

2. LAS UNIONES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

2.1. GENERALIDADES

Una de las diferencias más acusadas entre las estructuras metálicas y las de hormigón consiste en la existencia en las primeras de multitud de uniones; es difícil en cambio encontrarlas en las estructuras de hormigón, caracterizadas por su monolitismo.

Las uniones cobran, dentro de los proyectos de las construcciones de acero, especial relevancia y porqué no decirlo, dificultad. Toda unión es por su propia naturaleza una discontinuidad y por tanto, una zona potencialmente peligrosa: de hecho, multitud de accidentes se deben a uniones mal proyectadas o mal ejecutadas.

No es necesario insistir sobre la importancia que tienen las uniones, pues es suficiente que falle una cualquiera de ellas para ocasionar la ruina total o parcial de la estructura. En consecuencia, en un proyecto de estructura metálica deben estar adecuadamente resueltas todas las costuras.

En el proyecto de una unión entre dos o más piezas de una estructura metálica se distinguen dos fases principales.

La primera y más importante es la concepción y diseño general de la misma, eligiendo entre uniones soldadas o atornilladas y dentro de cada tipo el modelo de unión: a tope, en ángulo, con cubrejuntas, con chapa frontal, con casquillos, etc.

En la segunda fase, el proyectista ha de comprobar la capacidad portante de la unión elegida. En el caso más general esta comprobación se realiza en tres etapas:

- Determinación de los esfuerzos a los que se encuentra sometida la unión, que en general depende de su rigidez, por lo que nos encontraremos ante un problema isostático o hiperestático (donde no es suficiente analizar las leyes de la estática para averiguar los esfuerzos que la solicitan, sino que es preciso tener en cuenta además las deformaciones locales de la propia unión).
- Determinación de las tensiones que estos esfuerzos originan en los distintos elementos de la unión (cordones de soldadura, tornillos, casquillos, cartelas, etc.)
- Comprobación de que estas tensiones no ocasionan el agotamiento de ninguno de dichos elementos.

Para conseguir un diseño adecuado de una unión deben considerarse además una serie de factores o consideraciones de carácter económico y técnico:

2.1.1. Factores económicos

Las uniones pueden representar del orden del 40% del coste de una estructura (en el caso de edificación).

Para abaratar uniones, se debe procurar tipificar o unificar los distintos tipos de ellas, teniendo en cuenta que cada unión ha de ser sencilla en su concepción, evitando elementos innecesarios. Sin embargo, en las uniones viga-pilar, se debe prestar atención a la rigidización de las mismas y el no usarla pueda abaratar el coste, pero será necesario posiblemente tener en cuenta el perfil de la viga. Se suele tener que invertir los recursos o costes en un sentido u otro (viga o unión).

Los costes pueden depender del precio y cantidad de material a utilizar, la maquinaria y la mano de obra empleada. En el caso de uniones el coste del material no es relevante pero precisa de más horas de trabajo; depende pues del valor de la relación entre el coste del tiempo de trabajo empleado en hacer la unión y el coste de la cantidad de acero empleado en ello, ya que el peso de acero es la unidad de medida que contabiliza los costes en los presupuestos.

Una unión barata ha de ser fácil de realizar en taller o en la obra y debe estar proyectada de forma que facilite el trabajo del soldador y permita un depósito sencillo y en posición adecuada de los cordones o una colocación sencilla de los tornillos.

2.1.2. Consideraciones técnicas.

El análisis estructural y tensional de las uniones en construcción metálica puede ser, en algunas ocasiones, farragoso y complejo. En ellas hay una concentración de esfuerzos muy importantes y la evaluación de las tensiones y deformaciones que se presentan solamente pueden obtenerse mediante el análisis experimental o utilizando métodos numéricos en el campo elastoplástico. De los resultados obtenidos se desprenden procedimientos simplificados que son los que habitualmente se utilizan en la práctica.

Para que una unión sea correcta desde el punto de vista técnico, es imprescindible tener en cuenta que la unión debe materializar las condiciones supuestas para ella en el cálculo de la estructura. Los problemas pueden tener su inicio cuando el modelo y la estructura real no son concordantes. Por ejemplo:

- La no coincidencia de ejes de barras reales en el nudo teórico, de forma que aparecen momentos secundarios que aumentan las tensiones locales, ocasionando plastificaciones y/o deformaciones excesivas.
- Diferencias en el grado de empotramiento supuesto. Por ejemplo, un nudo en celosía puede comportarse como rígido, habiéndose calculado

como una articulación, o un extremo de viga o soporte se concibe como empotrado y una vez ejecutado no es capaz de absorber los momentos.

