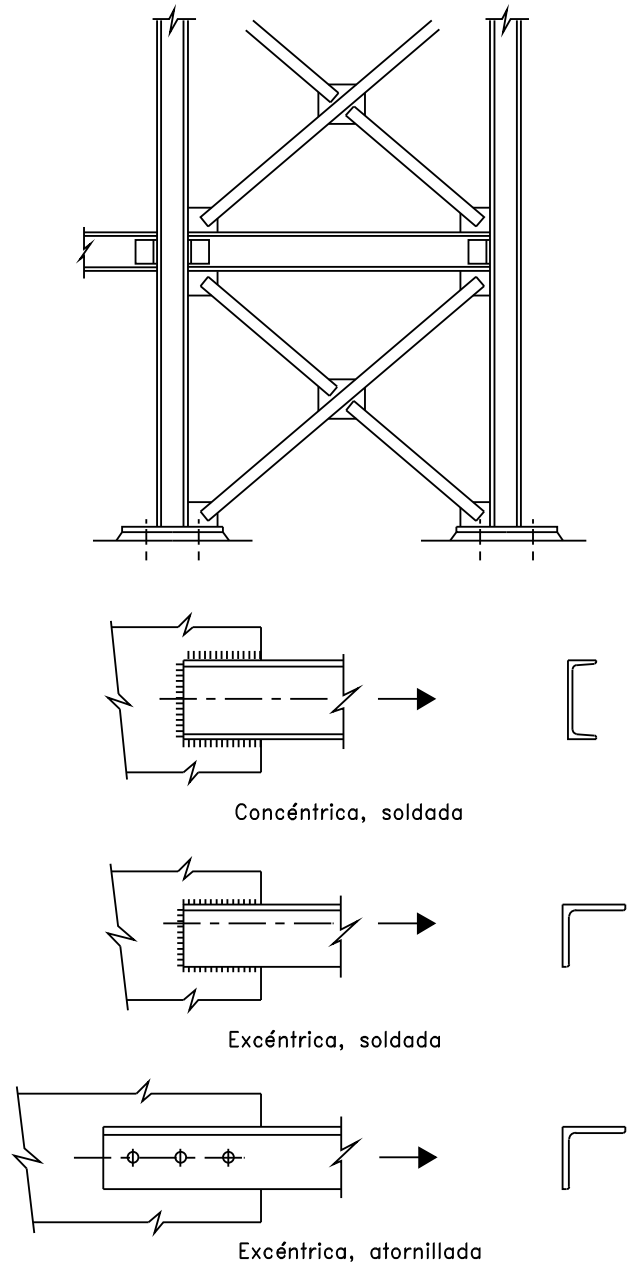


Figura 7 Unión entre barras tendidas y cartelas

$$F \leq \frac{(2\, l\ t_p \,.\, 0{,}6\, f_t + b\, t_p\, f_t)}{1{,}25} \qquad (1\text{-}14)$$

En la unión soldada de un angular a una chapa de unión (figura 9), las fuerzas en ambos cordones en ángulo laterales deben estar en equilibrio con el esfuerzo axial en la sección angular. Las fuerzas F_1 y F_2 no son iguales a

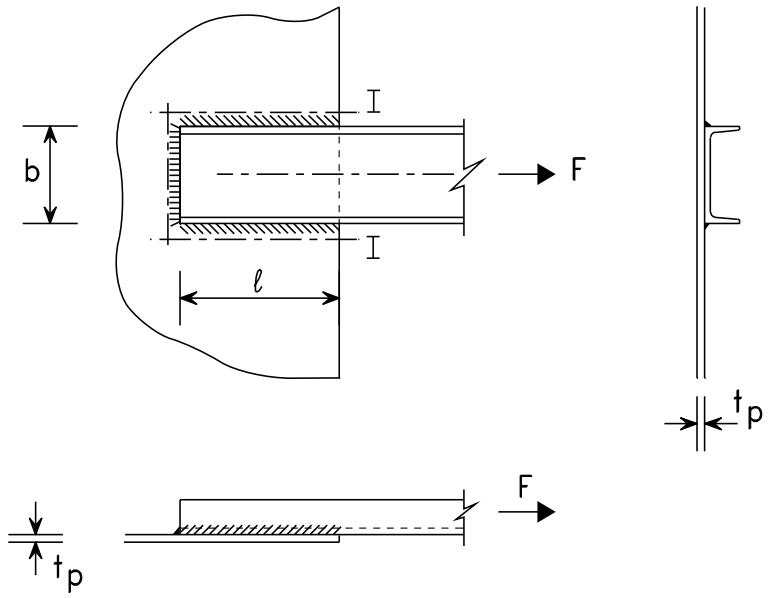


Figura 8 Unión de una sección en U a una cartela

causa de la posición excéntrica del centro de gravedad del angular relativo a los cordones.

$$F_1 = \frac{e_2}{b}F \quad \text{y} \quad F_2 = \frac{e_1}{b}F \qquad (1\text{-}15)$$

Entonces, el cordón lateral (1) debe ser más grueso que el cordón (2). En general, también hay que considerar un cordón de extremo. Por razones de capacidad de deformación, el grosor de este cordón del extremo debe elegirse igual al del cordón lateral más grueso (1), tal como se ha expuesto en el apartado 1.2 de la lección 13.4.2. De forma alternativa, pueden ajustarse las longitudes para obtener una situación balanceada. En la práctica se utiliza una de las siguientes soluciones:

- dar al cordón 2 el mismo grosor y longitud que al 1;
- dar al cordón 2 el mismo espesor que al 1, pero reducir su longitud;
- ignorar la excentricidad según 6.6.10 de EC3.

En una unión atornillada de angulares a una cartela (figura 10), no es posible colocar los tornillos en la línea media del angular porque se requiere un espacio para la cabeza del tornillo o tuerca y para poder acceder con el equipo de apriete.

El momento de excentricidad (F(w-e)) en la figura 11 origina fuerzas adicionales en los tornillos. La fuerza máxima por tornillo es:

$$R = \sqrt{V^2 + H^2} \qquad (1\text{-}16)$$

donde

$$H = \frac{F}{3} \quad \text{y} \quad V = \frac{F\,(w - e)}{2S} \qquad (1\text{-}17)$$

En la práctica se tiene más o menos en cuenta el efecto de la excentricidad multiplicando la fuerza H por un factor ψ. Para dimensiones usuales de estas uniones, pueden utilizarse los valores siguientes:

- Para 2 tornillos $\psi = 1{,}20$
- Para 3 tornillos $\psi = 1{,}10$
- En más de 3 tornillos suele despreciarse el efecto de la excentricidad.

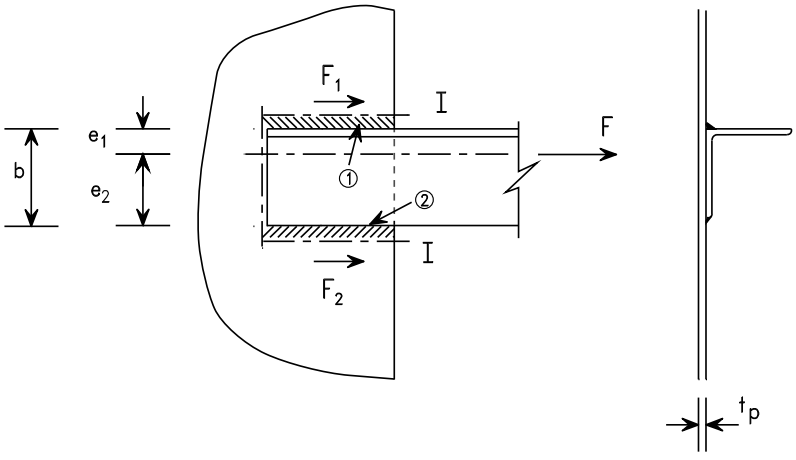


Figura 9 Unión soldada de un angular a una cartela

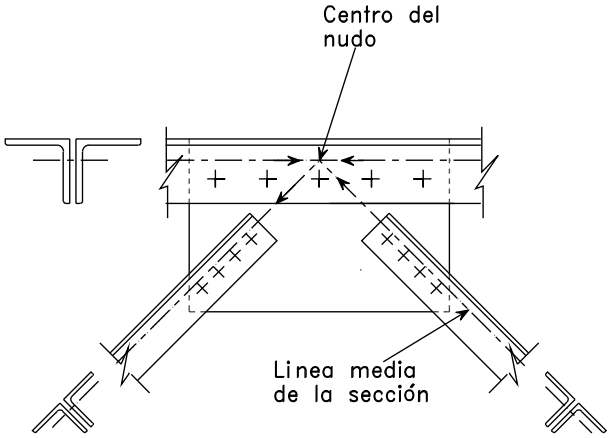


Figura 10 Unión atornillada entre angulares

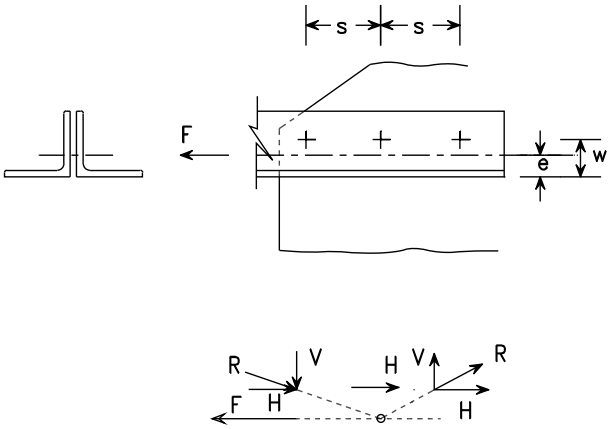


Figura 11 Los esfuerzos en los tornillos de una unión entre angular y una cartela

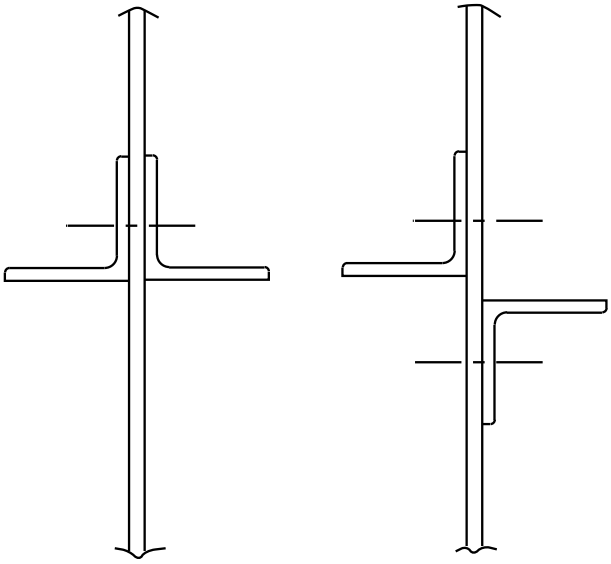


Figura 12 Barra con dos perfiles angulares

Para prevenir la deformación causada por las excentricidades en la linea de acción de la fuerza y la cartela (figura 9; véase también el apartado 1.2), diseñar el elemento con dos secciones angulares o perfiles en U (véase la figura 12).

Puede hacerse una excepción con barras secundarias, por ejemplo, riostras con sólo pequeñas cargas.

En barras de celosía con un eje “libre de material”, como por ejemplo cuando el eje baricéntrico no coincide con ninguna parte de la barra, conectado con dos cartelas, puede prevenirse la deformación causada por la excentricidad mediante una presilla (véase la figura 13).

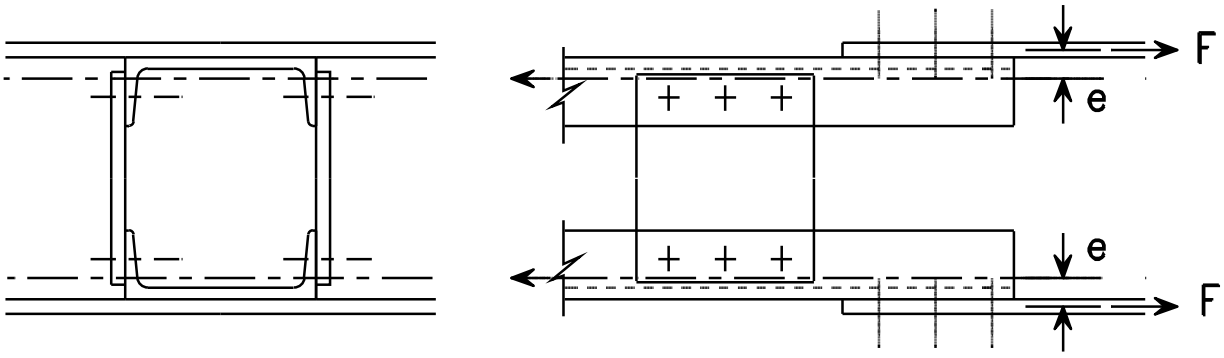


Figura 13 Prevención de las deformaciones debidas a la excentricidad mediante el uso de una presilla

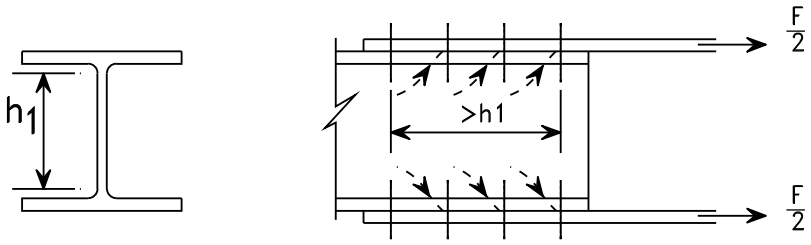


Figura 14 Transferencia del esfuerzo en el alma a través de las alas

reducirse la sección neta para permitir la muy desigual distribución de las tensiones. Un problema similar se presenta en las barras de sección en I, donde sólo las alas están conectadas (figura 14). Este problema puede resolverse proporcionando a la unión longitud suficiente para permitir la transferencia de fuerzas desde el alma de estas piezas al ala, donde la fuerza en la misma ala ya ha sido parcialmente transferida a la cartela.

En el diseño de cartelas debe tenerse en cuenta la distribución de las fuerzas que actúan en ellas. La figura 15 muestra las tensiones que están causadas por una carga puntual en una placa, cuando se aplica la teoría de la elasticidad.

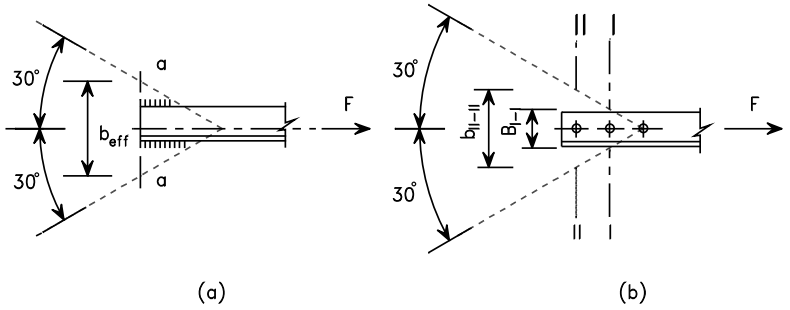


Figura 16 Dispersión y anchura eficaz en uniones soldadas y atornilladas

En la lección 13.3 se explica que, para determinar la resistencia de cálculo en perfiles angulares conectados sólo por una ala, debe

En vez de la distribución de las tensiones desigual de la figura 15, puede adoptarse el concepto de una anchura eficaz, tal como se ilustra en la figura 16.

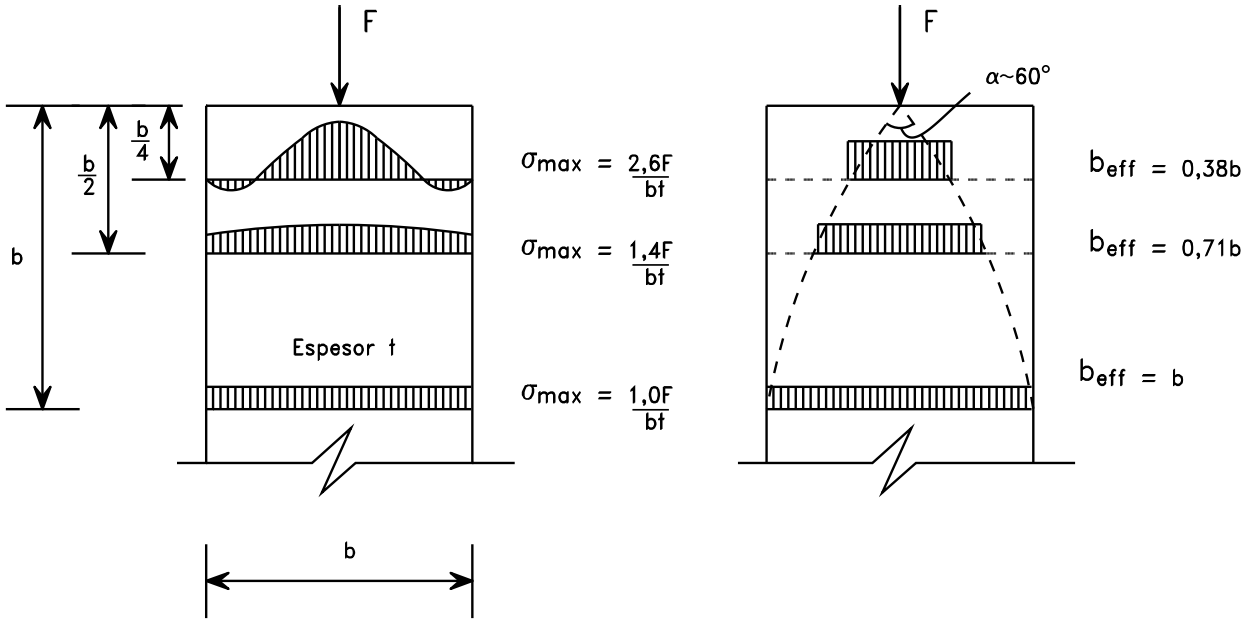


Figura 15 Dispersión de una carga puntual en una placa

2. TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS CORTANTES

La figura 17 muestra una serie de uniones diseñadas para transferir el esfuerzo cortante sólo de viga a pilar. Los diseños (c) y (d), sin embargo, pueden utilizarse también en uniones de momento (véase por ejemplo la figura 3).

En el diseño de (a) y (b), puede suponerse que los elementos de fijación (soldaduras y/o tornillos) sólo están sujetos a esfuerzos cortantes. El diseño de los elementos de fijación es de hecho el mismo que en las platabandas del apartado 1.2.

Aparte de los elementos de fijación, deben comprobarse también la resistencia a la cortadura de la parte adyacente del alma de la viga y la resistencia a la cortadura de la placa de extremo. Por ejemplo, para la placa de extremo en (b), deben hacerse las comprobaciones siguientes:

Sección global: $V \leq 2\, h_p\, t_p\, 0{,}58\, f_y$ (2-1)

Sección neta: $V \leq \dfrac{2\,(h_p - 2\,d_h)\, t_p\, 0{,}6\, f_u}{1{,}25}$ (2-2)

En los diseños (c) y (d), la unión al pilar o a la viga debe calcularse para el momento de excentricidad, porque la distancia entre los centros de gravedad de los elementos de fijación es demasiado grande para despreciarla. La elección del punto donde el momento flector se supone que es cero determina qué elementos de fijación deben calcularse para el momento de excentricidad. En la lección 13.4.1: apartado 3.1, se ha mostrado que la relación de rigidez debe ser la que determina esta decisión (véase también la lección 13.4.1: figura 10).

En las figuras 17c y 17d se señala el punto en que el momento se supone cero (la “rótula”).

El cálculo de la soldadura (figura 17c) que conecta la chapa de alma con el pilar puede efectuarse utilizando las tensiones en el material de base (véase la lección 13.4.2: apartado 1.2). Las tensiones máximas son:

$$\tau_{xy} = \frac{V}{t_p\, h_p} \quad \text{y} \quad \sigma_z = \frac{V_e}{\frac{1}{6}\, t_p\, h_p^2} \qquad (2\text{-}3)$$

El cálculo de la configuración soldada de la figura 17d debe basarse en la carga actuando sobre la unión soldada como un todo (véase la lección 13.4.2: apartado 1.2). Este cálculo puede efectuarse de dos maneras, métodos (a) y (b) (véase la figura 18).

El método (a) se basa en la hipótesis de un sistema de fuerzas sencillo, en equilibrio. Se supone que la soldadura vertical transfiere el esfuerzo cortante V mediante cortadura. El momento de excentricidad se supone resistido por el esfuerzo cortante en las soldaduras horizontales:

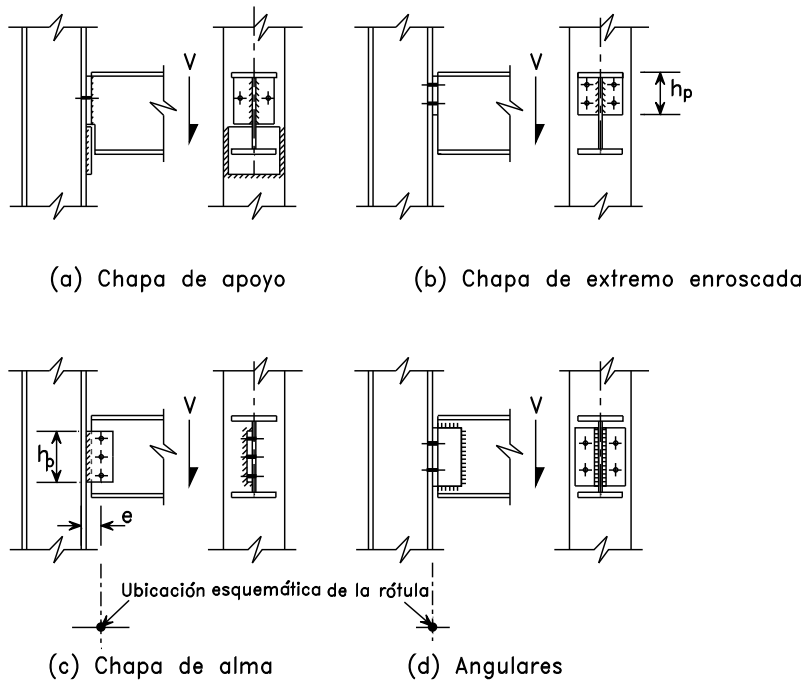


Figura 17 Uniones que transfieren la carga de la viga al pilar mediante cortadura

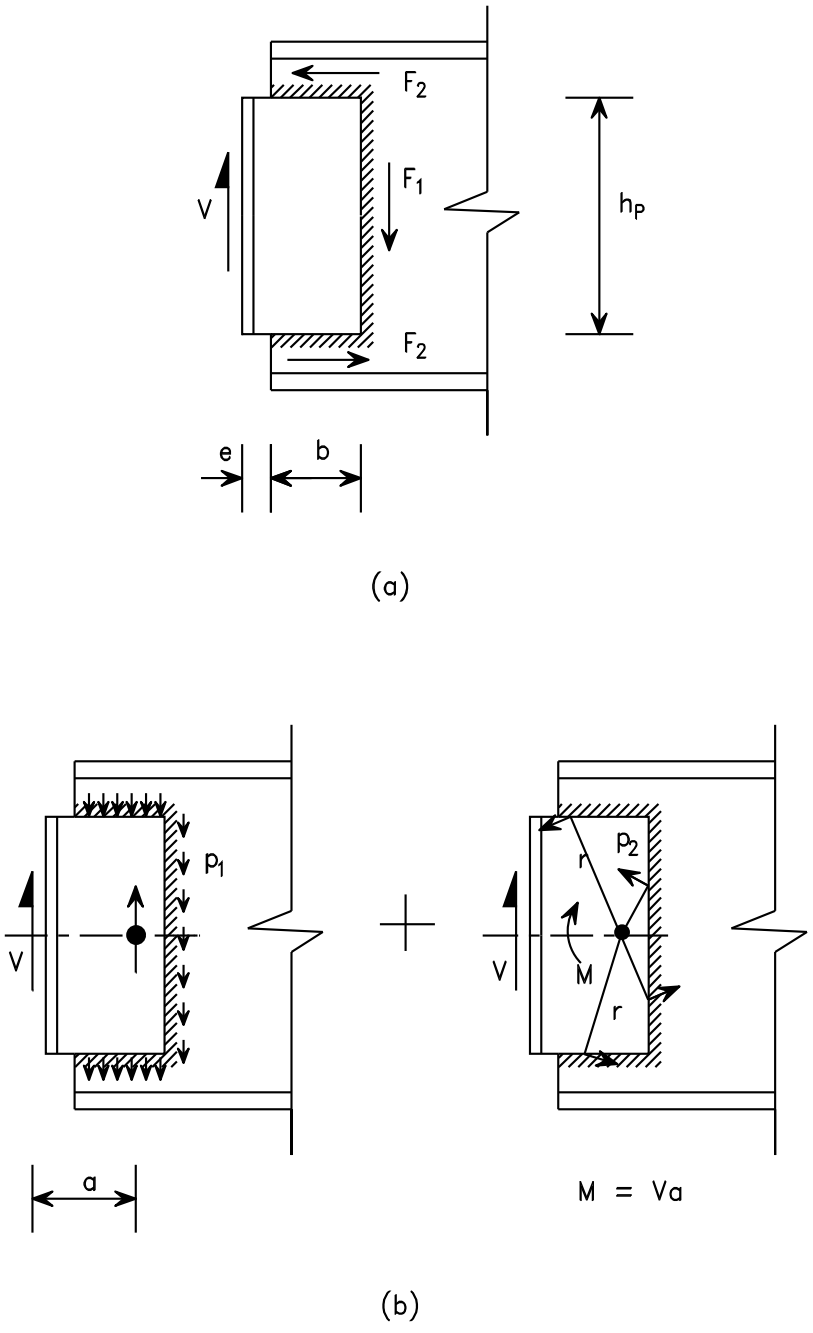


Figura 18 Dos métodos para diseñar la configuración de conjuntos de soldaduras sujetos a cargas excéntricas

$$F_1 = V \quad y \quad F_2 = \frac{V\,(b + e)}{h_p} \qquad (2\text{-}4)$$

Este método presenta el inconveniente de que el espesor de cordón calculado puede diferir considerablemente para los cordones vertical y horizontal.

El método (b) se basa en el mismo principio que el método discutido en la lección 13.4.1: apartado 3.2 para el cálculo de un grupo de tornillos con un centro de rotación libre (véase la lección 13.4.1: figura 13).

El esfuerzo cortante V se transfiere al centro de gravedad de la configuración soldada. Este fuerza V se distribuye uniformemente por las soldaduras y da una pequeña fuerza p_1 por unidad de longitud de soldadura (véase la figura 18b). La restante resistencia de cálculo de las soldaduras

$$p_2 = \alpha\, f_{vw.d} - p_1 \qquad (2\text{-}5)$$

debe resistir el momento de excentricidad. Se supone que las fuerzas p_2 son perpendiculares a la línea desde el centro de rotación (el centro de gravedad) y, por lo tanto, contribuyen a la resistencia al momento mediante $r \cdot p_2$.

Este método es más preciso y puede aplicarse en conjuntos de soldadura con espesores de cordón constantes. El inconveniente es que este método es demasiado laborioso para efectuar los cálculos de forma manual. El inconveniente desaparece, lógicamente, si se dispone de ordenador.

Otra posibilidad es utilizar diagramas de cálculo basados en este método. La figura 19 muestra uno de estos diagramas.

La figura 20 muestra varios tipos de uniones viga-a-viga. Teniendo en cuenta la muy baja rigidez a la torsión de la viga principal (viga I), puede suponerse que la línea de

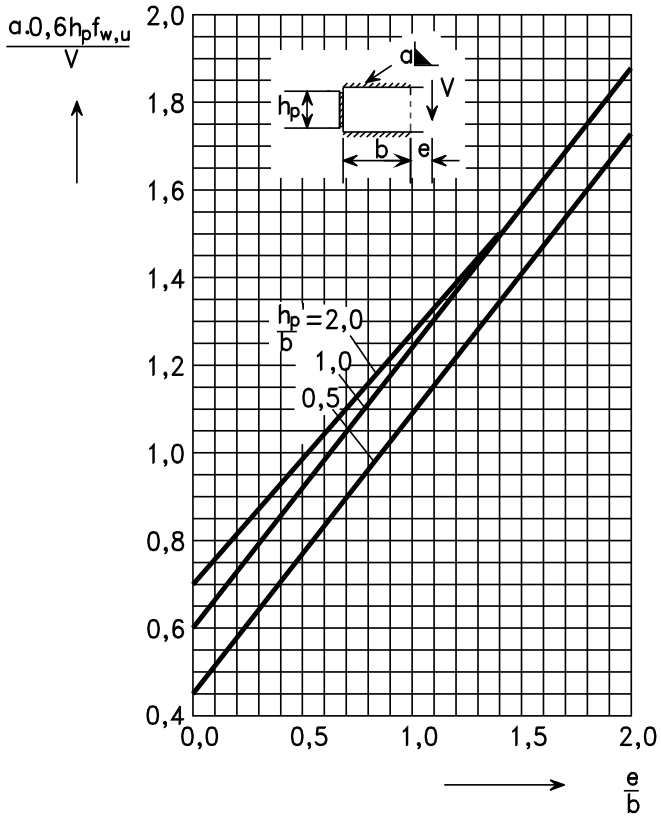


Figura 19 Diagrama para el cálculo de conjuntos de soldadura bajo carga excéntrica

acción del esfuerzo cortante está en el alma de dicha viga.

Según esta hipótesis, puede efectuarse el cálculo de los varios elementos de fijación y las correspondientes comprobaciones tal como se ha indicado anteriormente.

Si las alas superiores de ambas vigas deben estar situadas al mismo nivel, y se quiere mantener el momento de excentricidad tan pequeño como sea posible, debe recortarse una parte del ala de la viga secundaria para conformar una entalladura.

Si la viga principal y la secundaria tienen el mismo canto, esto puede efectuarse en el ala superior y en el ala inferior.

Las partes de la viga secundaria en las que se recortan el ala o las alas quedan más débiles. Deben efectuarse comprobaciones en estas secciones. La figura 21 muestra las dos secciones que pueden ser críticas. La sección transversal II-II debe comprobarse para la combinación de esfuerzos cortantes y momento flector. La sección neta I-I debe comprobarse para cortadura en bloque utilizando A_{neta} según Eurocódigo 3 (véase la figura 21).

En el apartado 1 de la lección 13.4.3 se discute la utilización de uniones de empalme para transferir fuerzas axiales. Las uniones de empalme en las vigas suelen transferir esfuerzos cortantes, aunque también puede requerírseles que transfieran un momento flector. Sin embargo, en muchos diseños las uniones de este tipo se colocan en un punto en el que el momento flector es cero. En estos casos, únicamente hay que conectar las almas de las vigas, porque es donde está localizado el esfuerzo cortante (véase también el apartado 2 de la lección 13.4.1).

La figura 22 muestra dos posibilidades. El diseño (a) es más frecuente. Como los grupos de tornillos I t II tienen la misma rigidez, es

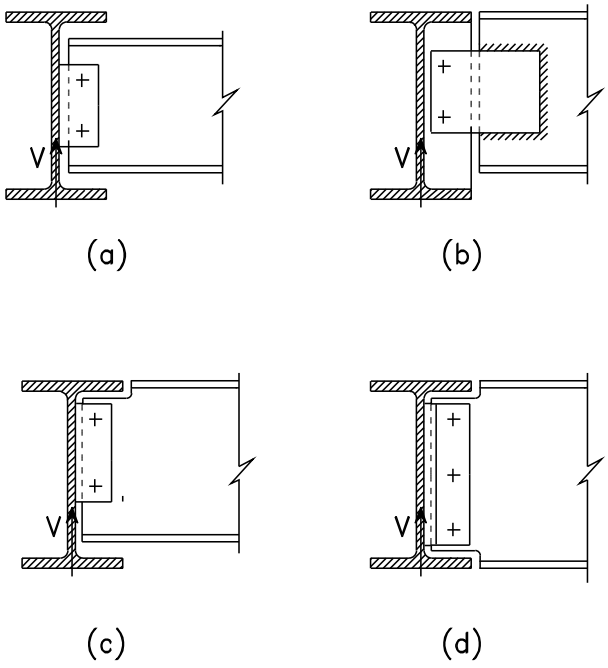


Figura 20 Uniones viga-viga

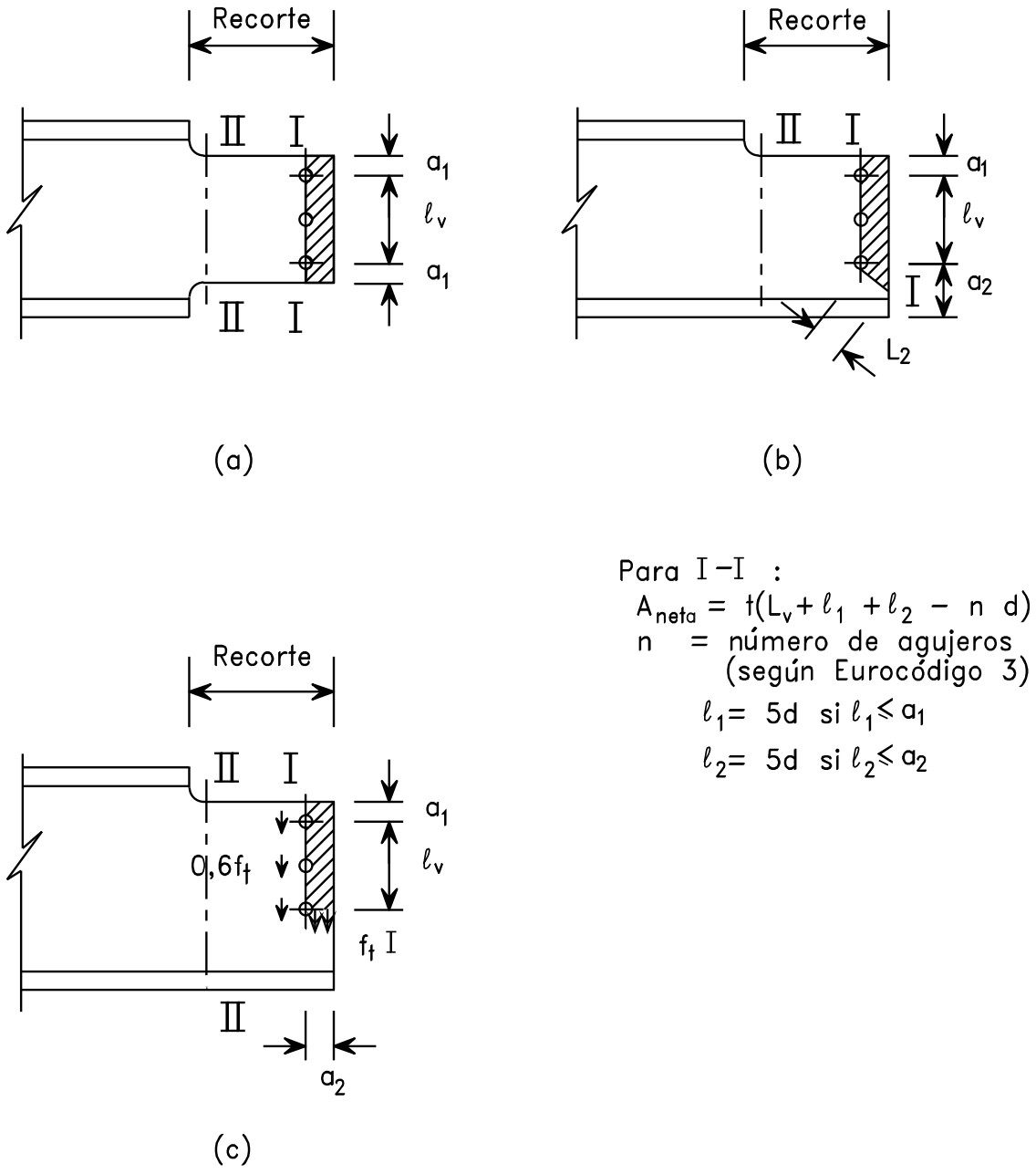


Figura 21 Posibles secciones críticas en los extremos de vigas secundarias

lógico seleccionar como centro de la junta el punto en el que el momento flector es cero. Los dos grupos de tornillos deben calcularse, pues, para el esfuerzo cortante V y el momento de excentricidad V . a. Para determinar las fuerzas en los tornillos, véase la figura 15 de la lección 13.4.2.

Si, además del esfuerzo cortante V, debe transferirse un momento flector M_{sp}, puede que también tengan que conectarse las alas. Sin embargo, puede que esta unión no haga falta si el momento es lo suficientemente pequeño como para que pueda ser transferido de forma segura sólo por las platabandas del alma, o sea, si en la figura 23a $M_{sp} \leq M_{alma}$.

