



Diseño de pórticos de acero con uniones semirrígidas

Es importante que el artista sea realmente maestro en su oficio, que dedique todos sus recursos para proporcionarle su expresión total; en una palabra, que le devuelva al material utilizado por él todo aquello que sea susceptible.

Auguste Rodin

1

Introducción al concepto semirrígido

1.1	Tipos de uniones semirrígidas	4
1.1.1	Angular o chapa simple atornillada al alma.....	6
1.1.2	Doble angular de alma.....	7
1.1.3	Angular superior y de asiento.....	7
1.1.4	Angular superior y de asiento con doble angular de alma.....	9
1.1.5	Chapa de testa extendida.....	9
1.1.6	Uniones de chapa de testa no extendida.....	9
1.1.7	Chapa de testa parcial.....	10
1.2	Ventajas de las uniones semirrígidas	10
1.2.1	Morfológicas.....	10
1.2.2	Ejecución.....	15
1.2.3	Costo.....	15
1.3	Las uniones semirrígidas en los códigos estructurales	19
1.3.1	Eurocódigo.....	19
1.3.2	LRFD.....	20
1.4	Algunas aclaraciones útiles	22
1.4.1	Diferencia entre <i>conexión</i> y <i>unión</i>	22
1.4.2	Expresión de la rigidez rotacional.....	22
1.5	Referencias	24

Toda unión de acero es semirrígida. Es decir, toda unión tiene una rigidez finita. Pero las estructuras de acero se diseñan bajo la suposición teórica de que las uniones viga-pilar son articuladas o rígidas. Se simplifica así el análisis y el diseño estructural, pero se obvia el comportamiento real de las uniones. Las modernas normativas, como el Eurocódigo, además de las habituales rígida y articulada, incluyen un nuevo tipo de unión, la semirrígida. En este capítulo se va a iniciar la investigación sobre este tipo de uniones.

En primer lugar, en la Sección 1.1, se presentan los tipos de uniones viga-pilar más empleados en estructuras de acero. Para cada uno de ellos se analizará su comportamiento rotacional y resistente. Tras la lectura de dicha sección, el lector dispondrá de una idea aproximada del comportamiento real de cada tipo de unión.

En la Sección 1.2 se analizan las ventajas que, respecto a las uniones tradicionales, tienen las uniones semirrígidas. Se hará desde tres puntos de vista diferentes: morfológicas, de ejecución y de costo. En este último apartado (Sección 1.2.3) se presentará el estudio realizado sobre el precio de las uniones semirrígidas en España.

La Sección 1.3 recoge un breve resumen de las normativas europea y americana sobre uniones semirrígidas. La información sobre el Eurocódigo será completada en próximos capítulos.

La última sección del capítulo, la Sección 1.4, va a clarificar una serie de conceptos: se establecerá la distinción, necesaria, entre los términos *conexión* y *unión*; y se expondrá el modo más adecuado para expresar eficazmente la rigidez de la unión.

1.1. Tipos de uniones semirrígidas

Hay diversos tipos de uniones estructurales viga-pilar semirrígidas de acero. En este apartado se realiza un breve recorrido por los más comunes, acompañándolos de una breve descripción de sus características. En la Figura 1.1 se muestran las variantes referidas, y a las que suele referirse la bibliografía especializada (Chen, Goto y Richard Liew, 1996a; Hasan, Kishi, Chen y Komuro, 1997; Kim y Chen, 2000).

La Figura 1.2 recoge el comportamiento momento-rotación genérico para cada una. La Figura 1.3 muestra las curvas características obtenidas para cada tipo de unión por Hasan, Kishi, Chen y Komuro (1995); Kishi, Hasan, Chen y Goto (1997b), en relación con la clasificación propuesta por el Eurocódigo (CEN, 2005b) (ver Sección 2.1.2). Se analizarán y explicarán con detalle en las siguientes secciones, al tratar cada una de las uniones. No todas las uniones recogidas comúnmente como semirrígidas merecen tal calificativo cuando se comparan con uno de los sistemas de clasificación existentes. De las aquí presentadas, las uniones con doble (Sección 1.1.2) o simple (Sección 1.1.1) angular de alma y con chapa de testa parcial (Sección 1.1.7) deben ser consideradas articuladas. De todos los tipos propuestos, la unión de chapa de testa extendida (Sección 1.1.5) es la que proporciona mayor rigidez y resistencia.

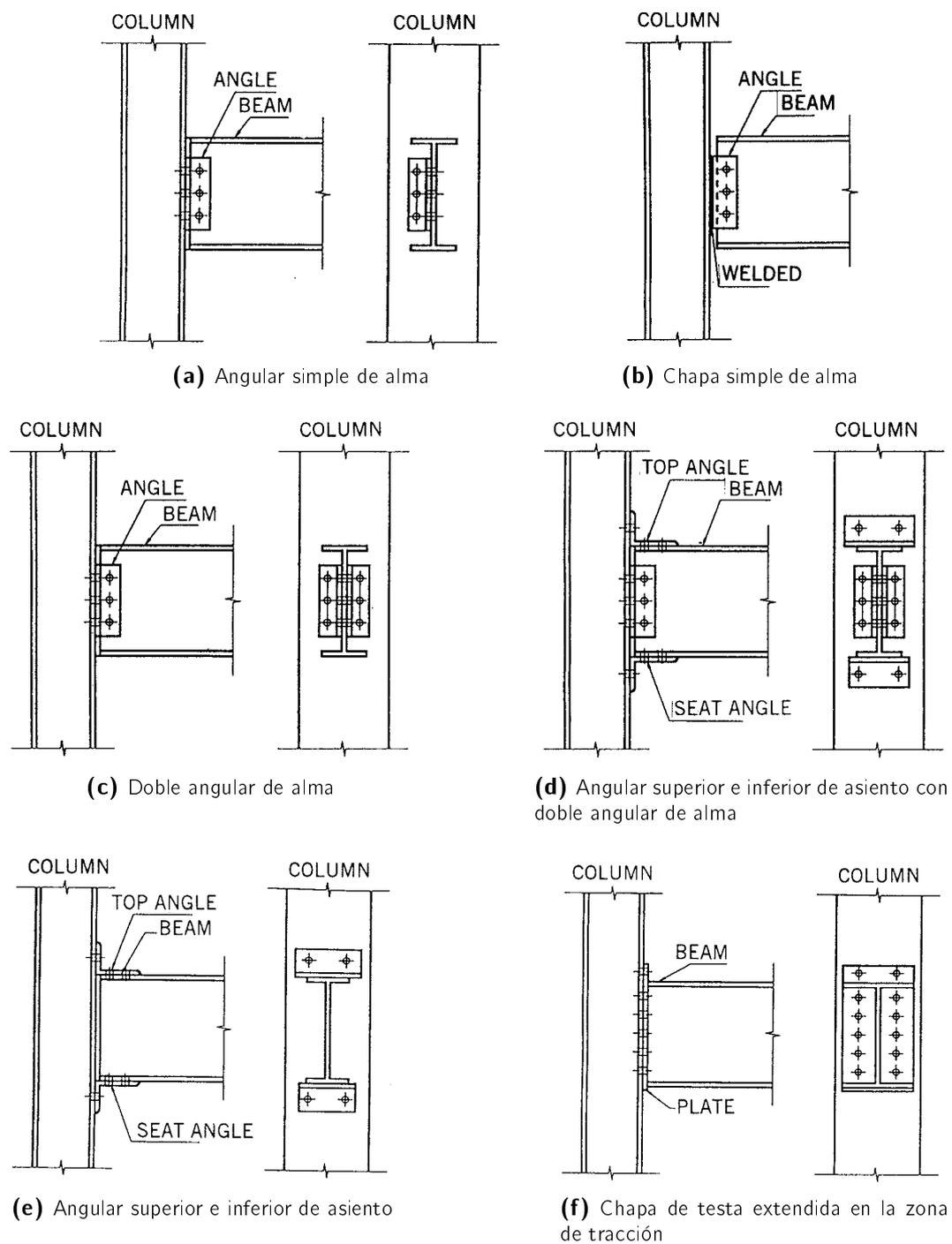
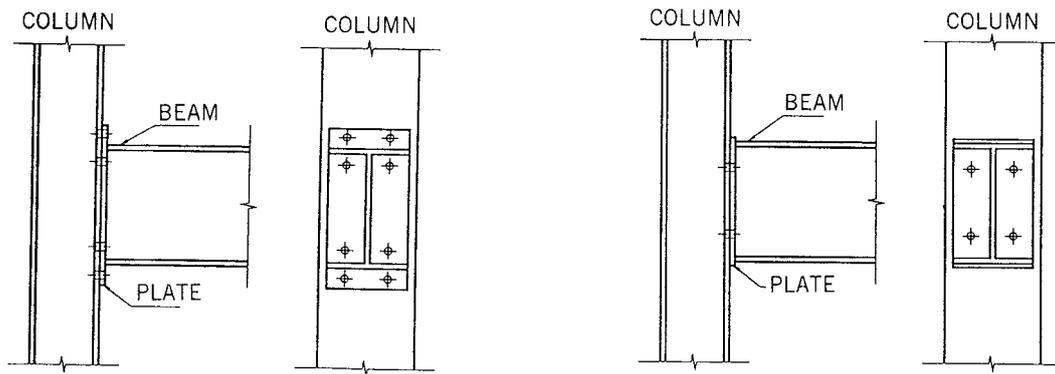
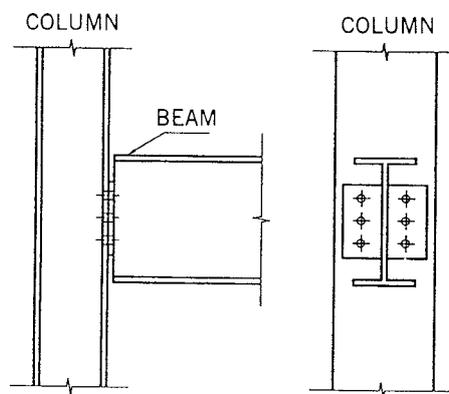


Figura 1.1: Tipos de uniones semirrígidas (Chen y otros, 1996a)



(g) Chapa de testa extendida en las zonas de tracción y compresión

(h) Chapa de testa no extendida



(i) Chapa de testa parcial

Figura 1.1: Continuada

1.1.1. Angular o chapa simple atornillada al alma

La unión de angular simple se compone de un angular atornillado o soldado al pilar y al alma de la viga, como muestra la Figura 1.1(a). La unión de chapa simple (Figura 1.1(b)) es similar, pero en lugar del angular se emplea una placa soldada al pilar.

Ambas uniones tienen un comportamiento muy similar. Presentan muy poca rigidez. Tradicionalmente se han considerado articuladas.

Según los resultados de Kishi y otros (1997b) (ver Figura 1.3(a)), un número significativo de las curvas de comportamiento de este tipo de uniones se encuadran inicialmente dentro de la zona semirrígida, pero al aumentar el giro entran en la zona flexible.

Por tanto, estas uniones en fases iniciales de carga podrían considerarse semirrígidas, pero al aumentar la carga han de considerarse articuladas. Su máxima capacidad resistente al momento se estima alrededor de $1/10$ del momento plástico de la viga, muy por debajo de $1/4M_{p,b}$ (límite establecido por el Eurocódigo, ver Sección 2.1.2).

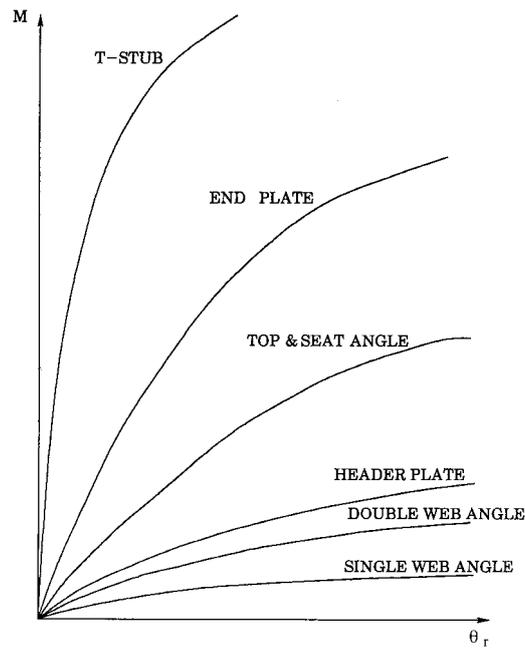


Figura 1.2: Comportamiento momento-rotación de uniones semirrígidas genéricas (Chen y otros, 1996a)

Estas uniones deben seguir clasificándose articuladas, como hasta ahora.