- También puede ocurrir que en un pilar que se ha calculado con la hipótesis de que es empotrado, pero que se ancla en una zapata insuficiente, el momento causado por la reacción horizontal que debería repartirse entre los dos extremos del soporte es absorbido por el superior y se puede ocasionar una rótula plástica no prevista con la consiguiente disminución de la reserva de seguridad o la posibilidad de colapso de la estructura.

La unión debe estar diseñada de forma que permita una transmisión sencilla y directa de las tensiones entre los miembros conectados. También se debe tener en cuenta los efectos locales; por ejemplo, cuando se está alejando de los extremos de las barras, éstas se comportan según las leyes de la resistencia de materiales, pero en las uniones, estas leyes no son en algunas ocasiones estrictamente válidas. Por tanto, se debe recurrir a un estudio más riguroso, basado en muchos casos en la plasticidad y en el comportamiento no lineal de las mismas.

Evidentemente, la unión ha de adaptarse a los medios y a la tecnología disponible para realizarla. Se trata de pensar en los equipos de soldeo, en técnicos y soldadores, procedimientos de garantía de calidad y posibilidades de transporte. A veces estos aspectos tienen más influencia en la tipología que el propio cálculo. Por ejemplo, en las uniones soldadas, se debe prestar atención especialmente a su ejecución y ello puede ocasionar el hecho de que, en ciertas condiciones, se deseché una unión de este tipo, optando por una unión atornillada.

2.2. CLASIFICACIÓN

Respecto a su capacidad de resistencia se distinguen:

- Uniones de resistencia total: su capacidad de carga es igual o superior a la del elemento más débil de la unión.
- Uniones de resistencia parcial: Su capacidad de carga es inferior a la del elemento más débil de la unión, pero superior a los esfuerzos de cálculo.

Las uniones resistentes a flexión se clasifican en:

- Rígidas: Aquellas que mantienen los ángulos que forman entre sí las piezas enlazadas. El giro del nudo es igual al de las barras unidas.
- Semirrígidas: Son uniones flexibles en las que se produce un giro relativo entre las barras enlazadas en el nudo, pero existiendo una transmisión de momentos. Se modelan uniendo las barras a los nudos con muelles que coartan dicho giro relativo. Los muelles pueden tener un comportamiento lineal o no lineal en función de la curva momento rotación de la unión.

- Simples: Son enlaces que se comportan como uniones articuladas en los que la barra se une al nudo sin coartar sus giros.

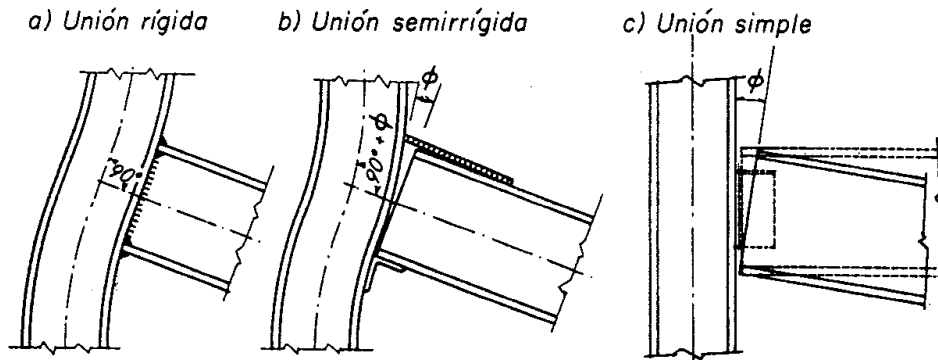


Figura 1 - Modelos de comportamiento vigas-columna

2.3. NORMATIVAS ACTUALES

2.3.1. EAE, EC3 y CTE

En referencia a la situación legislativa en España para el proyecto de estructuras de acero, como ya se ha comentado en los antecedentes hasta hace pocas fechas, existía, como única norma de obligado cumplimiento, la Norma Básica de la Edificación: "Estructuras de Acero", NBE EA-95, procedente de las normas de los años 70 del Ministerio de Vivienda. Este marco normativo nacional ha experimentado un cambio importante de tal forma que actualmente, confluyen tres documentos que afectan al proyecto de las estructuras de acero. Por un lado, están los Eurocódigos Estructurales, dependientes del Comité Europeo de Normalización (CEN); por otro lado ya existe el primer borrador, "Documento 0", de la Instrucción de Acero Estructural (EAE), dependiente del Ministerio de Fomento; y, por último, y ya vigente, el Código Técnico de la Edificación (CTE), dependiente del Ministerio de Vivienda.