El momento M_{sp} se transfiere parcialmente mediante las alas y parcialmente mediante el

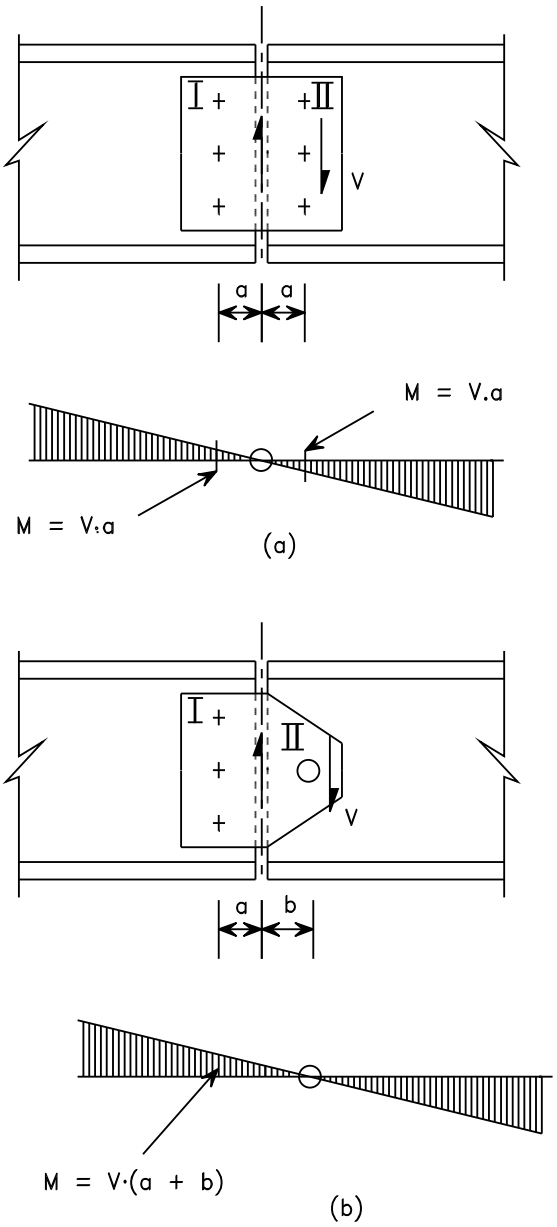


Figura 22 Uniones de empalme en vigas, ubicadas en los puntos en los que el momento flector es cero

alma, dependiendo las proporciones de las contribuciones relativas a la rigidez de la viga (I_{total}).

· Momento en las alas:

$$M_{ala} = \frac{I_{alas}}{I_{total}} \cdot M_{sp} \qquad (2\text{-}6)$$

· Momento en el alma:

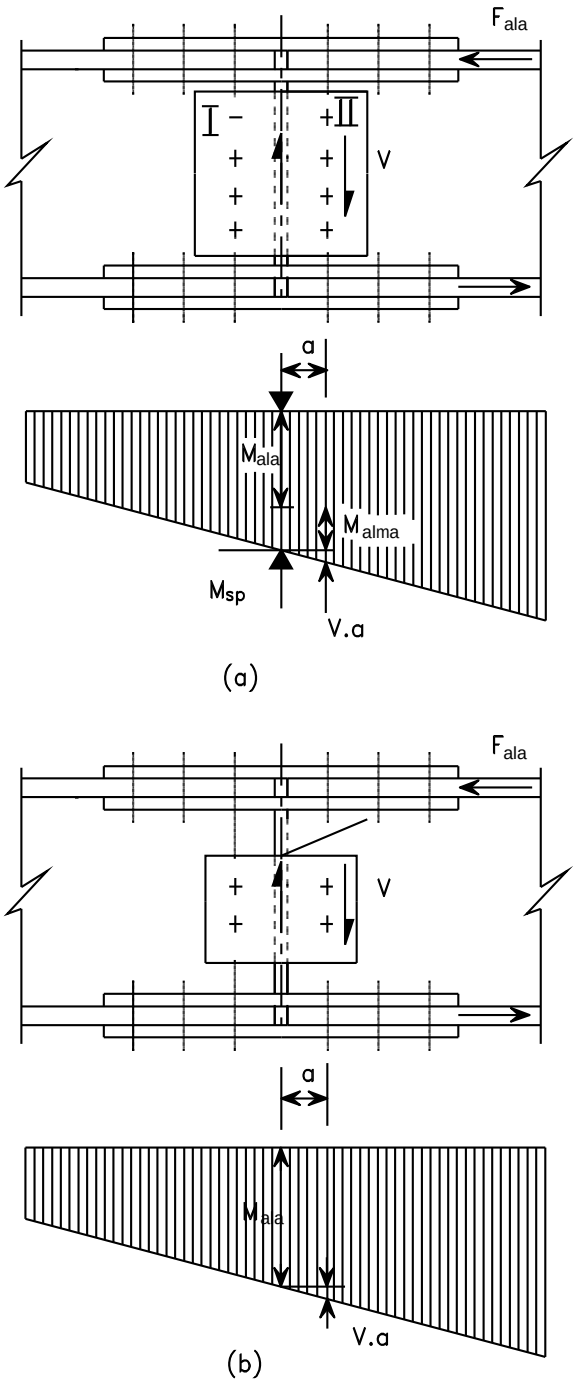


Figura 23 Empalmes de viga que transfieren esfuerzos cortantes y momentos flectores

$$M_{alma} = \frac{I_{alas}}{I_{total}} \cdot M_{sp} \qquad (2\text{-}7)$$

· La fuerza en las alas es, pues:

$$F_{ala} = \frac{M_{ala}}{(h - t_{ala})} \qquad (2\text{-}8)$$

El grupo de tornillos II de la figura 23a es un grupo que está más solicitado en el alma y debe calcularse para el esfuerzo cortante V y un momento flector: M_{alma} + V . a.

Otra posibilidad es suponer que la totalidad del momento flector M_{sp} se transfiere por las platabandas de las alas, tal como ilustra la figura 23b, en que:

$$M_{ala} = \frac{M_{sp}}{(h - t_{ala})} \qquad (2\text{-}9)$$

En este caso las placas del alma sólo tienen que transferir el esfuerzo cortante V (incluyendo el efecto de la excentricidad).Los cálculos estáticos y de carga son entonces los mismos que para la junta de la figura 22a.

3. RESUMEN FINAL

- Cuando se transfiere tracción axial mediante cubrejuntas, las uniones deben ser tan cortas como sea posible y deben evitarse las excentricidades.
- En uniones diseñadas para transmitir cortadura, la elección de la posición en la que el esfuerzo cortante es transferido determina la disposición de los momentos de excentricidad para los que deben ser dimensionados algunos de los elementos de unión.
- Cuando se conectan vigas de similar canto, de forma que se requieren entalladuras, deben efectuarse comprobaciones en la sección neta reducida para eliminar la posibilidad de agotamiento por cortadura en bloque.
- Existen varias posibilidades para la repartición de la carga entre los componentes en conexiones diseñadas para transmitir cortadura y flexión.

4. BIBLIOGRAFÍA

[1] Eurocode 3: “Design of Steel Structures ENV 1993-1-1: Part 1.1, General rules and rules for buildings, CEN, 1992.

5. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Owens, G. W. and Cheal, B. D., “Structural Steelwork Connections”, Butterworths & Co. (Publishers) Limited, 1989.

2. Kulak, G. L., Fisher, J. W. and Struik, J. H. A., “Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints”, Willey - Interscience, 2nd Edition, 1987.

3. Ballio, G. and Mazzolani, F. M., “Theory and Design of Steel Structures”, Chapman & Hall 1983.

4. Reprinted from Journal of Constructional Steel Research Vol 8, Edition W. F. Chen “Joint Flexibility in Steel Frames”.

ESDEP TOMO 13
DISEÑO DE UNIONES

Lección 13.4.4: Análisis de uniones: Resistencia a momento mediante tracción y compresión combinadas

OBJETIVOS/CONTENIDO

Revisar el comportamiento y las bases para el diseño de elementos locales en las uniones.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 2.5:	Introducción al Diseño de Edificios Industriales
Lección 2.7:	Introducción al Diseño de Edificios de Varias Plantas
Lección 3.3:	Propiedades Mecánicas de los Aceros
Lección 3.4:	Calidades y Tipos de Acero
Lección 13.1.2:	Introducción al Diseño de Uniones
Lecciones 13.2:	Uniones Soldadas
Lecciones 13.3:	Uniones con Tornillos
Lección 13.4.1:	Análisis de Uniones: Determinación de Esfuerzos
Lección 13.4.2:	Análisis de Conexiones: Distribución de Fuerzas en Grupos de Tornillos y Soldaduras
Lección 13.4.3:	Análisis de Uniones: Transferencia de Tracción Directa o Compresión y Cortante

LECCIONES AFINES

Lección 13.5:	Uniones Simples para Edificios
Lección 13.6:	Uniones de Momento para Pórticos Continuos
Lección 13.7:	Uniones de Rigidez Plástica Parcial para Pórticos Semicontinuos

RESUMEN

Este grupo de 4 lecciones (13.4.1 - 13.4.4) explica cómo puede analizarse el comportamiento de elementos locales en conexiones, para que cada componente pueda proporcionarse de manera segura para resistir las cargas que se le requiere que transfiera. Desarrolla, pues, los conceptos básicos que se presentaron en términos generales en la lección 13.1.2.

Esta última lección trata sobre la transferencia de momentos -en particular en las uniones viga a pilar. El momento se descompone en un esfuerzo de tracción y un esfuerzo de compresión locales actuando en un brazo de palanca adecuado para producir el par de fuerzas que iguale al momento de cálculo. También se trata la necesidad de considerar la cortadura en la zona del pilar inmediatamente adyacente a la unión en el caso de carga por momentos desequilibrados.

ABREVIATURAS

Se ha adoptado la notación del Eurocódigo 3 [1].

1. INTRODUCCIÓN

La transferencia del momento a través de una unión puede entenderse mejor si se descompone dicho momento en un par de esfuerzos localizados, de tracción y de compresión, actuando en un brazo de palanca adecuado para producir un par de fuerzas (véanse por ejemplo las figuras 2 y 3 de la lección 13.4.1). La forma más sencilla de efectuarlo en una unión viga a pilar sería una en la cual sólo las alas de la viga están unidas al pilar de forma tal que una de ellas transmita tracción, la otra compresión y el brazo de palanca es claramente la distancia entre los centros de gravedad de ambas. (Cualquier cortadura coexistente podría transferirse, lógicamente, a través de angulares en el alma o una placa del tipo de la figura 17 de la lección 13.4.3). La introducción en el pilar de estas fuerzas localizadas requiere una cuidadosa consideración de los posibles modos de colapso, y de este tema trata la primera parte de esta lección.

Cuando el pilar está sujeto a un momento asimétrico, porque la viga únicamente está presente en una cara, por ejemplo, entonces el momento o momentos también producen un efecto de cortadura en el tramo del pilar correspondiente al canto de la viga o vigas (véase por ejemplo la figura 3 de la lección 13.4.1). Este tramo se considera en la segunda parte de esta lección.

2. TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS DE TRACCIÓN

2.1 Criterios

La figura 1 muestra varias formas de uniones viga-a-pilar no rigidizadas efectuadas para transferir momentos. En la zona de tracción, marcada con un círculo, la fuerza de tracción debe transferirse del ala de la viga al alma del pilar.

La magnitud de la fuerza de tracción que puede transferirse sin rigidizar el pilar depende de la resistencia en esta zona de la unión a toda una serie de posibles modos de agotamiento. Estas posibilidades se indican en la figura 2, tanto para uniones soldadas como para uniones atornilladas.

El cálculo consiste en reconocer que "la resistencia de la cadena la determina el eslabón más débil". Para cada una de las posibilidades potenciales de colapso, se determina la resistencia de cálculo T. En el apéndice J del Eurocódigo 3 [1] se dan las reglas para estos cálculos. Tiene el control el más pequeño de los valores T calculados.

Lo expuesto en el apéndice J del Eurocódigo 3 se basa en uniones viga-a-pilar. Sin embargo, algunas reglas de cálculo también son aplicables en otros tipos de uniones.

La determinación de la resistencia de cálculo de los elementos de fijación individuales, soldaduras y tornillos, se presenta en las lecciones 13.2 y 13.3. Los elementos de fijación individuales utilizan los criterios 3 y 4 de la figura 2. Los demás criterios se discuten más adelante. Se describen también las posibilidades de refuerzo de la unión y el cálculo de estas uniones reforzadas.

2.2 Agotamiento Plástico del Ala del Pilar

A. Unión soldada

La figura 3 muestra un modelo de unión soldada a una ala del pilar. Una parte de la fuerza de tracción se transfiere por tensión normal

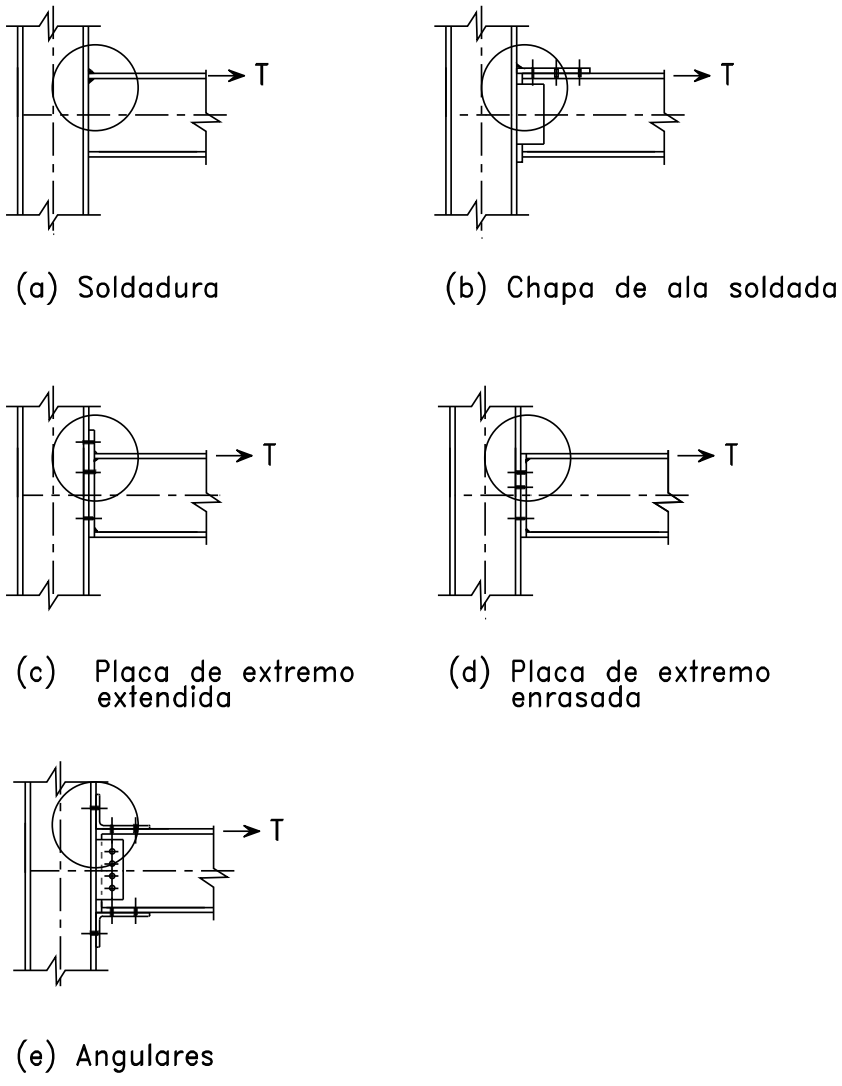
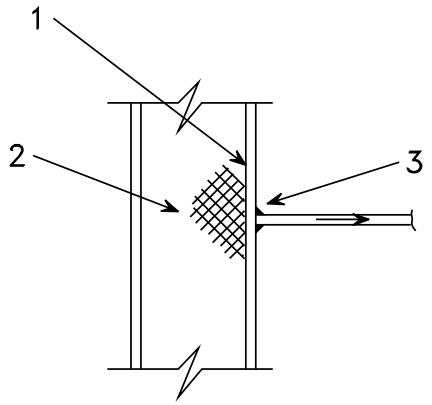
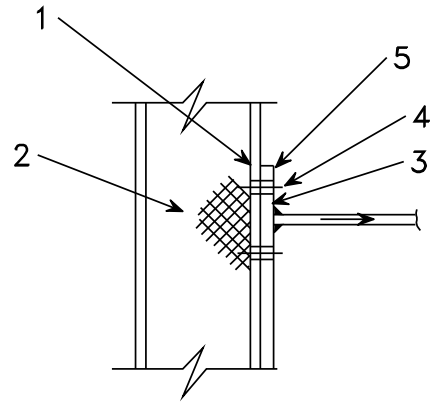


Figura 1 La zona de tracción de uniones viga-pilar



1. Agotamiento plástico del ala del pilar
2. Fluencia / Rotura del alma del pilar
3. Rotura de las soldaduras



4. Rotura de los tornillos
5. Agotamiento plástico de la placa de extremo o, respectivamente, de los angulares

Figura 2 Criterios de control de la zona de tracción en uniones no rigidizadas

directa sin flexión del ala. La anchura de esta parte es $t_{wc} + 2\ r_c$. La fuerza de tracción a través de esta parte es.

$$F_{tl} = f_{yb} \cdot t_{fb} (t_{wc} + 2\ r_c) \qquad (1\text{-}1)$$

La parte restante de la fuerza de tracción debe transferirse por medio de flexión del ala del pilar al alma del mismo.

Para este caso de carga puede adoptarse un modelo de cálculo, tal como se indica en la figura 3, basado en una placa empotrada en tres bordes con una carga lineal en el medio.

Si se aplica la teoría de la línea de fluencia, se da una carga de agotamiento proporcional a la resistencia al momento plástico de la placa m_p.

$$F_{t2} = 2\ C\ m_p \qquad (1\text{-}2)$$

$$m_p = \frac{1}{4}\ f_{yc}\ t_{fc}^2 \qquad (1\text{-}3)$$

$$F_{t2} = 2\ C\ \frac{1}{4}\ f_{yc}\ t_{fc}^2 \qquad (1\text{-}4)$$

El coeficiente C se obtiene empíricamente [2]. Parece ser que un valor mínimo seguro es:

$$C = 14.$$

Entonces, la resistencia de cálculo total del ala de pilar no rigidizada se deduce de las ecuaciones (1-1) y (1-4):

$$F_t = f_{yb}\ t_{fb}\ (t_{wc} + 2\ r_c) + 7\ f_{yc}\ t_{fc}^2 \qquad (1\text{-}5)$$

o:

$$F_t = f_{yb}\ t_{fb}\ b_{eff} \qquad (1\text{-}6)$$

con:

$$b_{eff} = t_{wc} + 2\ r_c + 7\ \frac{f_{yc}}{f_{yb}} \cdot \frac{t_{fc}^2}{t_{fb}} \qquad (1\text{-}7)$$

Esta ecuación para b_{eff} también se discute en la lección 13.2.3.

A causa de las limitaciones de las pruebas [3] efectuadas para determinar C, la anchura eficaz para determinar F_{t2} se limita a $7\ t_{fc}$:

$$F_t \leq f_{yb}\ t_{fb}\ (t_{wc} + 2\ r_c + 7\ t_{fc}) \qquad (1\text{-}8)$$

Para proveer una capacidad de deformación suficiente, hace falta que el ala de la viga alcance la fluencia antes de que se rompa la soldadura o el ala del pilar. Para lograrlo, la resistencia de cálculo del ala del pilar no rigidizado

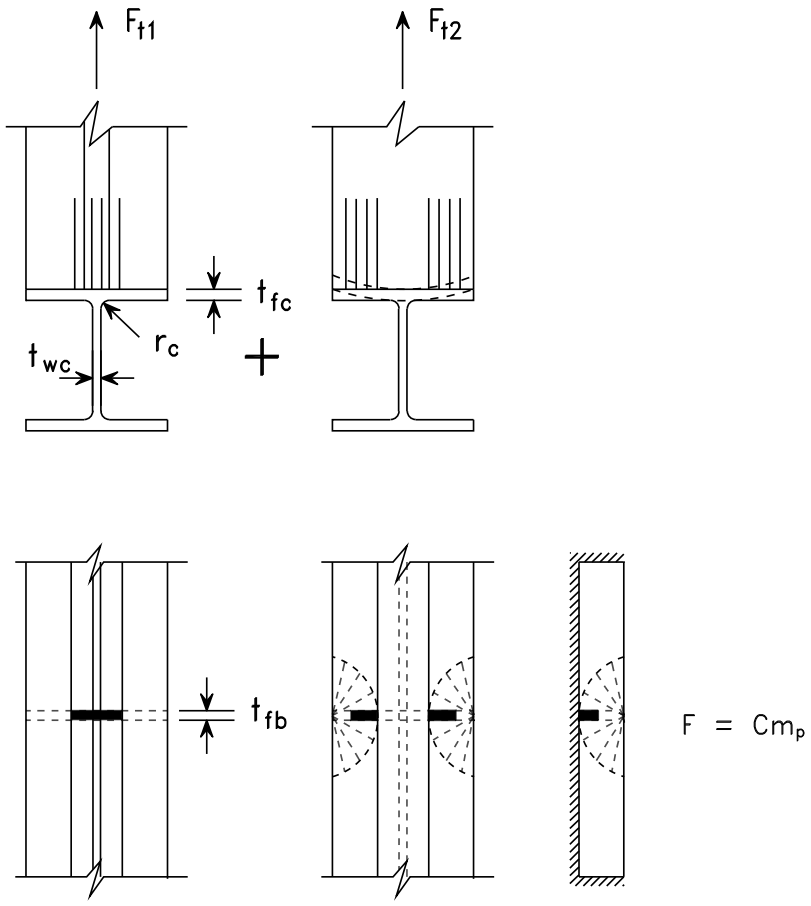


Figura 3 Resistencia de un ala de pilar no rigidizada

debe ser por lo menos el 70% del límite de fluencia del ala de la viga:

$$F_t \geq 0{,}7\ F_{y.bf} = 0{,}7\ f_{yb}\ t_{fb}\ b_{fb} \qquad (1\text{-}9)$$

Si no se cumple este requisito, la unión debe reforzarse mediente chapas de rigidización, tal como se indica en la figura 4.

Colocar placas de rigidización cortas ofrece ventajas durante la fabricación, porque no hace falta que sus medidas correspondan a la distancia real entre las alas. Normalmente se escogen un espesor y clase de acero de las placas de rigidización iguales a los del ala de la viga.

B. Unión atornillada

Contrariamente a lo que sucede en una unión soldada, cuando se utiliza una disposición atornillada la fuerza de tracción total a transferir vía el ala del pilar únicamente origina momentos flectores, no transferencia directa de carga (véase la figura 5).

Para comprender las varias fuerzas presentes en este tipo de unión, va bien considerar primero un caso más sencillo. Se escogen dos fragmentos de perfiles en T, se conectan mediante dos tornillos y se cargan con una fuerza de tracción F_t (véase la figura 6).

Inicialmente, se supone que la fuerza en cada tornillo es 0,5 F_t y que el ala está diseñada para transferir mediante flexión estas fuerzas de los tornillos (véase la figura 7). El grosor t_f necesario se obtiene de:

$$F_B = 0{,}5\ F_t \qquad (1\text{-}10)$$

$$0{,}5\ F_t \cdot m = M_{pl} \qquad (1\text{-}11)$$

$$F_t = \frac{2\,M_{pl}}{m} = \frac{2\,l\,m_{pl}}{m} \qquad (1\text{-}12)$$

$$f_t = \frac{2\,\frac{1}{4}\,t_f^2\,f_y\,l}{m} \qquad (1\text{-}13)$$

$$F_t = \frac{t_f^2\,f_y\,l}{2\,m} \qquad (1\text{-}14)$$

$$t_f = \frac{\sqrt{2\,F_t\,m}}{l\,f_y} \qquad (1\text{-}15)$$

En las ecuaciones anteriores, las dimensiones de los tornillos y del ala son tales que la resistencia de los tornillos a la tracción controla la fuerza de la unión. Cuando está a punto de suceder el agotamiento, las alas se separan en todo el área.

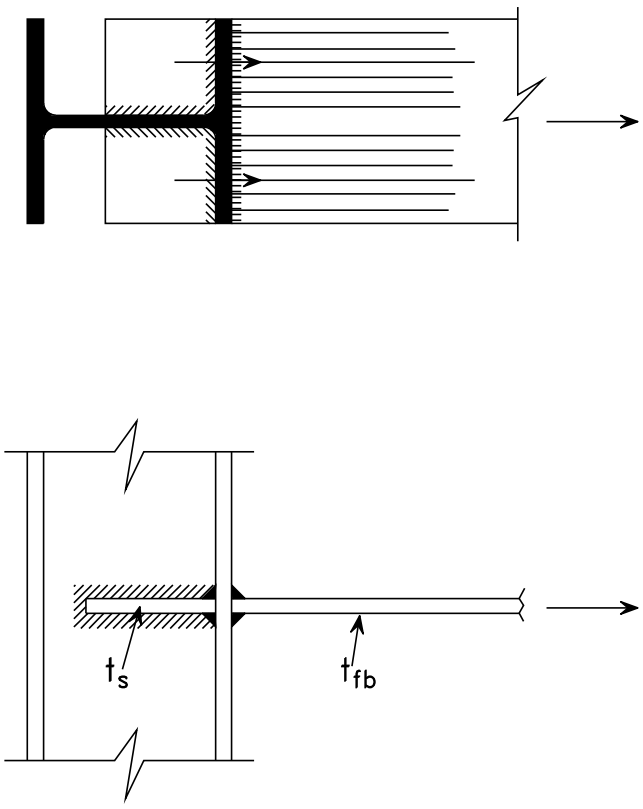


Figura 4 Placas rigidizadoras como refuerzo del ala del pilar

Si se eligen tornillos más fuertes, la fuerza de tracción límite aumenta por encima del valor dado en la ecuación (1-14). Con tornillos más fuertes las alas de los fragmentos en T alcanzan la fluencia, mientras que la deformación del tornillo se reduce (véase la figura 8).

Ahora, en la iniciación del agotamiento, las alas no se separan en todo el área, sino que se desarrollan fuerzas de contacto en las aristas. Estas fuerzas de contacto se denominan fuerzas de palanca; originan un momento flector adicional en las alas. Cuando son suficientemente grandes, el momento flector es igual al momento plástico m_{pl}. En esta situación se dan cuatro líneas de fluencia.

Ahora puede efectuarse el análisis siguiente:

$$0{,}5\ F_t \cdot m = 2\ M_{pl} \qquad (1\text{-}16)$$

$$F_t = \frac{4\,M_{pl}}{m} = \frac{4\,l\,m_{l\,p}}{m} \qquad (1\text{-}17)$$

$$F_t = \frac{4\,\frac{1}{4}\,t_f^2\,f_y\,l}{m} \qquad (1\text{-}18)$$

$$F_t = \frac{t_f^2\,f_y\,l}{m} \qquad (1\text{-}19)$$

$$t_f = \sqrt{\frac{F_t\,m}{l\,f_y}} \qquad (1\text{-}20)$$

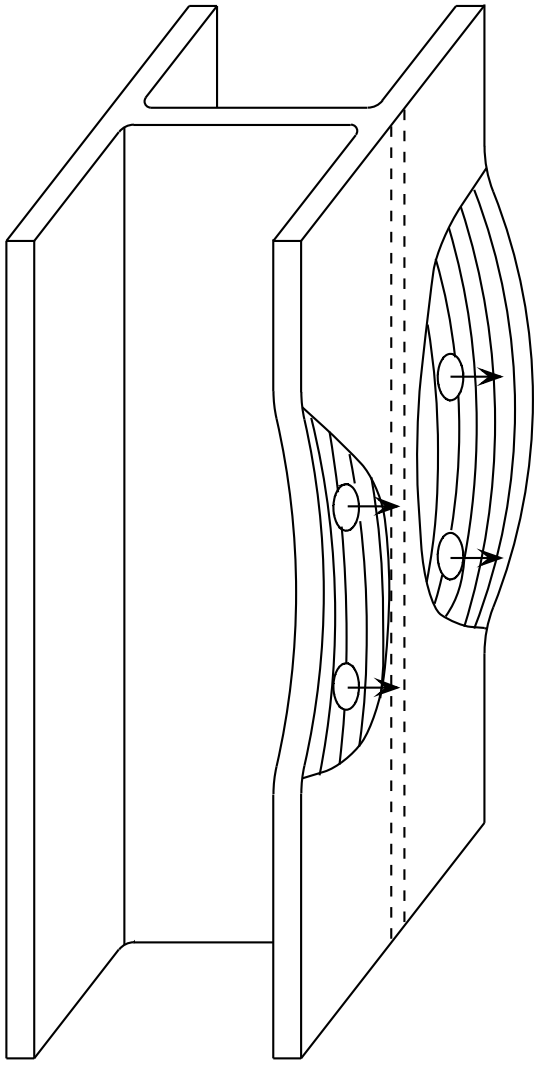


Figura 5 Unión atornillada con transferencia del esfuerzo de tracción a través de flexión en el ala del pilar

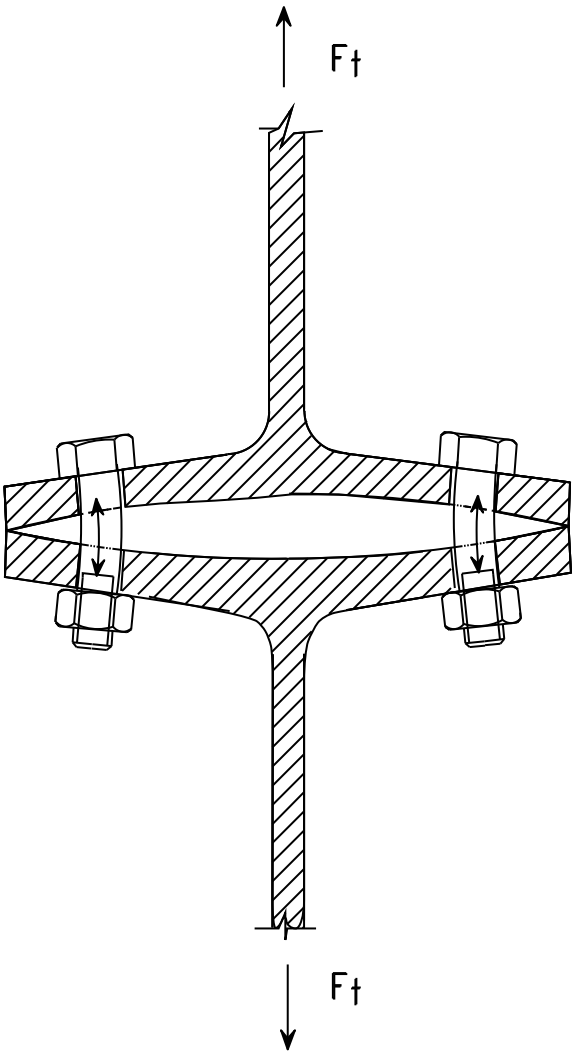


Figura 6 Modelo de transferencia de esfuerzo de tracción

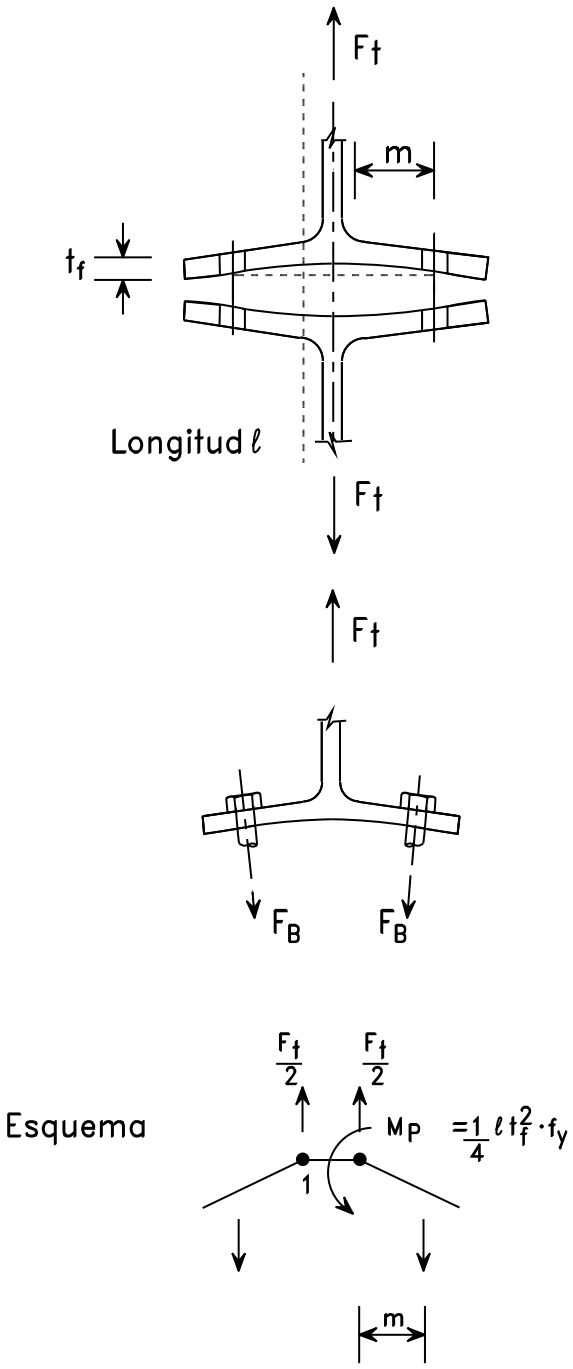


Figura 7 La resistencia de los tornillos determina la resistencia de la unión

$$Q = \frac{m}{n} \cdot \frac{l\, m_{pl}}{m} = \frac{m}{n} \cdot \frac{1}{4} \cdot F_t \qquad (1\text{-}21)$$

$$Q = \frac{m}{n} \cdot \frac{l\, m_{pl}}{m} = \frac{m}{n} \cdot \frac{1}{4} \cdot F_t \qquad (1\text{-}22)$$

$$F_t + 2\,Q = \Sigma\, F_B = \Sigma\, F_{t.u} \qquad (1\text{-}23)$$

$$F_t + 0{,}5\ \frac{m}{n}\ F_t = \Sigma\, F_{t.u} \qquad (1\text{-}24)$$

con:

de lo que se deduce:

$$\gamma = \frac{n}{m} \qquad (1\text{-}25)$$

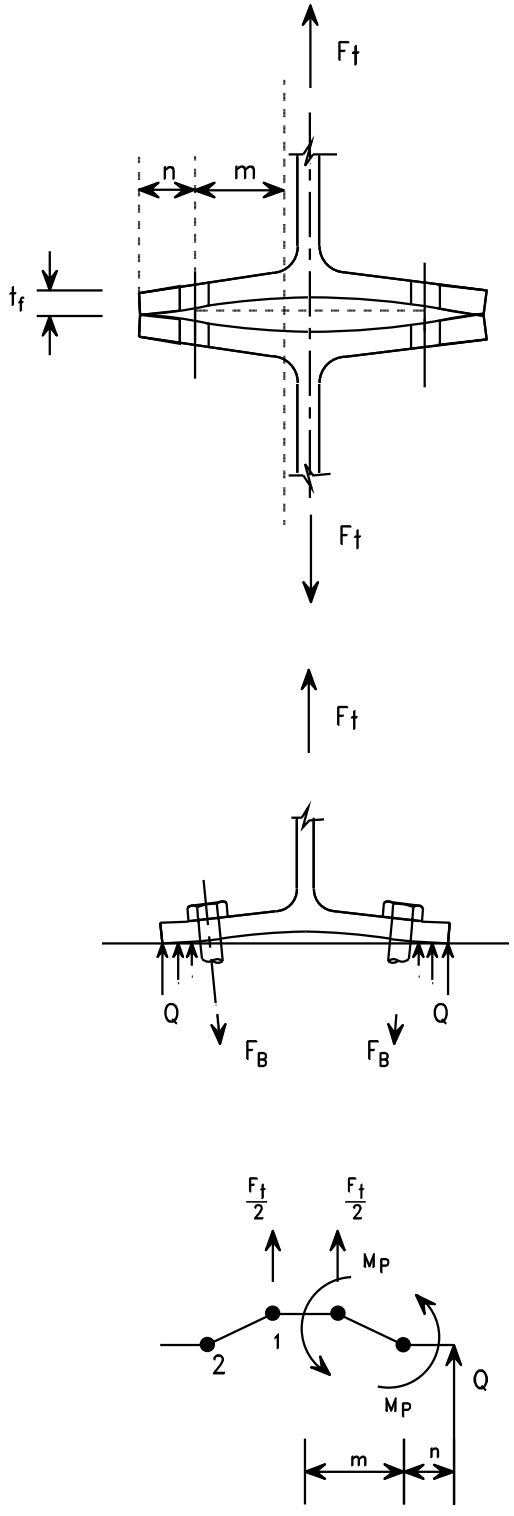


Figura 8 La resistencia del ala determina la resistencia de la unión

$$F_t = \frac{2\gamma}{2\gamma+1}\Sigma F_{t.u} \qquad (1\text{-}26)$$

Entre los dos extremos (figuras 7 y 8), hay un caso intermedio en el que están presentes las fuerzas de palanca, pero los tornillos se rompen antes de que, en las alas, el mecanismo con cuatro líneas de fluencia se haya desarrollado totalmente.

Utilizando las ecuaciones anteriores, puede trazarse un diagrama que muestra la relación entre la resistencia de la placa y la del tornillo y los modos de agotamiento que las acompañan (véase la figura 9).En la figura 9, γ y β tienen el siguiente significado:

$$\gamma = \frac{n}{m} \quad \text{pero} \quad \gamma \leq 1{,}25 \qquad (1\text{-}27)$$

$$\beta = \frac{\Sigma l\, t_f^2\, f_y}{m \Sigma F_{t.u}} \qquad (1\text{-}28)$$

Se recomienda diseñar la unión de forma que el modo de agotamiento (1) únicamente controle, $\beta = 2\gamma/(1 + 2\gamma)$, porque entonces se tiene la capacidad de deformación de la mejor forma posible y la fuerza del tornillo es consistente con la resistencia del ala (m). En el modo de agotamiento (3) la deformación proviene principalmente de alargamientos en los tornillos. Estas deformaciones son pequeñas comparadas con las deformaciones plásticas de las alas en el modo de agotamiento (1). Puede aumentarse la capacidad de deformación de los modos de agotamiento (2) y (3) seleccionando tornillos con roscas en toda su longitud.

Según el apéndice H del Eurocódigo 3 [1], debe suponerse que la zona de tracción de una ala de pilar no rigidizada actúa como una serie de segmentos en T equivalentes con una longitud total igual a la longitud de pandeo total Σl_{eff} del patrón de tornillos en la zona de tracción de la unión.