1.1.2. Doble angular de alma

Las uniones de doble angular de alma (Figura 1.1(c)) constan de dos angulares atornillados al ala del pilar y al alma de la viga. En algunas ocasiones se emplean tornillos de alta resistencia para su ejecución.

Su rigidez es aproximadamente el doble que las de angular simple. A pesar de ello, la AISC (AISC, 1980) la recoge como una unión articulada de tipo 2.

En la Figura 1.3(b) se muestra cómo, aunque la rigidez es efectivamente mayor, la mayoría de las curvas obtenidas (Kishi y otros, 1997b) son flexibles. Muestra un comportamiento mixto semirrígido-articulado. La unión más resistente del grupo analizado tiene una resistencia de $1/5M_{p,b}$, y la mayoría están por debajo de $1/10$. Son uniones articuladas.

1.1.3. Angular superior y de asiento

La Figura 1.1(e) muestra la configuración típica. La AISC describe (AISC, 1980) del siguiente modo el comportamiento de la unión: el angular superior proporciona soporte lateral al ala de compresión de la viga, mientras el inferior (de asiento) transfiere únicamente la reacción vertical de la viga al pilar. Según esta suposición, no debería restringir de modo significativo el giro.

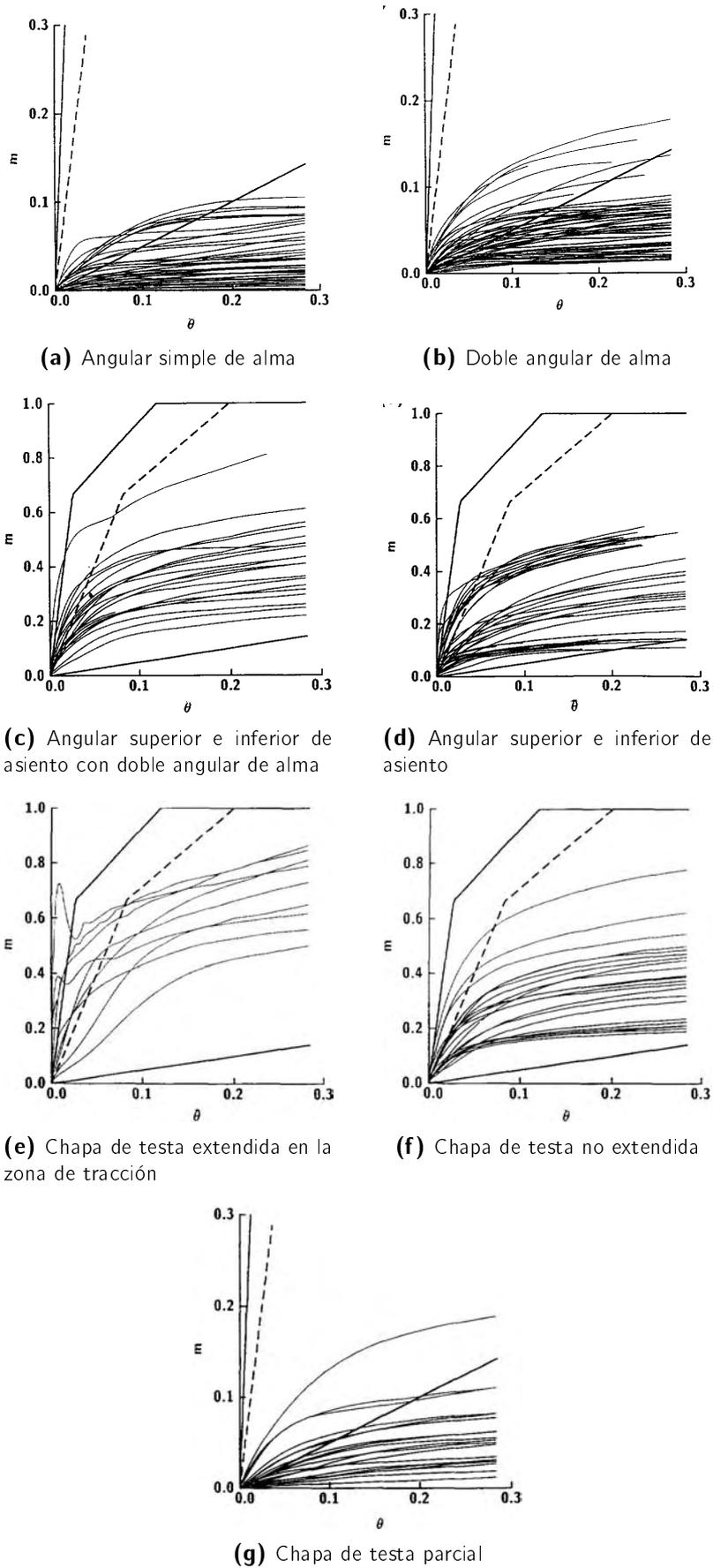


Figura 1.3: Comportamiento momento-rotación de los diversos tipos de uniones, según Kishi y otros (1997b)

Sin embargo, Kishi y otros (1997b) muestran (Figura 1.3(d)) cómo un número significativo de curvas se encuentran en la zona semirrígida. En el caso de pórticos arriostrados¹, algunas curvas muestran incluso un comportamiento mixto, rígido al principio pero semirrígido al aumentar el giro. La capacidad resistente de estas uniones varía desde $1/10M_{p,b}$ hasta $1/2M_{p,b}$. Algunas uniones muestran escasa capacidad rotacional. Pueden clasificarse ya como semirrígidas.

1.1.4. Angular superior y de asiento con doble angular de alma

Este tipo de unión es una fusión entre la unión de angular superior y de asiento (Sección 1.1.3) y la de doble angular de alma (Sección 1.1.2). El añadido del doble angular de alma trata de mejorar la transmisión del cortante. La AISC (AISC, 1980) clasifica esta unión como tipo 3, semirrígida.

Kishi y otros (1997b) indican que, para pórticos no arriostrados, casi todas las curvas se encuentran en la zona semirrígida (Figura 1.3(c)). En el caso de pórticos arriostrados, algunas exhiben ya un comportamiento mixto entre las zonas rígida y semirrígida. Sus momentos resistentes varían desde $1/5M_{p,b}$ hasta $4/5M_{p,b}$. Un número importante de estas uniones poseen también una capacidad rotacional suficiente. Pueden clasificarse como semirrígidas.

1.1.5. Chapa de testa extendida

Hay dos tipos de uniones de chapa de testa extendida: extendidas en la zona de tracción (Figura 1.1(f)) o a ambos lados, tracción y compresión (Figura 1.1(g)). La unión con chapa de testa extendida a ambos lados es preferible cuando la unión vaya a estar sometida a inversión de momentos (p.ej., en zonas sísmicas).

Algunas de estas uniones han sido clasificadas como rígidas en las especificaciones americanas (LRFD, 1994). Se han empleado frecuentemente como medio de transferencia de momentos de la viga al pilar.

Su comportamiento depende en gran medida de la existencia de rigidizadores en el pilar. Los rigidizadores en el alma del pilar restringen su deformación, obteniéndose uniones más rígidas. El presente apartado se refiere la unión materializada sin rigidizadores.

Es la unión más rígida de las analizadas por Kishi y otros (1997b). Como se muestra en la Figura 1.3(e), su comportamiento no justifica su ocasional calificación de rígidas. Poseen una elevada rigidez inicial, pero se comportan como semirrígidas para mayores giros. La resistencia se sitúa entre $2/5$ y $4/5M_{p,b}$, con una aceptable capacidad rotacional.

1.1.6. Uniones de chapa de testa no extendida

Las uniones de chapa de testa no extendida se muestran en la Figura 1.1(h).

¹Como se verá en la Sección 2.1, los criterios de clasificación de uniones semirrígidas suelen variar en función de si el pórtico está o no arriostrado.

Para pórticos no arriostrados (Kishi y otros, 1997b) esta unión se comporta como semirrígida (ver Figura 1.3(f)). Para pórticos arriostrados tienen un comportamiento mixto, con una elevada rigidez inicial. Su resistencia varía entre $1/5$ y $4/5 M_{p,b}$. Pueden clasificarse por tanto como semirrígidas.

1.1.7. Chapa de testa parcial

Consisten (Figura 1.1(i)) en una chapa de testa cuya longitud total es inferior al canto de la viga. Las características momento-rotación de esta unión son similares a las de la unión de doble angular de alma (Sección 1.1.2). Suelen emplearse para transferir el cortante de la viga al pilar.

La AISC (AISC, 1980) las clasifica como semirrígidas. Los resultados de Kishi y otros (1997b) muestran cómo efectivamente su comportamiento (Figura 1.3(g)) es muy similar al de la unión de doble angular de alma (Figura 1.3(b)). Su resistencia es baja, pero poseen una gran capacidad rotacional. Deben clasificarse como uniones articuladas.

1.2. Ventajas de las uniones semirrígidas

1.2.1. Morfológicas

La construcción semirrígida permite obtener ahorros significativos en el peso de la estructura, pero para que resulte una alternativa atractiva, los métodos de cálculo han de ser más directos y además, ha de conseguirse un ahorro en el coste total de la estructura, no simplemente una reducción de peso.

Las uniones semirrígidas no proporcionan simplemente una redistribución de los momentos en el vano de la viga. También aportan rigidez rotacional. Se obtienen estructuras más redundantes y seguras con su uso (Couchman, 1997).

Los pórticos semirrígidos no requieren ser arriostrados si están diseñados para los Estados Límite Último y de Servicio. La construcción semirrígida es adecuada en pórticos de poca altura y varios vanos. Para pórticos de mayor altura, el desplazamiento debido al viento adquiere mayor relevancia. Una tipología semirrígida no cumple entonces los requerimientos. Los pórticos semirrígidos pueden combinarse con sistemas arriostrados o rígidos para limitar los desplazamientos laterales debidos al viento (Chen, Goto y Richard Liew, 1996b). Se obtiene así además un equilibrio óptimo entre la duplicidad de objetivos de construcción y funcionalidad.

Comparativa morfológica: uniones articuladas desplazadas

A modo de ejemplo de sus ventajas morfológicas, en lo que sigue va a compararse un pórtico semirrígido con otro de uniones articuladas desplazadas. Las uniones desplazadas también reducen el momento en el vano. Esta reducción permite emplear menores vigas y obtener una estructura de menor peso. La unión desplazada es además sencilla y barata: se ejecuta una unión rígida viga-pilar soldada en taller, y una unión

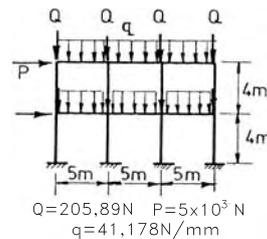


Figura 1.4: Pórtico de calibración (propuesto por Dubina y otros (1996)) empleado para la comparativa morfológica realizada

articulada, a modo de rótula en el vano, atornillada en obra. A primera vista es una alternativa morfológica adecuada a las uniones semirrígidas.

Para realizar la comparación entre ambas uniones se emplea el pórtico de calibración, mostrado en la Figura 1.4, propuesto por Dubina, Greccea y Zaharia (1996). Los pórticos se analizan mediante el programa *Mastan* (Ziemian y McGuire, 2000). Se realiza un análisis elasto-plástico de segundo orden. Se compara el factor de carga de colapso entre ambos tipos de unión.