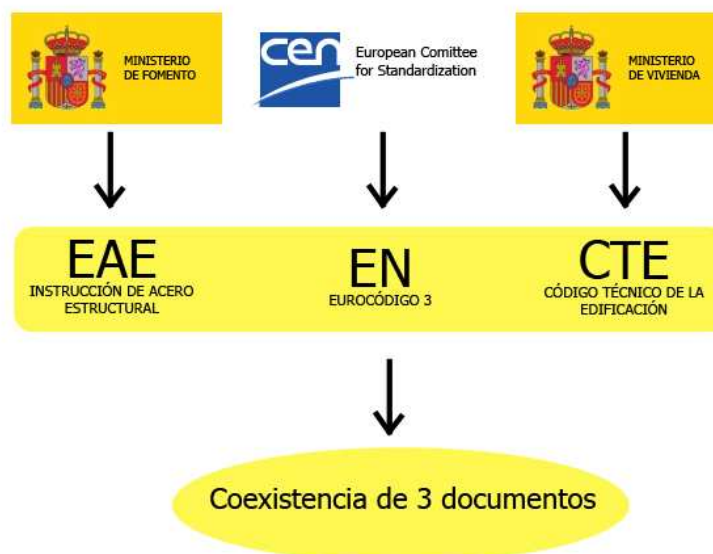


Figura 2 - Entorno normativo para el proyecto de estructuras de acero

Existen aspectos tratados en los tres documentos, sin embargo la extensión y el grado de profundización con los que se tratan los temas es diferente.

Por ejemplo, el Código Técnico de la Edificación, como su nombre indica, está orientado primordialmente al campo de la edificación y su articulado está basado en EN 1993-1-1. La nueva Instrucción EAE integra tanto la edificación como la obra pública y también parte de su contenido se soporta en el Eurocódigo 3. También, en su articulado incluye proyecto, ejecución y control.

2.3.2. Planteamiento

Tal y como se muestra a continuación, el planteamiento de las tres normas es muy parecido, aunque existen en algunos casos regulaciones y recomendaciones complementarias y otras contradictorias, siendo estas últimas las que pueden crear en el usuario – proyectista, constructor, – desorientación de cara a su aplicación.

2.3.2.1. Esfuerzos en la unión

Como ya se ha indicado en el apartado 2.1. los esfuerzos que se presentan en una unión dependen de su propia rigidez. En las normativas se fijan los esfuerzos de diseño que se han de considerar en función del tipo de solicitaciones que recibe la pieza.

Instrucción EAE

Las uniones se dimensionarán para resistir, al menos los esfuerzos que reciben, calculados según el análisis global de la estructura. En ningún caso los esfuerzos a considerar, N_d , M_d ó V_d se tomaran como inferiores a:

- La mitad del esfuerzo axial plástico de la sección de la pieza, $N_d = 1/2 \times N_p = 0,5 \times A_x f_y$, en piezas sometidas predominantemente a esfuerzos axiales, tales como soportes, tirantes, piezas de celosías, etc.
- La mitad del momento elástico de la sección de la pieza, $M_d = 1/2 \times M_e = 0,5 \times W_{el} x f_y$ y una tercera parte del cortante plástico de la misma, $V_d = 1/3 \times V_p \approx 0,2 \times A_w x f_y$, en puntos interiores de piezas flectadas. Si la unión se encuentra a una distancia inferior a dos cantos del lugar donde se preve la formación de una rótula plástica, se sustituirá la mitad del momento elástico M_e por el momento plástico completo, $M_d = M_p = 2 S_y x f_y$, salvo estudio detallado.
- Una tercera parte del cortante plástico de la sección de la pieza $V_d = 1/3 \times V_p \approx 0,2 \times A_w x f_y$, en extremos articulados de piezas flectadas.

Esta instrucción recomienda dimensionar las uniones para los máximos esfuerzos que las piezas puedan transmitir.