Según la teoría de la línea de fluencia, la longitud de pandeo l_{eff} apropiada para cada uno de estos segmentos en T puede calcularse (véanse las figuras 10 y 11).

Si la distancia entre filas de tornillos es grande, se forma un patrón de líneas de fluencia

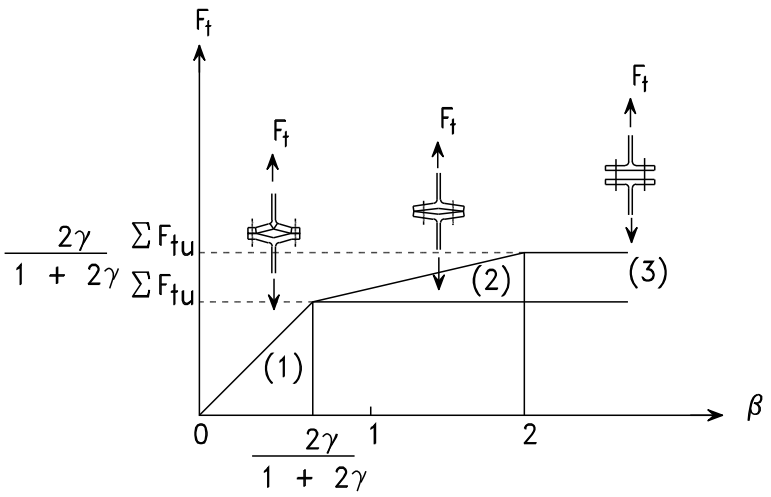


Figura 9 La relación entre la resistencia de la placa (ala) y la del tornillo demostrada en el segmento T

separado alrededor de cada tornillo (véase la figura 10).

El patrón circular domina si e es grande con respecto a m, como

si e > 1,8 m (1-29)

Los valores para l_{eff} son:

- Para una fila de tornillos:

$l_{eff} = 4\,m + 1{,}25\,e$ (1-30)

$l_{eff} = 2\,\pi\,m$ (1-31)

- Para segmentos en T combinados:

$l_{eff} = 0{,}5\,p +$

$+ 2\,m + 0{,}625\,e$ (32)

$l_{eff} = 0{,}5\,p + \pi\,m$ (1-33)

Contrariamente a las uniones soldadas, cuando se utilizan uniones atornilladas se puede fortalecer la unión con placas de rigidización de forma tal que puede transferirse la fuerza desde el ala de la viga al alma del pilar sin flexión del mismo (véase la figura 12).

Si se utilizan chapas de rigidización, aumenta la rigidez y la fuerza del ala del pilar. Este aumento es beneficioso para la resistencia de cálculo de las filas de tornillos cercanos a estas placas de rigidización.

La resistencia de las filas de tornillos puede calcularse introduciendo un fragmento en T con una longitud equivalente l_{eff}.

Según el apéndice J del Eurocódigo 3, el valor de l_{eff} es igual a:

$l_{eff} = \alpha\, m_1$ (1-34)

En la figura 13 se dan valores para α. Este diagrama se establece en base a la teoría de la línea de fluencia y los resultados de los ensayos [4]. El valor de α depende de la geometría cerca de la placa de rigidización.

En la ecuación para λ_1 y λ_2 (los valores en los ejes horizontal y vertical de la figura 13), m_1 es la distancia entre el tornillo y el alma del pilar,

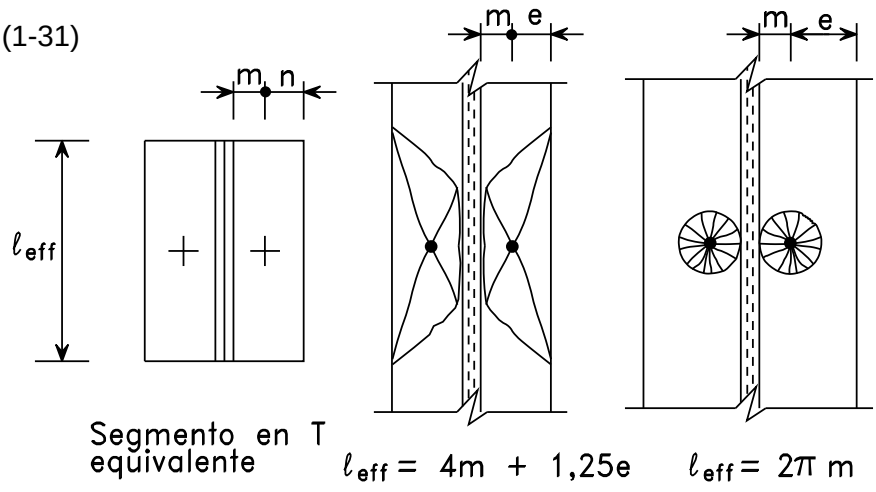


Figura 10 Longitud eficaz de un segmento en T equivalente, suponiendo una fila de tornillos

y m_2 es la distancia entre el tornillo y la placa de rigidización.

De forma alternativa, el ala del pilar puede reforzarse utilizando placas adosadas como se indica en la figura 14.

La longitud de estas placas debe ser por lo menos la longitud de l_{eff} para el patrón de tornillos considerado.

Las placas adosadas al ala incrementan el momento plástico de la línea de fluencia a través de los tornillos, pero no el momento plástico en la unión del ala con el alma (véanse las figuras 7 y 8).

Claramente, las placas de refuerzo sólo son efectivas si el modo de agotamiento (1) en la figura 9 es decisivo (véase la figura 8).

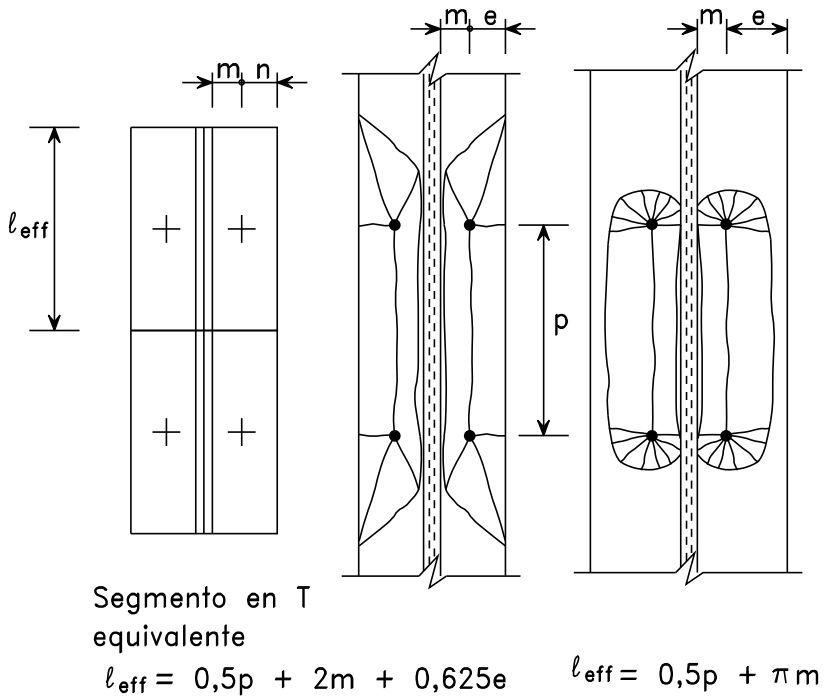


Figura 11 Longitud eficaz de un segmento en T equivalente, suponiendo un patrón combinado

La ecuación (1-17) puede modificarse para admitir la línea de fluencia adicional:

$$F_t = \frac{4\,M_{p.f} + 2\,M_{p.bp}}{m} \qquad (1\text{-}35)$$

$$F_t = \frac{4\,\frac{1}{4}\,t_f^2\,f_y\,l_{eff} + 2\,\frac{1}{4}\,t_{bp}^2\,f_y\,l_{eff}}{m} \qquad (1\text{-}36)$$

$$F_t = \frac{(t_f^2 + 0{,}5\,t_{bp}^2)\,f_y\,l}{m} \qquad (1\text{-}37)$$

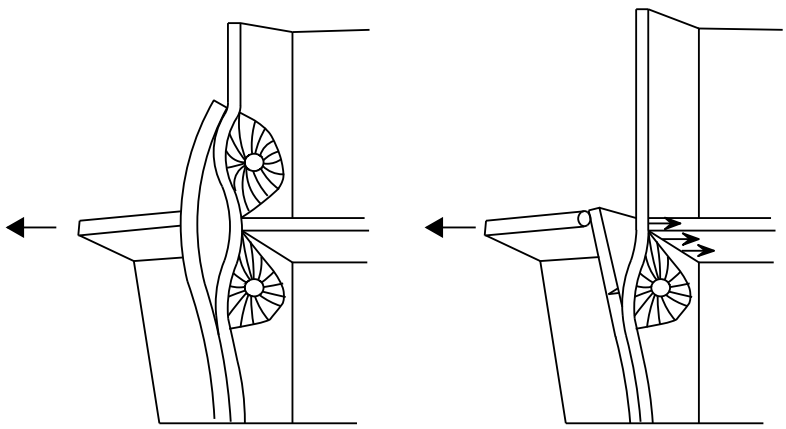


Figura 12 Refuerzo del ala del pilar mediante chapas rigidizadoras

Debe apuntarse que, como únicamente aparece una línea de fluencia, debe utilizarse un factor de 2 para 2 $M_{p.bp}$ en la ecuación (1-35).

De las ecuaciones anteriores puede concluirse que, si $t_f = t_{bp}$, la utilización de placas adosadas proporciona un incremento del 50% en la resistencia de cálculo del ala del pilar.

2.3 Fluencia/Rotura del Alma del Pilar

La fuerza F se extiende en el alma del pilar hasta una longitud b_{eff}

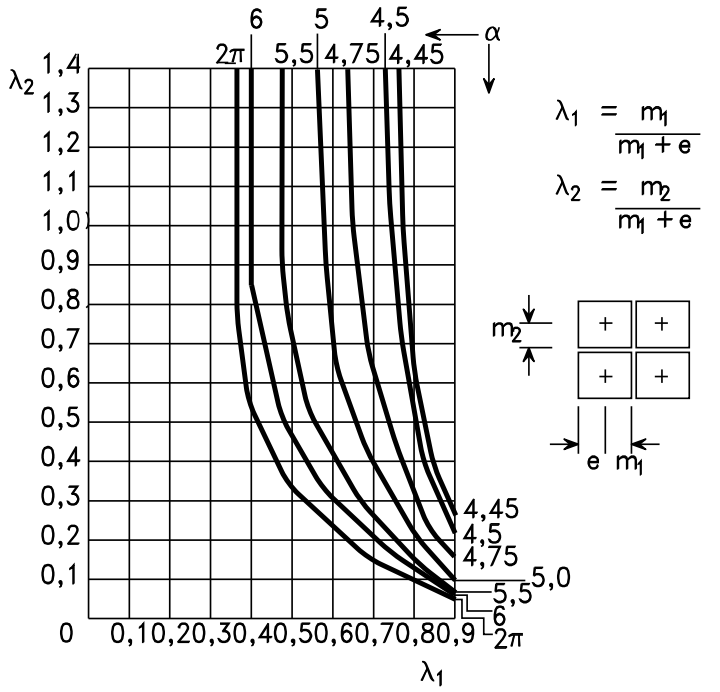


Figura 13 Diagrama para la determinación de la longitud eficaz de un segmento en T equivalente, aplicando chapas rigidizadoras

(véase la figura 15). Se supone que se alcanza la carga de agotamiento si la tensión media F_t en la longitud b_{eff} es igual a la tensión de fluencia:

$$F_t = f_{yc}\, t_{wc}\, b_{eff} \qquad (1\text{-}38)$$

Para una unión soldada, se utiliza la misma expresión b_{eff} en la zona de tracción y en la zona comprimida. Aunque las pruebas muestran que la resistencia en la zona de tracción generalmente es mayor que en la zona comprimida, se utiliza la misma ecuación por razones de simplicidad.

Según el Eurocódigo 3, b_{eff} para una unión viene dada por:

$$b_{eff} = t_{fb} + 2\sqrt{2}\, a_b + 5\,(t_{fc} + r_c) \qquad (1\text{-}39)$$

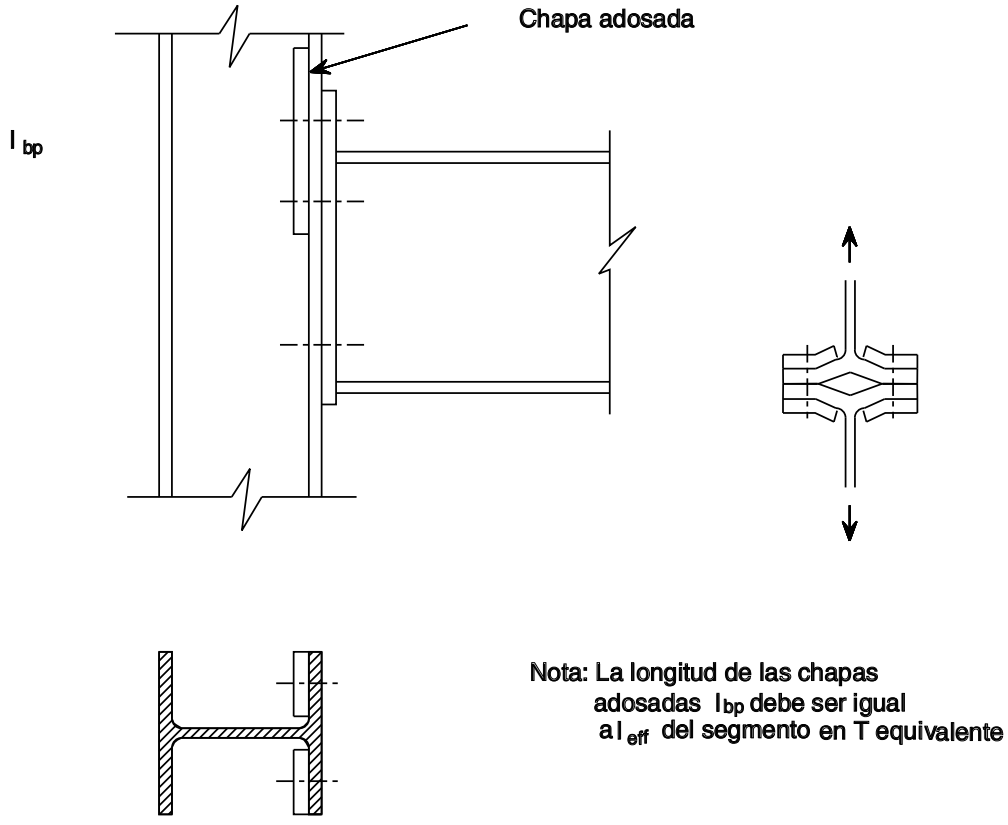


Figura 14 Refuerzo del ala del pilar mediante chapas adosadas

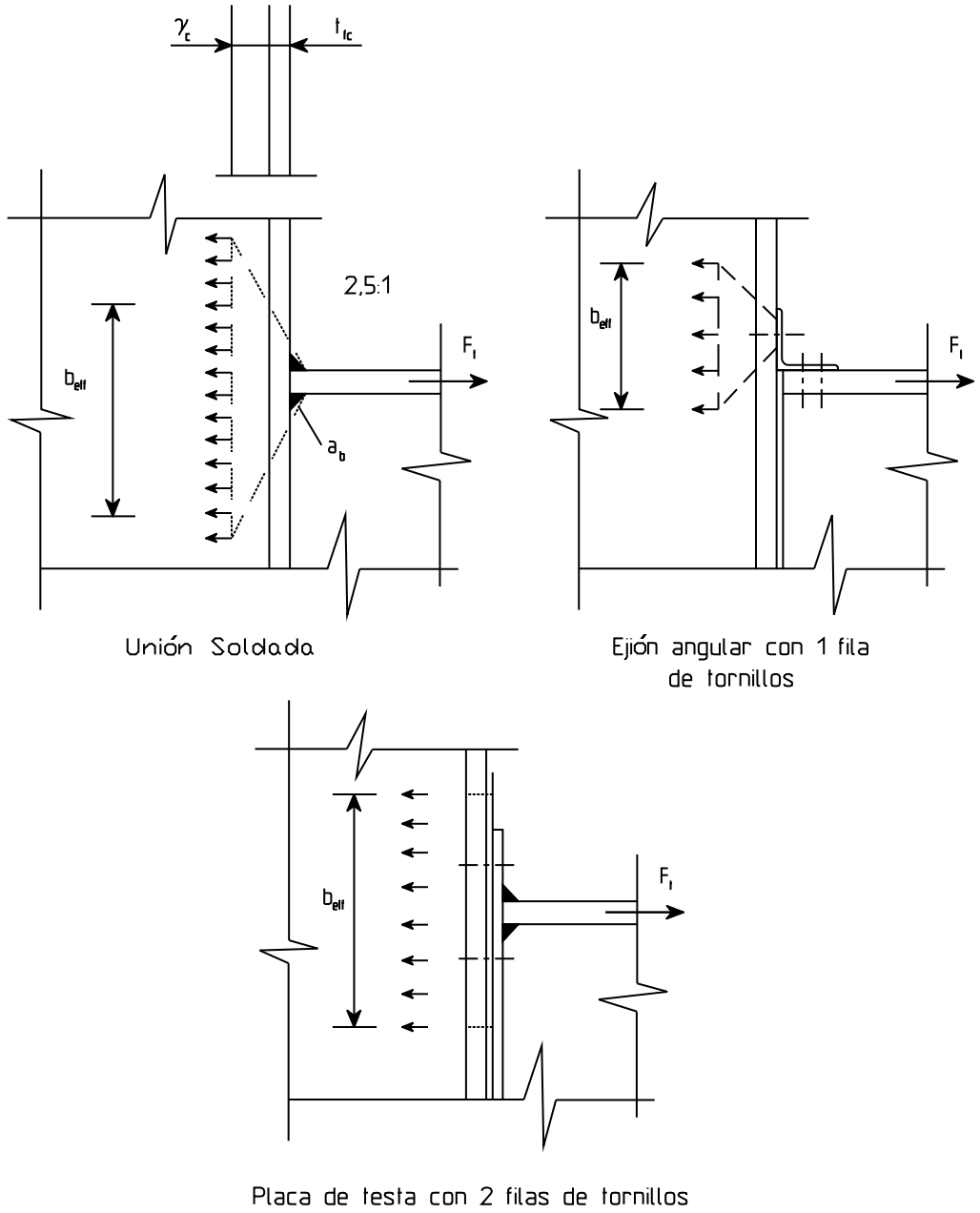


Figura 15 Longitud efectiva de la zona de tracción en el alma del pilar

Para una unión atornillada, la longitud de pandeo del alma del pilar en la zona de tracción se considera igual a la longitud de pandeo total de los fragmentos en T equivalentes (véase el apartado 1.2).

El alma del pilar puede reforzarse mediante placas de rigidización y/o chapas de alma suplementarias (véase la figura 16).

Si sólo hay una chapa en una cara del alma y está unida mediante soldaduras a tope, sólo puede utilizarse la mitad del grosor de la placa para la determinación de la resistencia de cálculo. Ello es debido a la excentricidad y al diseño de las soldaduras. Si se tienen soldaduras en ángulo, debe dejarse algo de espacio entre el ala y el borde de la placa para permitir una ejecución razonable de la soldadura. Por ello, la fuerza debe

transferirse a través del grosor del alma. Entonces, el grosor efectivo del alma del pilar y el de la chapa de alma suplementaria combinados no deben ser superiores a 1,4 veces el espesor de alma (1,4 t_{wc}).

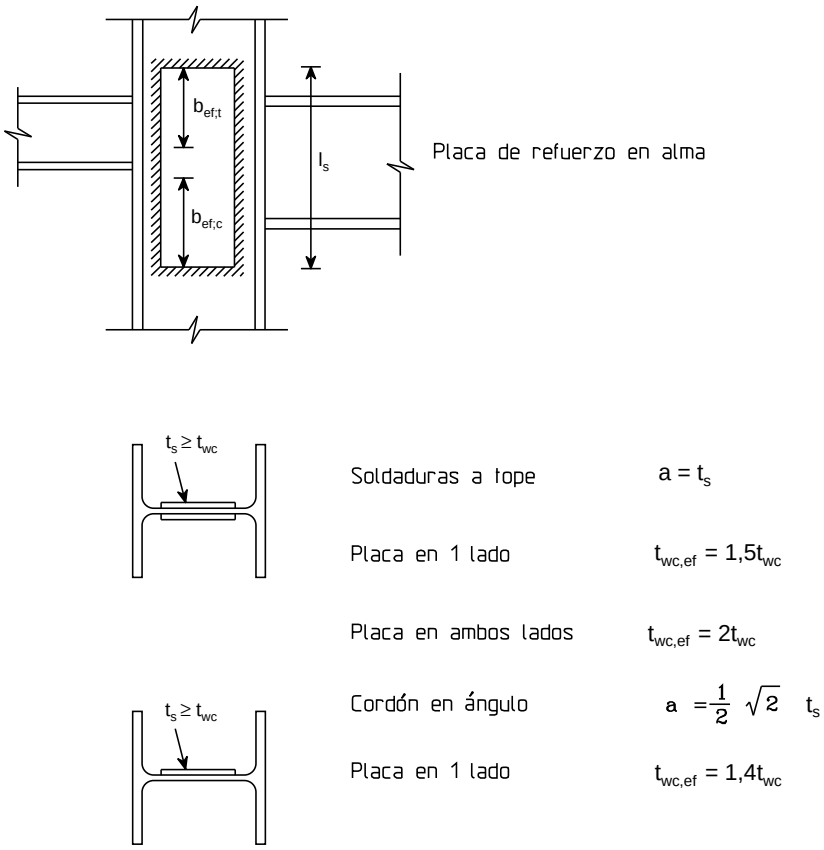


Figura 16 Alma del pilar reforzada con placas adicionales soldadas

3. TRANSFERENCIA DE FUERZAS DE COMPRESIÓN

La acción de una fuerza de compresión en un pilar no rigidizado puede originar una abolladura del alma del mismo. Se han efectuado pruebas en probetas especiales [5], tal como muestra la figura 17, y en uniones viga-a-pilar completas para establecer un modelo de cálculo. El modelo que de ello se ha deducido es que el alma del pilar empieza a abollarse si la tensión media en cierta longitud de pandeo iguala a la tensión de fluencia. Este modelo es, pues, básicamente el mismo que el utilizado anteriormente para la transferencia de una fuerza de tracción en el alma.

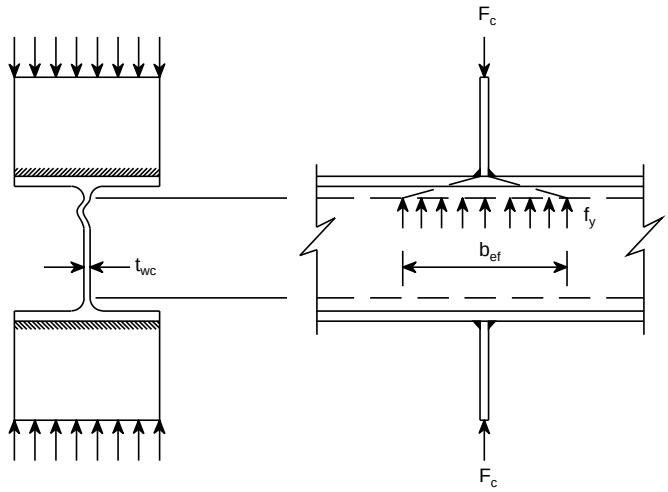


Figura 17 Ensayo para determinar b_{eff} en la zona de compresión

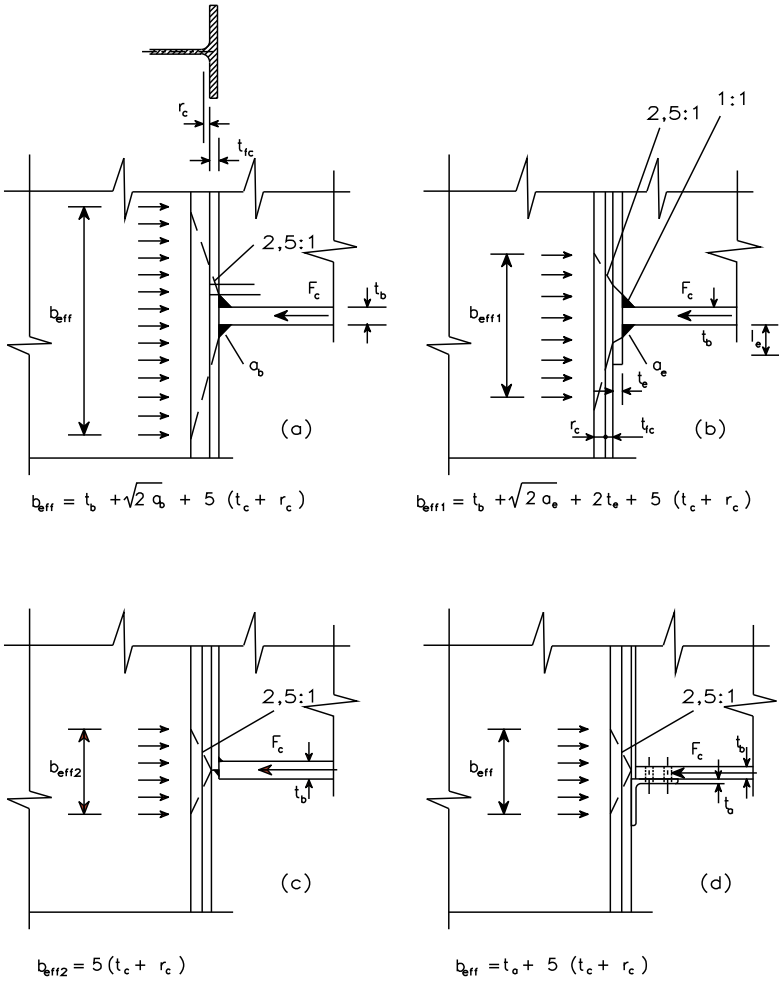


Figura 18 Longitud efectiva de la zona de compresión en el alma del pilar

$$F_c = f_{yc}\, t_{wc}\, b_{eff} \qquad (2\text{-}1)$$

En la figura 18 se dan ecuaciones para b_{eff} que pueden utilizarse en varios diseños de la zona comprimida. La hipótesis de partida en estas ecuaciones es que la dispersión en el ala del pilar y el radio de la misma tienen una pendiente de 2,5: 1, y la pendiente en otras partes de la unión es 1 : 1.

En el modelo de las figuras 18b y 19 con la placa de extremo extendida, se supone que la placa bajo el ala de la viga fluye antes de que se alcance la carga de pandeo en el alma del pilar. En este caso, la fuerza de compresión F_c se dispersa sobre el grosor de la placa.

La proyección de la placa de extremo debe obedecer la siguiente condición:

$$f_y\, W_{pl.placa\ extremo} \le F_c\, l_e \qquad (2\text{-}2)$$

$$f_y\, \frac{1}{4}\, b_p\, t_p^{\,2} \le F_c\, l_e \qquad (2\text{-}3)$$

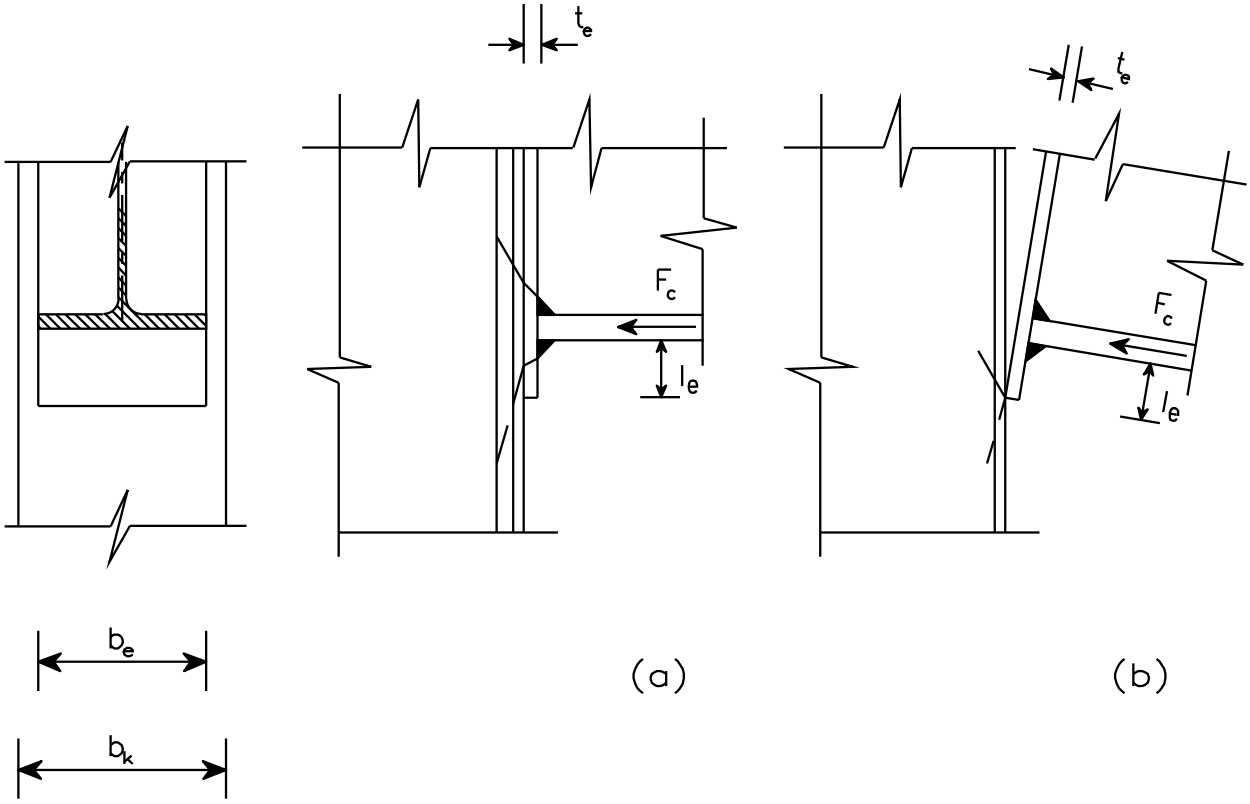


Figura 19 Comportamiento de la placa de testa ampliada en la zona de compresión de la unión

$$l_e \geq \frac{f_y\, b_p\, t_p^2}{4\, F_c} \qquad (2\text{-}4)$$

Si no se cumple la condición de la ecuación (2-4), se forma un punto duro en el borde de la placa de extremo. Entonces, la longitud de pandeo b_{eff} es más pequeña:

$$b_{eff} = 5\,(t_c + r_c) \qquad (2\text{-}5)$$

Sin embargo, el brazo de palanca entre la fuerza de tracción y la fuerza de compresión es algo más grande. Ello representa una ventaja.

En el caso de grandes esfuerzos axiales en el pilar, se reduce la carga de abolladura en la zona comprimida. Siempre que la tensión axial σ_n sea menor que 0,5 f_y, el efecto puede despreciarse. Para valores mayores de σ_n, la resistencia de cálculo para la fuerza de compresión F_c debe calcularse a partir de la siguiente ecuación:

$$F_c = f_{yc}\, t_{wc}\, b_{eff} \left(1{,}25 - 0{,}5\,\frac{\sigma_n}{f_{yc}}\right) \qquad (2\text{-}6)$$

La segunda parte de esta ecuación es el coeficiente de reducción:

$$R = 1{,}25 - 0{,}5\,\frac{\sigma_n}{f_{yc}} \quad \text{pero} \quad R \leq 1{,}0 \qquad (2\text{-}7)$$

El pilar también puede reforzarse en la zona comprimida con placas de rigidización entre las alas o con una chapa de alma suplementaria.

4. TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS CORTANTES (ZONA DE CORTADURA)

En uniones no simétricas, como por ejemplo uniones en T y en la arista, el alma del pilar también está cargada con un esfuerzo cortante F_v. La carga por esfuerzo cortante también tiene lugar en uniones simétricas que están asimétricamente cargadas.

En la unión en T de la figura 20, por ejemplo, la fuerza de tracción en el ala superior de la viga debe transferirse a través de la placa que está sometida a cortadura, para estar en equilibrio con la fuerza de compresión en el ala inferior de la viga.

Suponiendo que el alma es lo suficientemente resistente como para que no tenga lugar

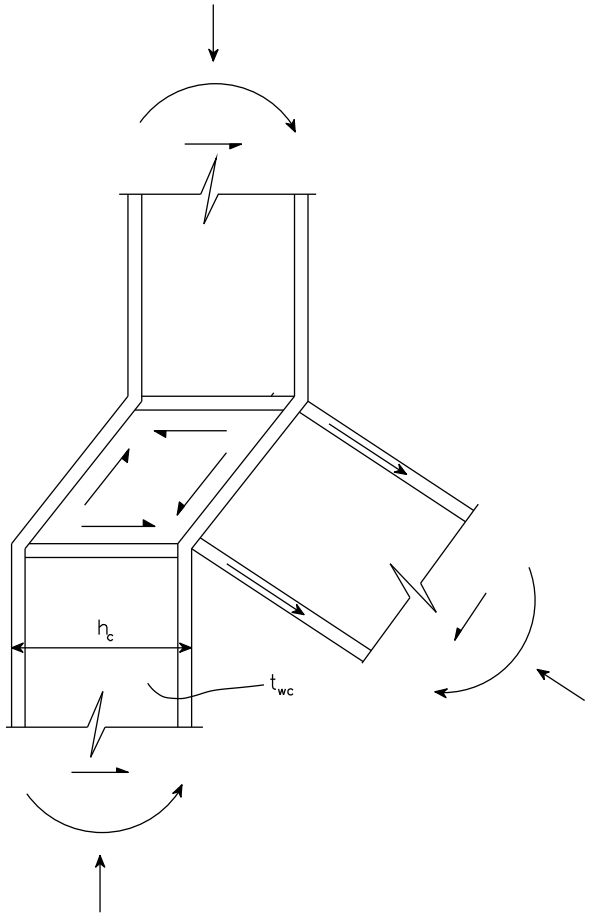


Figura 20 Panel de cortante de una unión en T

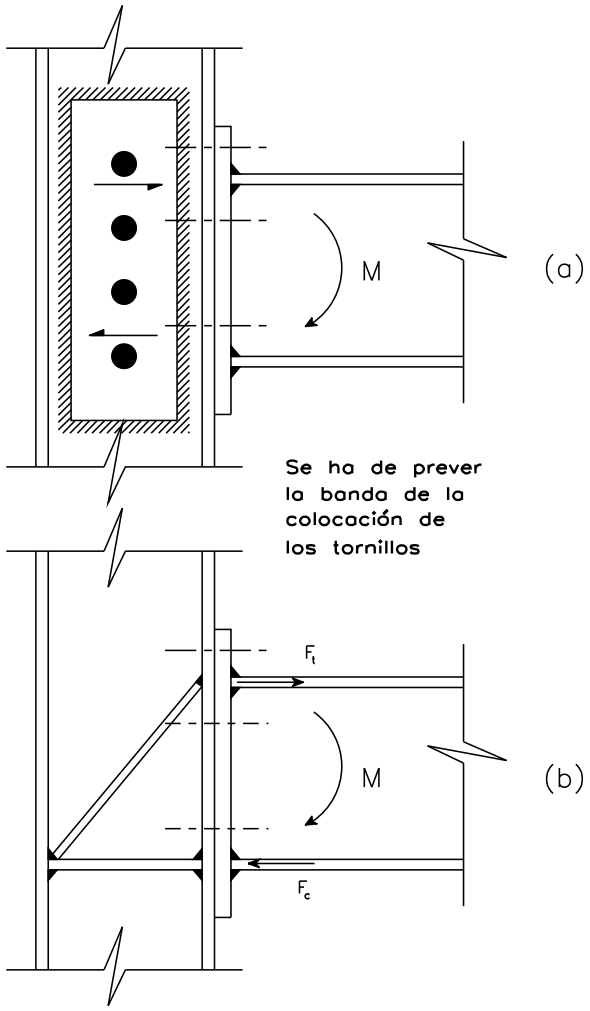


Figura 21 Refuerzo del alma del pilar en zona de cortante

pandeo cortante, la resistencia de cálculo de la placa bajo cortadura es:

$$F_v = \left(\frac{f_{yc}}{\sqrt{3}}\right) h_c\, t_{wc} \qquad (3\text{-}1)$$

El alma del pilar puede reforzarse con placas diagonales o con una o dos chapas de alma suplementarias (véase la figura 21). Cuando se diseñan placas diagonales, hay que tener cuidado para que no haya problemas en el montaje con tornillos (véase por ejemplo la figura 21b).

Algunas veces puede comprenderse mejor la acción de los rigidizadores cuando se

piensa en términos de tracción y compresión (véase, por ejemplo, el arreglo de la figura 22).