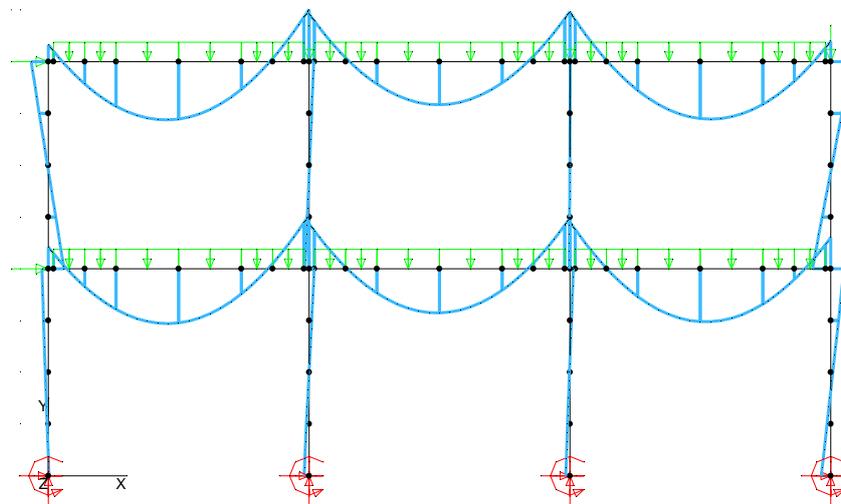
Se comparan tres uniones: semirrígida de resistencia total (resistencia de la unión igual a la de la viga), semirrígida de resistencia parcial (resistencia de la unión mitad de la de la viga) y desplazada. Las tres se diseñan de modo que se obtenga la distribución óptima de momentos en la viga (se presentará en la Sección 4.2.1). En el caso de las uniones semirrígidas se requiere una rigidez inicial $\alpha_{EC} = 6$, o el correspondiente factor de fijación $r = 0,66$ (ver para su definición la Sección 1.4.2). Para la unión desplazada, se sitúa la rótula producida por la unión articulada en el punto de momento nulo para dicha distribución, aproximadamente a una distancia de los extremos de $1/8$ de la luz.

Unión semirrígida de resistencia total. La gráfica de momentos resultante para la unión semirrígida de resistencia total (Figura 1.5(a)) se asemeja a la óptima. Se aprecia un ligero desplazamiento de los momentos en los vanos debido a los esfuerzos horizontales. Los momentos transmitidos a los pilares no revisten importancia: las vigas de cada planta se comportan de modo similar a una viga continua, con una transmisión mínima de momentos al pilar.

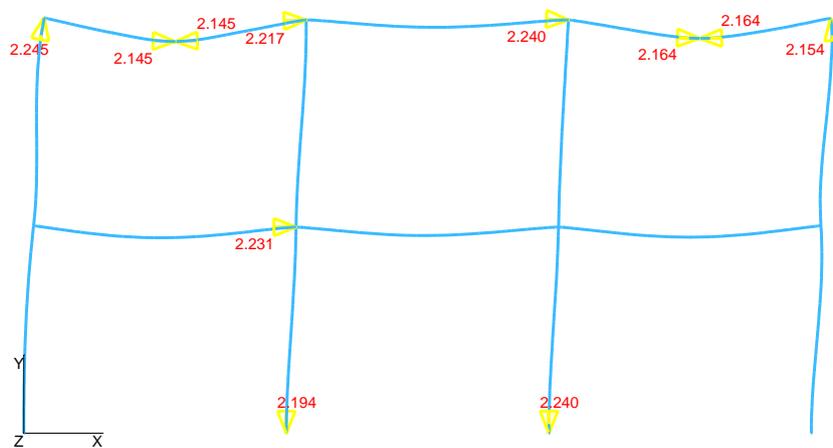
Las rótulas plásticas se producen para factores de carga superiores a 2,0 (ver Figura 1.5(b)). Las primeras rótulas se originan en el punto medio de los vanos extremos. En ellos la gráfica de momentos indicaba mayores momentos, al no contribuir las uniones extremas de modo significativo. El resto de rótulas plásticas se producen en la cabeza de los pilares extremos, y en las uniones situadas a la derecha (sotavento). También se producen dos rótulas en la base de los pilares.

Unión semirrígida de resistencia parcial. En el caso de las uniones semirrígidas de resistencia parcial, la distribución de momentos (Figura 1.6(a)) es similar a la obtenida con las uniones de resistencia total.

Las primeras rótulas (Figura 1.6(b)) se producen en uniones a un nivel de carga aproximado de 1,2. Cerca del colapso se producen el resto de las rótulas en el centro



(a) Diagrama de momentos (análisis elástico, factor de carga = 1,0)



(b) Colapso (análisis plástico, factor de carga = 2,2451)

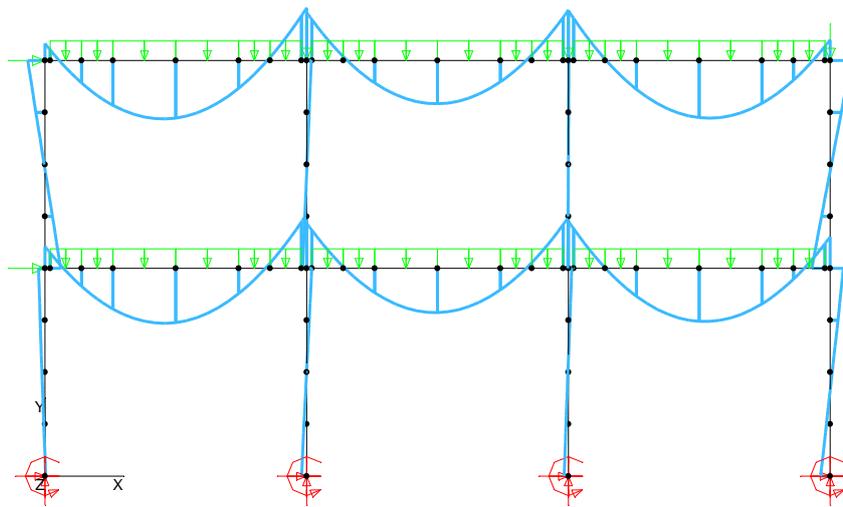
Figura 1.5: Pórtico con unión semirrígida de resistencia total

de los vanos y en las bases de los pilares. Se producen en total doce rótulas. El factor de carga de colapso es de 1,872.

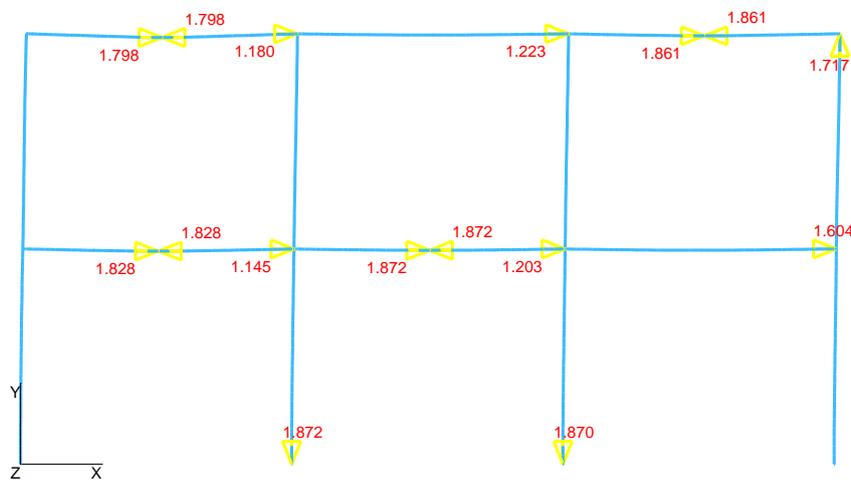
Unión desplazada. La distribución resultante de momentos (Figura 1.7(a)) es muy distinta a la observada en ambas uniones semirrígidas. Al prefijar el punto de momento nulo en el vano con las rótulas impuestas por la unión articulada desplazada, la gráfica de momentos es *exactamente* la óptima. No influyen en ella los esfuerzos horizontales de viento.

Las cargas horizontales son resistidas exclusivamente por los pilares, como indica su gráfica de momentos flectores. Actúan como ménsulas, sin que colabore el resto de la estructura.

El punto débil de esta estructura es la base de los pilares. Con sólo dos rótulas,



(a) Diagrama de momentos (análisis elástico, factor de carga = 1,0)



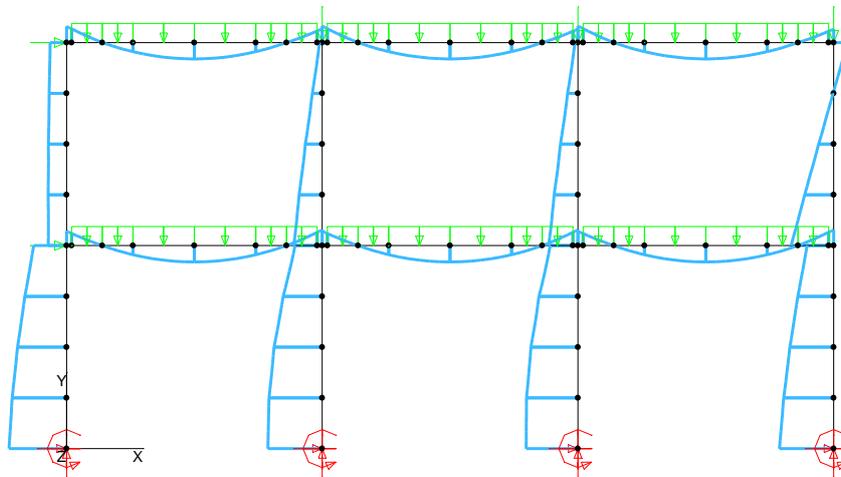
(b) Colapso (análisis plástico, factor de carga = 1,872)

Figura 1.6: Pórtico con unión semirrígida de resistencia parcial

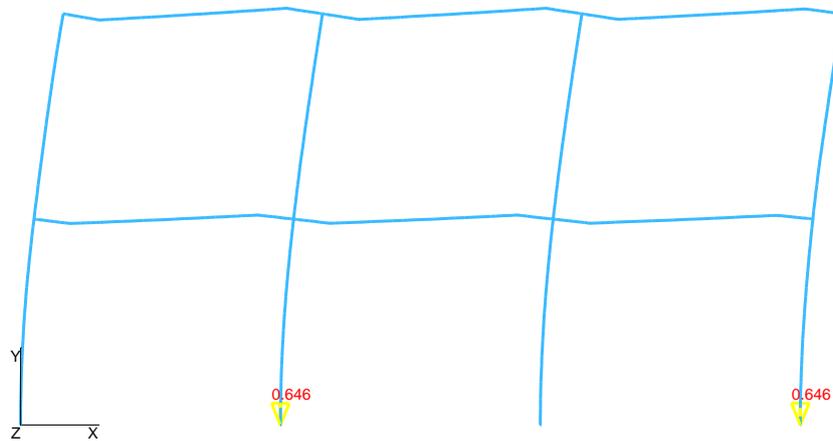
como se muestra en la Figura 1.7(b), se produce el colapso. Se ha de advertir al lector que esta morfología introduce doce rótulas previas, una por unión. La carga de colapso es 0,6457, notablemente inferior a los modelos con uniones semirrígidas.

Conclusiones. El Cuadro 1.1 recoge los resultados de colapso para cada una de las uniones analizadas.

Aunque las uniones desplazadas permiten una óptima y excelente distribución de momentos, no realizan *redistribución* de momentos. La estructura no se adapta a las cargas variables a las que está sometida. Además, introducen una rótula por unión. La estructura es prácticamente isostática, muy poco redundante. Las vigas no colaboran en el mecanismo resistente a esfuerzos horizontales. Los pilares son el único elemento que los soporta, y por ello son su punto débil.



(a) Diagrama de momentos (análisis elástico, factor de carga = 1,0)



(b) Colapso (análisis plástico, factor de carga = 0,6457)

Figura 1.7: Pórtico con unión desplazada

Cuadro 1.1: Comparación de los resultados obtenidos para cada tipo de unión analizado

Tipo de unión	Número de rótulas	Carga de colapso
Semirrígida total	9	2,2451
Semirrígida parcial	12	1,8720
Art. desplazada	2(+12)	0,6457

La unión desplazada no es adecuada por tanto para pórticos traslacionales. Sí puede considerarse su uso en pórticos intraslacionales, en los que la rigidez lateral es confiada a otro mecanismo resistente. De todas formas, su poca capacidad de adaptación a cargas variables las hace también poco adecuadas.

Las uniones semirrígidas son en cambio válidas para pórticos traslacionales. Colaboran activamente en la rigidez lateral, repartiendo el esfuerzo de forma uniforme en toda la estructura. Su uso sí permite una redistribución de esfuerzos en la estructura, optimizando su trabajo, y adecuando su comportamiento a las cargas existentes y su variación. Su empleo permite controlar de modo razonable la distribución de los momentos en las vigas y los puntos de formación de rótulas plásticas.