Código Técnico

En toda unión debe verificarse que los valores de cálculo de los efectos de las acciones, E_d , para cualquiera de las situaciones de cálculo, no superan la correspondiente resistencia de cálculo, R_d , debiendo dimensionarse con capacidad para resistir los mínimos siguientes:

- La mitad de la resistencia última de cada una de las piezas a unir en el caso de nudos rígidos y empalmes.
- La tercera parte del axil o el cortante último en el caso de uniones articuladas (este punto se contradice con la EAE que establece como axil mínimo a considerar la mitad del esfuerzo axil plástico de la sección).

Debe tenerse en cuenta la excentricidad existente en la unión. En el caso de uniones atornilladas de angulares con al menos dos tornillos en una de las alas se podrán considerar las líneas de gramil de los tornillos como ejes de gravedad, considerando sólo la parte de la sección de los angulares cuyo eje de gravedad coincide con ellos.

Eurocódigo 3

Las uniones deberían ser diseñadas sobre la base de una supuesta distribución realista de fuerzas internas y momentos. Las suposiciones siguientes deberían ser usadas para determinar la distribución de fuerzas:

- Cada elemento de la unión debe ser capaz de resistir los esfuerzos internos y los momentos.
- Las deformaciones implícitas por esta distribución no pueden sobrepasar la deformación de los tornillos y soldaduras.
- Cualquier modelo empleado debe ser coherente con los resultados experimentales.

Al igual que el Código Técnico, también tiene en cuenta la excentricidad en la unión, añadiendo que tanto las uniones como el resto de elementos de la estructura deberán dimensionarse para resistir los momentos y esfuerzos resultantes. En las estructuras en celosía puede no ser necesario tener en cuenta los esfuerzos de segundo orden si se cumplen las condiciones exigidas en la sección 5.1.5 de esta normativa.

2.3.2.2. Reparto de esfuerzos

Una determinación rigurosa del modo en que se reparten los esfuerzos en el interior de una unión sólo es posible recurriendo a métodos experimentales o métodos numéricos que consideren la no-linealidad de los distintos materiales, acero estructural, metal de aportación, tornillos, etc.,

Instrucción EAE

Se admite el reparto de esfuerzos entre los distintos elementos que componen una unión determinada basado en un análisis lineal elástico. Alternativamente, se admiten repartos plásticos excepto en el caso de uniones de categoría C y en uniones de categoría A ó B cuando la resistencia a cortadura de un tornillo es inferior a la resistencia a aplastamiento (para determinación de las categorías véase capítulo 3).

Se considera correcto cualquier reparto de acciones que cumpla:

- La suma de fuerzas y momentos supuestos para cada uno de los distintos elementos de la unión están en equilibrio con los esfuerzos exteriores que la solicitan.
- Cada elemento de la unión es capaz de resistir los esfuerzos que se le han adjudicado en el reparto.
- Cada elemento de la unión tiene suficiente capacidad de deformación para que sea físicamente posible el reparto supuesto.
- El reparto de esfuerzos debe guardar proporción con las rigideces de los distintos elementos implicados, transmitiéndose a través de la unión preferentemente por las zonas de mayor rigidez.

Código Técnico

Según el CTE, el reparto de esfuerzos sobre la unión puede realizarse mediante métodos elásticos o plásticos. En cualquier caso: los esfuerzos sobre los elementos de la unión equilibrarán los aplicados a la propia unión, la distribución de esfuerzos será coherente con las rigideces y si se utilizan criterios de distribución en régimen plástico, se supondrán mecanismos de fallo razonables (como los basados en la rotación como sólido rígido de una parte de la unión) y se comprobará la capacidad de deformación de los elementos.

Eurocódigo 3

La resistencia de una unión se debe determinar en base a las resistencias de sus componentes básicos.

Se puede utilizar tanto un análisis lineal-elástico como uno elástico-plástico.

Como excepción, en las uniones mixtas formadas por cordones de soldadura y tornillos, estos últimos si son de clase 8.8 y 10.9 y la conexión esta diseñada para resistir el deslizamiento en estado límite último, se puede considerar que la carga se comparte con los cordones de soldadura si el ajuste final de los tornillos se realiza después de completar la soldadura.