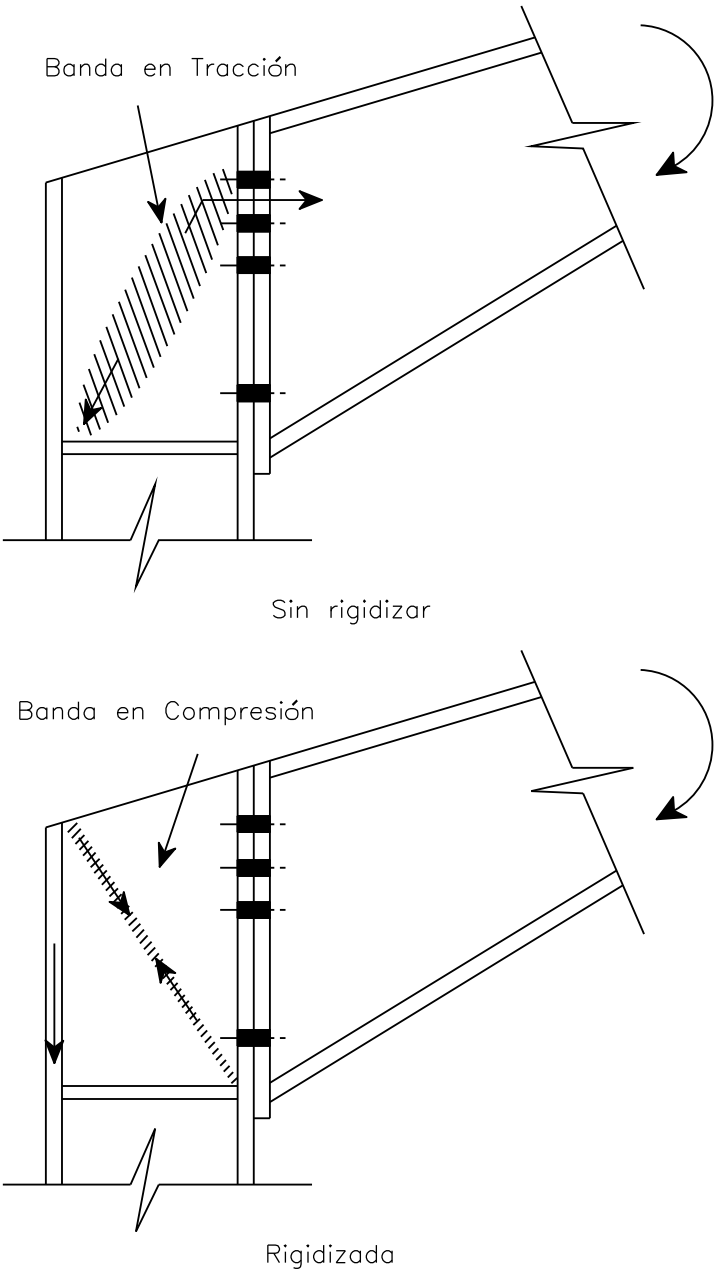


Figura 22 Esquema de la acción en la zona de cortante con tracción y compresión

5. RESUMEN FINAL

- Para transferir el momento, una unión debe ser capaz de resistir fuerzas locales de tracción y de compresión.

  El diseño debe centrarse en cada uno de los miembros de la "cadena" de componentes que transfieren las cargas, y controlará la resistencia de la unión el enlace más débil de la cadena.

- Para las uniones atornilladas, un modelo de segmentos en T proporciona una explicación satisfactoria de todos los aspectos del comportamiento que son importantes; la teoría de la línea de fluencia, avalada por los correspondientes ensayos, forma la base para las reglas detalladas.
- En pórticos semi-continuos, puede obtenerse un balance aceptable entre la resistencia a la tracción y una ductilidad adecuada haciendo que deba controlarse en modo 1 de agotamiento; esto corresponde a la fluencia de las placas sin que haya que desarrollarse una excesiva fuerza de palanca en los tornillos. En otros pórticos resistentes al momento, generalmente resulta más económico utilizar uniones que estén controladas por el modo 2 o el modo 3, por ejemplo, con placas de extremo más gruesas.
- En uniones viga-a-pilar asimétricas, incluyendo las uniones simétricas cargadas asimétricamente, debe comprobarse la resistencia del alma a cortadura.

6. BIBLIOGRAFÍA

[1] Eurocode 3: Design of Steel Structures: European Prestandard 1993-1-1: Part 1.1: General rules and rules for buildings, CEN, 1992.

[2] Wood, R. H., "Yield Line Theory", Research Paper nr. 22, Building Research Station, Watford, England, 1955.

[3] Zoetemeijer, P., Summary of the research on bolted beam-to-column connections, Delft University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Stevin Laboratory report 6-90-02, 1990. Este informe también está publicado como información de fondo para Eurocódigo 3, capítulo 6.

[4] WRC and ASCE, "Commentary on Plastic Design in Steel", Progress Report 6: Connecitons, Journal Eng. Mech, Div., ASCE, 86, EM2, April 1960, pp 107-140.

[5] Graham, J. D., Sherbourne, A. N., Khabbaz, R. N., and Jensen, C. D., Welded Interior Beam-to-Column Connections, Welding Research Council Bulletin nr 63, August 1960.

7. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Owens, G. W. and Cheal, B. D., "Structural Steelwork Connections", Butterworths & Co. (Publishers) Limited, 1989.

2. Kulak, G. L., Fisher, J. W. and Struik, J. H. A., "Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints", Willey - Interscience, 2nd Edition, 1987.

3. Ballio, G. and Mazzolani, F. M., "Theory and Design of Steel Structures", Chapman & Hall 1983.

4. W. F. Chen, W. F., "Joint Flexibility in Steel Frames", Journal of Constructional Steel Research Vol 8, 1987.

ESDEP TOMO 13
DISEÑO DE UNIONES

Lección 13.5: Uniones simples para edificios

OBJETIVOS/CONTENIDO

Proporcionar una introducción inicial a los varios aspectos del diseño de uniones en construcciones metálicas sencillas.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 2.5.1:	Introducción al Diseño de Edificios Industriales
Lecciones 2.7:	Introducción al Diseño de Edificios de Varias Plantas
Lección 4.5:	Fabricación y Montaje de Edificios
Lección 13.1.1:	Uniones en Edificación
Lección 13.1.2:	Introducción al Diseño de Uniones
Lecciones 13.2:	Uniones Soldadas
Lecciones 13.3:	Uniones con Tornillos
Lecciones 13.4:	Análisis de Uniones

LECCIONES AFINES

Lección 13.6:	Uniones de Momento para Pórticos Continuos
Lección 13.7:	Uniones de Rigidez Plástica Parcial para Pórticos Semicontinuos

RESUMEN

Se discute en primer lugar la relación entre la elección del modelo de pórtico o estructura y el diseño de las uniones. Se identifican las distintas formas de uniones en edificios sencillos tanto para el pórtico como para el sistema de arriostramiento, y se presentan los principales criterios de cálculo y procedimientos de comprobación. También se hace referencia a las implicaciones económicas referentes a la fabricación y el montaje. Se hacen referencias a lecciones anteriores cuando se tratan aspectos detallados del diseño y comportamiento.

1. INTRODUCCIÓN

Las uniones simples se definen como uniones entre barras que no han sido diseñadas con la intención de que transmitan momentos significativos. Su objetivo es la transmisión de carga desde la barra soportada a la barra de soporte de forma tal que sólo estén en juego fuerzas directas, como por ejemplo cortadura vertical en uniones viga a pilar o viga a viga, tracción o compresión axial en un empalme de un cordón de una viga de celosía, una base de un soporte o un empalme de un pilar. Entonces, sólo pueden basarse en situaciones en las que esté presente suficiente arriostramiento para, cuando se supone que las uniones funcionan como rótulas, exista una adecuada resistencia estructural global. Situaciones prácticas incluyen vigas de celosía y sistemas de arriostramiento, o uniones entre vigas y pilares en pórticos rectangulares en los que sistemas rígidos, muros a cortante, núcleos o pórticos arriostrados, resisten las cargas laterales.

Las figuras 1a y 1b ilustran pórticos de varias plantas en los que pueden utilizarse uniones simples para cada uno de los 6 requisitos distintos A-E listados al margen de la figura 1a. Entonces, las idealizaciones estructurales adecuadas para determinar la distribución de fuerzas en las barras serán las mostradas en las figuras 1c y 1d, en que toda la carga lateral la resisten el arriostramiento o el muro a cortante. Cuando se considera en el diseño que el pórtico resista la carga de la gravedad, la hipótesis de uniones articuladas simplifica mucho el análisis estructural global, ya que pueden trazarse las cargas de forjados a vigas, a pilares y, eventualmente, a cimientos mediante un sencillo procedimiento estático.

Conexiones simples pueden conducir también a una fabricación y montaje más fáciles, tal como se explicó en la lección 13.1.1 y, por lo tanto, conducirán a estructuras metálicas más rentables. Tomando como ejemplo la unión viga a pilar, una unión simple debe:

- transferir al pilar la reacción de la viga, a cortadura.

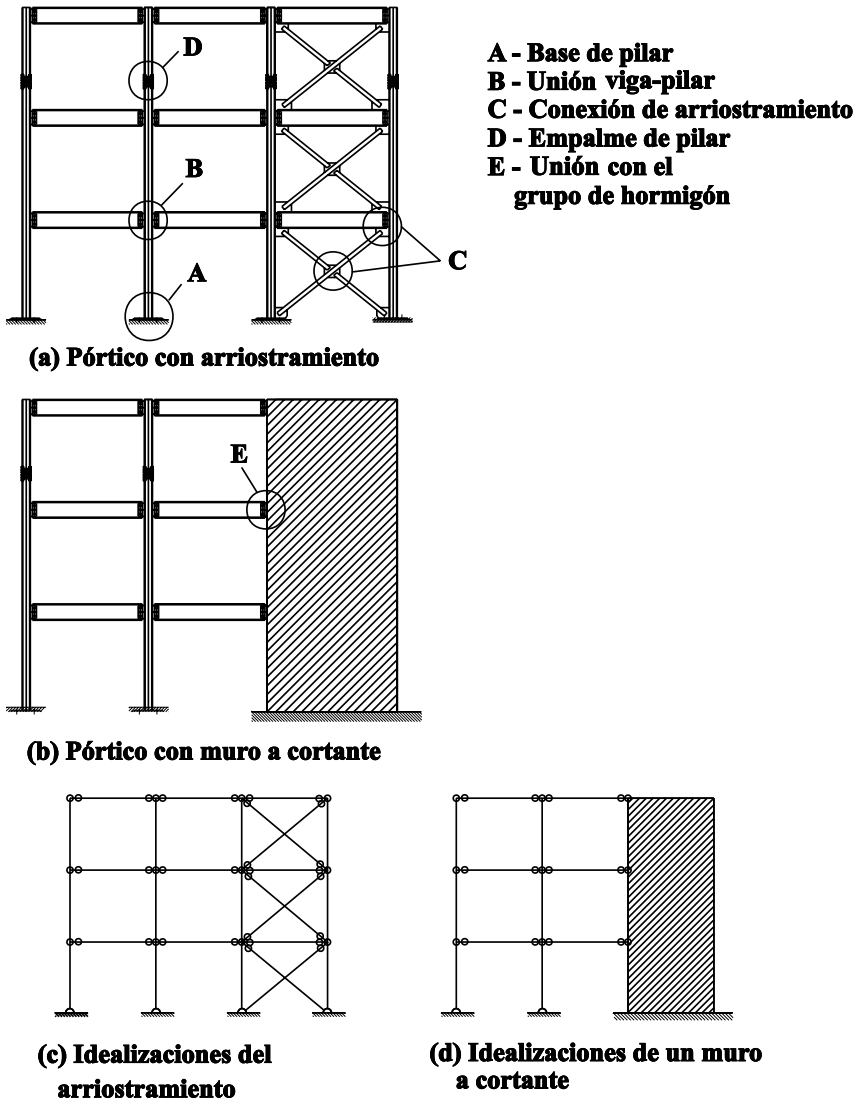


Figura 1 Pórticos simples

- tener la suficiente flexibilidad como para no transferir al pilar más que pequeños momentos, como por ejemplo los debidos a pequeñas excentricidades en las isostáticas
- poseer una capacidad de rotación suficiente como para permitir a la viga el desarrollo de su perfil curvado “simple” bajo flexión.

Entonces, en términos del sistema de clasificación introducido en la lección 13.1.2, la unión debería funcionar como “nominalmente articulada” tanto para capacidad de momento como para rigidez rotacional, y la única forma de transferencia de carga que se requerirá será la cortadura vertical ilustrada en las figuras 9(2) y 11 de esta lección.

Las uniones simples serán, normalmente, o bien totalmente atornilladas, como por ejemplo las que se muestran en la figura 10 de la lección 13.1.1, que utilizan angulares de unión, o bien una combinación de soldadura realizada en taller con atornillado efectuado en la obra, como por ejemplo las cartelas y placas de extremo de la misma figura. Excepto en las uniones sujetas a vibración, como por ejemplo en cimientos para maquinaria móvil o en estructuras de apoyo de grúas, deben utilizarse tornillos sin momento de torsión en agujeros con holgura.

Esta lección presenta el diseño estructural de varios ejemplos de cada una de las 6 disposiciones de conexión listadas en la figura 1. Para hacerlo utiliza la información que sobre resistencia de soldaduras y tornillos se ha presentado en las lecciones 13.2 y 13.3 respectivamente, así como el enfoque al análisis de uniones dado en la lección 13.4.

2. UNIONES VIGA A VIGA

En los edificios, las losas de forjado se aguantan generalmente mediante parrillas de vigas secundarias y vigas principales conectadas unas a otras.

La figura 2 ilustra algunas uniones típicas. Los tipos A y C, que utilizan angulares de alma atornillados tanto a la jácena como a la viga, son los más utilizados. En los tipos B, con los angulares atornillados a la jácena y soldados a la viga, o D y E, en que se adopta una placa de extremo enrasada, pueden darse problemas de falta de encaje en el montaje, debidos a las tolerancias dimensionales. Los tipos de unión D y E tienen una rigidez y resistencia predecibles en cierto modo, pero en el cálculo se suele despreciar su consecuente continuidad parcial.

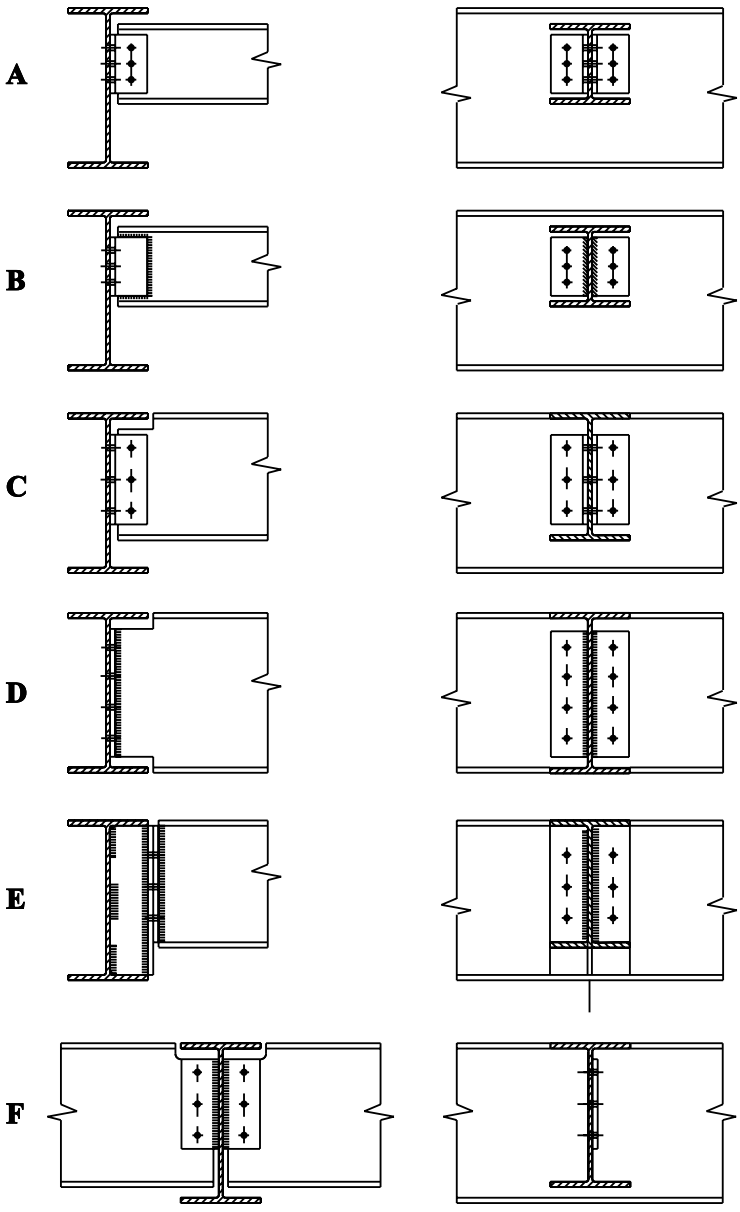


Figura 2 Uniones entre vigas

Como se muestra en los tipos C y D, cuando la viga y las alas de la jácena se encuentran en el mismo nivel, puede rebajarse el extremo de la viga quitando parte de una o de las dos alas. La viga queda entonces localmente debilitada. Deben efectuarse las comprobaciones apropiadas, tal como se comenta más abajo. Con todo, esta solución es más barata que el tipo E, que requiere un rigidizador en T soldado a la jácena.

Como variante del tipo A pueden sustituirse los angulares del alma por una cartela, tal como se muestra en el Tipo F, una única placa que se suelda en el taller a la viga primaria y se atornilla in situ a la viga secundaria. Una unión con cartela es particularmente sencilla tanto de fabricación como de montaje, pero requiere un cálculo cuidadoso si tiene que funcionar como rótula [1]. En concreto, hay que decidir dónde se situará la "rótula", tal como se explicó en el apartado 3 de la lección 13.6.1.

Para uniones con angulares de alma, es una buena práctica colocar los angulares tan cerca del ala superior de la jácena como sea posible para minimizar la fisuración de la losa de hormigón del forjado debido a la rotación de la viga.

Los tornillos y soldaduras de las uniones deberían ser capaces de resistir la reacción de la viga y cualquier momento relevante debido a la excentricidad de la fuerza respecto al eje lon-

gitudinal de los elementos de unión, tal como se expuso en el apartado 2 de la lección 13.4.3.

Cuando se recorta una parte del ala de una viga, como en la unión tipo C, debe verificarse que no pueda tener lugar ningún agotamiento en la sección que ha quedado más débil (cortadura en bloque), tal como se expuso en el apartado 2 de la lección 13.4.3.

3. UNIONES VIGA A PILAR

La figura 3 ilustra distintas formas de conexiones simples viga a pilar.

El Tipo A, que se presenta como totalmente atornillado, puede configurarse también soldando los angulares al extremo de la viga. Para vigas con carga más ligera puede utilizarse una cartela de una sola cara, pero entonces deben permitirse las excentricidades adicionales cuando se compruebe, por ejemplo, la resistencia de los tornillos.

La placa de extremo Tipo B requiere el mismo tipo de consideraciones, a la hora de decidir el modelo de cálculo, que las que se discutieron en la sección anterior para su utilización de uniones viga a viga. Es una de las pocas soluciones claramente utilizable con pilares de sección hueca (tanto rectangular como circular), ya que no se requiere ningún tipo de atornillado al pilar.

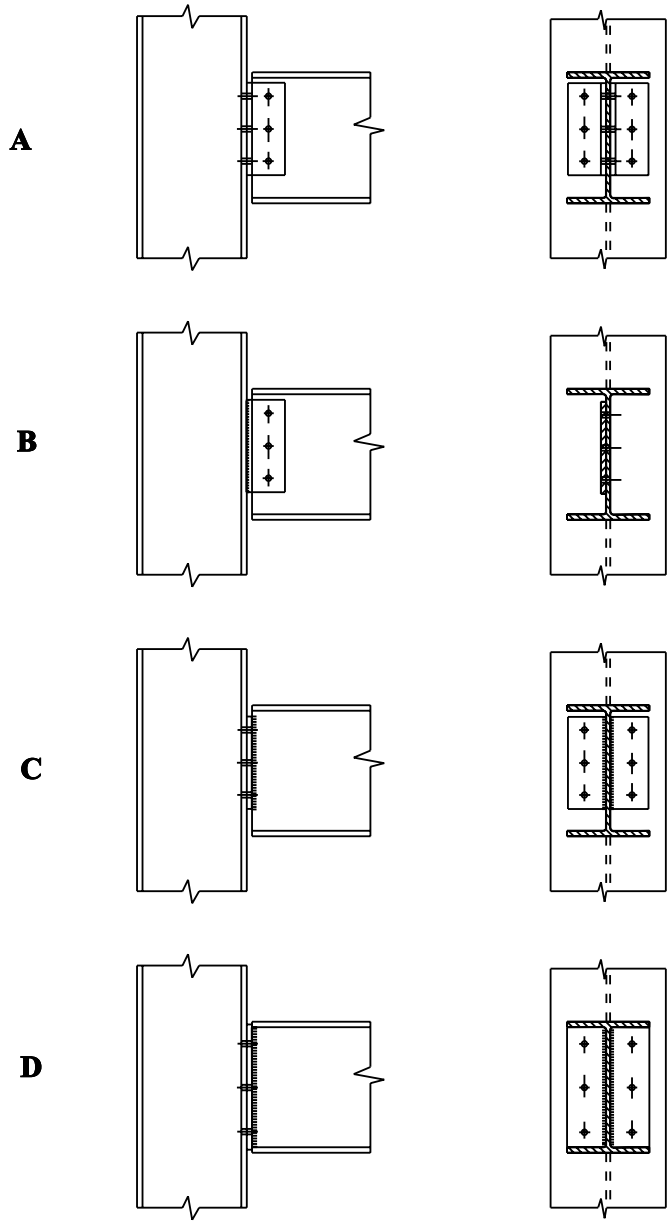


Figura 3 Uniones entre viga y pilar

Tanto el tipo A como el tipo B permiten cierta tolerancia (a través del margen en los agujeros del alma de la viga) en la longitud de la barra. El tipo B permite que las vigas estén levantadas de un lado.

Los tipos C y D requieren un control más estricto de la longitud de la viga y de la cuadratura de la sección transversal al extremo de la misma. A veces se prefiere el esquema de placa de extremo enrasada del tipo D a la placa de extremo parcialmente enrasada (tipo C), para reducir las posibilidades de deterioro durante el transporte. Las placas de extremo parcialmente enrasadas no deberían ser menos que unas 0.6 veces el centro de la viga o puede reducirse el embridado contra la torsión en el extremo de la misma. La figura 4 ilustra cómo se proporcionan flexibilidad y capacidad de rotación. Dependiendo del caso de que se trate, el comportamiento de las uniones tipo D podría cambiar respecto a una rótula rotacional; podría ser más apropiado reconocer este comportamiento semirrígido (véase la lección 13.7). Ello puede evitarse manteniendo el grosor de la placa de extremo a 8-10 mm como máximo y haciendo que los espaciados de los tornillos sean tan grandes como sea posible para asegurar una flexibilidad y capacidad de rotación adecuadas.

Como en las uniones viga a viga, los tornillos y las soldaduras deben ser capaces de resistir las reacciones de la viga y cualquier momento relevante debido a la excentricidad de la fuerza con respecto al eje longitudinal del material de unión, tal como se

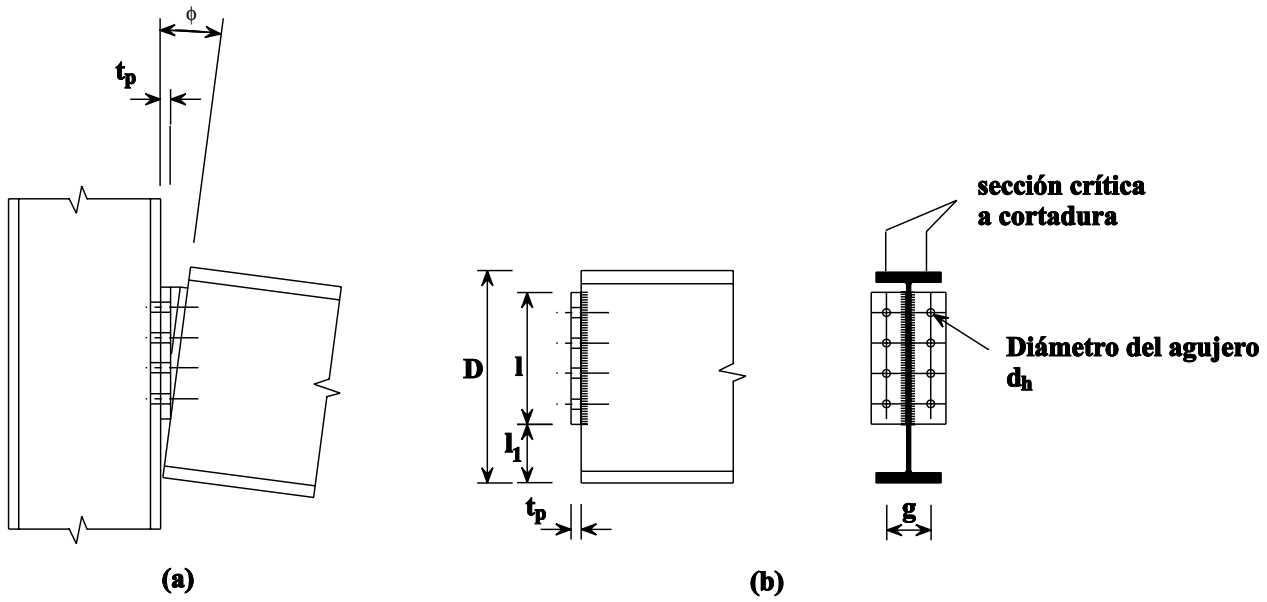


Figura 4 Flexibilidad y capacidad de rotación de placas de extremo simples

se ha explicado en la lección 13.4.3. Como esta excentricidad es relativamente pequeña, el momento flector del pilar en una unión de este tipo es mucho más pequeño que el de una unión de momento, tal como se discute en la lección 13.6.

Como el enfoque general del diseño de todos los tipos de uniones simples es esencialmente el mismo, será suficiente con tratar en detalle uno de estos tipos de unión. La figura 5 ilustra los 6 posibles modos de agotamiento para una unión con cartelas; debe calcularse la capacidad de carga para cada uno y el valor más pequeño comparado con los requisitos de cálculo. En las lecciones 13.4 ya se han presentado métodos para hacerlo. También hay que asegurar, proporcionando información suficiente, que la unión funcionará como se desea que funcione, que, por ejemplo, no será demasiado rígida y tendrá una capacidad de rotación adecuada. Esto puede conseguirse:

- asegurando que un modo de agotamiento dúctil controle la resistencia.

El apoyo de los tornillos en la cartela o en el alma de la viga se dispone generalmente de forma tal que sea lo que controle. Cuando se hagan las comprobaciones estructurales hay que ser consecuente con la hipótesis referente a la situación del eje de transferencia de cortadura, o sea, la línea “bisagra”. Un enfoque (1) que elimina la necesidad de una decisión es diseñar tanto el grupo de tornillos como las soldaduras para una combinación de momentos de cortadura y excentricidad. De forma alternativa, la situación puede elegirse como la del grupo de tornillos para el caso de soporte rígido ilustrado en la figura 5 o la de la soldadura si el soporte es más flexible, como sería el caso, por ejemplo, si se utilizara un pilar de sección hueca (debido a la flexión de la superficie del pilar como placa).

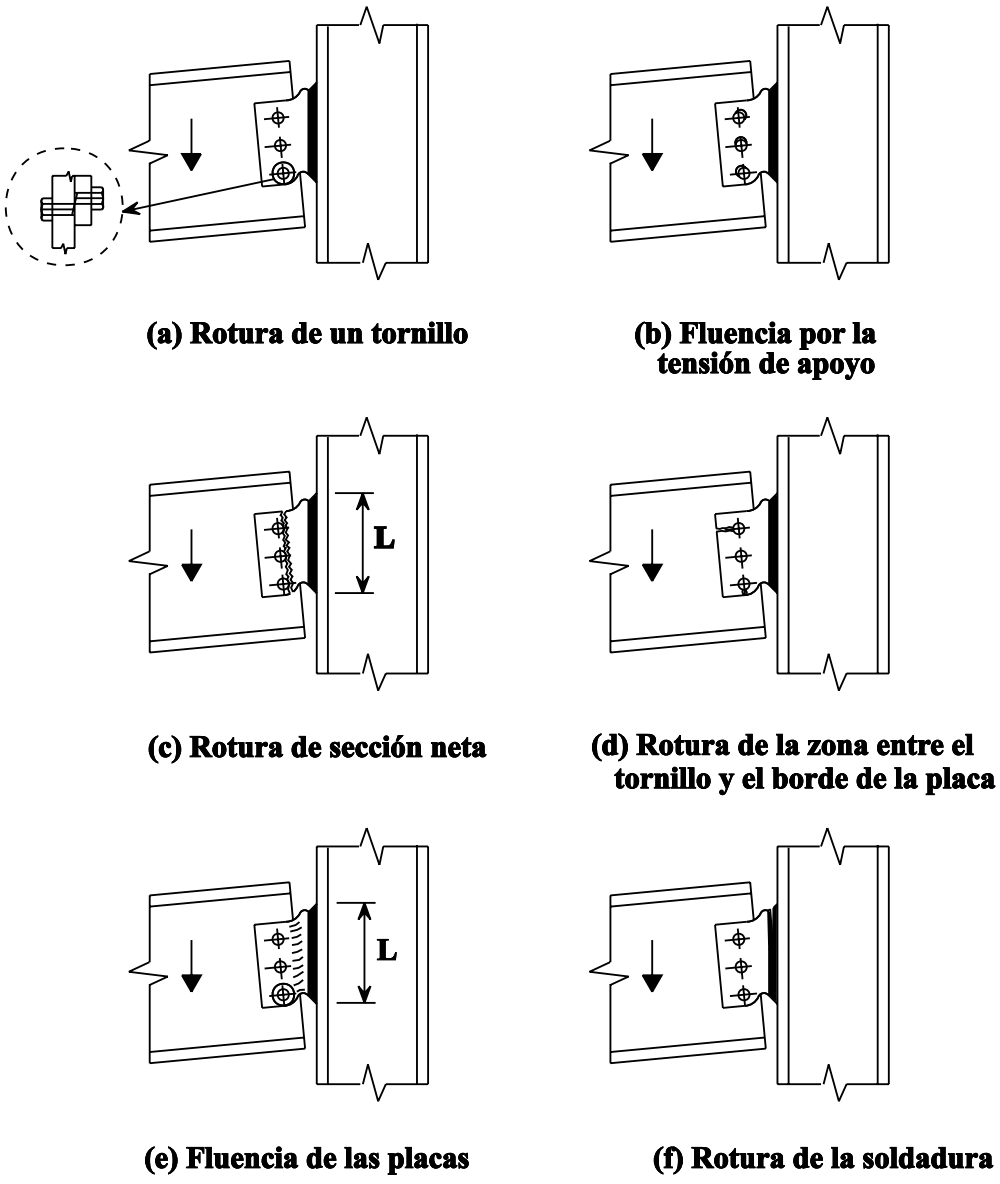


Figura 5 Modos de agotamiento en las placas de unión

4. JUNTAS DE SOPORTE

En pórticos simples, los pilares soportan predominantemente compresión. En teoría no se requiere ningún empalme, ya que la fuerza de compresión puede transmitirse mediante apoyo directo. Pero, debido a la presencia de imperfecciones geométricas (el pilar no es del todo recto), a las inevitables excentricidades y al hecho de que ni las superficies mejor mecanizadas aseguran un contacto total, hay que efectuar uniones. Deben diseñarse para resistir los esfuerzos (distintos a la compresión) en el pilar en el punto en que se produzcan.

Incluso cuando el pilar está únicamente sujeto a compresión y se asegura el total contacto de apoyo, la normativa obliga a cumplir ciertos requisitos de rigidez y resistencia. El Eurocódigo 3 indica que la unión de empalme debe proporcionar continuidad en la rigidez a la flexión respecto a los dos ejes, y debe ser capaz de transferir una fuerza, actuando en los extremos en contacto en cualquier dirección perpendicular al eje de la barra, de no menos que el 2,5% de la compresión.

La ubicación de la unión de empalme debe seleccionarse de forma que se evite cualquier efecto adverso en la estabilidad del pilar, o sea, la distancia de la unión al nivel del forjado debe mantenerse tan pequeña como sea posible. Generalmente se acepta como límite 1/5 parte de la altura del piso. Si no puede cumplirse este requisito, debe tenerse en cuenta el momento secundario inducido por las imperfecciones de la barra.

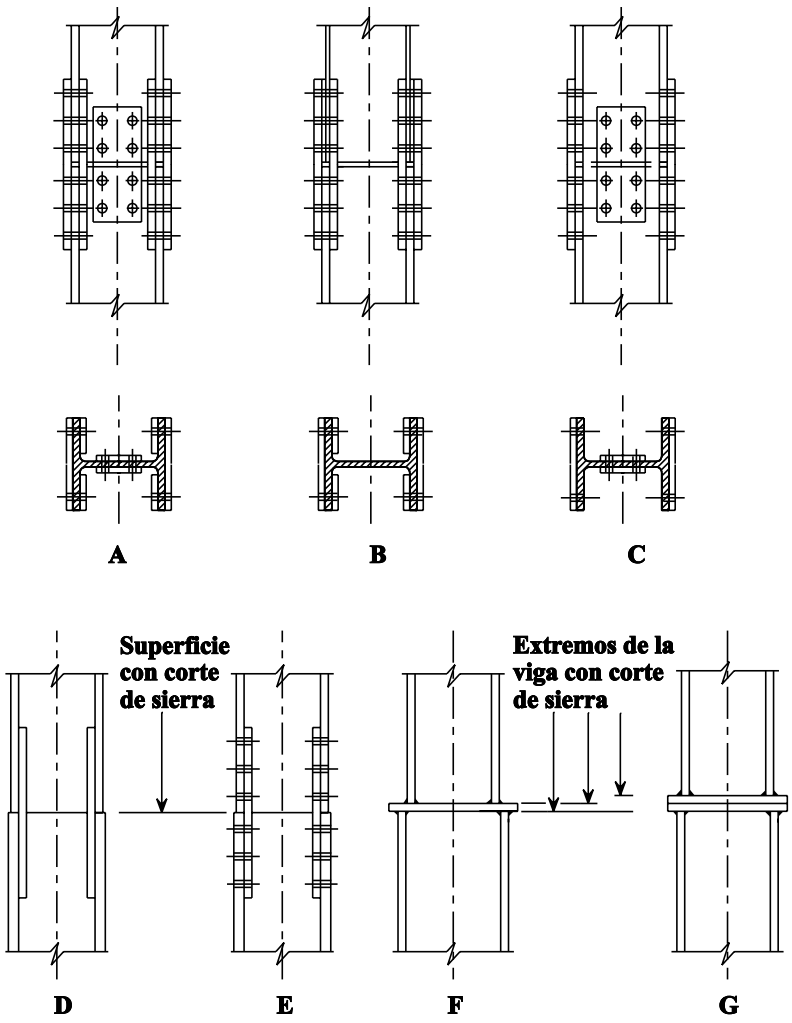


Figura 6 Empalme de pilares

En las uniones de empalme puede requerirse una resistencia a la flexión más significativa cuando los pilares están sujetos a momentos primarios, como en un modelo de pórtico que suponga rótulas en, o fuera, de la cara exterior del pilar. Además, en pilares que actúan como cordones de sistemas arriostrantes, pueden darse esfuerzos de tracción (levantamiento) bajo ciertas condiciones de carga, que deben ser transmitidos por las uniones de empalme.

La figura 6 muestra típicas juntas de soporte adecuadas para utilización en pórticos simples. Básicamente son de dos tipos: A, B y C transmiten el total de la fuerza a través de las platabandas, mientras que en D-G ésta recae en el apoyo directo.

Cuando se adopta una solución atornillada (tipos A, B y C), se suelen conectar las dos

C), se suelen conectar las dos alas y el alma. El tipo A utiliza una platabanda doble, mientras que el C utiliza platabandas simples para las alas. Estas platabandas pueden situarse en las caras exteriores de las alas para reducir la superficie ocupada por la junta. Las fuerzas se distribuyen entre las placas de unión de forma proporcional a la tensión resultante en los elementos de sección transversal. Para la compresión simple, por ejemplo, de forma proporcional a las áreas de las alas y del alma. Las diferencias en espesor de las alas del pilar pueden anularse utilizando piezas de relleno.

Cuando las superficies de las secciones transversales en los extremos de los dos perfiles de pilar se juntan y se consideran planas, y se garantiza la cuadratura entre estas superficies y el eje de la barra, puede suponerse que el esfuerzo axil se transmite mediante el apoyo. Se proporcionan soldaduras en ángulo (tipo D) o platabandas ligeras (tipo E) para resistir el posible esfuerzo cortante y momento flector secundarios cuando los pilares superior e inferior difieren en magnitud. Puede interponerse una placa y soldarla a ambos pilares como en una unión tipo F o, alternativamente, pueden utilizarse dos placas soldadas atornilladas una a la otra (tipo G). Las placas se aplanan en prensas en un rango de grosores de hasta 50 mm, y se mecanizan planificando espesores superiores a los 100 mm. Para espesores intermedios puede seleccionarse cualquier proceso que funcione.

Cuando existe una variación significativa en las dimensiones de las secciones transversales en disposiciones de tipo F, debe comprobarse resistencia a la flexión de la placa o placas. Un posible modelo conservador supone que la placa es una ménsula de anchura igual a la anchura de, y empotrada a, el ala superior del pilar. El esfuerzo axial, que se transmite entre las correspondientes alas del pilar, se aplica como carga externa en el plano medio del ala del pilar inferior.

En la ref. 2 se explica detalladamente este enfoque, a partir del cual queda claro que si se quieren espesores de placa razonables, únicamente son posibles diferencias moderadas del orden del espesor del ala del pilar. Cuando existen grandes diferencias en los tamaños de los pilares, puede colocarse un rigidizador vertical corto directamente debajo del ala o alas del pilar superior para que ayude directamente a la transferencia de la fuerza localmente elevada.

5. UNIONES EN ARRIOSTRAMIENTOS

Las uniones dentro del sistema de arriostramiento, o entre éste sistema y la estructura principal de pórticos, tienen que transferir fuerzas entre varias barras de distinta orientación. Como el arriostramiento triangulado se ha diseñado partiendo de que cada barra únicamente soporta esfuerzos axiales (además de cualquier pequeña flexión debida a la falta de coincidencia del eje baricéntrico), el requisito de diseño para las uniones de arriostramiento es esencialmente la transferencia de fuerzas directas entre varias barras de distinta orientación.