La estructura con uniones semirrígidas es una estructura altamente redundante. Presenta gran ductilidad, con un amplio margen de seguridad desde la formación de las primeras rótulas plásticas hasta el colapso final.

1.2.2. Ejecución

Las uniones semirrígidas presentan ventajas cara a su ejecución respecto a las rígidas. Su diseño es menos complejo. Al no trabajar por rozamiento, no necesitan preparación de superficies (que encarece la construcción de las rígidas).

Emplean tornillos de alta resistencia, pero tampoco requieren que se les proporcione el par de apriete. Para asegurar unos criterios de calidad en su ejecución, se recomienda un par mínimo para obtener el efecto llamado *snug-tight* (del 20 % al 30 % del requerido para la unión rígida).

No requieren soldadura en obra (Murray y Sumner, 2004). Sólo se han de colocar y apretar los tornillos. Se eliminan los problemas derivados del control de calidad de las soldaduras en obra. La construcción resulta menos influida por la climatología adversa: se acelera el proceso constructivo.

La construcción semirrígida puede por tanto compararse con otros métodos de puesta rápida en obra (*fast-track*). El ensamblado en obra es más sencillo con uniones semirrígidas que con rígidas. Su facilidad de erección implica de nuevo menor plazo de ejecución, y los consiguientes ahorros en mano de obra y pronta amortización de la inversión (Chen y otros, 1996b).

Al reducir el momento en el vano, las vigas son menores que en la construcción articulada. Esto puede resultar particularmente importante, pues puede facilitar la integración de las instalaciones, permitir una disminución en la altura del edificio, o una reducción del canto del forjado (Couchman, 1997).

1.2.3. Costo

Las uniones semirrígidas permiten hacer estructuras más baratas. Los ahorros obtenidos en el peso y el canto se deben a los beneficios aportados en el Estado Límite Último y de Servicio. La mayor rigidez de la unión disminuye el momento que una viga debe resistir y su flecha, por lo que puede reducirse la inercia de la viga requerida.

En comparación con el diseño de pórtico rígido, el semirrígido consigue menores pilares. En comparación con el articulado, las vigas son menores. El empleo de uniones semirrígidas conlleva un ahorro general en el peso de acero (Chen y otros, 1996b), aunque representa un incremento en el coste de la unión en comparación con la más sencilla de las uniones articuladas (Couchman, 1997).

Dhillon y O'Malley III (1999) realizaron una serie de pórticos semirrígidos. La reducción de peso obtenida fue del 7,2 % al 10 % en comparación con el pórtico rígido para pórticos no arriostrados. Pero, como afirman Steenhuis, Weynand y Gresnigt (1998), el diseño de menor peso no es necesariamente el más barato: puede llegar a ser un 20 % más caro.

Anderson y Tahir (1996) obtuvieron que, en comparación con diseños de uniones articuladas, la construcción con uniones semirrígidas abarataba en aproximadamente un 5,5 % el costo. En el caso de pórticos sin arriostrar, empleando uniones de chapa de testa extendida el ahorro obtenido llegaba al 20 % respecto al diseño rígido (Anderson y Tahir, 1996).

El ahorro general proporcionado por la construcción semirrígida frente a la articulada varió del 5 % al 9 %. Los precios manejados por Anderson y Tahir (1996) fueron determinados en colaboración con un fabricante británico.

Más recientemente, da S. Vellasco, de Andrade, da Silva, de Lima y Brito Jr. (2006) han realizado un análisis paramétrico de diversos pórticos reales de edificación. Han obtenido un ahorro de hasta un 15 %, incluso cuando se compara con la solución tradicionalmente más económica. El empleo a mayor escala de estas estructuras semirrígidas podría conllevar todavía mayores ahorros.

El costo en España

Los precios de referencia a partir de los que establecer costos pueden variar mucho entre países, épocas... Sánchez (1999a) realizó el único estudio conocido sobre el costo de estas uniones en España. Estimó el coste del material de acero puesto en obra en 200 ptas/kg (1,2€/kg). Obtuvo los precios para diversos tipos de uniones semirrígidas: con dos angulares en el alma de la viga, angulares en las alas de las vigas, angulares en las alas y el alma de la viga, chapa de testa extendida y chapa de testa extendida con pilar rigidizado.

Para obtener la estimación del precio de la unión, Sánchez (1999a) realizó una aproximación polinómica

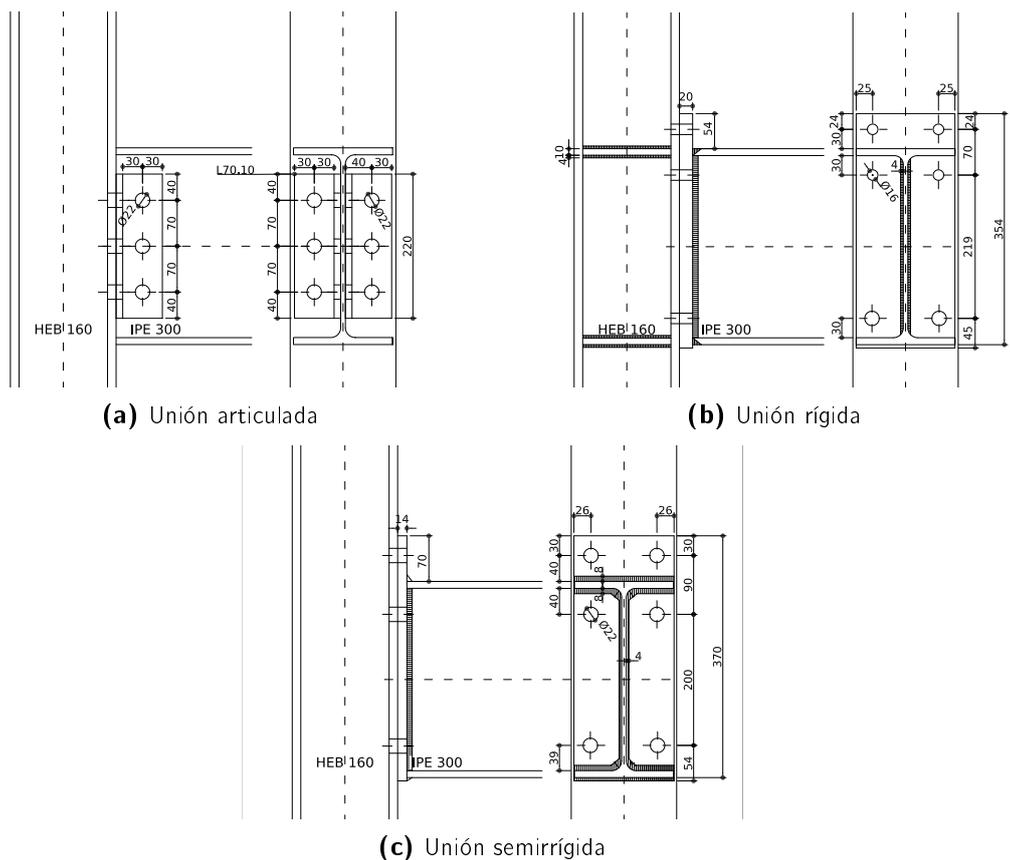
$$C = c_{st} (\beta^0 + \beta^I S_{j,Rd}), \quad (1.1)$$

donde c_{st} es el precio del material, β^0 es el de la unión correspondiente con rigidez al giro nula y β^I es el parámetro de costo dependiente de la rigidez de la unión. Para obtener este modelo polinómico se partió de la suposición de que existe una relación directa entre el precio y la rigidez de la unión. A partir de los precios obtenidos para los costos de una serie de uniones de cada tipo realizó un ajuste por el método de los mínimos cuadrados. El Cuadro 1.2 recoge los coeficientes obtenidos.

Se puede comparar el costo relativo de las uniones semirrígidas a partir del coeficiente β^0 . La unión semirrígida más barata de ejecutar es la realizada con dos angulares;

Cuadro 1.2: Parámetros de costo para uniones semirrígidas (Sánchez, 1999a)

Tipo de unión	β^0	β^I
Doble angular de alma	30,04	0,0026
Angular superior y de asiento	28,62	0,0007
Angular superior y de asiento con doble ang. de alma	57,12	0,0007
Chapa de testa extendida	43,18	0,0003
Chapa de testa extendida y pilar rigidizado	45,05	0,0006

**Figura 1.8:** Características de las uniones tipo para la estimación del costo

con un coste medio estaría la unión con chapa de testa extendida; la más cara sería la ejecutada con cuatro angulares, en ala y alma de la viga.

Dada la antigüedad de este estudio, y al ser la única referencia española, se realizó un nuevo análisis en el marco de esta investigación. Esta comparativa es complementaria a los resultados obtenidos mediante el método de diseño que se presentará en el Capítulo 4. En octubre de 2004 se remitieron tres uniones tipo, articulada (Figura 1.8(a)), semirrígida (figura 1.8(c)) y rígida (figura 1.8(b)) a dos fabricantes españoles. Todas las uniones tipo incluían los mismos perfiles de viga y pilar.

El costo de las uniones es muy variable, en función del taller: depende de sus medios

Cuadro 1.3: Precios del material para el fabricante (a octubre de 2004)

Elemento	Precio €/kg
Chapas	0,68
Angulares	0,53
Perfiles	0,50

Cuadro 1.4: Estimaciones de costos obtenidas para cada unión

	Articulada €	Semirrígida €	Rígida €
Material	2,39	4,22	9,04
Mano de obra	4,75	19,80	123,00
Tornillos	1,65	6,07	2,44
Mano de obra pintura	0,00	0,00	5,30
Forros o casquillos	6,00	6,00	6,00
Extra	6,00	6,00	6,00
Costo total	20,78	42,09	151,78
	100,00 %	202,54 %	730,38 %

de producción, organización, reparto de tareas. ... Como dato adicional, el Cuadro 1.3 muestra los precios del acero en ese momento. Los precios indicados no son del material colocado en obra, sino en taller. Por eso resultan menores en comparación con el proporcionado por Sánchez (1999a) cinco años antes.

El Cuadro 1.4 incluye la estimación de costo obtenida. Tomando como patrón la unión articulada, el precio de la unión semirrígida de chapa de testa extendida resulta el doble, y el de la rígida siete veces superior. Estos precios son a igualdad de perfiles, no de capacidad portante. A igualdad de capacidad portante, la unión rígida y semirrígida reducirán su encarecimiento, al reducir también el peso y dimensiones de la estructura.

En el Cuadro 1.5 se indica la proporción entre los materiales y la mano de obra para cada tipo de unión. La unión articulada es la que requiere menos mano de obra (23 %) y es en la que más repercute el coste del material (otro 20 % de material y tornillos, respectivamente). Es la que implica mayores perfiles de vigas, por lo que puede no ser la más barata.

La repercusión de la mano de obra en la unión semirrígida es el doble, un 40 %. La rígida es la que requiere mayor mano de obra (80 %), siendo el doble de la requerida para la unión semirrígida y el cuádruple respecto a la articulada.

La unión semirrígida presenta un equilibrio entre la repercusión del material y la mano de obra. Como se mostrará en la Sección 4.4, con las uniones semirrígidas se obtiene un ahorro respecto a las morfologías con uniones articuladas y rígidas. Para los estudios realizados en esta investigación, resulta un 10 % más económica que la articulada, y un 30 % más barata que la rígida (ver Cuadros 4.6 y 4.11).

Cuadro 1.5: Estimaciones de costos. Proporción de costos en cada unión

	Articulada	Semirrígida	Rígida
Material	69,22 %	38,53 %	13,86 %
Tornillos	7,92 %	14,43 %	1,60 %
Mano de obra	22,86 %	47,04 %	84,53 %

Cuadro 1.6: Categorías de uniones atornilladas según el Eurocódigo (CEN, 2005a)

Uniones a Cortante		
Categoría	Tipo	Observaciones
A	Resistente	No se requiere momento de apretadura. Tornillos de las clases 4.6 a la 10.9
B	Resistentes al Deslizamiento en Estado Límite de Servicio	Tornillos de alta resistencia de las clases 8.8 a la 10.9
C	Resistentes al Deslizamiento en Estado Límite de Servicio	Tornillos de alta resistencia de las clases 8.8 a la 10.9.
Uniones a Tracción		
Categoría		Observaciones
D	Sin Par de Apriete	No se requiere momento de apretadura. Tornillos de las clases 4.6 a la 10.9
E	Con Par de Apriete	Tornillos de alta resistencia de las clases 8.8 a la 10.9.