2.3.2.3. Clasificación en función de su rigidez

Instrucción EAE

En función de su rigidez relativa con respecto a las de las piezas a unir, las uniones se clasifican en:

- Articulaciones. Son aquellas uniones que no son capaces de transmitir momentos apreciables, $M_{Rd} < 0,1 \times M_{pl.Rd}$ que puedan afectar negativamente al comportamiento de alguna pieza de la estructura, y cuya rigidez cumple la condición:

$$S_j \leq \frac{EI_b}{2L_b}$$

siendo I_b el momento de inercia de cada viga y L_b la luz (entre ejes de pilar) de cada viga.

- Uniones rígidas o empotramientos. Son aquellas uniones en las que su deformación no tiene influencia apreciable en las leyes de esfuerzos globales de la estructura ni en la deformabilidad general de la misma. Se clasificarán como tales aquellas uniones en las que la rigidez inicial $S_{j,ini}$ de su diagrama momento-rotación cumpla la condición:

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

en donde k_b se tomará igual a 8 si la viga pertenece a un pórtico intraslacional o igual a 25 si pertenece a un pórtico traslacional.

- Uniones semirrígidas, que son aquellas que no pueden ser clasificadas como articulaciones ni como uniones rígidas. Se considerarán también como semirrígidas todas las uniones que no sean articulaciones y que pertenezcan a pisos de pórticos en los que se cumpla que:

$$\frac{K_b}{K_c} < 0,1$$

siendo K_b el valor medio de I_b/L_b para todas las vigas de la parte alta del piso y K_c el valor medio de I_c/L_c de las columnas o pilares de dicho piso (I_c es el momento de inercia de cada pilar en la dirección de flexión considerada y L_c es la altura de la planta)

A efectos de cálculo, se contempla la utilización de diagramas momento-rotación simplificados, ya sean bilineales o trilineales, con la única condición de que todos sus puntos queden por debajo del real.

Se recomienda emplear en el caso de uniones de viga a viga o de viga a soporte, utilizando únicamente cordones de soldadura en el alma, el máximo espesor de garganta compatible con el espesor de alma, para que la longitud de los mismos sea la menor posible.

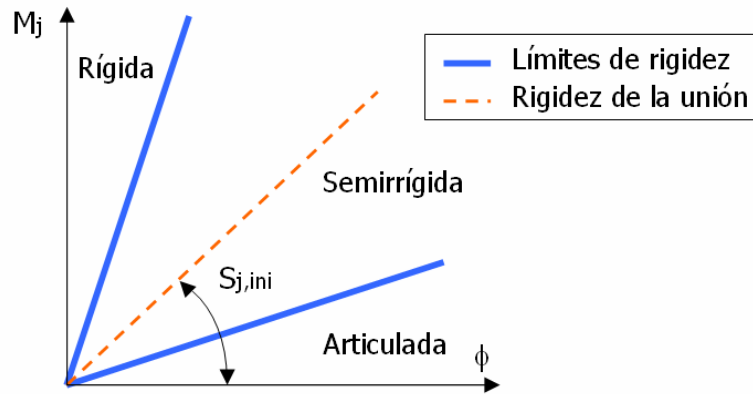


Figura 3 - Clasificación de uniones por rigidez

Código Técnico

El Código Técnico también clasifica las uniones según su rigidez en nominalmente articuladas, rígidas y semirígidas.

A diferencia de la Instrucción EAE, donde ésta indica "pórticos intraslacionales" y "traslacionales", el CTE dice "estructuras arriostradas frente a acciones horizontales" y "el resto de pórticos".

El CTE considera como rígidas las siguientes uniones:

- Uniones soldadas de vigas en doble T a soportes en las que se materialice la continuidad de las alas a través del pilar mediante rigidizadores de dimensiones análogas a las de las alas.
- Uniones de pilares interiores realizados con perfiles laminados I o H en pórticos de estructuras arriostradas, en las que las vigas que acometen a ambos lados del nudo, realizadas también con perfiles I o H, de luces no muy diferentes entre sí y esbeltez geométrica mayor a 24, se unen a las alas del pilar mediante soldadura de resistencia completa, aunque no se precise disponer rigidizadores en el pilar.

A diferencia de la EAE, CTE sí indica que se considere rigidez infinita para cualquier componente rigidizado de una unión, pero explicita que la rigidez de la unión deberá comprobarse. Además, también indica las condiciones necesarias para considerar como una unión rígida las basas de pilares.

Eurocódigo 3

En este punto, los contenidos del Eurocódigo y del CTE son prácticamente los mismos. El Eurocódigo añade que en las uniones clasificadas como rígidas se asume que tienen suficiente rigidez como para justificar el análisis basado en un modelo continuo.