La figura 7 ilustra dos disposiciones básicas: el tipo A une el arriostramiento a la estructura principal, y el tipo B es una conexión interna del arriostramiento. Los tipos C y D combinan las dos funciones haciendo que las barras sean parte del sistema de arriostramiento. En la sección 1.3 de la lección 13.4.3 se ha hablado detalladamente de las consideraciones de diseño y de los cálculos necesarios para efectuarlas.

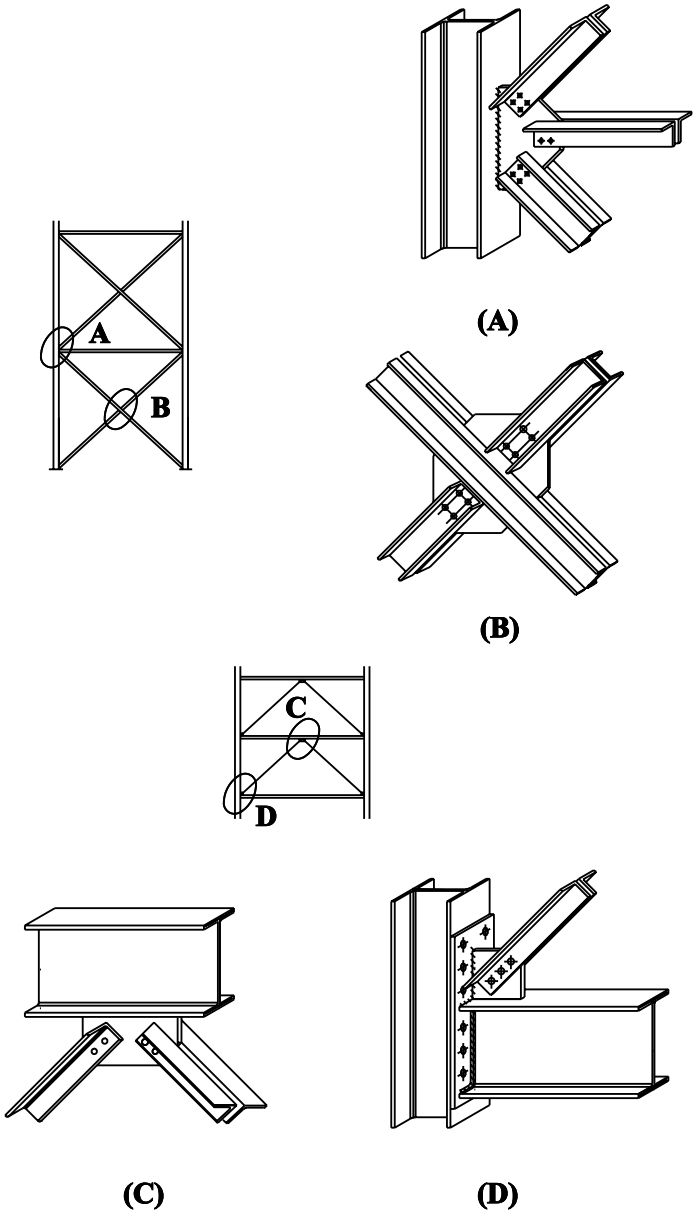


Figura 7 Uniones de arriostramientos

6. BASES DE SOPORTE

Una unión en la base del soporte siempre está constituida por una placa soldada al pie del pilar y atornillada a los cimientos. Normalmente se incorpora a la parte superior de los cimientos una segunda chapa de acero, generalmente más gruesa, tal como se ilustra en la figura 8. Ayuda tanto a localizar el pie del pilar como a transmitir la carga en el material menos resistente (hormigón o albañilería) de los cimientos.

Las uniones en la placa de asiento de una construcción simple generalmente se diseñan como rótulas, para transferir tanto fuerzas concéntricas (de compresión o de tracción) como una combinación de esfuerzos cortantes y axiales (generalmente cuando el pilar es parte del sistema de arriostramiento (figura 8c)). Sin embargo, en algunos casos pueden diseñarse para transmitir también momentos flectores debido a una moderada excentricidad de la carga, o para estabilidad del montaje.

La placa siempre se une al pilar mediante soldaduras en ángulo. Con todo, si el pilar únicamente soporta cargas de compresión, puede suponerse el apoyo directo si las superficies en contacto están mecanizadas o pueden considerarse planas. En este caso no hace falta verificar las soldaduras. Puede prescindirse del mecanizado si las cargas son relativamente pequeñas.

Cuando existen fuerzas de tracción moderadas, o ninguna tracción neta, los vástagos se suelen encastar en los cimientos (figura 9). Anclan la placa de asiento mediante rozamiento (figura 9a), por rozamiento y apoyo (figuras 9 b, c) o mediante apoyo (figura 9d).

Cuando las fuerzas de tracción son significativas, hay que proporcionar a los vástagos un anclaje suficiente. Por ejemplo, pueden utilizarse vástagos nervados en conjunción con perfiles en U embutidos en el hormigón.

En las uniones a tracción, el grosor de la placa de asiento está dictado a menudo por los

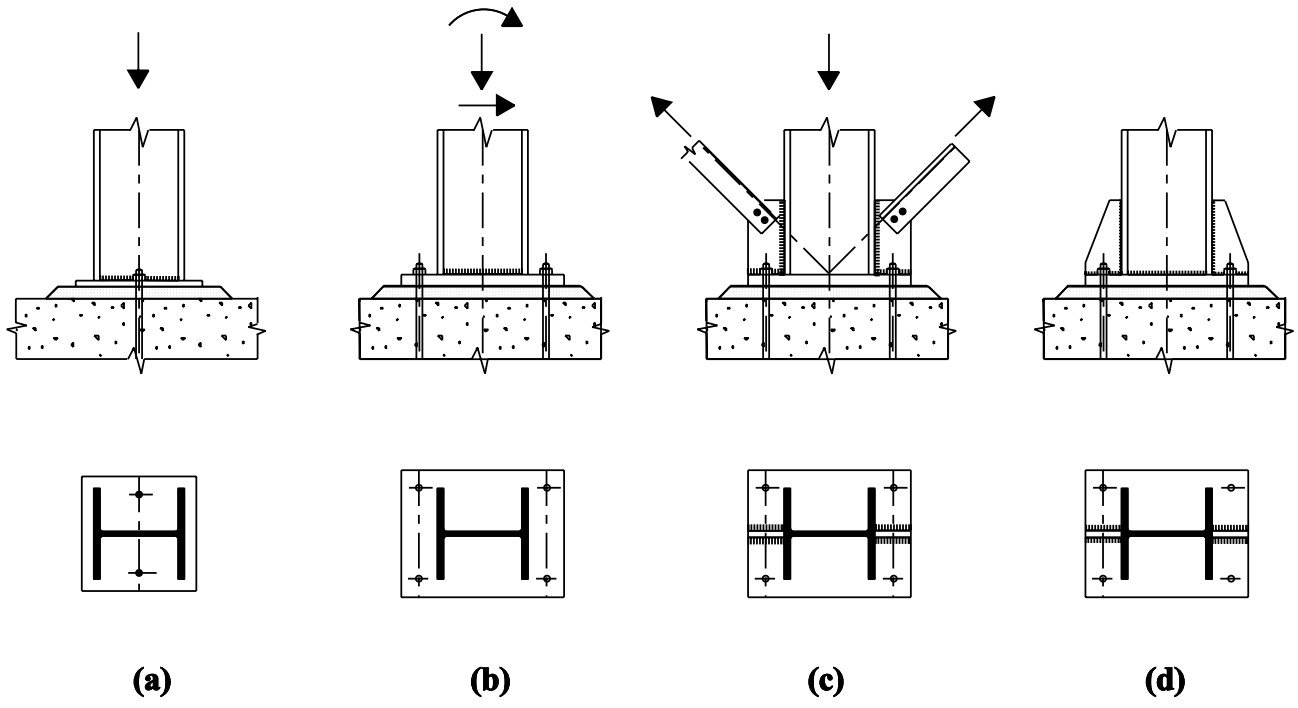


Figura 8 Bases de pilares

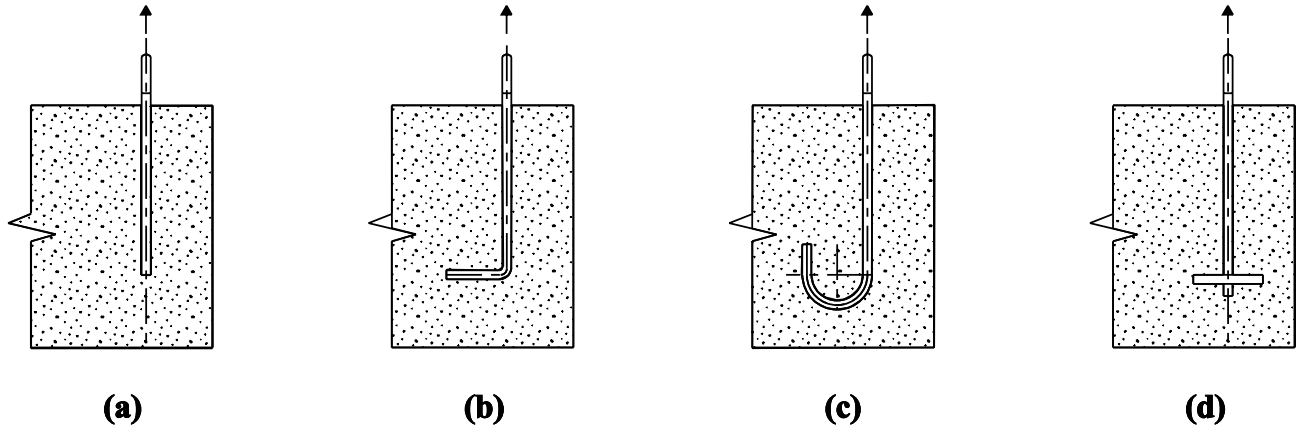


Figura 9 Empotramiento de pernos de anclaje

momentos flectores producidos por los vástagos. Estos momentos flectores pueden requerir el uso de rigidizadores (figuras 8c y 8d). Esta disposición aumenta de forma significativa el trabajo de fabricación y, por lo tanto, el coste de la base del soporte comparado con el caso “simple”.

7. UNIONES VIGA A PARED DE HORMIGÓN

En edificios muy altos puede ser práctico combinar la estructura metálica que resiste las cargas de la gravedad con un centro de hormigón que resista las fuerzas horizontales.

Unir la estructura metálica a un centro de hormigón es principalmente un problema práctico, ya que los dos sistemas están construidos con tolerancias dimensionales de distinto orden de magnitud. Debe tenerse cuidado en vigilar la secuencia relativa de montaje del sistema de hormigón y acero, el método de ejecución del núcleo (del que dependen también las tolerancias del hormigón) y la factibilidad de compensar por faltas de alineación.

La unión debe poder transferir al núcleo las fuerzas verticales, V, debidas a las cargas aplicadas a la viga, y las fuerzas horizontales, H, debidas al viento y a las imperfecciones geométricas de la estructura (falta de verticalidad). La figura 10 ilustra algunos tipos de unión. Es importante remarcar que los detalles en la pared de hormigón deben ser adecuadamente diseñados para dispersar las fuerzas de unión de forma segura. En concreto, los detalles son especialmente importantes cuando se requiere que vigas de gran canto transmitan elevadas cargas verticales.

El tipo mostrado en la figura 10a, con cavidades en la pared, es práctico en cuánto a facilidad de ajuste, pero complicado por el montaje del núcleo. Pueden ser preferibles los tipos ilustrados en las figuras 10b y 10h, donde parte de la unión se embebe en la pared del núcleo durante el derrame del hormigón.

La chapa de acero puede enrasarse con la superficie de la pared, como en los tipos b-f, o

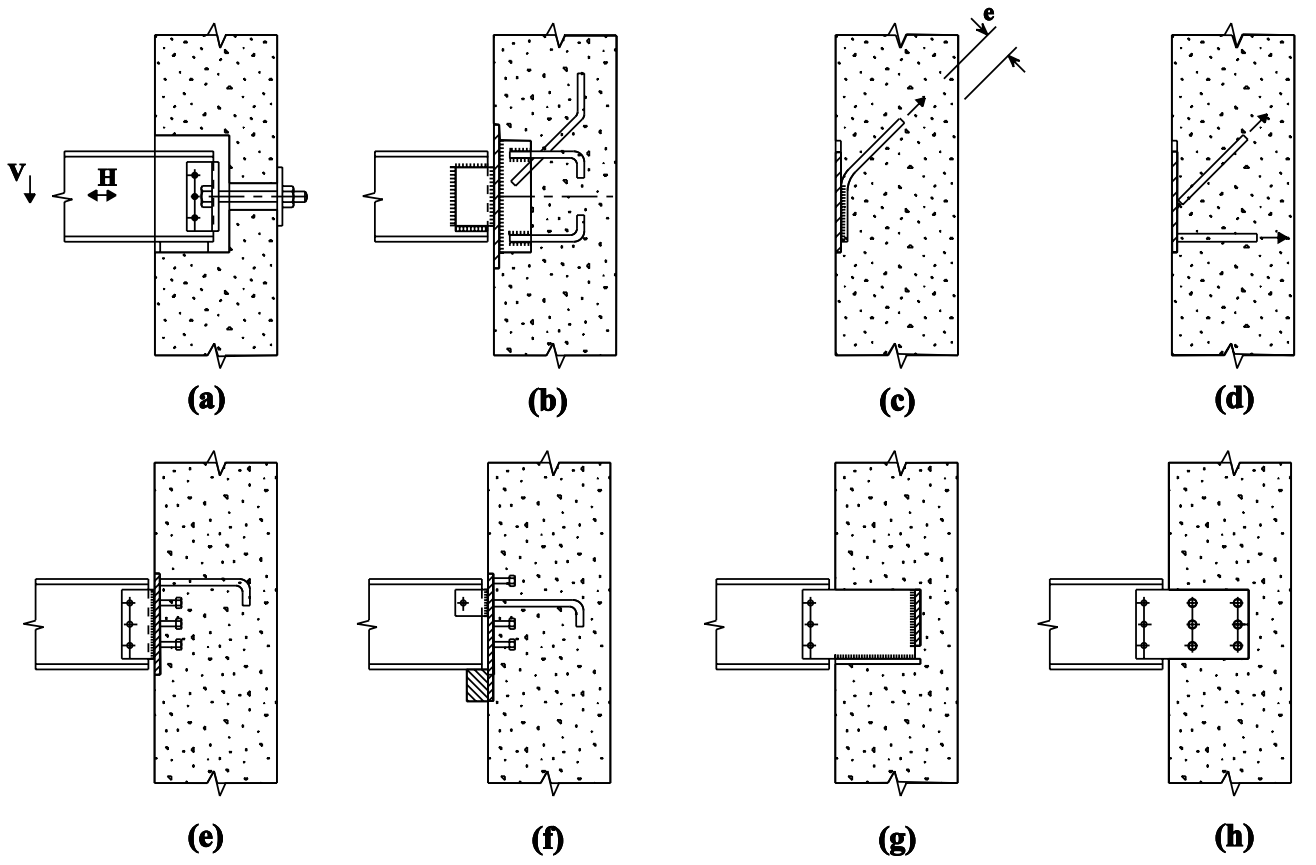


Figura 10 Uniones entre vigas y paredes de hormigón

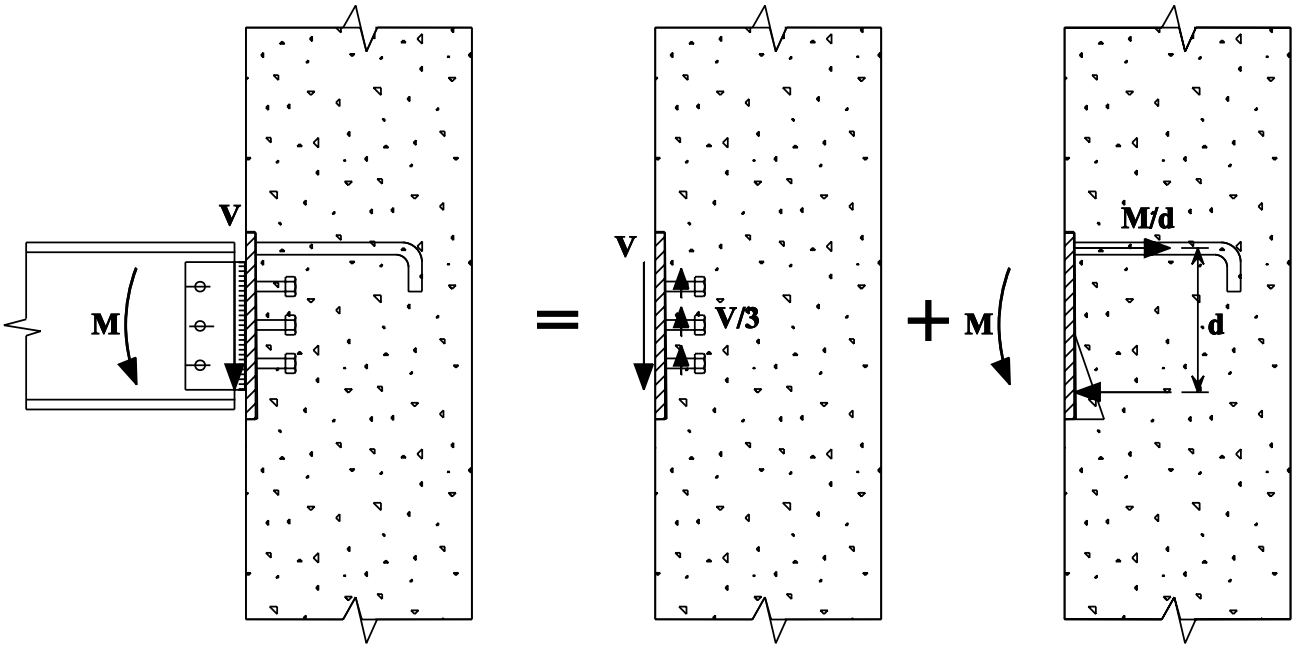


Figura 11 Modelo de la unión mostrada en la figura 10e sujeta a cortadura y momento flector

puede extenderse hacia fuera como en los tipos g y h. En el primer caso, que generalmente es el más práctico porque la chapa de acero puede soportarse en la cara interna del encofrado, se suelda en la obra una única chapa de alma a la que se une la viga de acero. En el último caso la viga puede conectarse directamente a la placa embutida. Pueden utilizarse armaduras para hormigón y/o espárragos para transmitir ambos componentes de la acción de la viga. Se prefieren soldaduras de penetración total cuando los espárragos se conectan directamente a la placa encajada (figura 10d), de forma que se evita la excentricidad de la fuerza respecto a la soldadura (figura 10c).

Las comprobaciones en los varios componentes de la unión deben efectuarse de forma coherente, asegurando que se cumplen los principios del diseño de la unión, como por ejemplo que la distribución de fuerzas supuesta satisface el equilibrio. Como ilustración, considerar los requisitos estructurales para la disposición de la figura 10h. Suponiendo que el plano de transferencia de la cortadura, o sea la ubicación de la "rótula" en la unión simple, es el plano medio de la pared, el grupo de espárragos sólo deberá resistir la cortadura. De forma alternativa, si se supone que la "rótula" es la cara de la pared, los espárragos deben calcularse para resistir una combinación de cortadura y momento. En la figura 11 se explica con más detalle este requisito general para un enfoque coherente de las transferencias de fuerzas. En esta figura se detalla la transferencia de carga para la disposición del caso 10e. Se supone que el esfuerzo cortante V está resistido enteramente por los conectadores de espiga, mientras que el momento M lo transfiere un par de fuerzas, una a tracción en las barras superiores, y otra a compresión transmitida por tensiones de contacto entre el hormigón y la chapa de acero. Se adopte la disposición que se adopte, sin embargo, el requisito principal es asegurar una adecuada dispersión de fuerzas en la pared del núcleo.

8. RESUMEN FINAL

- Las uniones simples deberían diseñarse para transferir cargas de la barra soportada a la barra soporte de la forma más directa posible. Ello no implica flexiones significativas, aparte de algunos pequeños momentos debidos a la no-coincidencia de ciertas isostáticas de transferencia.
- Las conexiones simples son adecuadas para 6 tareas distintas, mostradas en la figura 1.
- Debe abordarse su cálculo estructural utilizando los métodos descritos en la lección 13.4.3 - concretamente las secciones que tratan de las conexiones a cartelas y la transferencia de esfuerzos cortantes.
- Cuando se une una estructura metálica a un elemento de hormigón -ya sea a una base de soporte o a un núcleo- debe tenerse cuidado de no sobrecargar el hormigón, que es más débil. Debe considerarse la dispersión de carga mediante chapas de acero para los esfuerzos de compresión y una transferencia adecuada mediante utilización de refuerzos anclados, vástagos, conectadores de espiga o placas ancladas para las fuerzas de tracción.

9. BIBLIOGRAFÍA

[1]. BCSA/SCI “Joints in Simple Construction”, Volume 1: Design Methods (2nd edition) 1993 pp 81/94. Proporciona una explicación del comportamiento básico y de las proporciones sugeridas para los componentes clave, así como reglas detalladas para comprobar la adecuación estructural de las uniones viga a viga, viga a pilar, uniones a tope (de soporte) y uniones a base del soporte.

[2] Ballio, G. and Mazzolani, F.M., “Theory and design of steel structures”, Chapman and Hall, London 1983. Texto exhaustivo sobre la teoría y el diseño de estructuras de acero. Trata las conexiones de forma extensa.

10. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Hayward, A. and Weare, F., “Steel Detailers Manual”, BSP Professional Books, Oxford, England, 1988. Cubre exhaustivamente los problemas generales de soldadura y atornillado, y también los detalles prácticos. Proporciona también una guia para el diseño básico y ejemplos de distintos tipos de estructura, desde edificios hasta torres y puentes.

2. Hart, F., Henn, W. and Sontag, H., “Stahlbau Atlas - Geschossbauten”, Internationale Architektur Dokumentation, Munich, 1982. Este libro presenta una amplia gama de soluciones prácticas para uniones en acero y edificios en construcción. Está disponible en cuatro idiomas europeos (francés, inglés, alemán e italiano).

3. Connection between steel, concrete and masonry. The Steel Construction Institute 1994. Describe distintas uniones prácticas entre acero, hormigón y mampostería, incluyendo bases del soporte y uniones a hormigón y mampostería ya existentes en proyectos de reconstrucción.

4. Hogan, T.J. and Firkins, A., “Standardised structural connections”, Australian Institute of Steel Construction, 1981. Presenta ejemplos de diseño y tablas de resistencia para los principales tipos de unión.

5. Blodgett, O.W., “Design of welded structures”, James F Lincoln Arc Welding Foundation, Cleveland, Ohio, USA, 1972. Manual de referencia informativo y bien ilustrado que cubre todos los aspectos del diseño y construcción con soldaduras.

6. ENV 1993: Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1: General Rules and Rules for Buildings, 1992. El capítulo 6 trata sobre diseño de uniones y de componentes de la unión: Los apéndices J y L tratan del diseño de uniones viga a pilar y a base del soporte, respectivamente.

7. Kulak, G.L., Fisher, J.W. and Struik, J.H.A., “Guide to design criteria for bolted and riveted joints”, Wiley & Sons, New York, 1987. Proporciona una visión global del comportamiento de las uniones atornilladas y revisa en detalle los métodos para análisis del diseño.

ESDEP TOMO 13
DISEÑO DE UNIONES

Lección 13.6: Uniones de momento para pórticos continuos

OBJETIVOS/CONTENIDO

Descripción de la forma de conseguir uniones resistentes al momento en pórticos continuos.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 13.1.1: Uniones en Edificación

Lección 13.1.2: Introducción al Diseño de Uniones

LECCIONES AFINES:

Lección 13.3.1: Uniones con Tornillos sin Pretensar

Lección 13.3.2: Uniones con Tornillos Pretensados

Lección 13.3.3: Particularidades de las Uniones con Tornillos

Lección 13.7: Uniones de Rigidez Plástica Parcial para Pórticos Semicontinuos

RESUMEN

En esta lección se discuten los requisitos de las conexiones rígidas resistentes a momentos para pórticos analizados elásticamente y los de las uniones de resistencia plástica completa a momentos para pórticos analizados plásticamente. Describe la forma de conformar estas uniones por medio de tornillos y/o soldaduras. Resume el diseño de uniones de resistencia plástica completa, revisando los enfoques que para el cálculo se proporcionan en el apéndice J de EC3. Como son tan populares, trata también las particulares disposiciones en las uniones a aleros y puntas de los pórticos.

1. INTRODUCCIÓN

Los pórticos de los edificios pueden diseñarse sin uniones de momento. Se utiliza mucho la “Construcción Simple“, en la que las uniones son “nominalmente articuladas” y algún tipo de arriostramiento proporciona resistencia lateral, porque este tipo de construcción es muy barato.

Sin embargo, hacen falta uniones resistentes al momento en muchas estructuras prácticas. Los pórticos sin arriostramiento son un ejemplo típico, pero incluso en los que tienen arriostramiento pueden hacer falta para empalmes de vigas en voladizo o juntas en el centro del vano. En los pórticos elevados la continuidad puede ser ventajosa para controlar la flecha lateral.

Normalmente se requieren uniones de momento para transmitir también esfuerzo cortante -y a veces también esfuerzo axial- pero en la práctica el análisis se centra en el momento.

Un “Pórtico Continuo” implica uniones que tengan las suficientes “prestaciones” (respecto a la rigidez y/o resistencia) para que su influencia en el comportamiento del pórtico pueda ser despreciada. En otras palabras, son aceptablemente parecidas a la unión teórica “ideal“, y sus características no tienen por qué tenerse en cuenta en el análisis global.

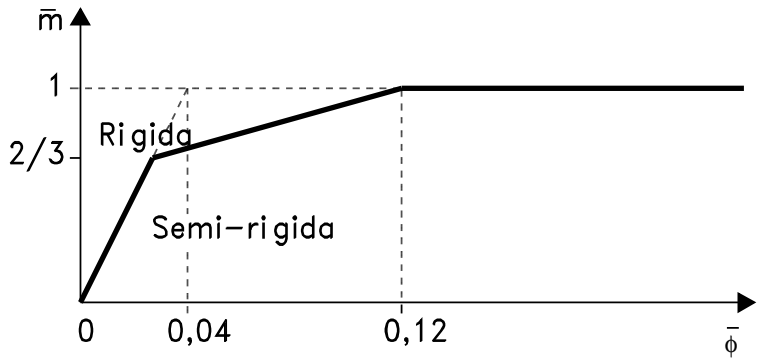
No todas las uniones de momento cumplen con estos requisitos. Las que no lo hacen se denominan de “resistencia plástica parcial” o “semirrígidas“, y de ellas trata la lección 13.7.

Esta lección se centra en las uniones que son “de Resistencia Plástica Completa” y/o “Rígidas“.

2. SUMARIO DE LO QUE SIGNIFICA "CONTINUO"

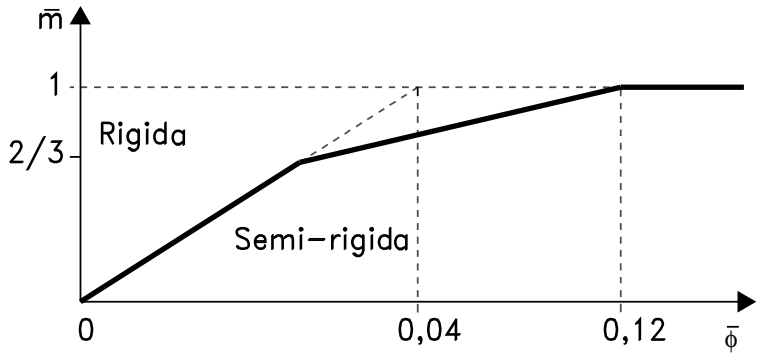
La clasificación de las uniones de momento se trató en la lección 13.1.1, Uniones en Edificación.

En esta sección, hay que tener en cuenta que el método de cálculo determina qué atributo es significativo.



Cuando $\bar{m} \leq 2/3 : \bar{m} = 25\bar{\phi}$
Cuando $2/3 < \bar{m} \leq 1{,}0 : m = (25\bar{\phi}+4)/7$

(a) Pórticos sin arriostrar



Cuando $\bar{m} \leq 2/3 : \bar{m} = 8\bar{\phi}$
Cuando $2/3 < m \leq 1{,}0 : \bar{m} = (20\bar{\phi}+3)/7$

(b) Pórticos arriostrados

Donde $\bar{m} = \dfrac{M}{M_{pl.Rd}}$ $\bar{\phi} \dfrac{EI_b\varphi}{L_b M_{pl.Rd}}$

Figura 1 Clasificación recomendada para uniones viga-pilar de acuerdo a EC3(1)

El análisis global Elástico implica uniones Rígidas.

El análisis global Plástico implica uniones de Resistencia plástica completa.

Aunque hay muchas uniones reales que podrían considerarse a la vez Rígidas y de Resistencia plástica completa, es importante tener en cuenta que esto no es esencial.

Un pórtico continuo analizado elásticamente podría incorporar uniones que sean Rígidas y de Resistencia Plástica Parcial (suponiendo, naturalmente, que sean lo suficientemente fuertes para resistir el momento que resulta del análisis).

De forma similar, un pórtico continuo analizado plásticamente podría incorporar uniones que son de Resistencia Plástica Completa y Semirrígidas (aunque puede ser necesario tener en cuenta la flexibilidad de la unión cuando se consideren la eficiencia y la estabilidad).

Algunas de las normas anteriores a el Eurocódigo 3 no han tenido en cuenta esta importante distinción.

La palabra "Rígido" se ha utilizado de manera muy amplia, aplicándose a todas las uniones para pórticos continuos. (En algunos contextos, se utiliza incluso para designar "resistente a la rotación, o sea, no articulado.) En el Eurocódigo 3, y en ESDEP, se aplica estrictamente a la rigidez rotacional de una unión.

Tradicionalmente, casi todos los pórticos resistentes al momento se han diseñado como continuos. Se ha evitado el diseño semi-continuo a causa de la complejidad adicional del análisis, pero puede que en el futuro se utilice más (véase la lección 13.7). En la práctica prevalece el diseño con-

tinuo, ya sea elástico o plástico. Por ello los proyectistas se aseguran de que todas las uniones sean o Rígidas o de Resistencia Plástica Completa.

Ambas características tienen que ver con la barra conectada. Una unión puede ser de resistencia plástica completa con una barra de S2 75 pero no serlo con una S355. Puede ser Rígida si la barra es de 10 m, y no serlo si es de 8 m. La normativa de el Eurocódigo 3 para “Rigidez” es mucho más estricta en el caso de pórticos sin arriostramiento, tal como puede observarse en la figura 1 (que reproduce la figura 6.9.8 de la norma).

Finalmente, debe apuntarse que la distinción entre continuo y semi-continuo sólo tiene importancia en los pórticos hiperestáticos (indeterminados). Cuando la situación está determinada estáticamente la unión puede diseñarse únicamente para resistencia.

3. UNIONES RÍGIDAS Y DE RESISTENCIA PLÁSTICA COMPLETA EN LA PRÁCTICA

Muchas de las características que hacen que una unión sea rígida hacen que también sea fuerte. En la práctica, puede que una unión diseñada para que sea Rígida no pueda distinguirse de una diseñada para resistencia plástica completa y, como se ha apuntado ya, es muy posible que tenga ambas características. Con todo, la correlación entre resistencia y rigidez está muy lejos de la perfección.

3.1 Uniones de Resistencia Plástica Completa

Una unión de resistencia plástica completa puede conseguirse mediante soldadura, utilizando rigidizadores si hace falta. De hecho, es aconsejable (excepto en algunas estructuras estáticamente determinadas) que las uniones soldadas se diseñen para resistencia plástica completa, porque soldaduras infradimensionadas pueden fallar por fragilidad si están expuestas a un momento mayor que el esperado como consecuencia de, por ejemplo, un asiento diferencial.

En uniones atornilladas, es prácticamente imposible conseguir una unión de resistencia plástica completa dentro del canto de la viga. Los tornillos fuera del ala de tracción, por ejemplo en una placa de extremo extendida, pueden dar una resistencia plástica completa hasta vigas de canto medio; el límite depende de la resistencia de la viga y de los tornillos, pero suele estar alrededor de 4-500 mm. (Por cierto, los tornillos 8.8 o 10.9 “de alta resistencia” son casi obligatorios en las uniones de momento, y los proyectistas se ven a menudo obligados a utilizar los M24 o incluso tamaños superiores). Para cantos mayores se hace necesario aumentar el brazo de palanca, soldando una ménsula o un alargamiento acartelado. Es frecuente que las ménsulas tengan la misma altura que la propia viga (a menudo se cortan del mismo perfil), pero no siempre hace falta que tengan tanto canto.

No hay que pasar por alto la posibilidad de que la viga tenga una significativa sobrerresistencia (convirtiendo la unión de “resistencia plástica completa” a una de “resistencia plástica parcial“). Eurocódigo 3 sugiere que este riesgo podría evitarse sobrediseñando la unión en un 20%, pero esto es más fácil decirlo que hacerlo. Sería razonable adoptar un enfoque conservador a la hora de dimensionar los componentes que presentan un riesgo particular, que son los tornillos y las soldaduras.

3.2 Uniones Rígidas

Calcular el momento de resistencia de una unión para verificar que realmente es de “resistencia plástica completa” es un procedimiento de rutina cuyos resultados son fiables. No puede decirse lo mismo de la clasificación según la rigidez rotacional. En principio puede calcularse numéricamente, y Eurocódigo 3 cláusula J.3.7 de una fórmula para la aplicación en las uniones con placas de extremo. Hay que apuntar que esta fórmula (ENV 1993) proporciona resultados que no son consistentes, y es fácil que la cambien en la versión definitiva. En la práctica, tal como se ha mencionado ya en la sección anterior, el enfoque más utilizado es la decisión cualitativa.

Cuáles son, las características que hacen que una unión sea “rígida”. Quizás sea más didáctico abordarlo desde la dirección contraria, y considerar qué características introducen flexibilidad. La flexibilidad de la unión es la suma de las flexibilidades componentes, y uno o dos componentes demasiado flexibles pueden anular el resto.

Las trayectorias de carga directa son las mejores, ya que implican tracción o compresión axiales, y no flexión, en los componentes. Por ello, virtualmente todos los tipos de conexiones soldadas, que están totalmente rigidizadas, son Rígidas. En las uniones atornilladas es donde cuesta evitar la flexibilidad.

Se espera un cierto grado de deslizamiento donde los tornillos están sujetos a cortadura, y no

están pretensados. Si esto sucede en el "trayecto de esfuerzo" resistente al momento de una unión, ésta difícilmente podrá ser considerada como rígida. Por ello en las uniones de momento se favorecen los tornillos pretensados axialmente y, si la unión debe ser rígida, deben pretensarse los tornillos sujetos a cortadura (como los que están en empalmes con platabandas).

Un tornillo solicitado a tracción sujeta a flexión las placas a través de las cuáles pasa (como la placa de extremo y el ala de un pilar). Para minimizar la flexibilidad, es ventajoso:

- colocar los tornillos de forma "compacta", o sea, tan cerca como se pueda del alma y el ala de la viga
- proporcionar rigidizadores adicionales, situados también cerca de los tornillos
- evitar las placas excesivamente delgadas
- maximizar el brazo de palanca, por ejemplo, mediante utilización de ménsulas.

En la práctica, suponiendo que la colocación de los tornillos es "compacta" y que las placas a través de las cuáles pasan tienen un espesor igual al diámetro del tornillo, todas las uniones con ménsulas y la mayoría de placas de extremo extendidas se consideran generalmente como Rígidas. La naturaleza de las placas de extremo enrasadas es discutible. Algunos proyectistas aseguran que la unión alcanza como mínimo el 60% de la resistencia plástica completa, u otra proporción. Al hacerlo apelan a la relación entre rigidez y resistencia. Aunque ello no es perfecto, hay que reconocer que es difícil encontrar alternativas prácticas.

Los criterios mucho más estrictos de Eurocódigo 3 para pórticos sin arriostramiento - más de tres veces la rigidez exigida para la denominación "Rígida"- no son compatibles con la práctica habitual, que tiende a no distinguir entre pórticos con o sin arriostramiento. Es importante comprender que ni en un caso ni en el otro se implica que el pórtico colapse de repente si hay una o más uniones que no cumplen con la norma. Únicamente quiere decir que en el análisis global debe tenerse en cuenta la flexibilidad de la unión. En otras palabras, hay que efectuar un análisis semirrígido.

4. FORMAS DE CONFORMAR LAS UNIONES

La mayoría de pórticos de edificios consisten en pilares verticales y vigas horizontales. El proyectista de uniones sabe que es inevitable que las barras se conecten en las zonas de momento máximo en que las vigas se encuentran con los pilares*. Normalmente estas barras están en el mismo plano -sería difícil que pudieran transmitirse el momento si no lo estuvieran- y únicamente una puede pasar a través de la unión sin interrupción. Como el pilar tiene que soportar compresión axil y momento, se le da prioridad en las construcciones de varias plantas.

También puede que se requiera que los empalmes de soporte extremo con extremo se diseñen como continuos.

El pie de los pilares puede estar conectado a la subestructura de hormigón mediante uniones de momento. Quizás sea más frecuente considerar esta unión como nominalmente articulada. Sin embargo, suponiendo que la subestructura y, si hace falta, el suelo, puede resistir el momento (y hacerlo "rígidamente" si así lo requiere el análisis elástico), puede diseñarse un "pie fijo".

Ocasionalmente se requieren empalmes de viga extremo con extremo; a veces una viga tiene que atravesar otra, al mismo nivel, en otra dirección. En estos casos el requisito puede ser la transmisión del momento de una barra a su continuación, transmitiendo únicamente cortadura a la viga "atravesada".