1.3. Las uniones semirrígidas en los códigos estructurales

1.3.1. Eurocódigo

El Eurocódigo 3 (CEN, 2005a) permite explícitamente el empleo de uniones semirrígidas. En su parte 1.8 (CEN, 2005b), dedicada al diseño de uniones en estructuras de acero, provee "métodos para el diseño de uniones sometidas a cargas mayoritariamente estáticas, para los tipos de acero S235, S275, S355 y S460" (CEN, 2005b, apartado 1.1(1)).

El Eurocódigo recoge una serie de tipos de uniones atornilladas, que se muestran en el Cuadro 1.6. Dentro de dos tipos básicos, cortante y tracción, se incluyen diversas categorías, en función del tipo de tornillos y las características de las uniones.

Las uniones semirrígidas se corresponden con la categoría D, dentro de las uniones de tracción. En ellas, se permite el uso de tornillos desde la clase 4.6 hasta la 10.9, sin la necesidad de par de apriete. Estas uniones no se permiten cuando puedan estar sometidas a variaciones frecuentes de la carga de tracción. Sin embargo, el Eurocódigo sí permite su empleo para resistir las cargas habituales de viento.

Para introducir la unión semirrígida en el modelo estructural, el Eurocódigo exige su modelado explícito, empleando un modelo *semi-continuo* (CEN, 2005a, tabla 5.1).

Proporciona un sistema de clasificación (CEN, 2005a) (que se explicará con detalle en la Sección 2.1.2) que permite determinar la unión como rígida, semirrígida o articulada, y emplear el modelo de cálculo adecuado. También realiza una serie de recomendaciones para el modelo, algunas de las cuales se explicarán en la Sección 3.3.4.

En su parte 1.8 incluye también la herramienta a emplear para el análisis y cálculo de las uniones. Se trata del llamado *método de los componentes*. Este método de análisis es muy versátil. Es una de las metodologías existentes más avanzadas para el cálculo de uniones. Se explicará con detalle en la Sección 3.2, y en el Capítulo 5 se aplicará al cálculo de una unión semirrígida de chapa de testa extendida.

1.3.2. LRFD

La LRFD (2003a) autoriza en su apartado A.2 (LRFD, 2003a, p. 16.1-1) las construcciones de *tipo PR*, parcialmente restringidas (*partially restrained*). En este tipo de construcciones,

se supone que las conexiones poseen rigidez insuficiente como para mantener los ángulos entre los miembros. Cuando se considera la restricción debida a la unión, el empleo de la construcción de Tipo PR bajo esta Especificación requiere que la resistencia, rigidez y ductilidad de las conexiones se incorporen al análisis y diseño. Estas características deberán documentarse en la literatura técnica o establecerse por medios analíticos o experimentales. (LRFD, 2003a, apartado A.2)

Recoge una serie de recomendaciones para este tipo de uniones (LRFD, 2003b). Pero la información proporcionada en esta tercera y última edición de la LRFD (2003c) es más bien escasa:

El comportamiento de las conexiones de momento PR (...) es intermedio entre la flexibilidad de las conexiones a cortante y la rigidez total de las conexiones de momento FR. La Sección A.2 de la Especificación LRFD permite el empleo de conexiones PR, siempre que se verifique que la conexión empleada es capaz de proveer, como mínimo, un porcentaje predecible de restricción. Para más información en el empleo de conexiones PR, véase Deierlein, Hsieh y Shen (1990); Gerstle y Ackroyd (1989); Geschwindmer (1991); Goverdhan (1983); Kishi, Chen, Got y Matsuoka (1986); Nethercot y Chen (1988).

Ésta es toda la referencia a este tipo de uniones que se realiza dentro de la LRFD (2003c). Como alternativa, propone el empleo de conexiones flexibles a momento (LRFD, 2003b, p. 11-3).

La segunda edición permitía ya el empleo de la construcción de Tipo PR (LRFD, 1994), y recogía un capítulo dedicado en parte a este tipo de uniones, junto con las de cortante (LRFD, 1998). La parte dedicada a las uniones PR tenía mayor extensión que el párrafo actual: treinta páginas (LRFD, 1998, p. 9.234-9.264).

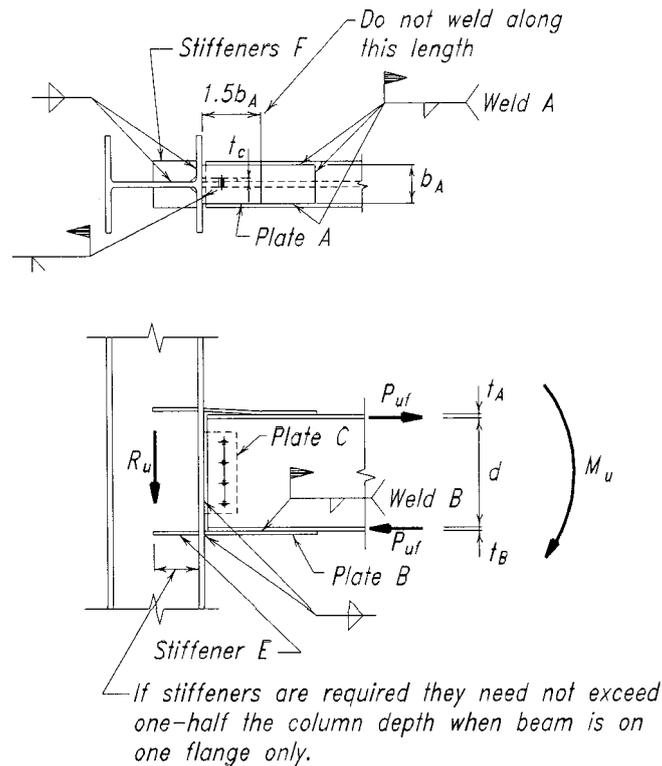


Figura 1.9: Unión con placa en las alas (LRFD, 2003b)

En esas treinta páginas se realizaba un compendio de diversos modos y simplificaciones para realizar cálculos con estas uniones. Inicialmente se explicaba la aproximación simplificada de Geschwindmer (1991) para cargas gravitatorias —que luego recomienda en la edición posterior (LRFD, 2003c) (ver página 20)—. Mediante esta aproximación se podían calcular el giro de la unión, la deflexión (método de la viga conjugada), el momento en las uniones (diagrama *beam-line*) y el diseño elástico. Sólo se consideraba la rigidez de la conexión (no se incluía la flexibilidad del soporte), por lo que en un apartado siguiente se analizaba el empleo de estas uniones con soportes no rígidos.

Como colofón, se presentaban dos tipos de uniones consideradas PR: conexiones con placa en las alas (Figura 1.9), y uniones flexibles de viento (de angular superior y de asiento con doble angular de alma, Figura 1.10). Proporcionaba métodos simplificados mediante los que estimar su resistencia y rigidez.

No hay una reglamentación clara en el ámbito americano sobre el cálculo y diseño de este tipo de construcción, más allá de permitir su uso e insistir en la importancia de basarse en métodos experimentales o analíticos suficientemente contrastados.

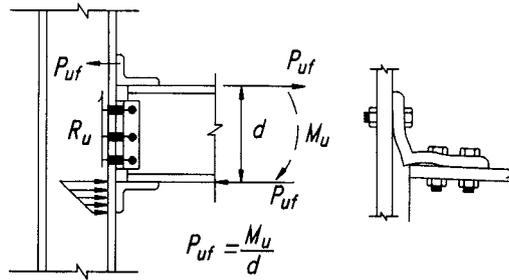


Figura 1.10: Uniones flexibles a viento (LRFD, 2003b)

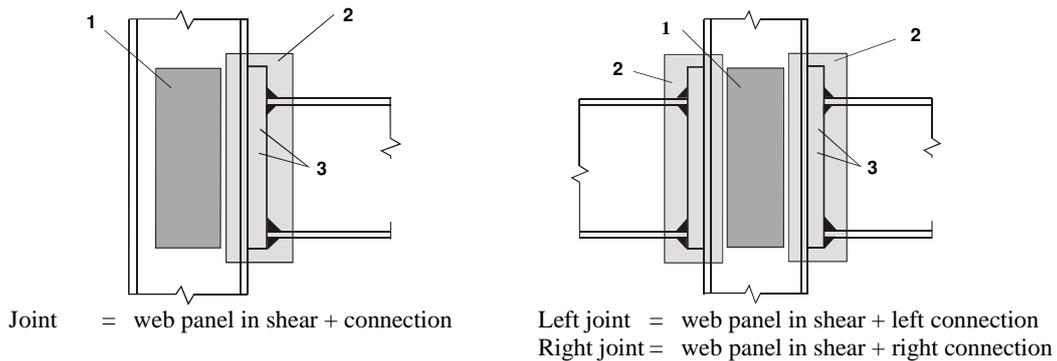


Figura 1.11: Distinción entre conexión y unión (CEN, 2005b)

1.4. Algunas aclaraciones útiles

1.4.1. Diferencia entre conexión y unión

En la bibliografía especializada sobre uniones suele realizarse la distinción entre el concepto *conexión* (*connection*) y *unión* (*joint*). Aunque ambos términos suelen ser empleados a veces como sinónimos, se refieren a conceptos diferentes (Figura 1.11).

Se define *conexión* como el conjunto de componentes físicos que sujetan mecánicamente los miembros enlazados. Se localiza en la zona en la que se produce el enlace.

Unión es un concepto más amplio, en el que al área de la conexión se suman las correspondientes zonas de interacción entre los miembros enlazados. Este concepto incluye por tanto la zona del panel del alma.

1.4.2. Expresión de la rigidez rotacional

La rigidez rotacional de la unión no se expresa de modo adecuado mediante su valor cuantitativo. Para comprenderla requiere ser definida en relación a los elementos estructurales adyacentes. Así contextualizada puede estimarse su comportamiento e influencia real en la estructura.

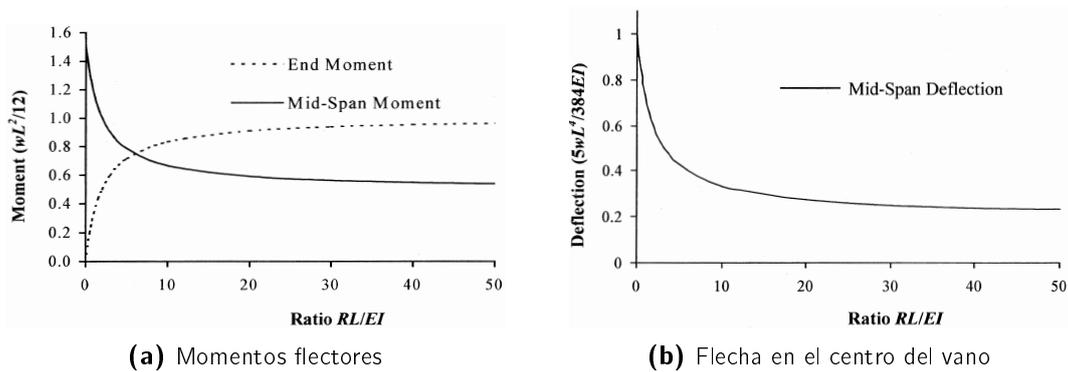


Figura 1.12: Comportamiento estructural de la viga con carga uniforme en función del parámetro α_{EC} definido en (1.2) (Xu, 2000a)

Definición según el Eurocódigo

El Eurocódigo 3, en su parte 1.8 (CEN, 2005b, apartado 5.2.2), propone definir la rigidez rotacional mediante la expresión

$$S_j = \alpha_{EC} \frac{EI_b}{L_b}. \quad (1.2)$$

El parámetro α_{EC} relaciona la rigidez de la unión con la rigidez de la viga adyacente. Este factor, como se verá posteriormente (ver la Sección 2.1.2), es el empleado para clasificar la unión como articulada, rígida o semirrígida.

Pero el parámetro α_{EC} no proporciona una idea clara del comportamiento rotacional de la estructura. Como muestra la Figura 1.12, no se relaciona de un modo lineal con el comportamiento estructural resultante (Xu, 2000a).