Por otra parte, el mecanismo de arriostramiento debe reducir el desplazamiento horizontal en un 80 % como mínimo, y además, los efectos de deformación pueden ser omitidos en el caso de las basas de pilares.

Si la rigidez relativa entre las plantas $\frac{K_b}{K_c}$ es inferior a 0.1, la unión será semirrígida.

2.3.2.4. Clasificación en función de su resistencia

Instrucción EAE

En función de su resistencia relativa con respecto a las de las piezas a unir, las uniones se clasifican en:

- Articulaciones, que son aquellas uniones que no son capaces de transmitir momentos apreciables (superiores al 25% del momento plástico de las piezas a unir) que puedan afectar negativamente al comportamiento de alguna pieza de la estructura.
- Uniones de resistencia completa, cuyo momento último es igual o mayor que el de la más fuerte de las piezas a unir, $M_{Rd} \geq M_{pl,Rd}$.
- Uniones de resistencia parcial, que son aquellas con momento último inferior al de alguna de las piezas a unir, $M_{Rd} < M_{pl,Rd}$, pero no menor que el determinado en el cálculo, $M_{Rd} \geq M_{Sd}$.

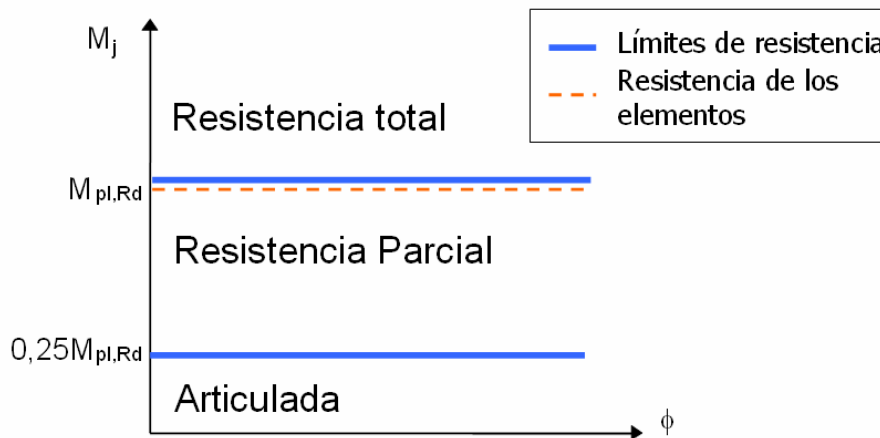


Figura 4 - Clasificación de uniones por resistencia

En cualquier caso, la capacidad de rotación de la unión será suficiente para no limitar la formación de las rótulas plásticas que se hayan previsto en el cálculo. La capacidad de rotación de una unión debe demostrarse experimentalmente o mediante métodos numéricos que consideren la no-linealidad del comportamiento de los materiales y elementos implicados, excepto en los casos en los que se aceptan métodos simplificados. En particular, cuando el momento último de una unión de resistencia completa sea superior en al menos un 20%

al momento plástico de la mayor pieza a unir, $M_{Rd} \geq 1,2 \times M_{pl.Rd}$, no será preciso comprobar su capacidad de rotación, admitiéndose que ésta es suficiente.

Código Técnico

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

Se clasifican en nominalmente articuladas, totalmente resistentes y parcialmente resistentes. Se trata de la misma clasificación comentada anteriormente.

En las uniones totalmente resistentes dice que no es necesario considerar la capacidad de rotación si la resistencia de la unión es superior al 20% de la resistencia de la menor de las barras que se conectan (como ya se ha comentado la EAE expresa lo mismo pero de la mayor de las barras).

Eurocódigo 3

La clasificación es la misma que las anteriores, - articuladas, de resistencia completa y parcial -, aunque se manifiesta que la clasificación se realiza en función de los elementos adyacentes a la unión.

Especifica que las uniones nominalmente articuladas son aquellas cuya resistencia es menor que 0,25 veces la necesaria para que la unión sea de resistencia completa.

En las uniones de resistencia completa en la parte superior de un pilar, el criterio coincide con el del CTE. No obstante, si la unión está en una zona intermedia del pilar las normativas difieren, porque el EC3 dice que la unión debe tener una resistencia mayor a la resistencia plástica de la viga o dos veces la resistencia del pilar.