Las uniones de momento más utilizadas en la práctica son:

- Uniones con placas de extremo Viga a Pilar, Viga a Viga, Pilar a Pilar (enrasada, extendida, acartelada, con ménsula,...)
- Perfiles en T unidos a ambas alas Viga a Pilar
- Empalmes con platabandas Viga a Viga, Pilar a Pilar

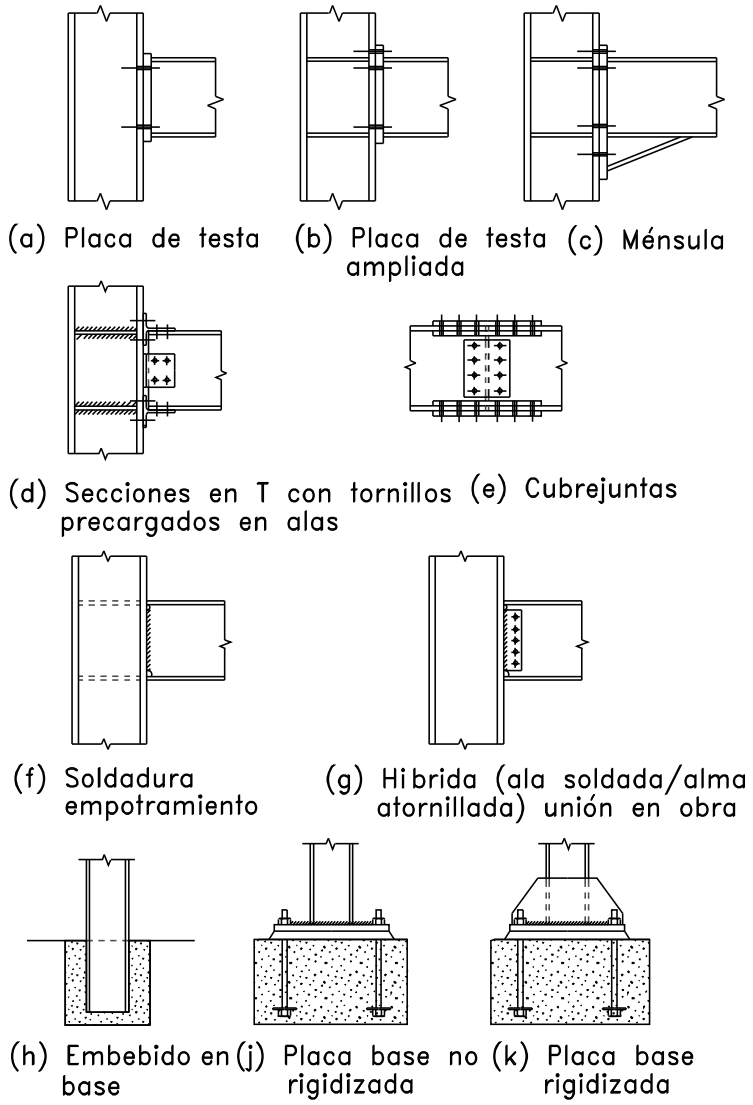


Figura 2 Uniones de momentos típicos

En las uniones a los cimientos

* excepto en el caso de una "construcción simple", donde en estos puntos se sitúan uniones articuladas nominalmente. Pero el tema de esta lección son los pórticos continuos.

(a hormigón) se utiliza generalmente una variante de la unión de placa de extremo, aunque pueden efectuarse uniones con cavidades (en las que el pilar se empotra en el hormigón hasta una profundidad adecuada).

Las uniones de momento soldadas más utilizadas son:

- Todas soldadas
- Alas soldadas y alma atornillada (un híbrido, para facilidad de montaje)

La figura 2 ilustra una selección de estos tipos de unión.

Esta discusión se ha centrado específicamente en las uniones de momento. Para una discusión más general sobre las ventajas relativas de los distintos tipos de uniones soldadas y atornilladas hay que referirse a la lección 13.1.2: Introducción al Diseño de Uniones.

5. DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA DE LAS UNIONES

Todas las uniones de momento se diseñan para ser resistentes de la misma forma, tanto si se requiere que sean Rígidas como de Resistencia Plástica Completa. Se trata de asegurar que todos los componentes de la unión son capaces de resistir los efectos del momento aplicado. Frecuentemente se requiere que la unión resista simultáneamente un esfuerzo cortante y, a veces, un esfuerzo axial, pero lo más frecuente es que domine el momento.

Tómese como ejemplo una típica unión viga a pilar. El momento se transmite por acoplamiento de la compresión en o cerca del nivel del ala inferior con la tracción en la parte superior de la unión. Si no hay esfuerzos axiales en la viga estas dos fuerzas son iguales.

En una unión soldada es frecuente (y no se aleja demasiado de la verdad) suponer que la tracción y la compresión se concentran en las alas. Aunque esta hipótesis, en una conexión de resistencia plástica completa o cerca de ella, viola el criterio de deformación, tiene justificación experimental. En la unión de ala soldada o alma atornillada, un tipo híbrido frecuente en Estados Unidos, la “sobrefatiga” en el ala de la viga puede (dependiendo del perfil) ser superior al 40%.

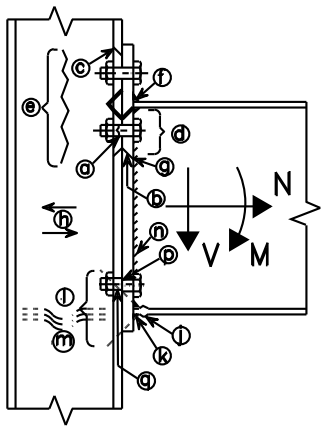
En una unión atornillada los tornillos superiores deben resistir la tracción, suponiéndose generalmente que la compresión se transmite por apoyo directo del ala inferior.

Hay varios componentes más que pueden limitar la resistencia de una unión, y la figura 3 ilustra los que influyen en una unión con placa de extremo. Debe comprobarse cada uno de ellos. En algunos casos puede compensarse algún déficit añadiendo “rigidizadores” (refuerzos, de hecho) u otro tipo de armadura. En la figura 4 se muestran algunos ejemplos.

El alma del pilar está sujeta a esfuerzos transversales concentrados en las zonas de tracción y compresión, y se comprueba utilizando fórmulas empíricas que delimitan el área efectiva del alma. En la zona de compresión puede comprobarse el pandeo y el aplastamiento. Para ello un embridado de la estructura que la rodea justificará generalmente una longitud de pandeo efectiva de 0.7 $\times$ el canto libre entre los redondeados del perfil.

La cortadura en el alma del pilar puede ser significativa, particularmente en la unión por una sola cara o en un pórtico sin arriostramiento. Por otra parte, en una unión por las dos caras en un pórtico con arriostramiento, los efectos inducidos por las dos vigas opuestas pueden compensarse total o parcialmente. Entonces, este componente será decisivo o insignificante según el tipo de pórtico.

En el Eurocódigo 3 apéndice J se dan las normas para las comprobaciones detalladas mencionadas anteriormente, tanto para uniones con placas de extremo soldadas como atornilladas. Básicamente son autoexplicativas; no pueden abarcarse en



Zona	Ref	Relación de elementos
Tracción	a	Perno en tracción
	b	Placa de testa en flexión
	c	Ala de pilar en flexión
	d	Alma de viga en tracción
	e	Alma de pilar en tracción
	f	Unión ala y placa de testa
	g	Unión alma a placa testa
Cortante horizontal	h	Alma de pilar con cortante
Compresión	j	Ala de viga en compresión
	k	Unión ala de viga
	l	Alma de pilar en apoyo
	m	Alma de pilar en pandeo
Cortante vertical	n	Unión alma a placa testa
	p	Cortante en tornillos
	q	Cortante en apoyo

Figura 3 Componentes críticas en uniones con momento

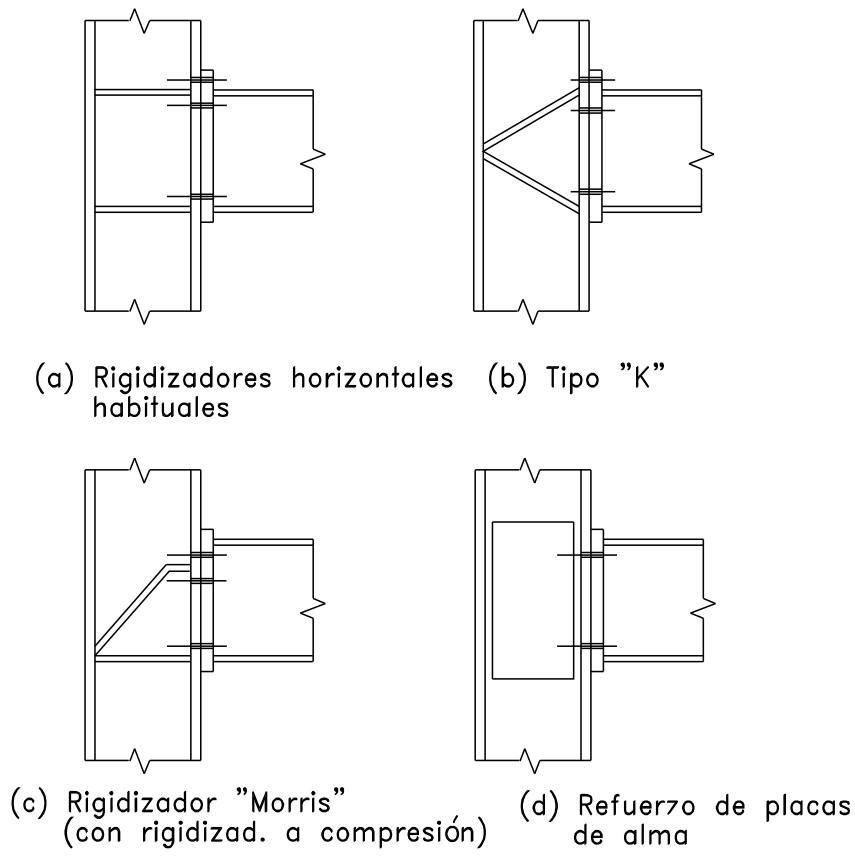


Figura 4 Opciones de rigidización

detalle en una única lección, junto con las reglas para rigidizadores y otros tipos de refuerzo (como chapas de alma suplementarias).

5.1 Cálculo de la Tracción del Tornillo

Sin embargo, los procedimientos para determinar la distribución de la fuerza del tornillo en uniones con placas de extremo con múltiples filas de tornillos a tracción no son autoexplicativas. El comentario que sigue describe los principios; la lección 13.4.4 proporciona mayor detalle.

La fuerza que puede transmitir una fila de tornillos (su "resistencia potencial" puede limitarse bien por la placa a través de la cuál pasan, bien por la resistencia del propio tornillo o por una combinación de ambas. Si la placa (que puede ser ala de pilar o la placa de extremo) es delgada, se deformará por flexión. Si es gruesa, el tornillo se romperá antes de que la placa se deforme. En el campo intermedio, el mecanismo de agotamiento implica la fluencia tanto de la placa como del tornillo.

5.2 El Concepto Equivalente de Segmentos en T

La flexión de la placa es por naturaleza compleja y tridimensional. Para poder abordar el problema, el Eurocódigo 3 introduce el enfoque de "segmentos en T equivalentes". La longitud del segmento en T que se supone que debe corresponder al patrón real de las líneas de deformación tanto para filas individuales de tornillos como para grupos en que se combinan las líneas de deformación puede calcularse mediante fórmulas semi-empíricas. Este segmento en T no tiene rigidizadores, alas de viga ni ninguna complicación; cuando se ha calculado su longitud se ha dado un margen para estos efectos. Se dobla como si tuviera dos dimensiones, a lo largo de las líneas paralelas a su alma.

Los tres modos de agotamiento descritos anteriormente pueden visualizarse de forma sencilla (véase la figura 5). El primero, llamado modo 1, implica la "doble flexión" a lo largo de la línea del tornillo y adyacente al ángulo interior redondeado. El modo 2 combina la fluencia de los tornillos con una única línea de fluencia en el ángulo interior redondeado. El modo 3 corresponde únicamente a la rotura del tornillo. La fórmula modal resulta de la teoría plástica y de la estática y, naturalmente, es la que proporciona la fuerza del tornillo efectiva más baja, que es la que gobierna.

Puede observarse que únicamente en el modo 3 está disponible toda la resistencia del

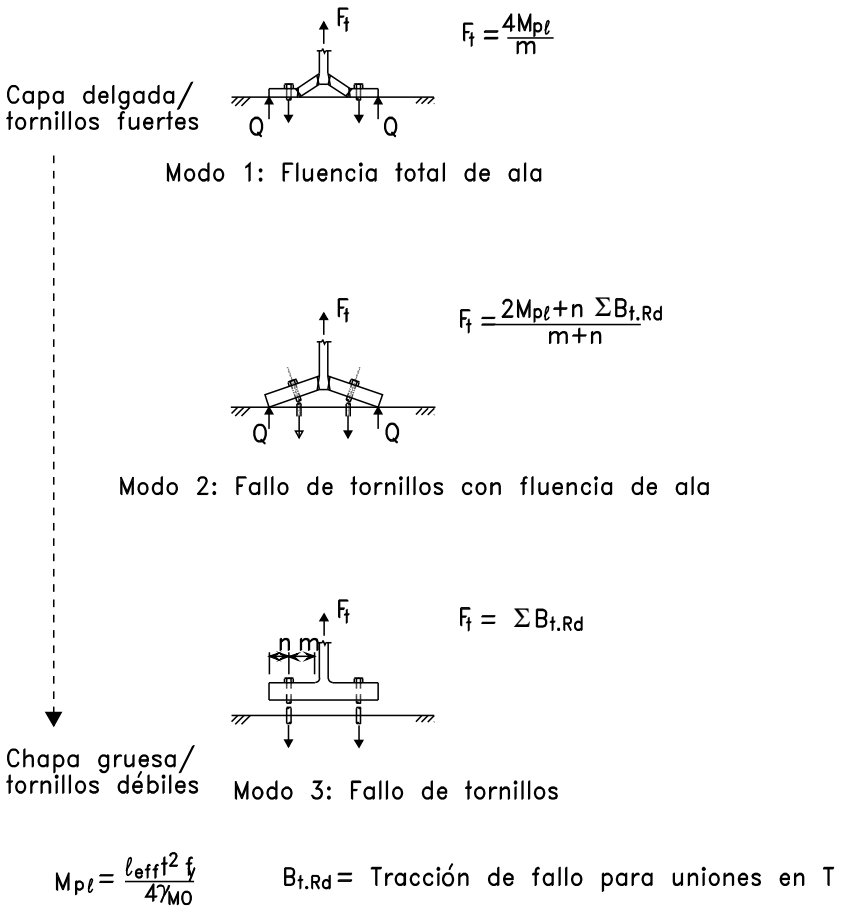


Figura 5 Modos de fallo para uniones en T

tornillo; en otros modos parte de ella está ocupada resistiendo la fuerza de palanca. Como mucho, el modo 1 puede hacer disponible únicamente sobre el 70% del valor de tracción del tornillo.

5.3 Filas Múltiples de Tornillos

Lo que complica las cosas es que las filas de tornillos suelen colocarse lo suficientemente cerca como para competir por la resistencia a la flexión de la placa disponible. En consecuencia, un par de filas de tornillos movilizarán menos del doble de la fuerza que movilizaría cada una de ellas actuando independientemente, y así consecutivamente.

El apéndice JJ del Eurocódigo 3 da preferencia a las filas de tornillos exteriores que, por virtud de su mayor brazo de palanca, están en disposición de convertir esta resistencia en momento de forma más eficaz. Quizás puede comprenderse mejor si se invierte el procedimiento anterior. La resistencia potencial de la fila exterior se calcula como si las otras filas de tracción no estuvieran. Se adjudica a la segunda fila la resistencia potencial de las filas 1 y 2 consideradas como grupo menos la de la fila 1 o, si es menor, únicamente la de la fila 2. Y así sucesivamente considerando (por lo menos en principio) todas las agrupaciones posibles. (Los rigidizadores, si están presentes, restringen el número de filas cuyos patrones de fluencia pueden combinarse).

Al finalizar este procedimiento se ha establecido un conjunto de resistencias potenciales de las filas. Son “potenciales” porque algún otro componente de la unión (generalmente el alma del pilar) puede limitar la fuerza total transmitida. Si es el caso, la fuerza se descuenta de las filas más internas.

Finalmente, la resistencia al momento de la unión se calcula como $\Sigma\,[F_{ti}\,h_i]$, donde F_{ti} es la fuerza de la fila de tornillos y h_i es su brazo de palanca, medido hasta el centro de compresión, que se considera en general coincidente con el del ala “inferior”.

5.4 Justificación para la Distribución Plástica de la Fuerza de los Tornillos

Debe apuntarse que este cálculo se basa en una distribución “plástica” de la fuerza de los tornillos, que requiere que haya suficiente rotación para que las filas de tornillos a tracción interiores,

así como las exteriores, puedan desarrollar sus patrones finales de fluencia. En uniones con múltiples filas de tornillos, esta hipótesis se hace menos razonable con el aumento de espesor de la placa de extremo y del ala del pilar, volviéndose ambas placas relativamente no fluyentes.

Un procedimiento alternativo, más tradicional, se basa en una distribución “triangular” de la fuerza del tornillo, en la que la fuerza de la fila de tornillos se restringe de forma proporcional al brazo de palanca. Para esta distribución no hay restricciones en el espesor de la placa, pero actualmente su uso está restringido a uniones de resistencia plástica completa.

El cálculo de una unión de momento es un proceso complejo, en particular cuando debe considerarse más de una combinación de carga.Se basa inevitablemente en prueba y ajuste. Se recomienda utilizar software especializado, más que complicadas verificaciones manuales. Las uniones de momento estándar prediseñadas, con resistencia al momento tabulada por tamaño de viga para facilidad de obtención, también pueden jugar su papel.

6. EL PÓRTICO CON CUBIERTA A DOS AGUAS

El pórtico con cubierta a dos aguas, analizado a menudo plásticamente, es un tipo de construcción muy frecuente y barato. Como probablemente representa el mayor mercado para el tipo de uniones que consideramos en esta lección, se le da un tratamiento especial.

Las uniones con placa de extremo y ménsula aparecen casi siempre en los pórticos; se adaptan bien a ángulos de intersección distintos a 90°. Es típico hacer que el canto de la ménsula de los aleros sea (casi) igual al de la viga, y extenderla un poco a lo largo del vano. La geometría del nudo reforzado se determina según el diseño global del pórtico en vez de ser meramente un tema de detalle de uniones. Los nudos de la punta suelen ser de tamaño más modesto. La figura 6 ilustra típicas uniones de pórtico.

Con ménsulas de alero extensas, es difícil saber si la conexión es de resistencia plástica completa (relativa a la sección de la viga) o de resistencia plástica parcial (relativa a la sección considerada incrementada por la ménsula). Generalmente se resuelve asegurando que la ménsula esté suficientemente "sobredimensionada" como para forzar una articulación plástica en el extremo de la misma, y dimensionando la conexión para el momento máximo que pueda inducir esta situación (concreta).

Para pendientes usuales de cubierta, la unión de alero puede diseñarse igual que la unión equivalente viga a pilar de 90°, tomando la compresión como el componente horizontal de la fuerza del ala de la ménsula. Generalmente no podrá despreciarse la compresión axial en la viga; puede añadirse a la fuerza en el ala inferior, con el momento de cálculo ajustado para tener en cuenta esta desviación.

Excepto en los pilares interiores de pórticos de varios tramos, es fácil que la cortadura del alma exceda la capacidad de la sección del pilar. (Es probable que el pilar tenga un perfil en I en vez de tenerlo en H). Generalmente se requieren rigidizadores, y se suele utilizar el rigidizador de "Morris" que muestra la figura 6a. Actúa de forma similar al rigidizador diagonal convencional, con la ventaja de que no impide el acceso a los tornillos.

Pueden utilizarse rigidizadores adicionales para reforzar el ala del pilar entre las filas de tornillos inferiores. Naturalmente, el espesor de la placa de extremo puede elegirse de forma que evite la necesidad de rigidizadores, pero algunas veces se utilizan en el lado de la viga para mejorar la resistencia del alma a la tracción.

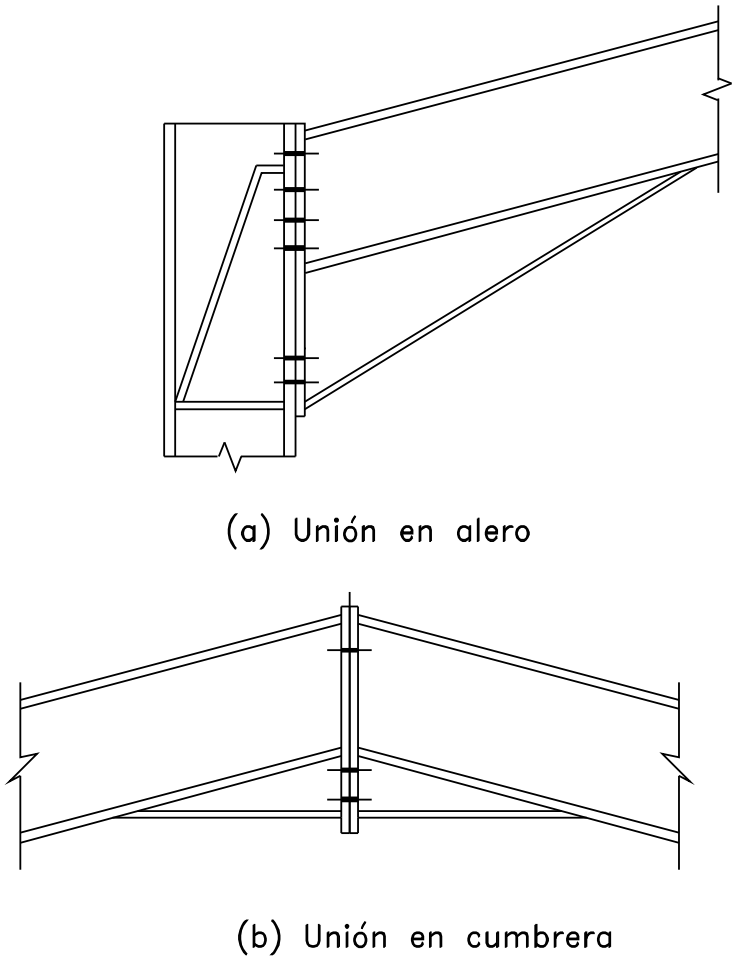


Figura 6 Uniones de pórtico peraltado

7. RESUMEN FINAL

- Las uniones deben ser, en los pórticos continuos, Rígidas o de Resistencia Plástica Completa, dependiendo del método de cálculo.
- Es más fácil hacer Rígidas y/o de Resistencia Plástica Completa las uniones soldadas que las atornilladas, que tienden a ser relativamente complicadas y, por lo tanto, caras. (Esto representa para el proyectista un incentivo para tomar en consideración los pórticos semi-continuos o, cuando las condiciones lo permiten, los pórticos arriostrados de construcción "simple" utilizando uniones nominalmente articuladas.)
- La palabra "Rígido" debe abordarse con cuidado. En este contexto, Eurocódigo 3 le da un significado muy preciso utilizado para describir un estándar de rigidez rotacional, relativo al de la barra conectada. Este estándar es más elevado para los pórticos sin arriostramiento.
- Para el análisis elástico las uniones pueden, en principio, demostrarse Rígidas mediante ensayos o cálculos. En la práctica, acostumbran a declararse Rígidas por experiencia.
- Siempre hay que calcular la resistencia, independientemente del método de cálculo. En el análisis plástico, las uniones se diseñan para que sean de resistencia plástica completa respecto a la barra conectada.
- Las reglas de cálculo para la determinación de la resistencia en los tipos de uniones de momento soldadas y articuladas que se utilizan más se dan en el Eurocódigo 3 apéndice JJ.
- Una unión puede considerarse como un conjunto de "componentes" que, juntos, constituyen las trayectorias de carga mediante las que se transmiten el momento y la fuerza. Globalmente, la resistencia de la unión es la de su componente más débil, y su flexibilidad (la inversa de su rigidez rotacional) es la suma de las flexibilidades de los componentes.
- El apéndice J del Eurocódigo 3 se estaba revisando cuando se preparaba esta lección, por lo que es fácil que haya cambios cuando salga a la luz la versión definitiva de esta norma de diseño. Mientras tanto, es recomendable estudiar las cláusulas relevantes de la versión ENV.

8. BIBLIOGRAFÍA

[1] Eurocode 3: Design of Steel Structures ENV 1993-1-1: Part 1.1, General Rules and Rules for Buildings.

[2] Owens, G. W, and Cheal, B. D., Structural Steelwork Connections, Butterworths, Oxford 1989.

ESDEP TOMO 13
DISEÑO DE UNIONES

Lección 13.7: Uniones de rigidez plástica parcial para pórticos semicontinuos

OBJETIVOS/CONTENIDO

Exponer las características que deben tener las conexiones para los pórticos semicontinuos y la forma de elegir, en la práctica, las uniones adecuadas.

LECCIONES AFINES

Lección 13.1.1: Uniones en Edificación

Lección 13.1.2: Introducción al Diseño de Uniones

Lección 16.13: Proyecto de Pórticos de Varias Plantas con Resistencia Plástica Parcial y Uniones Semirrígidas

RESUMEN

Se explica la fundamental importancia de las conexiones dúctiles de resistencia plástica parcial en la práctica del diseño semicontinuo. Se discute la mecánica de estas conexiones y se introduce un candidato adecuado, la conexión con placa de extremo atornillada, con un espesor de placa adecuado. También se discuten brevemente los métodos de cálculo para la resistencia, la rigidez rotacional y la capacidad de rotación según el Eurocódigo 3 apéndice J [1].

1. INTRODUCCIÓN

Para las uniones viga a pilar de los pórticos típicos de edificios, que pueden ser o no arriostrados, ha habido tradicionalmente dos posibilidades: “simples” (uniones nominalmente articuladas) o “continuos” (uniones resistentes al momento). La construcción simple requiere que el pórtico esté reforzado, ya sea por triangulación o por algo como un núcleo de hormigón armado al que se conecta en cada nivel. En la práctica, la construcción continua se asocia a pórticos sin refuerzo; raramente se utiliza en pórticos con refuerzo, excepto en diseños híbridos de edificios muy altos y localmente en otros pórticos.

¿Por qué el diseño de pórticos semicontinuos?

Diseñar pórticos semicontinuos es un tema económico. Los pórticos continuos implican uniones rígidas o de resistencia plástica completa. Una y otra son caras de fabricación.

Aunque las uniones “simples” son baratas, las vigas diseñadas como libremente apoyadas son más grandes de lo que de otra forma deberían ser.

El enfoque semicontinuo ofrece una solución intermedia. Se basa en la elección que el proyectista hace de un momento de extremo adecuado, tal como se ilustra en la figura 1. Este momento de extremo generalmente se fija igual a la resistencia de un detalle de unión adecuado y no demasiado elaborado. La viga se dimensiona entonces para el centro del vano $M = M_{free} - M_{conn}$. Entonces, la unión es la clave del diseño de pórticos semicontinuos.

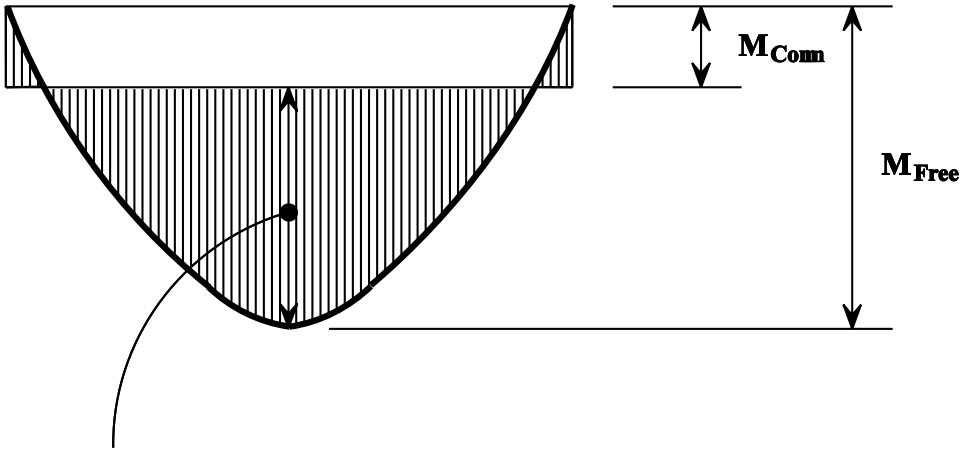


Figura 1 Diagrama de momentos flectores de una viga en un pórtico semicontínuo y arriostrado

2. DEFINICIONES

La figura 2 muestra la definición de las conexiones de momento por resistencia, rigidez y ductilidad.

Las características más importantes de una unión en un pórtico semicontinuo son su ductilidad y su resistencia plástica parcial.

Dúctil: capaz de actuar como una rótula plástica

La ductilidad de una unión es sinónimo de capacidad de rotación (la denominación utilizada en el Eurocódigo 3), y no debe confundirse con la ductilidad de un material como el acero.

Resistencia plástica parcial: Capacidad de resistir menos que el momento plástico de la viga.

Como, en los pórticos continuos, los momentos máximos tienen lugar en los extremos de la viga, es virtualmente inevitable que una unión de resistencia plástica parcial en este punto esté "sobrecargada". Debe ser capaz de rotar plásticamente lo que requiera la compatibilidad con las rotaciones del extremo de la viga (y posiblemente del pilar) bajo la carga de cálculo. Puede que la viga no permanezca elástica. Alrededor del centro del vano, es posible que haya una rótula plástica casi totalmente desarrollada. Entonces, la rotación que la unión debe acomodar varía según las circunstancias pero puede llegar a estar entre 0,02 y 0,04 radianes.

En la práctica, la resistencia al momento que se elige para la unión suele estar entre el 30% y el 50% de la resistencia al momento plástico de la viga.

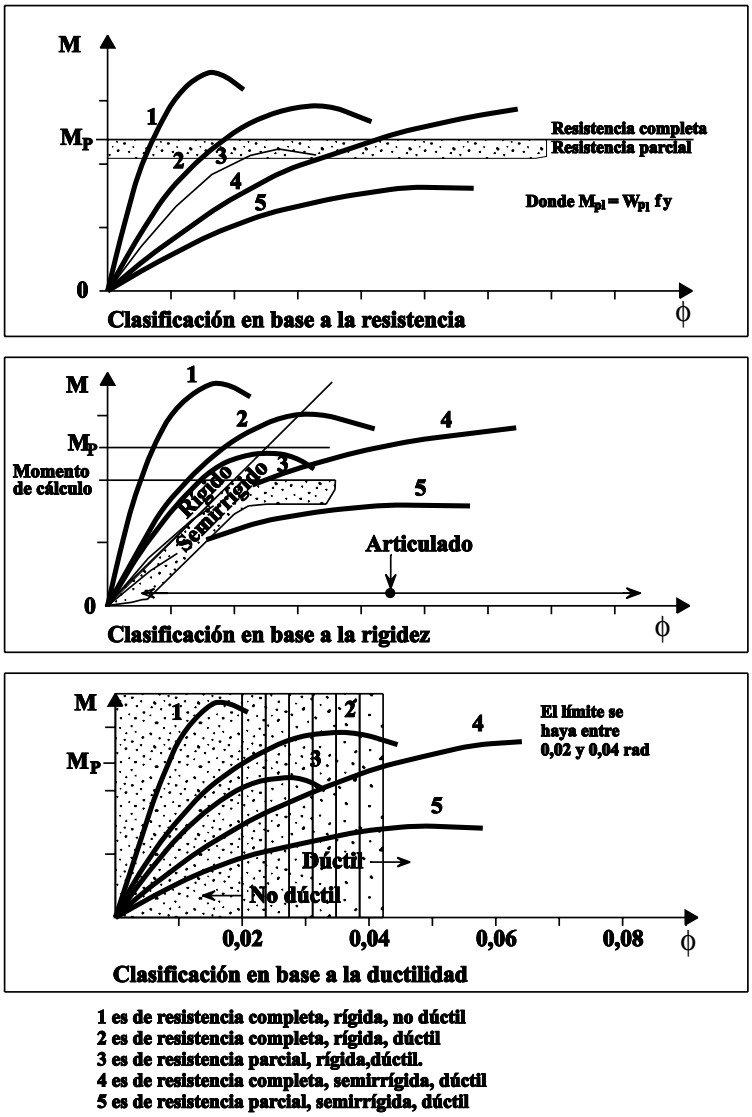


Figura 2 Clasificación de uniones de momento

3. ANÁLISIS GLOBAL PLÁSTICO Y ELÁSTICO

El diseño de pórticos semicontinuos, como se ha apuntado, se basa en el análisis plástico global.

En principio, podría efectuarse también un análisis elástico semicontinuo. Esto implica que, para efectuar los modelos de las uniones, se utilizan resortes de rigidez apropiada.

El análisis elástico global es una propuesta poco atractiva para el proyectista de un pórtico semicontinuo. Es difícil efectuar una predicción fiable de la rigidez rotacional, y la distribución del momento flector depende de ello. La interacción entre la rigidez del elemento y de la unión y la distribución de momentos en el pórtico hace que sea muy difícil para el proyectista controlar el proyecto y hacerlo rentable.

La principal razón para mencionar el análisis elástico es la introducción del término:

Semirrígido: demasiado flexible para que pueda catalogarse como rígido, pero sin ser una rótula.

Una unión rígida es lo suficientemente poco flexible como para que sean válidas las hipótesis hechas en el análisis elástico convencional. La perfecta unión rígida no existe, pero algunas uniones prácticas se acercan suficientemente al ideal como para poder despreciar su flexibilidad en el análisis. En otras palabras, el momento flector permanece aceptablemente próximo al momento flector teórico que resulta del análisis elástico. Los distintos reglamentos difieren en dónde “trazar la línea” que define el “aceptablemente”. La distinción únicamente es relevante en el análisis elástico de los pórticos hiperestáticos.

En esta lección se enfatiza este especial significado de la palabra “Rígido” poniéndolo con mayúscula.

Es importante entender que una conexión puede ser lo suficientemente rígida como para cumplir con su objetivo en la estructura sin que pueda clasificarse como Rígida según la definición del reglamento. Las uniones semirrígidas pueden ser adecuadamente rígidas.

Hay que tener presente que, así como a veces se utiliza la palabra rígido en sentido amplio para indicar únicamente “resistente a la rotación”, el término semirrígido también se utiliza a veces en sentido amplio, para describir las estructuras semicontinuas en general. Es incorrecto. Aunque las conexiones que aparecen en esta lección serán a menudo semirrígidas, lo que importa es que son de Resistencia Plástica Parcial y Dúctiles.

También se encontrará la denominación “Restricción Parcial” en el sentido de “Resistencia Plástica Parcial” y/o “Semirrígido”.

4. QUÉ ES LO QUE HACE QUE UNA UNIÓN SEA ADECUADA

Para proporcionar la capacidad de rotación necesaria, algunos componentes de la conexión deben deformarse de forma controlada. Las placas a flexión y las almas de pilar a cortadura son candidatos adecuados.

Más importante es tener en cuenta que las otras piezas de la unión no deben fallar, porque lo harían abruptamente. Las soldaduras y los tornillos a tracción caen en este grupo.

Por ello las uniones totalmente soldadas, dejando al margen algunas uniones no convencionales, no suelen ser compatibles con el enfoque semicontinuo.

Para proteger los componentes frágiles, como por ejemplo las soldaduras y tornillos a tracción, hay que diseñar otro componente de la unión como “enlace débil” hecho a propósito. Algo no muy habitual en el diseño estructural, deben limitarse tanto la resistencia máxima como la mínima de este componente.

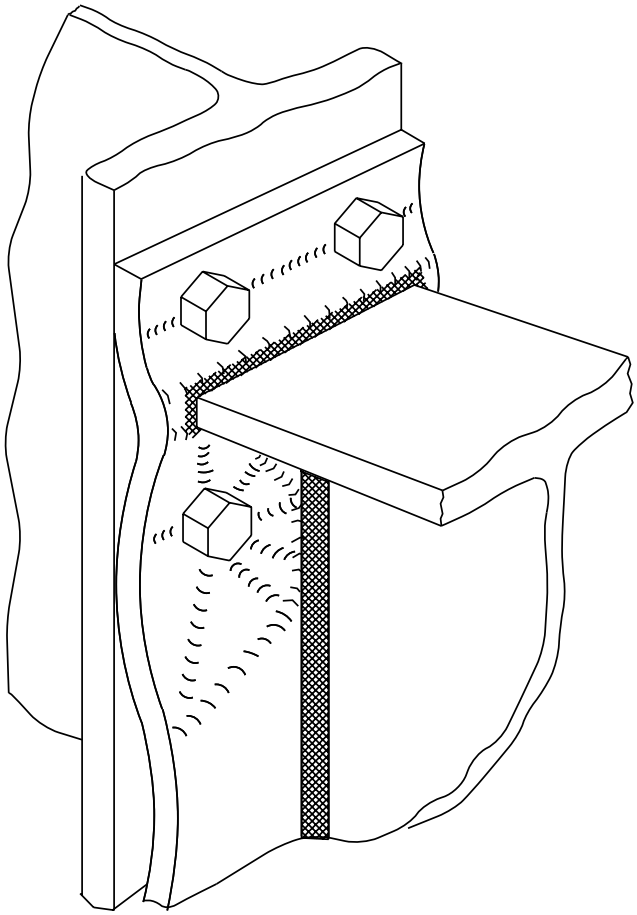


Figura 4 Una fluencia controlada de la placa de extremo protege los elementos frágiles (tornillos y soldaduras) de una sobrecarga

Una unión que se elige frecuentemente es la placa de extremo atornillada, ya sea “enrasada” o “extendida” (véase la figura 3). Otros tipos de unión también pueden ser adecuados, pero este es único porque está respaldado por normas de cálculo aceptadas en el Eurocódigo 3 apéndice J [1].