Factor de fijación

Xu (2000a) propone la definición de la rigidez con el factor de fijación (*end-fixity factor*), r , definido como

$$r = \frac{1}{1 + \frac{3EI_b}{S_j L_b}}. \quad (1.3)$$

Se puede expresar en función del anteriormente definido α_{EC} como

$$r = \frac{1}{1 + \frac{3}{\alpha_{EC}}}. \quad (1.4)$$

Su principal ventaja es que se relaciona linealmente con el comportamiento resultante en la viga, como se observa en la Figura 1.13. Proporciona una estimación directa del comportamiento rotacional de la unión.

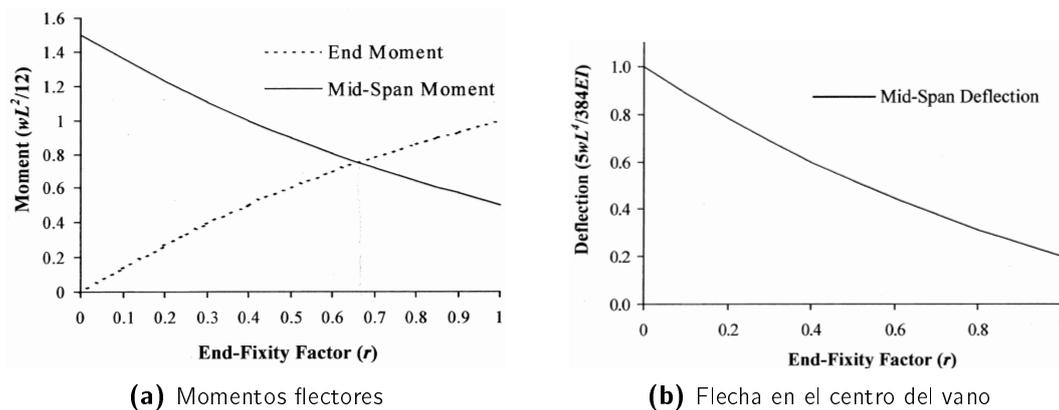


Figura 1.13: Comportamiento estructural de la viga con carga uniforme en función del parámetro r definido en (1.3) (Xu, 2000a)

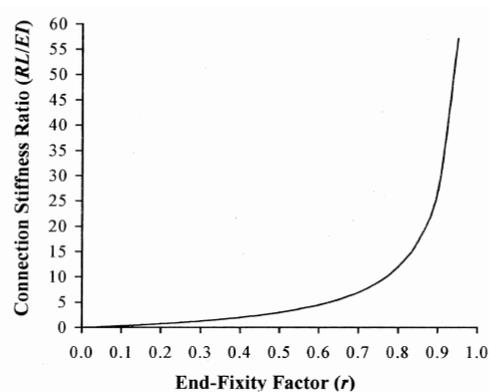


Figura 1.14: Relación entre la rigidez definida según α_{EC} (RL/EI) y el factor de fijación r (Xu, 2000a)

Este factor expresa el grado de rigidez en tanto por uno. Así, el valor nulo se corresponde a una rigidez nula (unión articulada teórica) y el valor unidad con un empotramiento perfecto (unión rígida teórica).

1.5. Referencias

AISC (1980). *Manual of Steel Construction*. AISC, Chicago, Illinois (EEUU).

Anderson, D. y Tahir, M. M. (1996). «Economic Comparisons Between Simple and Partial Strength Design of Braced Steel Frames». En: R. Bjorhovde; A. Colson y R. Zandonini (Eds.), *Connections in Steel Structures III: Behaviour, Strength and Design*, pp. 527–534. Pergamon, Trento (Italia).

CEN (2005a). *Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings (EN 1993-1-1:2005)*. CEN.

- CEN (2005b). *Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1.8: Design of Joints (EN 1993-1-8:2005)*.
- Chen, W.F.; Goto, Y. y Richard Liew, J.Y. (1996a). *Stability Design of Semi-Rigid Frames*. John Wiley & sons, Inc.
- Chen, W.F.; Goto, Y. y Richard Liew, J.Y. (1996b). *Stability Design of Semi-Rigid frames*. Capítulo Design of Semi-Rigid Frames Using Advanced Analysis, pp. 331–400. John Wiley & Sons, Inc.
- Couchman, G.H. (1997). *Design of Semi-continuous Braced Frames*. Specialist Design Guides. The Steel Construction Institute, Ascot (Reino Unido), reimpresión edición.
- da S. Vellasco, P.C.G.; de Andrade, S.A.L.; da Silva, J.G.S.; de Lima, L.R.O. y Brito Jr., O. (2006). «A parametric analysis of steel and composite portal frames with semi-rigid connections». *Engineering Structures*, **28**, pp. 543–556.
- Deierlein, G.G.; Hsieh, S.H. y Shen, Y.J. (1990). «Computer-Aided Design of Steel Structures with Flexible Connections». pp. 9.1–9.21. AISC, Chicago, Illinois (EEUU).
- Dhillon, B.S. y O'Malley III, J.W. (1999). «Interactive Design of Semirigid Steel Frames». *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **125(5)**, pp. 556–564.
- Dubina, D.; Greccea, D. y Zaharia, R. (1996). «Evaluation on Static and Dynamic Structural Coefficient of Steel Frames with Semi-Rigid Joints Via Numerical Simulations». En: A. Bjorhovde; A. Colson y R. Zandonini (Eds.), *Connections in Steel Structures III: Behaviour, strength and design*, pp. 349–360. Pergamon, Trento (Italia).
- Gerstle, K.H. y Ackroyd, M.H. (1989). «Behavior and Design Of Flexibly Connected Building Frames». En: *Proceedings of the 1989 National Steel Construction Conference*, pp. 1.1–1.28. AISC, Chicago, Illinois (EEUU).
- Geschwindmer, L.F. (1991). «A Simplified Look at Partially Restrained Beams». *Engineering Journal of American Institute of Steel Construction, Inc.*, **28**, pp. 73–78.
- Goverdhan, A.V. (1983). *A Collection of Experimental Moment-Rotation Curves and Evaluation of Prediction Equations for Semi-Rigid Connections*. Tesina o Proyecto, Universidad Vanderbilt, Nashville, Tennessee (EEUU).
- Hasan, R.; Kishi, N.; Chen, W.F. y Komuro, M. (1995). «Evaluation of Rigidity of Extended End-Plate Connections by Utilizing Updated Data Base». *Informe técnico CE-STR-95-19*, Universidad de Purdue (EEUU).
- Hasan, R.; Kishi, N.; Chen, W.F. y Komuro, M. (1997). «Evaluation of Rigidity of Extended End-Plate Connections». *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **123(12)**, pp. 1595–1602.
- Kim, Y. y Chen, W.F. (2000). «LRFD Frame Design with PR Connections». En: W.F. Chen (Ed.), *Practical Analysis for Semi-Rigid Frame Design*, pp. 17–94. World Scientific, Singapur.

- Kishi, N.; Chen, W.F.; Got, Y. y Matsuoka, K.G. (1986). «Data Base of Steel Beam-to-Column Connections». *Informe técnico Struct. Eng. Rep. No. CE-STR-86-26*, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Purdue Univ, West Lafayette, Indiana (EEUU).
- Kishi, N.; Hasan, R.; Chen, W.F. y Goto, Y. (1997). «Study of Eurocode 3 Steel Connection Clasificación». *Journal of Constructional Steel Research*, **19(9)**, pp. 772–779.
- LRFD (1994). *Manual of Steel Construction - Load and Resistance Factor Design (LRFD)*. volumen I. Structural Members, Specifications, & Codes. American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago, Illinois (EEUU), 2 edición.
- LRFD (1998). *Manual of Steel Construction. Load & Resistance Factor Design*. volumen II: Connections, Capítulo Simple Shear and PR Moment Connections, pp. 9.1–9.264. American Institute of Steel Construction, 2 revisión de la 2 edición.
- LRFD (2003a). *Manual of Steel Construction. Load and Resistance Factor Design*. Capítulo Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, 3 edición.
- LRFD (2003b). *Manual of Steel Construction. Load and Resistance Factor Design*. Capítulo Design of flexible moment connections, pp. 11–1–11–18. American Institute of Steel Construction, 3 edición.
- LRFD (2003c). *Manual of Steel Construction. Load and Resistance Factor Design*. American Institute of Steel Construction, 3 edición.
- Murray, T.M. y Sumner, E.A. (2004). *Extended End-Plate Moment Connections*. Número 4 en Steel Design Guide. American Institute of Steel Construction, 2 edición.
- Nethercot, D.A. y Chen, W.F. (1988). «Effects of Connections on Columns». *Journal of Constructional Steel Research*, pp. 201–239.
- Sánchez, G. (1999). *Diseño óptimo de estructuras metálicas con uniones semirrígidas y comportamiento no lineal*. Tesis doctoral, Departamento de Ingeniería Mecánica y Energética. Universidad de Murcia.
- Steenhuis, M.; Weynand, K. y Gresnigt, A.M. (1998). «Strategies for Economic Design of Unbraced Steel Frames». *Journal of Constructional Steel Research*, **46(1-3)**, pp. 88–89.
- Xu, L. (2000). «Approximate Analysis for Design of Semi-Rigid Steel Frames». En: W.F. Chen (Ed.), *Practical Analysis for Semi-Rigid Frame Design*, World Scientific, Singapur.
- Ziemian, R.D. y McGuire, W. (2000). «Mastan 2, v 1.0».

Salvo que contemos con esos pocos hombres que reúnen en sí una sensibilidad excepcional y un poder excepcional sobre las palabras, degenerará nuestra propia capacidad no sólo para expresarnos, sino hasta para sentir cualquier emoción que no sea de las más imperfectas.

Thomas Stearns Elliot

2

Clasificación y comportamiento de pórticos semirrígidos

2.1	Clasificación de uniones semirrígidas	28
2.1.1	Parámetros de clasificación de la unión.....	29
2.1.2	Clasificación del Eurocódigo 3	31
2.1.3	Clasificación LRFD	36
2.1.4	Sistema aislado de clasificación de Bjorhovde, Colson y Brozetti	38
2.1.5	Propuesta de clasificación de Gomes, Kuhlmann, de Matteis y Mandara; Gomes y Neves.....	39
2.1.6	Sistema de clasificación no lineal	41
2.1.7	Sistema unificado de clasificación para conexiones viga-pilar	43
2.2	Influencia de la flexibilidad de la unión en las condiciones de servicio	46
2.2.1	Influencia en el desplazamiento lateral.....	46
2.2.2	Influencia en la frecuencia de vibración	49
2.3	Influencia de la flexibilidad de la unión en la resistencia	50
2.4	Referencias	54

Como ya se indicó en el capítulo anterior, las uniones reales no son ni rígidas ni articuladas, sino que su comportamiento se sitúa entre estas suposiciones teóricas. El comportamiento teórico asumido para cada unión es una simplificación.

Las suposiciones hasta ahora empleadas han demostrado su validez práctica: existen por tanto unos límites a partir de los cuales una unión real puede asimilarse al comportamiento teórico. Así, es importante que, tras exponer el concepto semirrígido, se defina con propiedad cómo han de clasificarse las uniones. Se verá cómo clasificarlas implica un criterio diverso, que va a asignar unas características de comportamiento determinadas a las uniones definidas, y proporcionará también unos criterios en los que encajar el cálculo de las uniones hasta ahora empleadas, rígidas y articuladas. ¿A partir de qué momento puede considerarse una unión rígida? ¿Y articulada? ¿Cómo de adecuadas resultan las suposiciones habituales?

En este capítulo se desarrollan dos temas íntimamente relacionados: los sistemas de clasificación de uniones y la influencia de la rigidez de las uniones en el comportamiento estructural. La clasificación se relaciona con el comportamiento del pórtico resultante de su aplicación. Interesa saber cómo se comportará la estructura, si se aproximará a la suposición de estructura rígida o articulada, o se quedará en esa hasta ahora semirrígida *tierra de nadie*.

Por ello, en la Sección 2.1 se van a exponer los diversos criterios propuestos para clasificar las uniones. El principal sistema expuesto va a ser el desarrollado en el Eurocódigo (CEN, 2005b).

En las dos últimas secciones del capítulo se analizan en mayor detalle las referencias en las que se ha analizado la influencia del comportamiento particular de la unión en el global de la estructura, tanto en las condiciones de servicio (Sección 2.2) como resistentes (Sección 2.3). En algunos casos son un complemento a los límites de clasificación previamente expuestos. Además, dado que el comportamiento se analiza en confrontación con las uniones tradicionales, son también una reflexión más pormenorizada de las ventajas e inconvenientes del empleo de uniones semirrígidas.