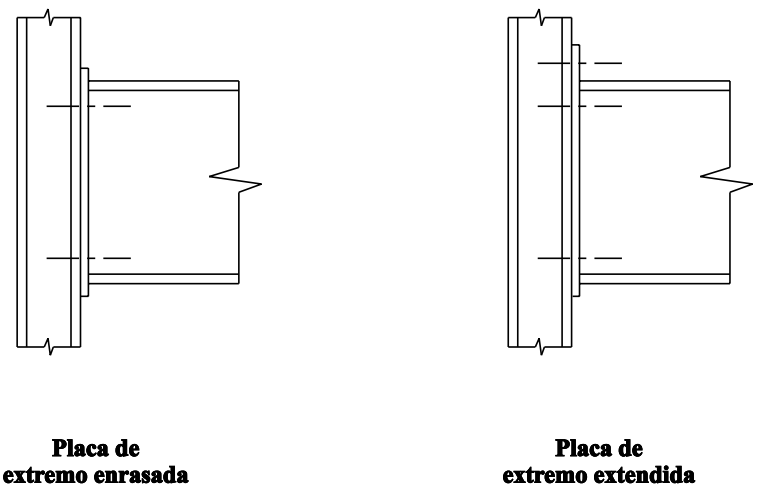


Figura 3 Uniones con placa de extremo para estructuras semicontinuas

No todas las uniones con placa de extremo son dúctiles. Las figuras 4 y 5 muestran el comportamiento que se requiere. Generalmente, sólo el comportamiento del modo 1 alcanza la ductilidad requerida.

En general, es necesario restringir el espesor de la placa de

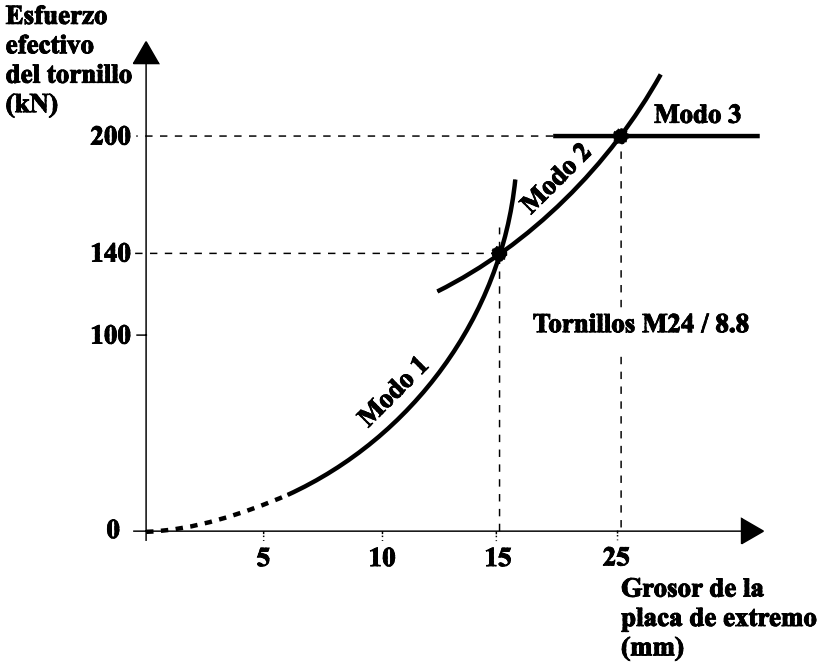


Figura 5 La influencia del grosor de la placa de extremo sobre el comportamiento de la unión y el modo de agotamiento

extremo a aproximadamente el 60% del diámetro del tornillo (suponiendo que los tornillos no sean más débiles que 8.8). Placas de extremo más gruesas transmitirían más momento pero con el riesgo de agotamiento prematuro debido a que los tornillos podrían romperse antes de que se alcanzara la rotación requerida.

Las uniones con placa de extremo calculadas teniendo en cuenta únicamente la resistencia presentan en general placas de espesores iguales o superiores al diámetro del tornillo. No son dúctiles. Por ejemplo (véase la figura 5), se requiere una placa de 25 mm de grosor para desarrollar la resistencia plástica completa de tornillos M24 8.8.

Sin embargo, aparte del espesor, la placa de extremo dúctil puede tener el mismo aspecto que la placa de resistencia plástica completa.

Aparte de la relativa ineficacia en la utilización de tornillos, hay que reconocer que la placa de extremo más delgada hace que la unión dúctil sea menos rígida que su contrapartida ortodoxa.

5. LA NECESIDAD DE RIGIDEZ

La Rigidez, utilizada aquí como sinónimo de rigidez rotacional, tiene mucha más importancia en los pórticos no arriostrados que en los que llevan arriostramiento. En los primeros, contribuye a la estabilidad del pórtico y induce resistencia. En pórticos con arriostramiento, su contribución no es tan crucial; ayuda a limitar la flecha y restringe la rotación del pilar.

La rigidez requerida para mantener la estabilidad y/o el grado de eficiencia para el servicio de un pórtico sin arriostramiento varía según las circunstancias (un pórtico de varios tramos bajo requerirá menos que uno más alto, suponiendo que los demás parámetros sean iguales). Sin embargo, generalmente es menor, y a veces mucho menor, de la que requiere (según las instrucciones de la normativa) para que la conexión pueda denominarse “Rígida” a efectos del análisis elástico.

Es difícil pensar situaciones en las que demasiada rigidez sea un inconveniente, tanto si el pórtico lleva arriostramiento como si no. Los detalles estándar, entonces, pueden diseñarse para maximizarla. Para ello son preferibles las disposiciones de tornillos que sean “compactas”, en las que los tornillos estén colocados tan cerca del ala y del alma como sea posible.

Referente a la elección de espesores de placa de extremo, la rigidez y la ductilidad se contraponen.

La rigidez de la placa de extremo, que tiende a ser el componente más flexible de la unión y, por ello, el dominante, es proporcional a su grosor al cuadrado, si no al cubo. La ductilidad no debe quedar afectada, por lo que la utilización de tornillos más largos y/o más fuertes, que permite placas de extremo más gruesas, es ventajosa.

A menudo, la combinación de placas de extremo de 15 mm de grosor con tornillos M24 (8.8 o 10.9) es adecuada.

6. DISEÑOS DE UNIONES ESTÁNDAR

Como las uniones, en el diseño semicontinuo, son elección del proyectista, un enfoque estandarizado será, pues, interesante.

Para el proyectista es frustrante seleccionar un momento concreto de la unión provisional, supongamos el 30% del momento libre, para descubrir después de páginas de cálculos que una unión con dos tornillos a tracción no llega a este momento.

Para cada tamaño de viga puede presentarse un campo relativamente pequeño de detalles estándar, basados en las geometrías preferidas, con resistencias al momento tabuladas. Esto acelera el proceso de prueba y ajuste en la selección del tamaño de viga y estilo de unión, al tiempo que conserva gran parte de la simplicidad del tradicional diseño “simple”.

NÚMERO DE DETALLE 5 (15 M24)
RESISTENCIA AL MOMENTO
M.R. (en Nm) = 193 x [h - 0,5 tf + 40]
+ 315 x [h - 0,5 tf - 60]
+ 287 x [h - 0,5 tf - 150]

Dimensiones para el detallado (mm)										Serie tamaño/ Masa por metro	Resistencia al Momento (kNm)
Relativa al acero							d	t_f	h		
a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6	c					
							720			533 x 210	
40	60	150	395	485	585	88		21,3	544,6	122 ¥	371
40	60	150	390	480	580	90		18,8	539,5	109 ¥	368
40	60	150	387	477	577	92		17,4	536,7	101	366
40	60	150	383	473	573	93		15,6	533,1	92	364
40	60	150	378	468	568	96		13,2	528,3	82	361
							650			457 191	
40	60	150	317	407	507	91		19,6	467,4	98 ¥	310
40	60	150	314	404	504	93		17,7	463,6	89 À 82	308
40	60	150	310	400	500	95		16,0	460,2	74	306
40	60	150	307	397	497	96		14,5	457,2	67	304
40	60	150	304	394	494	98		12,7	453,6		302
							650			457 x 152	
40	60	150	315	405	505	92		18,9	465,1	82 ¥	308
40	60	150	311	401	501	94		17,0	461,3	74	306
40	60	150	307	397	497	96		15,0	457,2	67	304
40	60	150	305	395	495	98		13,3	454,7	60	302
40	60	150	300	390	490	100		10,9	449,8	52	299
							590			406 x 178	
40	60	150	263	353	453	89		16,0	412,8	74	268
40	60	150	259	349	449	90		14,3	409,4	67	266
40	60	150	256	346	446	92		12,8	406,4	60	264
40	60	150	253	343	443	94		10,9	402,6	54	262
							580			406 x140	
40	60	150	252	342	442	89		11,2	402,3	46	261
40	60	150	247	337	437	91		8,6	397,3	39	258

¥ – Donde “tf” > 18 usa EFPTBW al ala
À – Si la viga es S275 utiliza EFPTBW al ala.

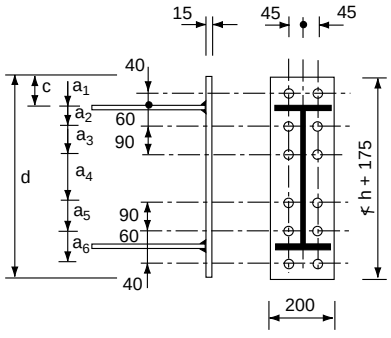


Figura 6 Ejemplo de un detalle estandar

LIMITACIONES DE SOPORTE
$\Sigma F_b \leq 809$ kN

S275					Clase	S355				
v	iv	iii	ii	i	Zona	i	ii	iii	iv	v
Tracción Alma	Compre-sión Alma	Pandeo Alma	cortadura alma	Flexión Ala	Tamaño serie Masa por metro	Flexión ala	Cortadura alma	Pandeo alma	Compre-sión alma	tracción alma
√	√	√	1089	√	356 × 368 202	√	1406	√	√	√
√	√	√	940	√	177	√	1213	√	√	√
√	√	√	814	√	153	√	1051	√	√	√
√	•	•	691*	√	129	√	892	√	√	√
√	√	√	√	√	305 × 305 283	√	√	√	√	√
√	√	√	1364	√	240	√	√	√	√	√
√	√	√	1124	√	198	√	1451	√	√	√
√	√	√	905	√	158	√	1168	√	√	√
√	√	√	791	√	137	√	1021	√	√	√
√	•	√	681*	√	118	√	879	√	√	√
√	•	•	565*	•	97	•	730*	•	•	√
√	√	√	935	√	254 × 254 167	√	1207	√	√	√
√	√	√	746*	√	132	√	963	√	√	√
√	•	√	613*	√	107	√	791*	√	√	√
√	•	•	497*	•	89	√	642*	•	•	√
√	•	•	406*	•	73	•	525*	•	•	√
√	•	•	497*	•	203 × 203 86	√	642*	√	√	√
√	•	•	395*	•	71	•	510*	•	•	√
√	•	•	349*	•	60	•	451*	•	•	√
√	•	•	300*	•	52	•	387*	•	•	√
•	•	•	273*	•	46	•	353*	•	•	√

* Menos que ΣF_b • Requiere sobreespesor

RESISTENCIA A CORTADURA

Véase Nota 4

1020 kN

Figura 6 (continuación) Ejemplo de un detalle estandar

7. CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA UNIÓN

La resistencia (resistencia al momento) de la conexión se calcula exactamente igual que para cualquier otro momento de unión con placa de extremo (véase la lección 13.1.2).

Lo mismo puede aplicarse a la rigidez rotacional, para la que el Eurocódigo 3, apéndice J da una fórmula [1].

Con todo, las predicciones de rigidez rotacional que no están basadas en pruebas tienen una fiabilidad limitada. Mientras que los cálculos de eficacia de servicio pueden basarse razonablemente en predicciones, la actual tendencia no recomienda su utilización para determinar la distribución del momento flector de cálculo "último".

En la próxima sección se perfila la verificación de la ductilidad (capacidad de rotación) de una unión. Debe tenerse en cuenta que, en la práctica, estas comprobaciones se efectúan normalmente mediante software específico o tablas de referencia de los detalles normalizados.

Verificación de la Ductilidad

Como se muestra en la figura 7, el Eurocódigo 3 apéndice J indica que una conexión puede contemplarse como dúctil, o sea, poseerá la suficiente capacidad de rotación como para actuar como rótula plástica, si está sujeta a una de las siguientes condiciones:-

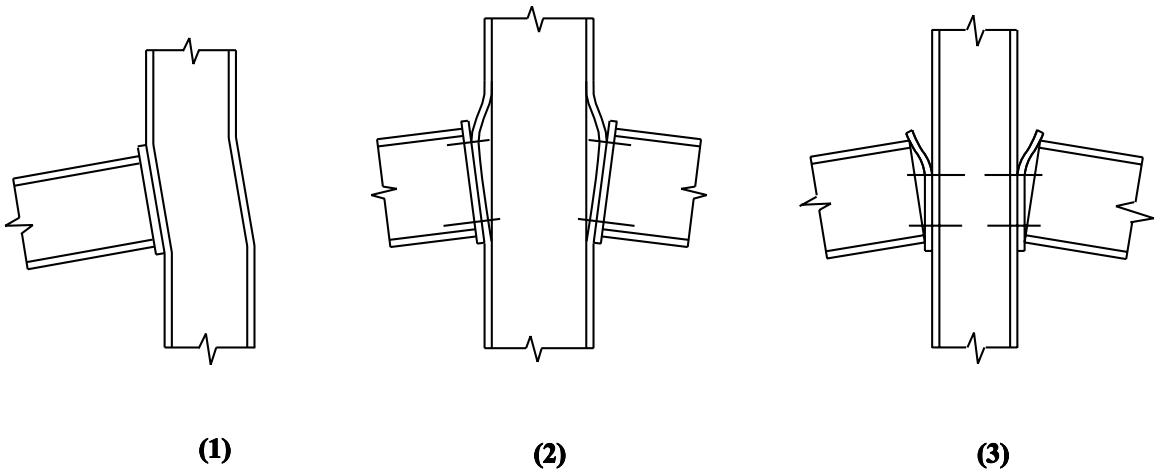


Figura 7 Eurocódigo 3 ofrece tres pautas para garantizar la capacidad de rotación, o sea, una unión "dúctil"

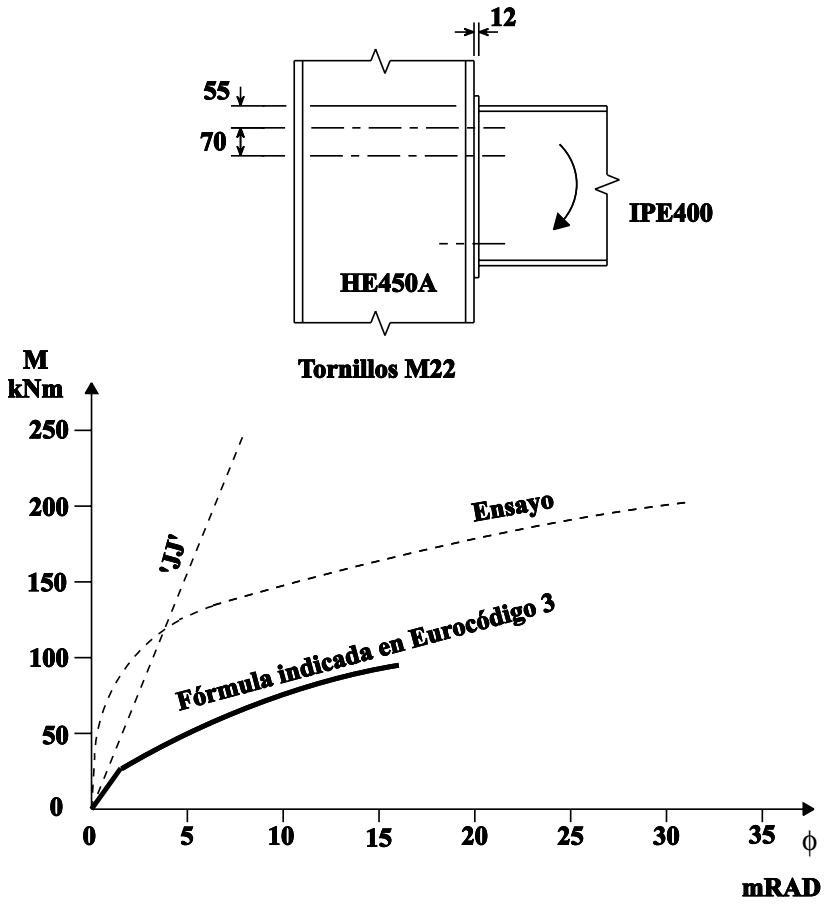


Figura 8 Predicción de la rigidez para una unión dúctil tipo

(i) La zona de cortadura del pilar limita la resistencia al momento.

(ii) El ala del pilar (a flexión) limita la resistencia al momento con agotamiento en modo 1.

(iii) La placa de extremo (a flexión) limita la resistencia al momento con modo 1 de agotamiento.

El modo 1 de agotamiento es el modo de "doble flexión" que domina si la placa es relativamente delgada.

Únicamente en el caso particular de conexiones por una cara, como por ejemplo en los pilares del perímetro, es realista calcular en base a la opción (i). Cuando hay una viga a lado y lado del pilar, los momentos pueden contraponerse reduciendo la cortadura en el alma, quizás anulándola.

Generalmente, el tamaño del pilar ya está determinado; cualquier alteración que el proyectista de uniones tenga que efectuar será siempre aumentando. O sea que, a menudo, la opción (ii) tampoco puede tenerse en cuenta.

La opción (iii), diseñando para modo 1 de agotamiento en la placa de extremo, es el único camino utilizable universalmente para satisfacer el requisito; los detalles estándar pueden basarse en ello.

Como se ilustra en la figura 8, debe apuntarse que el Eurocódigo 3 apéndice J ofrece una fórmula para el cálculo de la capacidad de rotación y su comparación con la evaluación del propio proyectista de lo que requiere la situación. Esta fórmula puede aplicarse a uniones en las que prevalece el modo 2, como en los casos en que la placa de extremo sea algo más gruesa que el límite establecido para el modo 1. En la práctica proporciona poca capacidad de rotación, excepto para las vigas más delgadas. Sea como sea, en general el proyectista prefiere evitar el cuantificar la capacidad de rotación requerida. Satisfacer las condiciones (i), (ii) o (iii) significa que la unión es "dúctil" (tiene suficiente capacidad de rotación para todas las circunstancias normales).

8. DISEÑO DE UNIONES ECONÓMICO

Es fundamental para el enfoque semicontinuo que, cuando esté en competencia con pórticos “simples”, las uniones son un poco más caras que las “nominalmente articuladas” que son su contrapartida (véase la figura 3).

Puede aceptarse una placa de extremo más grande, una soldadura ligeramente más larga o un par de tornillos extra.

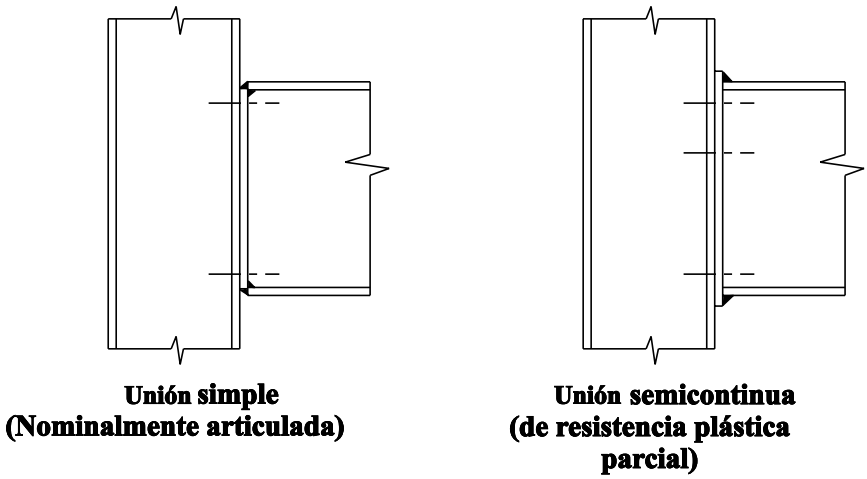


Figura 9 Comparación de uniones simples y semicontinuas

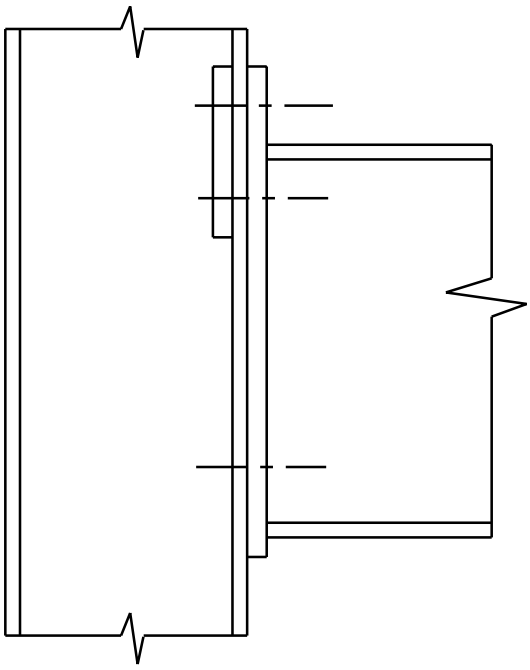


Figura 10 Chapas de ala adosadas

Sin embargo, si se requieren rigidizadores en el pilar, o una ménsula de refuerzo en la viga, es fácil que no se cumpla este punto. Cualquier ahorro en el tamaño de viga probablemente no será suficiente para compensar estas uniones, que comportan mucho trabajo. O sea que casi siempre es preferible aumentar el peso de un pilar a soldarle rigidizadores.

Un tipo de armadura para pilar como la que se muestra en la figura 10, con chapas adosadas al ala, puede justificarse como una forma poco costosa de aumentar la resistencia de un pilar de alas delgadas.

La idea es que el proyectista debería elegir libremente el momento de la unión teniendo siempre en cuenta el efecto que su elección tiene en los costes.

9. PÓRTICOS SIN ARRIOSTRAMIENTO

Los pórticos no arriostrados diseñados según el método tradicional del momento del viento, usado en muchos países (o sea, uniones proporcionadas para resistir sólo el momento del viento) son, tanto si sus proyectistas eran conscientes de ello como si no, los precursores de los pórticos semicontinuos sin arriostramiento. La satisfactoria eficacia de servicio de numerosas estructuras de este tipo, en las que no todas las uniones podrían considerarse dúctiles según la normativa de el Eurocódigo 3, hace pensar que los pórticos semicontinuos sin arriostramiento tendrán aceptación.

Con todo, deben enfocarse con cuidado los pórticos no arriostrados con uniones dúctiles de resistencia plástica parcial. Hay que asegurar que la rigidez de la unión no sea inaceptablemente baja para la eficacia de servicio o la estabilidad del pórtico.

Idealmente, la rigidez de la conexión puede predecirse y el pórtico se analiza con las uniones previstas como resortes rotacionales. (Existen fórmulas disponibles para modificar la rigidez a la flexión de la viga para que pueda efectuarse con programas que no ofrecen elementos de resorte rotacional). Este análisis proporciona predicciones de deformación transversal que pueden compararse directamente con los límites del reglamento, si pueden despreciarse los efectos secundarios como por ejemplo el hecho de que el pórtico no se deforme transversalmente. Si estos efectos no pueden despreciarse, habrá que efectuar un análisis de segundo orden.

Este enfoque requiere saber la rigidez rotacional de las uniones, que puede no estar fácilmente disponible. Algo más a favor del análisis elástico global semicontinuo.

Si la estructura es baja y de proporciones razonablemente normales, puede seguirse un enfoque más sencillo (véase la figura 11). Los estudios paramétricos [3] han mostrado que es aceptablemente preciso aplicar un factor arbitrario de 1,5 a la deformación transversal predicha mediante un convencional análisis elástico continuo global, sujeto a ciertas condiciones.

Estos aspectos se tratan en lecciones anteriores. Se repiten ahora como recordatorio de que en ciertos casos la rigidez podría influir en el diseño de conexiones, conduciendo quizás a placas de extremo extendidas o rigidizadas

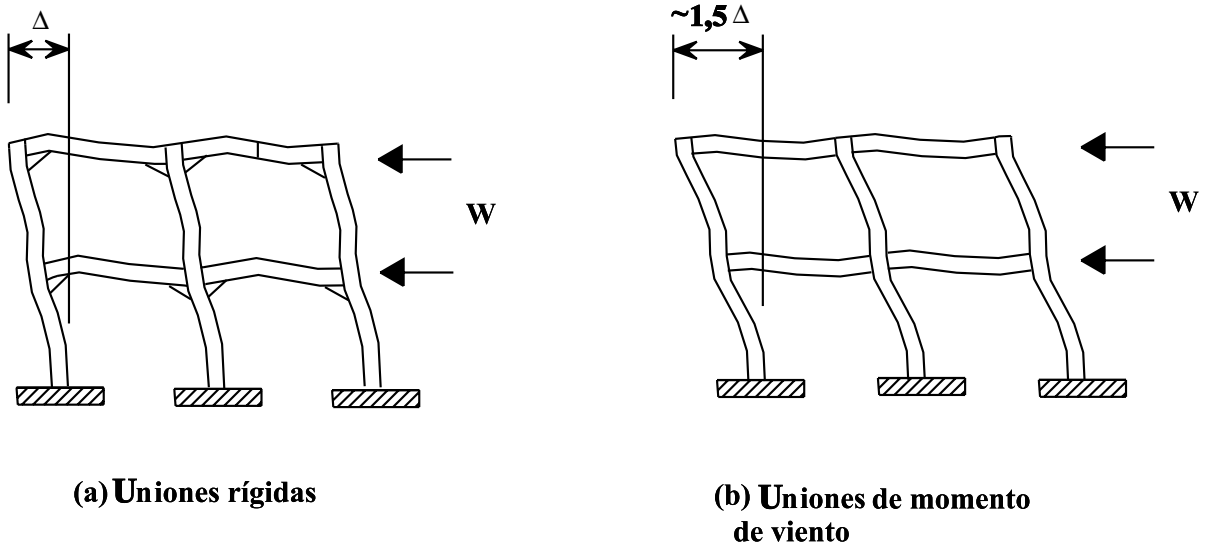


Figura 11 Comparación de pórticos totalmente rígidos y pórticos de momento de viento

donde (considerando sólo la resistencia) serían suficientes configuraciones menos elaboradas.

En el caso de pórticos no arriostrados el objetivo es evitar el refuerzo, más que ahorrar en las vigas. La comparación, desde el punto de vista económico, es con las uniones de resistencia plástica completa y/o las uniones rígidas del proyecto “continuo” que está en competencia.

Sigue siendo válido el énfasis en evitar los caros rigidizadores soldados y otros elementos que requieren mucho trabajo.

10. RESUMEN FINAL

- Lo que hace que el enfoque semicontinuo valga la pena es la libertad para utilizar conexiones de momento relativamente sencillas y baratas.
- Las conexiones son de resistencia plástica parcial y se requiere que sean dúctiles. Es probable que sean semirrígidas, pero esto no tiene mucha importancia en un pórtico arriostrado.
- En un pórtico no arriostrado, la rigidez de la unión tiene importancia en su estabilidad y eficacia.
- El enfoque semicontinuo del proyecto, como se ha visto en esta lección, se basa en el análisis plástico semicontinuo. Proporciona control al proyectista sobre el diagrama del momento flector para optimizar los costes globales.

11. BIBLIOGRAFÍA

[1] <Eurocode 3:“Design of Steel Structures: Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings, ENV 1993-1-1, 1992.

[2] Hughes, A. F. et al, “Ductile Connections for Wind-Moment Frames” Steel Construction Institute, Ascot, UK (pendiente de publicación).

[3] Anderson, D. A. et al, “Wind-Moment Design for Unbraced Frames, Steel Construction Institute, Publication P082, Ascot, UK, 1991.

ESDEP TOMO 13
DISEÑO DE UNIONES

Lección 13.8: Uniones en edificios

OBJETIVOS/CONTENIDO

Presentar las líneas y conceptos básicos para el proyecto de uniones en edificios, así como las disposiciones básicas para uniones en barras a tracción, a compresión y sujetas a flexión. Se revisan brevemente los aspectos principales de la fabricación y el montaje.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 13.1.1: Uniones en Edificación

Lección 13.1.2: Introducción al Diseño de Uniones

Lecciones 13.2: Uniones Soldadas

Lecciones 13.3: Uniones con Tornillos

Lecciones 13.4: Análisis de Uniones

LECCIONES AFINES

Lección 18.11: Cubrejuntas y otras Uniones en Puentes

RESUMEN

Las uniones se proyectan para transferir esfuerzo axial, esfuerzo cortante y flexión, incluyendo momento parásito y efectos secundarios. Inicialmente deben determinarse las trayectorias de carga; debe comprobarse la resistencia de todos los componentes en estas trayectorias de carga.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Tipos de Uniones de Empalme

Una unión de empalme es la que está hecha dentro de la longitud de un pilar, una viga o cualquier otro elemento de construcción. Está pensada para transferir esfuerzos de una parte estructural a la parte adyacente sin que sea un punto débil de la estructura en lo que se refiere a resistencia, rigidez o ductilidad. Esta transferencia tiene lugar normalmente a través de distintos tipos de placas que están adecuadamente unidos a las partes de la barra.

Se han discutido en otro lugar el por qué se necesitan estas uniones, así como las ventajas e inconvenientes de los respectivos tipos y métodos de unión (véanse las lecciones 13.1). Al igual que los otros tipos de conexiones, deben diseñarse de acuerdo con los principios generales y los conceptos de cálculo presentados anteriormente (véanse las lecciones 13.1).

Las uniones de empalme pueden hacerse de muchas maneras. Por ejemplo, las platabandas tradicionales pueden utilizarse para transferencia de plena carga o sólo para continuidad; como elementos de unión pueden utilizarse soldaduras o tornillos.

La mayoría de uniones de empalme transfieren cargas de un elemento estructural a la parte adyacente de otro elemento similar, ya sea a través de platabandas o a través de placas de extremo. Las platabandas pueden ser simples, con tornillos sujetos a cortadura unilateral, o dobles con tornillos a cortadura en dos planos (figura 1a).

Cuando se utilizan placas de extremo en una unión, suelen estar colocadas perpendicularmente a los ejes de la barra y fijadas con soldaduras en ángulo (figura 1b).

En las uniones solapadas no hacen falta las platabandas. Este tipo de uniones es particularmente utilizado en uniones con placas simples

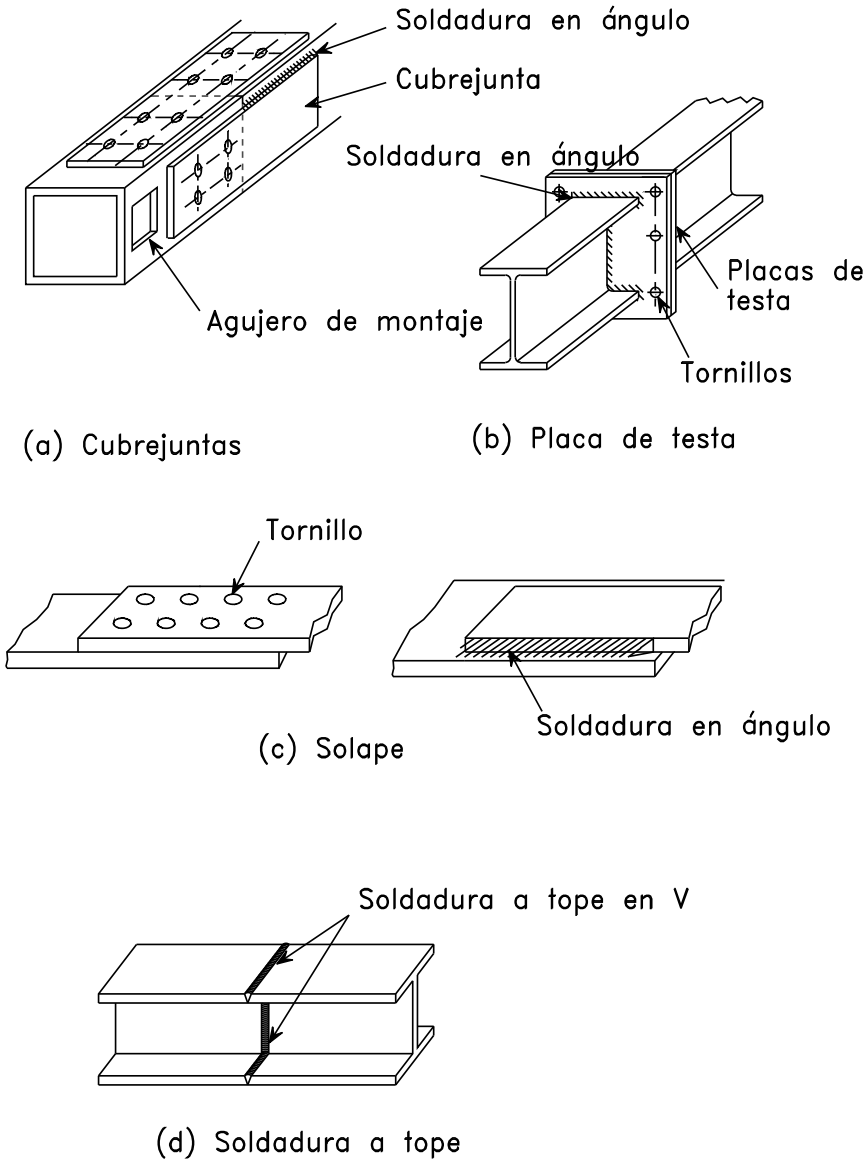


Figura 1 Tipos de uniones longitudinales

o chapas finas. Las piezas de la placa sencillamente se solapan y se conectan una a otra mediante tornillos o soldaduras en ángulo (figura 1c), o incluso con ganchos cuando se trata de placas muy delgadas o de chapas finas. En esta lección no se tratarán estas disposiciones de conexión tan elementales.

En un empalme con soldadura a tope se mantiene la plena continuidad de la sección a través de la sección transversal de la unión. Estas conexiones se utilizan en el montaje previo de barras de igual o prácticamente igual tamaño de serie (figura 1d).

La elección del tipo de unión está influenciada por muchos factores, como por ejemplo el tipo de cargas a transferir, los tipos de perfiles estructurales (secciones abiertas o cerradas, facilidad de acceso, naturaleza de la carga), si son estáticas o dinámicas, con o sin inversión de la carga, y de la rigidez.

Las uniones mostradas en la figura 1 muestran la mayor parte de posibles disposiciones.

1.2 Cargas en Uniones de Empalme

Los esfuerzos que debe transmitir una unión concreta son, en primer lugar, el esfuerzo axial, el momento flector y/o el esfuerzo cortante que tiene lugar en la unión, basado en el análisis estructural elástico o plástico de la estructura, suponiendo una continuidad en toda la unión. En segundo lugar, deben tenerse en cuenta los posibles efectos secundarios debidos a faltas de linealidad e imperfecciones geométricas.

Las piezas empalmadas deberían disponerse de tal manera que se evitara cualquier excentricidad entre sus respectivas directrices. Cuando no pueden evitarse las excentricidades, deben tenerse en cuenta las fuerzas y momentos adicionales que tengan cierta relevancia.

Además, al considerar las trayectorias de carga de los esfuerzos a través de los componentes de la unión deben tenerse en cuenta los posibles cambios en las magnitudes del brazo de palanca cuando se transfiere la carga desde el elemento estructural a los componentes de la conexión, o sea, deben identificarse cuidadosamente los esfuerzos y determinarse la magnitud de los componentes de carga, para restar en equilibrio.

Cuando la carga es predominantemente estática, generalmente se da un margen implícito para la redistribución plástica. Entonces, la resultante de tensión puede transferirse según un esquema estáticamente admisible. Este enfoque generalmente es aceptable para la mayoría de estructuras de edificios.

Por contra, los puentes están sujetos a cargas repetidas. Como este hecho aumenta la posibilidad de fatiga, en la construcción de puentes no es aceptable en la misma medida la simplificación anterior, que implica una redistribución de tensiones.

1.3 Propósito de esta Lección

Esta lección se refiere a las uniones de empalme en las construcciones de edificios. Las disposiciones de uniones y los conceptos y orientaciones de proyecto que se desarrollan también son aplicables a las estructuras de puentes, aunque con las reservas que se han apuntado anteriormente.

Naturalmente, las mismas consideraciones deben hacerse en cualquier unión en la estructura del edificio que pueda estar expuesta a carga de fatiga.

Las conexiones de empalme en los elementos estructurales de edificios pueden estar sujetas a esfuerzos axiles, flexión y cortadura, o a una combinación de esfuerzos axiles y flexión. Únicamente se examinan, aquí, los casos básicos como, por una parte, esfuerzos axiles de tracción o de compresión, respectivamente y, por la otra, flexión simple con cortadura. Si una conexión está sujeta a una combinación de dos o más de estos efectos básicos de acción, esta combinación debe enfocarse de forma apropiada (véase la lección 14.8).

2. UNIONES DE EMPALME EN BARRAS TENDIDAS

Comparadas con las barras comprimidas, que generalmente se diseñan para resistencia al pandeo, las barras tendidas suelen ser mucho más delgadas y presentan menor área de sección transversal.

Las barras tendidas que se suelen empalmar incluyen:

a. cordones tendidos (de celosía) y barras de alma en cerchas y vigas de celosía
b. diagonales a tracción y barras de arriostramiento
c. péndolas
d. cables

Cualquier tipo de perfil estructural (abierto o hueco, simple o compuesto) es adecuado para las barras tendidas. Los perfiles utilizados más frecuentemente para ello son: varas, perfiles planos, perfiles en U y angulares. Para esfuerzos de tracción grandes, pueden utilizarse perfiles en H e I y perfiles huecos circulares o rectangulares.

El esfuerzo de tracción se transmite mediente los elementos de chapa de la barra tendida estructural de forma proporcional a sus áreas de sección transversal. Las placas de unión asociadas a cada elemento deberían diseñarse para resistir los componentes relevantes de la fuerza de tracción.

La mayoría de uniones en las barras tendidas utilizan cubrejuntas y empalmes solapados. Las conexiones soldadas a tope sólo se efectúan en circunstancias especiales; las uniones con placa de extremo únicamente se utilizan en secciones tubulares.

2.1 Uniones de Empalme Atornilladas con Placas

Se dan dos tipos de uniones atornilladas para las barras tendidas, y utilizan:

a. tornillos resistentes por cortadura, sin preocuparse del posible deslizamiento en las uniones,
b. tornillos resistentes al deslizamiento, que previenen cualquier deslizamiento en la unión bajo condiciones de servicio y posiblemente en el estado límite último de la unión. En consecuencia, proporcionan al empalme y a la barra tendida una mayor rigidez.

En uniones atornilladas, los agujeros del tornillo reducen la resistencia límite de la barra; también pueden reducirla la efectividad parcial y la flexión secundaria debida a la excentricidad de la unión. La influencia de los agujeros del tornillo se tiene en cuenta en el proyecto comprobando la sección neta. También se toma en consideración el endurecimiento (por deformación), o sea que puede que la resistencia de cálculo coincida, después de todo, con la de la sección total. El efecto de la resistencia plástica parcial y la excentricidad se tienen en cuenta mediante reglas empíricas. La lección 13.4.2 trata sobre ambos tópicos.

2.1.1 Uniones resistentes por cortadura

Básicamente, este tipo de empalmes se comprueba con referencia a las reglas de proyecto desarrolladas en la lección 13.3.1, que pueden aplicarse a todos los modos potenciales de agotamiento. Aunque es deseable que la unión evite la excentricidad de carga (figura 2a), en algunos casos la fuerza de tracción se transmite excéntricamente (figura 2b). Suponiendo que la excentricidad de carga se mantiene baja, como resultado de la redistribución plástica, pueden despreciarse los efectos de la flexión secundaria en la resistencia a la rotura tanto de la barra como del empalme. O sea que la mayoría de empalmes en barras tendidas se proyectan para resistir únicamente tracción. Cuando no puede despreciarse la excentricidad de la fuerza, o debe darse un margen adecuado para absorber la flexión o debe tenerse ésta explícitamente en cuenta cuando se proyecta el

empalme. Por ejemplo, cuando los angulares se empalman únicamente en un ala, el ala exterior no es totalmente efectiva y existe un momento debido a la excentricidad de la unión (figura 2c); naturalmente, la unión mostrada en la figura 2d es mucho más aconsejable en este sentido.

En uniones resistentes por cortadura, los tornillos se diseñan para resistir cortadura. El problema radica principalmente en la distribución de fuerzas entre las sucesivas filas de tornillos en toda la longitud del empalme. Excepto en empalmes largos (véase la lección 13.4.2), se supone que tiene lugar una completa redistribución plástica, lo que permite una distribución uniforme de la carga entre todos los tornillos de la unión.

Pueden considerarse cuatro modos de agotamiento (figura 3):

a. Rotura en la sección transversal neta de la placa de base y/o la chapa de unión
b. Rotura de la espiga del tornillo o la parte roscada
c. Apoyo entre la placa y los tornillos
d. Cortadura de la placa más allá del elemento de fijación en el extremo.

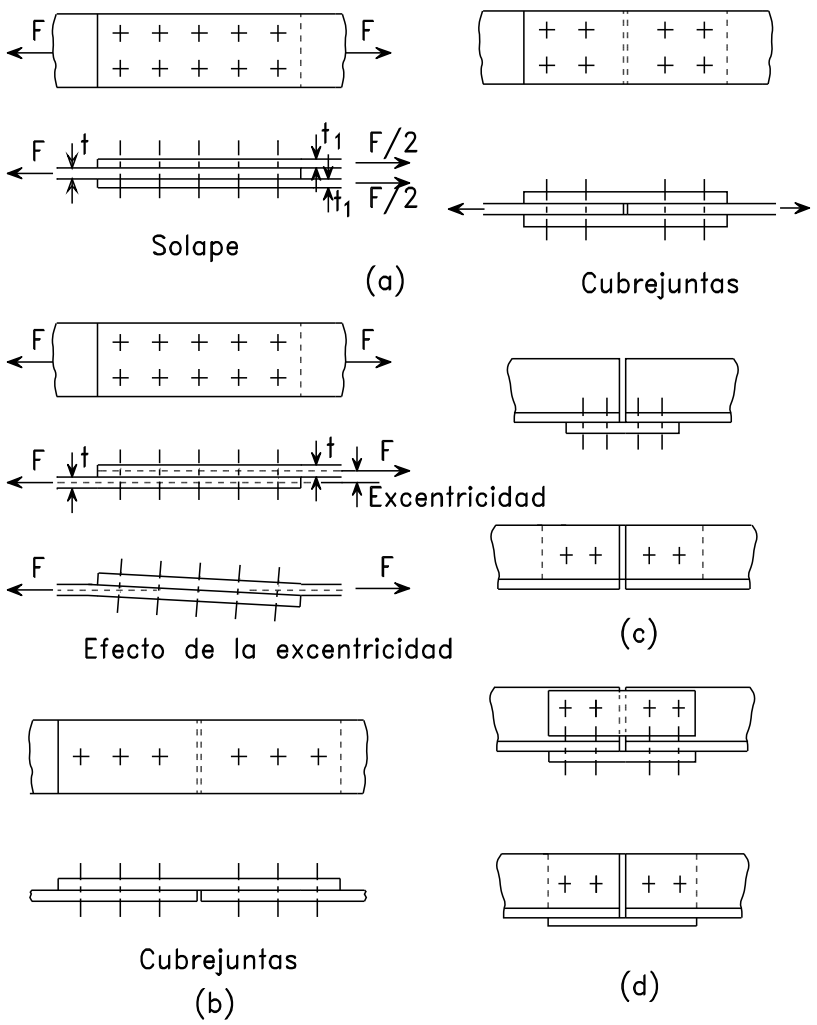


Figura 2 Uniones longitudinales atornilladas

Este último modo de agotamiento (d) no debe ocurrir si la distancia desde el centro del agujero de un elemento de fijación al extremo adyacente de cualquier pieza estructural, medida en la dirección de la transferencia de carga, no es inferior a 1,2 d_0, donde d_0 es el diámetro del agujero. En la lección 13.3.1 se presenta una estimación de la resistencia de los componentes de la unión respecto a otros modos de agotamiento. Debe prestarse atención a la sección transversal neta. Cuando los agujeros se taladran en filas paralelas situadas perpendicularmente a la fuerza de tracción, la sección neta se obtiene restando del área total el área sumada de los agujeros en cualquier sección transversal, la que sea mayor. Si los tornillos están alternados en zig zag, la sección transversal a considerar puede ser cualquier diagonal o línea de zig zag que se extienda progresivamente a través de la placa, con el factor de corrección adecuado para tener en cuenta que los agujeros no son perpendiculares a la dirección de la transferencia de carga (véanse las lecciones 13.4.4).

Pueden utilizarse tanto tornillos ordinarios como tornillos de alta resistencia (hasta la clase

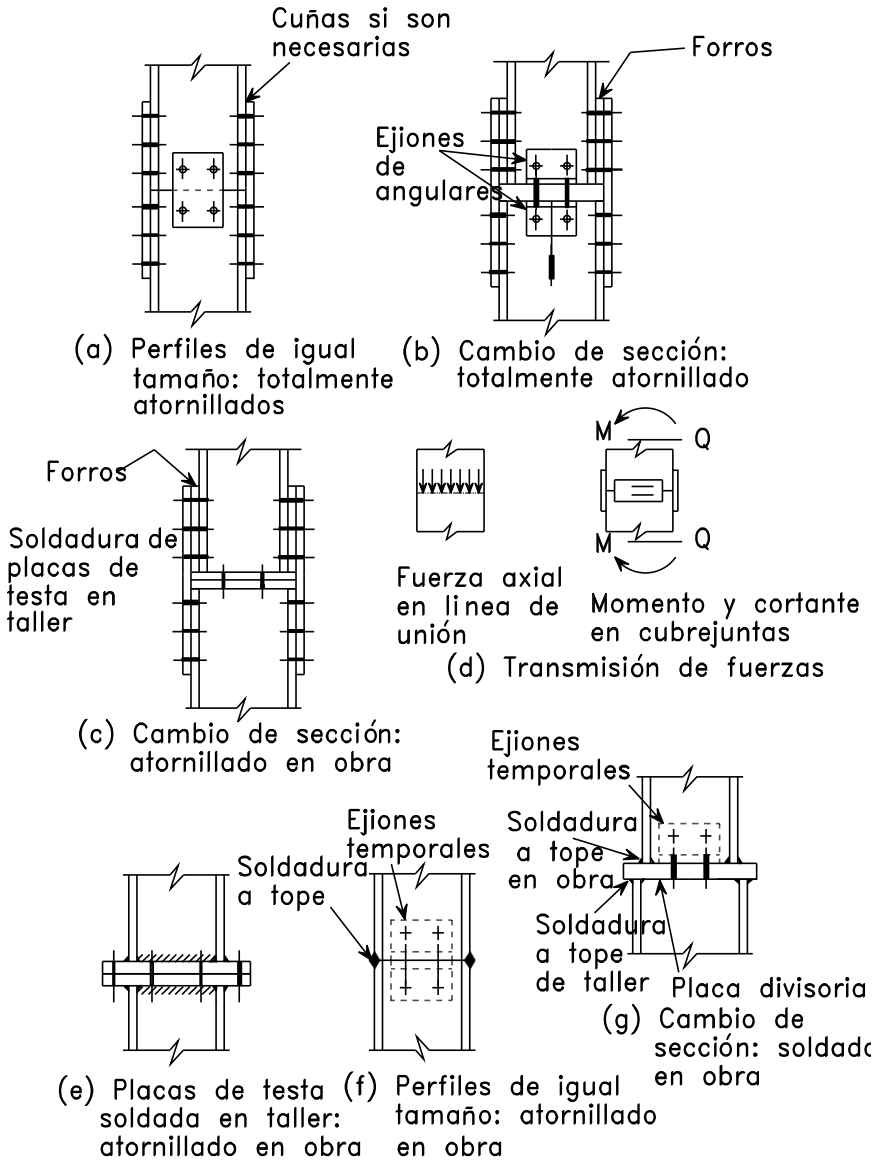


Figura 3 Empalmes de pilares

10.9). Actualmente, los tornillos ordinarios (4.6) sólo se utilizan en uniones de poca importancia.

2.1.2 Tornillos Resistentes al Deslizamiento

Las uniones de empalme que utilizan tornillos de alta resistencia pretensados con apriete controlado se proyectan generalmente para que sean resistentes al deslizamiento en el estado límite de servicio. En estas uniones, los tornillos pueden llegar a ser sujetos a cortadura a una carga superior a la carga útil pero inferior a la carga de agotamiento. Entonces, es necesario comprobar la resistencia al deslizamiento bajo la carga de cálculo de cortadura en estado límite de servicio y la resistencia a la cortadura de los tornillos y la resistencia a la compresión de apoyo bajo la carga última por cortadura. La sección neta de las platabandas no es necesariamente el componente más débil porque la carga se transfiere por fricción.

2.1.3 Empalmes Atornillados a Tracción

Los empalmes solicitados a tracción raramente se proyectan utilizando uniones con tornillos solicitados a tracción, excepto en las uniones de sección tubular. Cuando se adoptan estas uniones, suelen utilizarse tornillos de alta resistencia (hasta el grado 10.9). El pretensado de los tornillos es aconsejable cuando el empalme está frecuentemente sujeto a cambios de magnitud de la carga de tracción. Se requiere pretensado cuando la resistencia a la fatiga es la que domina el proyecto.

Deben efectuarse disposiciones adecuadas para limitar la magnitud de las posibles fuerzas de palanca.

Las uniones con tornillos pretensados solicitados a tracción suelen proporcionar a la unión una mayor rigidez.

El material de la placa de extremo debe seleccionarse con cuidado para evitar el desgarramiento laminar.

2.2 Empalmes Soldados

Los esfuerzos de tracción pueden transferirse mediante soldaduras a tope que restablecen la continuidad del material o mediante soldaduras en ángulo utilizadas conjuntamente con solape(s) o platabanda(s).

Para el diseño de soldaduras, consultar las lecciones 13.2.

Las uniones soldadas permiten que las piezas de la barra estén totalmente tensionadas, produciendo entonces uniones de resistencia plástica completa. Debido a razones de tipo práctico y económico, generalmente no se utiliza la soldadura en empalmes de obra.

2.3 Uniones Especiales

Cuando se utilizan varillas y barras como elementos tendidos, pueden tener los extremos roscados y empalmados conectándolos directamente a través de un acoplador. La resistencia está determinada por el área de tracción en la rosca. Los cables se conectan a través de culotes de anclaje o piezas de extremo que desarrollan la resistencia estática completa.

3. JUNTAS DE EMPALME EN BARRAS COMPRIMIDAS

Soportes, barras comprimidas, algunas barras de alma en cerchas y vigas de celosía, y los elementos de arriostramiento se cuentan entre las barras comprimidas más usuales.

Como tienen tendencia a pandear, las barras comprimidas suelen ser más gruesas que las barras tendidas. Perfiles laminados o soldados son los más apropiados.

Las uniones en las barras comprimidas pueden utilizar disposiciones bastante similares a las de las barras tendidas. Las platabandas y elementos de unión deben diseñarse en base a guías y reglas de proyecto similares. Como están sujetos a fuerzas de compresión, los componentes de la unión deben revisarse cuidadosamente con vistas al pandeo de la chapa.

Contrariamente a las barras tendidas, en las que las trayectorias de carga incluyen necesariamente los elementos de fijación, las cargas de compresión pueden transferirse por apoyo directo de los extremos adyacentes de las barras comprimidas a empalmarse. No es necesario mecanizar las caras si son suficientemente planas dentro de unos márgenes de tolerancia adecuados. Estos márgenes se satisfacen generalmente cortando con una sierra de nivelación.

3.1 Uniones de Empalme Atornilladas con Placas

Cuando las barras se diseñan como elemento de apoyo de extremo, el esfuerzo de compresión se transmite totalmente de esta forma. Naturalmente, este empalme puede utilizarse cuando las barras conectadas son del mismo tamaño de serie (figura 3a). De forma alternativa, puede diseñarse una disposición similar con un espacio entre los extremos del pilar, en cuyo caso toda la carga debe transmitirse mediante las platabandas. Se requerirán placas más largas y un mayor número de tornillos.

Cuando haga falta, deben introducirse cuñas o chapas de relleno entre las alas de la barra y las platabandas para compensar las tolerancias de fabricación o las diferencias en magnitud del peso de laminación.

Aunque es satisfactorio en lo que se refiere a la resistencia, el apoyo no proporciona continuidad en la rigidez a la flexión. Por ello la conexión debe incluir platabandas que restablezcan la continuidad bajo flexión entre los ejes principales y resistan cualquier esfuerzo de tracción que pueda resultar de los momentos secundarios.

El material de la unión y los elementos de fijación deben elegirse para resistir una fuerza nocional actuando en los extremos de contacto en cualquier dirección perpendicular al eje de la barra, y cuya magnitud no debería ser menor que el 2,5% del esfuerzo de compresión en la barra (véase la figura 3d).

Los empalmes con tornillos y chapas de unión también pueden utilizarse cuando los extremos de la barra no están preparados para el apoyo. Entonces todo el esfuerzo de compresión debe transferirse a través de platabandas y elementos de fijación, de forma similar a las barras tendidas. Los forros deben utilizarse para compensar las diferencias significativas en la magnitud de las barras. No hay que perder de vista que, por encima de un determinado grosor, el forro reduce el valor de cortadura de los tornillos.

3.2 Uniones con Tornillos y Placas de Extremo

Las diferencias en magnitud de serie pueden obedecer a consideraciones de tipo económico. Las grandes diferencias tienen lugar cuando los pilares tienen que soportar pesadas cargas adicionales en sólo una parte de su altura.

En estos casos, para obtener una completa transferencia de carga hace falta una placa

divisoria que se fija en la barra de mayor canto utilizando angulares atornillados en la obra o soldándola en el taller. El empalme se completa con platabandas, tornillos y, posiblemente, chapas adicionales de relleno (figuras 3b y 3c).

La disposición de la figura 3e puede utilizarse alternativamente; dos placas de extremo soldadas en las barras adyacentes y ensambladas mediante tornillos.

La transmisión de la carga axial por apoyo requiere que las caras sean planas, entre ciertos márgenes de tolerancia definidos.

Las placas divisorias están pensadas par transferir el esfuerzo de compresión desde la barra más pequeña a la más gruesa. Debe suponerse un ángulo de dispersión de más de 45° cuando se determinan las trayectorias de carga y las tensiones de apoyo. Es práctica habitual que las placas divisorias o las placas de extremo tengan un espesor mínimo de 20 mm.

Además de la carga de compresión, los componentes del empalme deben cumplir los requisitos de rigidez y de resistencia nocional apuntados en el apartado 3.1.

3.3 Empalmes Totalmente Soldados

Pueden efectuarse empalmes totalmente soldados mediante soldaduras a tope de todas las chapas de unión y de la barra cuando las dos barras presentan la misma magnitud o magnitudes muy similares (figura 3f). Cuando las uniones deben permitir cambios en la magnitud de la serie, es preferible que las dos barras se suelden a una chapa de división de un grosor adecuado (figura 3g).

Las soldaduras a tope deben efectuarse para restaurar la continuidad del material.

Los empalmes totalmente soldados en la obra (figuras 3f y 3g) requieren una especial atención durante el montaje; las piezas estructurales adyacentes deben arriostrarse o apuntalarse temporalmente hasta finalizar la soldadura en la obra. En este sentido, los angulares temporales son de utilidad.

Cuando existe un cambio apreciable en la magnitud de serie y fuertes cargas de compresión, puede hacer falta una placa divisoria anómalamente gruesa. Como alternativa, puede utilizarse una placa divisoria más delgada con rigidizadores adicionales para ayudar a la difusión de carga a través de la unión, tal como se muestra en la figura 4.

Como las placas divisorias están sujetas a fuerzas transversales, su espesor depende principalmente de la resistencia a la flexión. El material debe elegirse sin pliegos de laminación, porque de otro modo podría comprometerse la resistencia a la flexión.

3.4 Comentarios Adicionales

Las barras comprimidas raramente están sujetas sólo a un esfuerzo axial puro. La mayoría de las veces deben resistir también cierta flexión y cortadura adicionales. Deben tenerse en cuen-

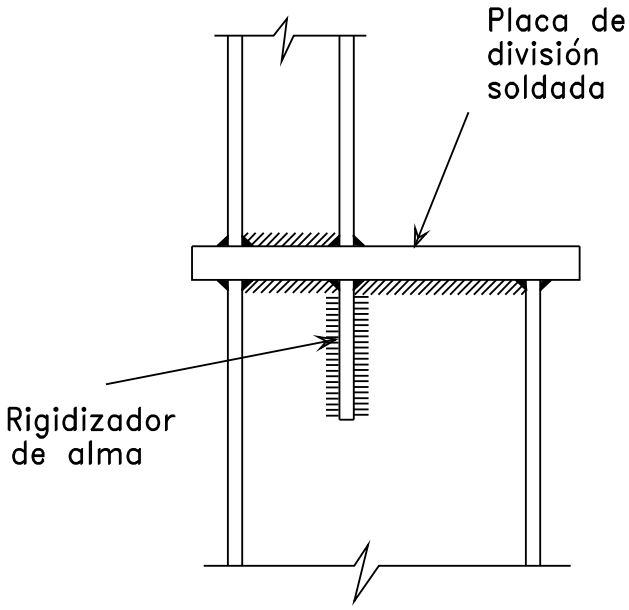


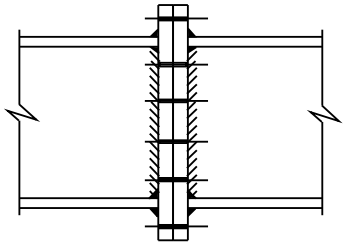
Figura 4 Empalme soldado de pilar en el caso de perfiles de diferente tamaño

ta los efectos adicionales mediante las orientaciones proporcionadas en el apartado 4. En las lecciones 13.4 se han proporcionado reglas de proyecto adecuadas.

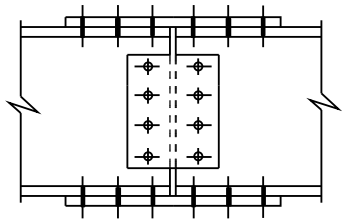
Las uniones en los soportes suelen estar localizadas en los pies, cerca del nivel del forjado. Si hace falta pueden esconderse debajo del mismo.

4. UNIONES DE EMPALME EN BARRAS SUJETAS A FLEXIÓN

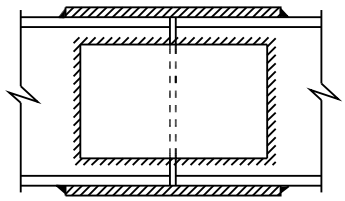
En barras que están predominantemente sujetas a flexión, las uniones de empalme se suelen colocar cerca de puntos de contraflexión, o sea, en secciones en las que la flexión sea mínima.



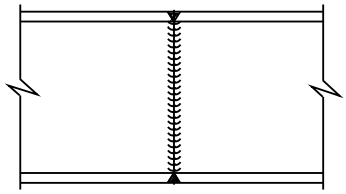
(a) Placa de testa



(b) Cubrejuntas



(c) Cubrejuntas soldadas



(d) Soldadura a tope

Figura 5 Empalmes en vigas

Además de las razones para utilizar empalmes que se han mencionado anteriormente, puede que el proyectista desee utilizarlos como ayuda previa al peralte o para cambiar secciones en un intento de economizar reduciendo el tamaño de las barras en zonas de bajo momento.

Las uniones de empalme de las vigas son para transferir la flexión y la cortadura que lleva asociada. Pueden efectuarse uniones tanto soldadas como atornilladas y, en estas últimas, pueden utilizarse a cortadura o a tracción. En la figura 5 se muestran los tipos de juntas más frecuentes cuando las partes de la viga tienen el mismo tamaño de serie.

Las uniones totalmente soldadas que utilizan soldaduras de ranura de total penetración (figura 5d) son frecuentes en elementos fabricados en taller, vigas compuestas y, posiblemente, en vigas laminadas. Estas soldaduras se efectúan en el taller de fabricación. De forma alternativa, pueden utilizarse uniones con soldadura en ángulo con platabandas soldadas en una o en dos caras (figura 5c). Cuando se suelda en la obra, este tipo de unión puede preferirse a las soldaduras a tope, especialmente cuando el control dimensional es un factor crítico.

Las soldaduras a tope de total penetración son por lo menos tan resistentes como el material de base. O sea que no hace falta ninguna comprobación de resistencia si las soldaduras restablecen por lo menos el espesor de placa pertinente.

Cuando en las uniones de empalme se utilizan uniones atornilladas, suelen usarse tornillos de alta resistencia para reducir la longitud de la junta. Los tornillos pretensados proporcionan una mayor rigidez y reducen las flechas, ya que previenen el deslizamiento. Estas consideraciones pueden tener gran importancia si son las condiciones de servicio las que determinan el diseño de la viga.

Cada componente de la unión a cortadura debe proyectarse para transferir las fuerzas en los

elementos que conecta. Normalmente se colocan platabandas a ambos lados del alma y en una o las dos caras de las alas. Para mayor facilidad y en base al teorema estático del cálculo plástico, normalmente se basa en una distribución de fuerzas admisible estáticamente, donde el momento flector se descompone en dos fuerzas de ala iguales pero opuestas mientras que el alma únicamente proporciona resistencia a la cortadura.

Cuando en la unión de empalme de una viga hay un cambio de magnitud de serie, pueden utilizarse las disposiciones anteriores si se compensan con soportes adecuados y, posiblemente, rigidizadores de alma para dispersar las fuerzas del ala. A veces se dan estas situaciones en proyectos arquitectónicos concretos o cuando, localmente, hay requerimientos estrictos de altura libre de paso.

Si se da el caso, poco frecuente, de que el empalme de la viga está situado en un punto de momento máximo, es importante asegurar que este empalme posea una capacidad de rotación que sea consistente con el análisis global del conjunto de la estructura. Cuando, como suele ocurrir, el empalme está situado en zonas de bajo momento, no hay que tomar en consideración la capacidad de rotación.

Las placas de extremidad no deben ser laminadas.

5. UNIONES DE EMPALME EN BARRAS SUJETAS A LA COMBINACIÓN DE FUERZAS AXIALES Y FLEXIÓN

Los empalmes en barras sujetas a la combinación de fuerzas axiales y flexión deben efectuarse considerando las orientaciones de las guías listadas en las secciones anteriores para los respectivos componentes de carga.

Debe tenerse especial cuidado cuando se identifiquen las trayectorias de carga y las fuerzas a transmitir por parte de cada componente de la unión.

6. RESUMEN FINAL

- Los empalmes son uniones efectuadas dentro de la longitud de cualquier miembro estructural.
- Los empalmes deben diseñarse de forma tal que permitan la transferencia de las componentes de tensión existentes en la unión, previendo también la compensación de los efectos secundarios, las imperfecciones y las excentricidades de la carga.
- Las trayectorias de carga a través de los componentes y sistemas de unión del empalme deben identificarse adecuadamente y las componentes de carga proporcionadas para satisfacer el equilibrio.
- Pueden hacer falta chapas de relleno y de sostén para compensar las tolerancias de fabricación y los cambios de tamaño de serie.
- Los empalmes soldados suelen hacerse en el taller de fabricación, mientras que los atornillados se efectúan en la obra.
- Las uniones de empalme ejecutadas en la obra deben permitir un control dimensional limitado.

7. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Eurocode 3: ‚Design of Steel Structures" ENV1993-1: Part 1 General Rules and Rules of Building, CEN 1993.

2. Dowling P J, Knowles P, and Owens G, ‚Structural Steel Design", Butterworths, London, 1988, 1st edition.

3. Nethercot D A, "Limit States Design of Structural Steelwork", Chapman and Hall, London, 1991.

4. Kulak, G., Fisher J, and Struik J, "Design Criteria for Bolted and Riveted Joints", John Wilwy and Sons, 1987, 2nd edition.

5. ECCS Technical Committee 10, "European Recommendation for Bolted Connections in Structural Steelwork", Publication No 38, 1985, 4th edition.

6. AISC, "Engineering for Steel Costruction - A Source Book on Connections", 1984.

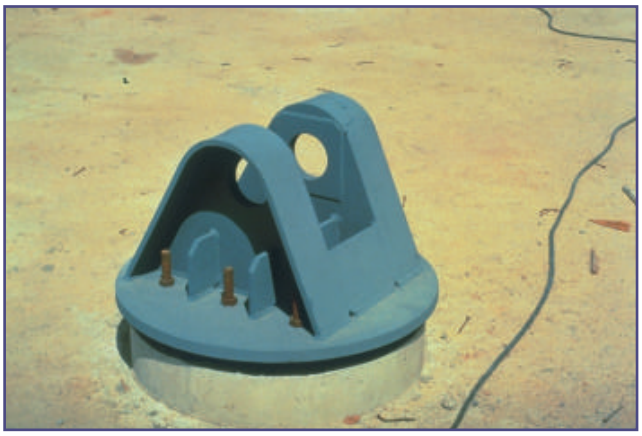
7. Malik, A S, "Joints in Simple Construction" Volume 1 and Design Methods, 2nd Edition, The Steel Construction Institute, 1993.

8. "Joints in Simple Construction" Volume 2: Practical Applications, BCSA, 1993.

DIAPOSITIVAS COMPLEMENTARIAS DEL TOMO 13: DISEÑO DE UNIONES



T13c1 Base de mástil tubular



T13c2 Detalle de base articulada



T13c3 Base con rigidizadores y arriostramientos



T13c4 Empalme en pilar



T13c5 Empalme en pilar con tornillos avellanados



T13c6 Unión viga-columna mediante angulares



T13c7 Unión viga-pilar utilizando placa de testa flexible



T13c8 Empalme en pilar con cambio de sección



T13c9 Unión viga-pilar utilizando placa de testa rígida



T13c10 Unión viga-pilar utilizando placas semirígida



T13c11 Unión viga-pilar utilizando placa de testa en pilar



T13c12 Unión viga-pilar con refuerzo



T13c13 Unión viga-pilar rígida en pórtico



T13c14 Unión de pilar y celosía



T13c15 Unión de pilar a dos vigas paralelas



T13c16 Unión de pilar con viga carril



T13c17 Uniones rígidas prefabricadas en taller



T13c18 Unión viga alveolada a columna



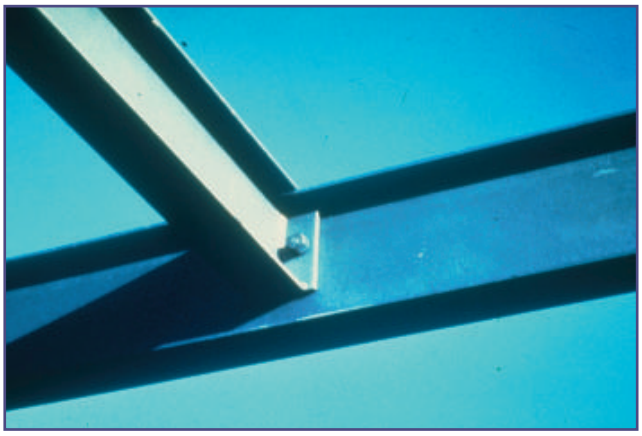
T13c20 Unión pilar con vigas mediante placa de extremo



T13c19 Estructura mixta: los nudos se hormigonan al finalizar el montaje



T13c21 Unión embrochalada con angulares



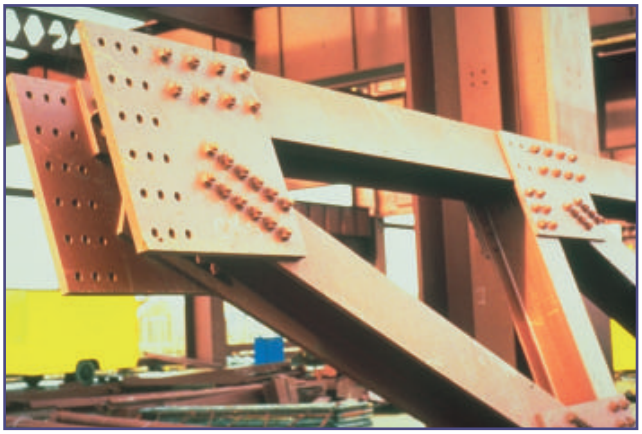
T13c22 Unión viga-viga ligeras



T13c23 Refuerzo en clave de pórtico



T13c24 Unión entre viga principal y secundaria



T13c25 Gran celosía con nudos atornillados mediante cartelas



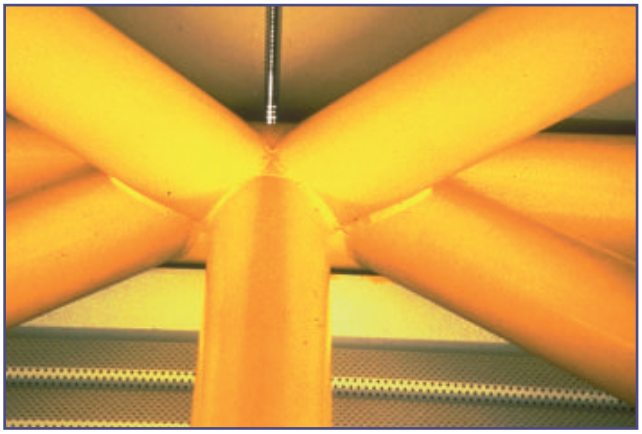
T13c26 Gran celosía con nudos soldados



T13c27 Elementos secundarios de arriostramiento



T13c28 Arriostramientos de celosía pesada



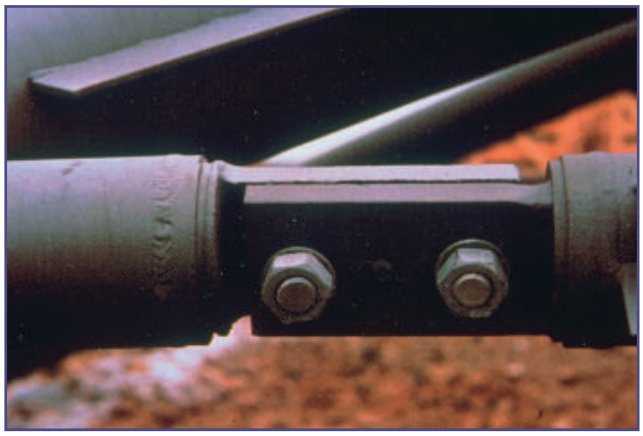
T13c29 Nudo de estructura tubular



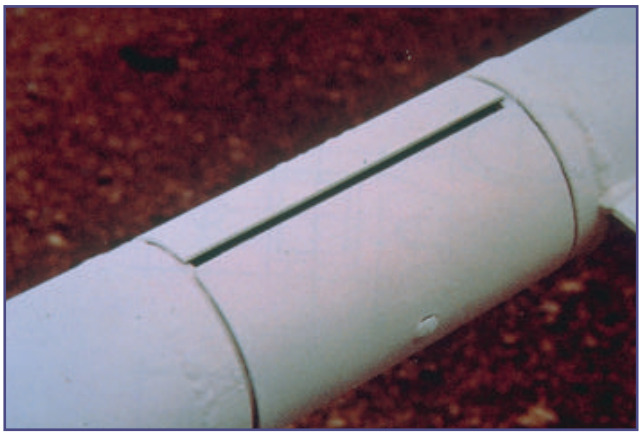
T13c30 Celosía tubular triangular soldada



T13c31 Nudo tubo-tubo mediante placas



T13c32 Nudo tubo-tubo solapando placas de extremo



T13c33 Nudo tubo-tubo de unión anterior ocultando el nudo con trozos de tubo



T13c34 Nudo tubo-tubo mediante placas de testa



T13c35 Nudo de tracción en cabeza de mástil



T13c36 Nudo de arriostramiento en cruz en anillo



T13c37 Anclaje mediante cable en cubierta



T13c38 Unión a muro de hormigón mediante pernos de resina en placa de testa



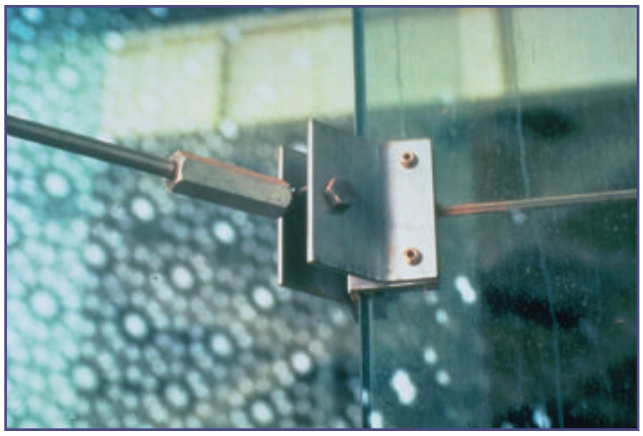
T13c39 Nudo articulado



T13c40 Unión a muro de hormigón mediante placa embebida en el hormigón



T13c41 Unión a muro a través de huecos



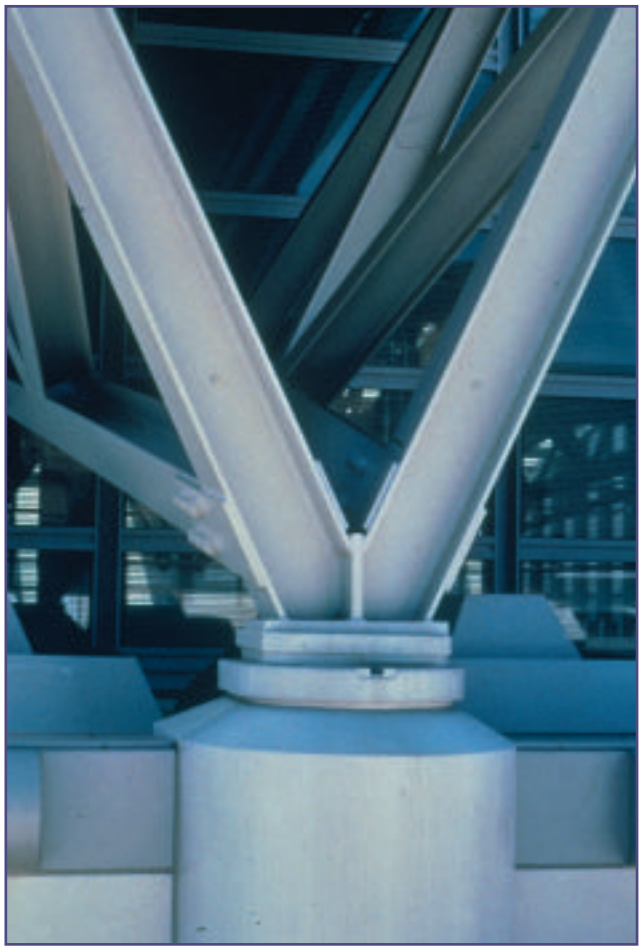
T13c42 Fijación de panel de vidrio



T13c43 Unión de perfiles conformados en frío mediante remaches



T13c44 Unión de perfiles conformados en frío mediante fijación expansiva



T13c45 Detalle de nudo de apoyo en cimiento de hormigón