2.1. Clasificación de uniones semirrígidas

El comportamiento de una estructura de acero con uniones semirrígidas puede diferir mucho del de una estructura con uniones rígidas. La carga última de las estructuras puede ser encontrada realizando un análisis elasto-plástico de segundo orden en el que se tenga en cuenta el comportamiento real de la unión.

La rigidez de la unión afecta al factor crítico, y por tanto a la carga de colapso estructural. Es importante estimar esta influencia, de la que derivar una frontera inferior. Otra implicación de la flexibilidad de la unión es el incremento de las deflexiones horizontales en los pórticos traslacionales, que frecuentemente controlan el diseño estructural.

En la práctica habitual de los sistemas de clasificación, la resistencia y rigidez de la unión a cortante y axial se suponen suficientemente elevados, de modo que no afectan a la deformación ni a la capacidad de carga del pórtico. Son criterios no considerados para la clasificación de las uniones.

2.1.1. Parámetros de clasificación de la unión

Tres características han de cuantificarse para obtener una definición completa de la unión, y según ellas debería clasificarse:

- rigidez rotacional al giro,
- resistencia al momento,
- capacidad de rotación plástica.

Dependiendo del análisis estructural que vaya a realizarse, resulta necesario atender a uno u otro parámetro, o a varios de ellos.

Vamos a analizar inicialmente de modo cualitativo las diversas clasificaciones posibles según estos tres parámetros. Posteriormente expondremos las propuestas más significativas realizadas. Como se verá, el sistema del Eurocódigo (Sección 2.1.2) resulta de muy sencilla aplicación (además de ser el que rige normativamente). Establece sus límites con criterios adaptados al comportamiento global del pórtico. Modificado con la propuesta de Gomes, Kuhlmann, de Matteis y Mandara (1998); Gomes y Neves (1996), proporciona una idea de la rigidez de la unión y, lo que es más importante, de la importancia de su influencia en el comportamiento global.

Clasificación según la rigidez

Según la rigidez rotacional se pueden describir tres tipos de unión: *nominalmente articulada*, *rígida* y *semi-rígida*.

Las uniones *nominalmente articuladas* transmiten al pilar sólo el esfuerzo cortante presente en la viga. Puede considerarse que, de modo ocasional, transmiten también los esfuerzos axiales de la viga al pilar. Para satisfacer estas suposiciones deben poder girar sin producir momentos significativos.

En contraste, las uniones *rígidas* transmiten la totalidad de los esfuerzos existentes en el extremo de la viga. Su deformación es mínima, y su influencia tanto en la distribución de momentos como en las deformaciones de la estructura puede ser omitida. Ha de poseer suficiente rigidez rotacional como para justificar un análisis basado en una continuidad total de la estructura.

Los anteriores son los dos casos extremos. El resto de uniones que no se ajustan a las definiciones antes dadas, han de considerarse *semirrígidas*. Estas uniones interactúan con el resto de la estructura. Su grado de interacción es predecible, según la curva característica momento-rotación de la unión.

Las primeras dos categorías son las tradicionalmente empleadas. La tercera categoría, que hasta ahora no recogían las normativas estructurales, completa el vacío existente entre ambos tipos. Las normativas modernas (CEN, 2005a; LRFD, 1994) ya admiten el empleo de este tipo de uniones (ver Sección 1.3).

Clasificación según la resistencia

La clasificación de una unión según su resistencia se realiza comparando su resistencia de diseño con las resistencias de aquellos elementos a los que une (viga y

pilar). Pueden así clasificarse las uniones en dos grupos: uniones de *resistencia parcial* y uniones de *resistencia total*.

Si la resistencia de diseño de la unión no es inferior a la de los miembros que conecta, la unión se considera de *resistencia total*. Como mínimo su resistencia ha de ser igual a la del elemento conectado.

La resistencia de diseño de las uniones de *resistencia parcial* es inferior a la de los elementos conectados. Una posible rótula plástica se formaría en primera instancia en la unión. En tal caso, se requiere suficiente capacidad de rotación plástica por parte de la unión. Una unión con rotura frágil, o con insuficiente capacidad de rotación resultaría insegura, pues podría excederse su grado de rotación.

Clasificación según la ductilidad

El tercer criterio de clasificación, basado en la capacidad de rotación, permite identificar dos categorías: uniones de *ductilidad total* y de *ductilidad parcial*.

Las uniones de *ductilidad total* tienen una capacidad rotacional igual o superior a la del miembro que conectan. De modo complementario, la de ductilidad *parcial* tiene una ductilidad menor a la del elemento adyacente.

Este último criterio no está todavía presente en los códigos modernos (CEN, 2005a), pero resulta necesario verificarlo cuando se realiza un análisis rígido-plástico o elasto-plástico.

Las clasificaciones antes explicadas se basan en un punto de vista cualitativo de la unión. Para usos prácticos, resulta necesaria una clasificación desde un punto de vista cuantitativo.

Se han propuesto diversos sistemas de clasificación. La principal dificultad es establecer un criterio adecuado para los dos Estados Límite. El interés primario de ambos es distinto: rigidez y resistencia. Existen además otras propiedades, como la capacidad de rotación y de disipación de energía, que juegan un importante papel, especialmente en los pórticos sismo-resistentes

Puesto que la respuesta de la unión es no-lineal, podría pensarse que resultaría lógico disponer de regiones definidas en el diagrama $M - \varphi$ por medio de curvas límite no-lineales. Sin embargo, a excepción de la propuesta de Hasan, Kishi y Chen (1998) (ver Sección 2.1.6), se emplean límites lineales.

El criterio adoptado para la clasificación puede realizarse según la respuesta de la estructura o de modo independiente. Como se verá, prácticamente sólo la propuesta de Bjorhovde, Colson y Brozetti (1990) clasifica independientemente a la respuesta estructural. Para tener en cuenta la influencia en el comportamiento de la estructura se ha optado por diversos criterios:

- la carga última: se establece el límite en una reducción máxima del 5 % de la resistencia de la estructura,

$$\alpha_u \geq 0,95\alpha_{u,\infty}; \quad (2.1)$$

- la estabilidad de la estructura: se limita en un máximo del 5 % la reducción del factor de la carga elástica crítica,

$$\alpha_{cr} \geq 0,95\alpha_{cr,\infty}; \quad (2.2)$$

- la deflexión: disminuyendo en un máximo del 10 %,

$$\delta \leq \frac{\delta_{\infty}}{0,9}. \quad (2.3)$$

2.1.2. Clasificación del Eurocódigo 3

En su última versión (CEN, 2005b, apartado 5.2.2), el Eurocódigo clasifica las uniones atendiendo de forma independiente a los criterios de rigidez rotacional y resistencia. Ambas clasificaciones resultan independientes.

Establece los límites según la capacidad de carga del pórtico:

la deformación de las uniones rígidas debe ser tal que no reduzca la resistencia del pórtico en más de un 5 % (CEN, 2005a, 6.4.2.2(2)).

Clasificación según la rigidez

Se establecen tres tipos de uniones a partir de la rigidez rotacional: nominalmente articuladas, semirrígidas y rígidas¹.

La unión puede clasificarse en función del coeficiente \bar{K} (esta rigidez adimensional es la definida en la Sección 1.4.2 como α_{EC}):

$$\bar{K} = \frac{S_{j.ini} L_b}{EI_b} \quad (2.4)$$

Con relación a este criterio adimensional, se clasifican las uniones como:

- nominalmente articuladas, cuando $\bar{K} \leq 0,5$
- semirrígidas,
- rígidas cuando $\bar{K} \geq \bar{K}^*$

El valor \bar{K}^* ha sido computado para asegurar que en valores superiores a este límite la influencia de la deformabilidad rotacional en la respuesta última del pórtico sea despreciable: la pérdida de capacidad resistente de la estructura (en términos de carga de pandeo de Euler) es menor del 5 % (CEN, 2005a; Kishi, Chen y Goto, 1997a). Dado este criterio de comportamiento general de la estructura se establecen valores distintos para \bar{K}^* , en función de si la estructura está o no arriostrada.

¹Tschammerneg y Huber (1998) proponen modificar el nombre *articulado* por *débil*.

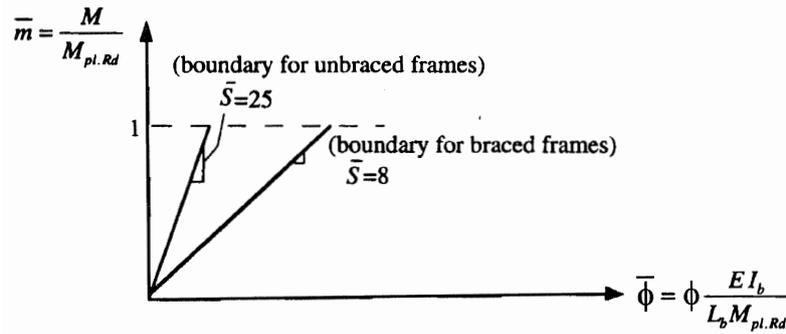


Figura 2.1: Clasificación del Eurocódigo en función de la rigidez (CEN, 2005b)

Para pórticos en los que el sistema de arriostramiento reduce los desplazamientos horizontales en al menos un 80 %, la unión debe tener una rigidez rotacional $\bar{K}^* \geq 8$. En el caso de pórticos arriostrados que no satisfagan la anterior condición o pórticos sin arriostrar, la rigidez de la unión debe ser $\bar{K}^* \geq 25$.

Estos límites son válidos siempre que la estructura cumpla que el parámetro de rigidez

$$\zeta = \frac{EI_b/L}{EI_c/h} > 0,1, \quad (2.5)$$

entre los diversos elementos que la componen. Caso de no satisfacer la estructura esta relación, la unión se debe clasificar de modo directo como semirrígida.

El límite fijado para pórticos arriostrados, $\bar{K}^* \geq 8$, implica una reducción de la carga crítica vertical menor al diez por ciento, independientemente de la ratio de rigidez viga-pilar ζ (Faella y otros, 2000) (Figura 2.21).

En el caso de los pórticos sin arriostrar, el valor límite establecido asegura que para valores $\bar{K}^* \geq 25$, el incremento de la sensibilidad a efectos de segundo orden debido a la deformabilidad de la conexión, es menor del 20 % para cualquier valor de ζ (Faella y otros, 2000) (Figura 2.2). Puede inferirse, como muestra Ivanyi (2000), que esta característica conlleva reducciones de la resistencia lateral inferiores al 5 %, como propone el Eurocódigo.

Clasificación según la resistencia

El Eurocódigo (CEN, 2005b, apartado 5.2.3) establece tres tipos de unión según su resistencia: nominalmente articuladas, de resistencia parcial y de resistencia total.

Para clasificar la unión como de resistencia total, el Eurocódigo (CEN, 2005b) aporta dos criterios distintos según la localización de la unión en la estructura. Si la unión se sitúa en la parte superior de un pilar, la resistencia de la unión ha de ser superior tanto a la de la viga,

$$M_{j.Rd} \geq M_{b.pl.Rd}, \quad (2.6a)$$

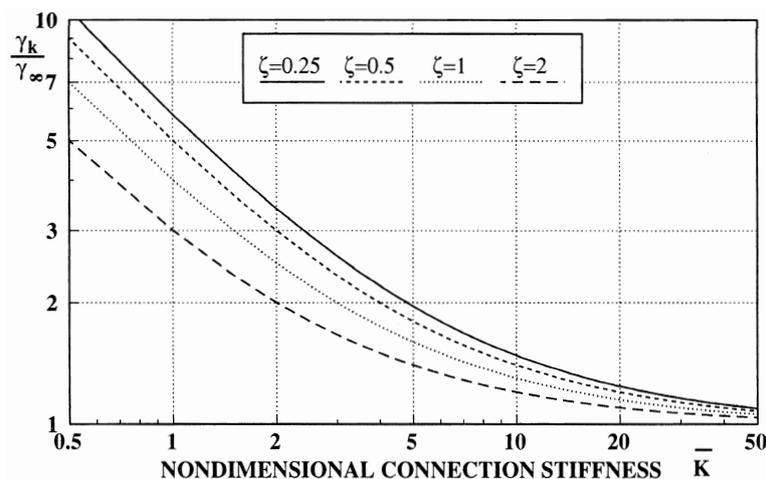


Figura 2.2: Influencia de la flexibilidad de la unión en la sensibilidad del pórtico a efectos de segundo orden (Faella y otros, 2000)

como a la del pilar que une,

$$M_{j,Rd} \geq M_{c,pl,Rd} \quad (2.6b)$$

En el caso de una unión intermedia en un pilar, no se modifica la comprobación respecto a la viga. Varía la condición respecto a la resistencia del pilar, que pasa a ser

$$M_{j,Rd} \geq 2M_{c,pl,Rd} \quad (2.6c)$$

La unión nominalmente articulada se considera capaz de transmitir los esfuerzos internos de la estructura sin desarrollar momentos que afecten de modo adverso al resto de la misma. Se establece como criterio cuantitativo que una unión clasifica como articulada si el momento resistente de diseño de la misma no es mayor de la cuarta parte del requerido para una unión de resistencia total,

$$M_{j,Rd} \geq 0,25M_{b,pl,Rd} \quad (2.7)$$

El resto de uniones, con características intermedias a las explicadas, son consideradas de resistencia parcial. Tschemmerneg y Huber (1998) sugieren modificar el límite inferior, reduciéndolo a $0,1M_{pl,b}$, y modificar el término a *baja resistencia* (Figura 2.3).

Clasificación según la capacidad rotacional

El Eurocódigo no proporciona unos criterios cuantitativos. Sólo presenta una serie de recomendaciones (CEN, 2005b, apartado 6.4): establece que toda unión perteneciente a una estructura en la que se realice análisis rígido-plástico global, debe tener suficiente capacidad de rotación. No debe comprobarse la capacidad rotacional de la unión si se trata de una unión de resistencia total cuya resistencia, $M_{j,Rd}$, es al menos 1,2 veces la de los miembros conectados.

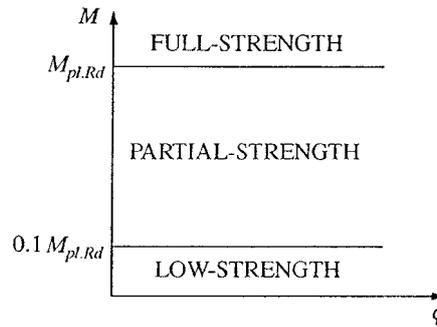


Figura 2.3: Criterio de clasificación de la resistencia (Tschemmerneg y Huber, 1998)

Indica además que la capacidad rotacional de la unión es suficiente si el componente más débil que regula el comportamiento de la misma es el panel del alma del pilar a cortante, y la esbeltez del alma es inferior a un valor establecido,

$$d/t_w \leq 69\epsilon, \quad (2.8)$$

donde

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}, \quad (2.9)$$

según se define en CEN (2005a, Cuadro 5.2).

Sistema de clasificación en versiones previas del Eurocódigo 3 (CEN, 1996)

En sus primeras versiones (CEN, 1996), el Eurocódigo presentaba un diagrama de clasificación distinto a los dos explicados. La principal diferencia era el establecimiento de una clasificación conjunta para la rigidez y la resistencia. Se representaban las zonas de clasificación sobre ejes cartesianos con valores normalizados de momento y rotación:

$$\bar{m} = \frac{M_u}{M_{p,b}}, \quad (2.10a)$$

$$\bar{\phi} = \phi \frac{EI_b}{M_{p,b}L_b}. \quad (2.10b)$$

Esta clasificación permitía comparar y clasificar de modo directo el comportamiento momento-rotación completo de la unión. Se daban para ello límites trilineales (Figura 2.4, en lugar del límite "bilineal" actual). La zona rígida se delimitaba del siguiente modo:

- la primera rama se definía como

$$\bar{m} = \bar{K}^* \bar{\phi} \quad \text{para } \bar{\phi} \leq \frac{2}{3\bar{K}^*} \quad (2.11)$$

donde $\bar{K}^* = 8$ en pórticos arriostrados y $\bar{K}^* = 25$ en pórticos sin arriostrar.

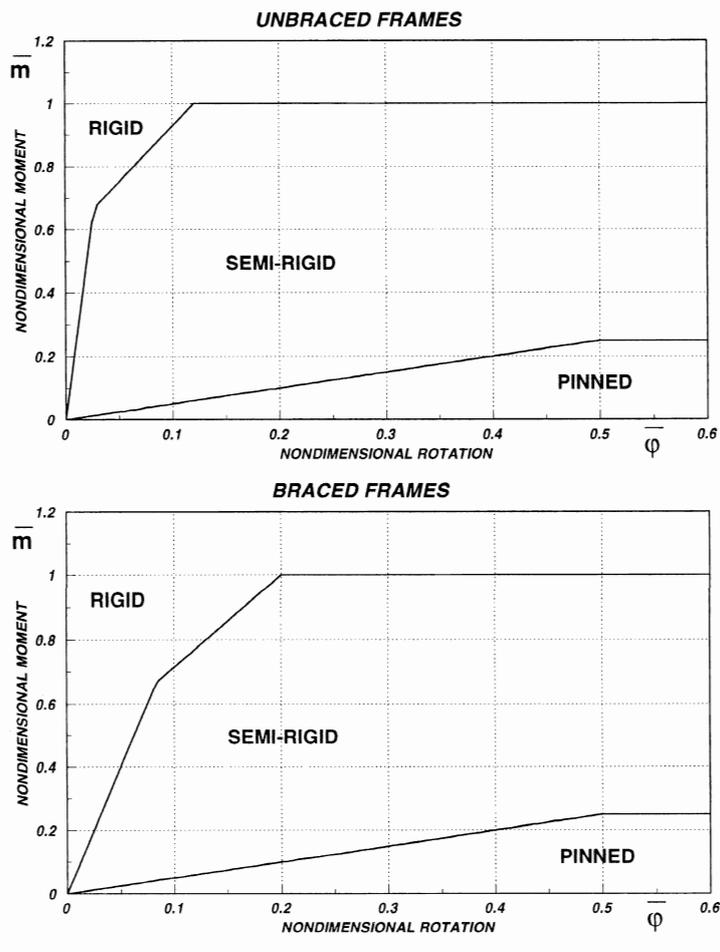


Figura 2.4: Clasificación de uniones en versiones anteriores del Eurocódigo (CEN, 1996, tomado de Faella y otros (2000))

- La segunda rama

$$\bar{m} = \frac{25\bar{\phi} + 4}{7} \quad \text{para } \frac{2}{3K^*} \leq \bar{\phi} \leq 0,12, \quad (2.12a)$$

en el caso de pórticos no arriostrados y

$$\bar{m} = \frac{20\bar{\phi} + 3}{7} \quad \text{para } \frac{2}{3K^*} \leq \bar{\phi} \leq 0,20 \quad (2.12b)$$

en pórticos arriostrados.

- La última rama representa el actual límite de resistencia, $\bar{m} = 1$.

Este sistema de clasificación presentaba problemas con las uniones cuya curva característica estaba al mismo tiempo en dos regiones distintas. Al ser un hecho habitual, representaba un serio inconveniente. También la nomenclatura empleada para

cada zona establecida resultaba confusa, al unir criterios de resistencia y rigidez. La nomenclatura correcta para cada zona habría sido “semirrígida de resistencia parcial” en la zona marcada como “semirrígida”, y “rígida de resistencia total” para la zona “rígida”. Ello dio lugar a diversas propuestas (ver, como ejemplo, la Sección 2.1.7) y al actual sistema de clasificación independiente.

Conclusiones

La clasificación del Eurocódigo se basa en la resistencia total de la estructura. Por ello resulta un criterio racional de clasificación.

El límite entre rígido y semirrígido resulta, en opinión de Goto y Miyashita (1995) muy restrictivo en términos de la resistencia última de los pórticos. Aunque a este respecto Kishi y otros (1997b) indicaron posteriormente que resultaba adecuado, en sus estudios podría sobrestimarse la resistencia de la estructura (asumen comportamiento elástico en vigas y pilares y comportamiento anelástico en las uniones). estimarse la resistencia de la estructura (asumen comportamiento elástico en vigas y pilares y comportamiento anelástico en las uniones).

Resulta adecuada al estudiar el comportamiento de la estructura a Estado Límite Último, pero es inadecuada para el Estado Límite de Servicio (Goto y Miyashita, 1998; Kishi y otros, 1997b). Goto y Miyashita (1998) realizaron una serie de análisis para el Estado Límite de Servicio de diversas configuraciones representativas. Aplicaron los criterios del Eurocódigo para el establecimiento de los límites entre las uniones rígidas y semirrígidas. Los valores límite que obtuvieron fueron superiores a los limitados en el Eurocódigo. Sus resultados indican límites situados entre 31,6 y 50 para pórticos traslacionales y entre 11,2 y 29,5 para intraslacionales.

Una desventaja del sistema es que requiere definir la unión y la estructura. No puede clasificarse la unión de modo independiente a la estructura en la que se situará. Su principal carencia es no especificar una demanda rotacional mínima. Resulta necesario establecer un criterio para desarrollar cualquier cálculo que incluya plasticidad.

2.1.3. Clasificación LRFD

La clasificación propuesta para la norma americana LRFD (AISC, 1997; Kim y Chen, 2000) se basa en los tres parámetros: resistencia, ductilidad y rigidez. La propuesta aquí recogida fue realizada por la AISC (1997, ref. por Kim y Chen (2000)) para modificar el apartado correspondiente de la Especificación LRFD. En las ediciones posteriores a esta propuesta (LRFD, 2003c) no se recoge ni éste ni ningún otro sistema de clasificación. Consiguientemente, ha de considerarse sólo como una propuesta realizada en un grupo de trabajo de redacción de la LRFD, pero que no ha llegado a materializarse en la normativa. En la Sección 1.3.2 se indicó lo efectivamente recogido en la última edición (LRFD, 2003c).

Resistencia

El aspecto fundamental de la resistencia de una unión se establece en relación con la resistencia de la viga que conecta. Además, si la resistencia de la viga excede la resistencia de la unión, resulta importante también la ductilidad de la unión. Se puede clasificar una unión del siguiente modo:

Una conexión es de resistencia total (FS) si $M_u \geq M_{p,b}$. Caso contrario, es de resistencia parcial (PS).

Una unión de resistencia total puede desarrollar la capacidad total al momento de la viga, $M_{p,b}$; una parcial, sólo una parte. A efectos prácticos de diseño, una unión de resistencia total puede ser diseñada elásticamente usando los factores de mayoración apropiados. En cambio, una unión de resistencia parcial debe diseñarse para tener plastificación dúctil, de modo que se impidan roturas frágiles.

Para diseños en los que predominen las cargas gravitatorias y el viento, se define un límite inferior, bajo el cual la unión puede ser calificada como articulada.

Aquellas uniones que no puedan transmitir al menos $0,2M_{p,b}$ con un giro de $0,02$ radianes, pueden considerarse con una resistencia insuficiente para el diseño.

Flexibilidad

El comportamiento no-lineal de la unión se manifiesta ya a bajos niveles de esfuerzo. La rigidez inicial de la unión no puede representar de modo correcto la respuesta de la unión bajo las cargas de servicio. Se postula la rigidez secante, más indicativa del comportamiento, casi lineal, de la estructura a ese nivel de tensiones. Si

$$\alpha = \frac{S_{s,j}L_b}{EI_b} \quad (2.13)$$

es la relación entre la rigidez secante de la unión, $S_{s,j}$, y la viga, puede establecerse el siguiente criterio general:

Una unión es totalmente restringida (FR) (término empleado en la normativa americana para referirse a uniones rígidas) si $\alpha > 20$, parcialmente restringida si $2 \leq \alpha \leq 20$, y articulada cuando $\alpha < 2$.

Los límites indicados son indicadores propuestos de modo general. El criterio a tomar depende de la configuración real de la estructura. Para un caso particular, puede establecerse otro valor distinto de α que permita garantizar un cierto nivel de funcionamiento (p. ej., consiguiendo el 95 % de transferencia de momento respecto a una unión rígida).

Ductilidad

La ductilidad, como acaba de indicarse, es un parámetro clave al tratar con uniones de resistencia parcial. Se define la rotación de la unión para el momento máximo como θ_u , y como θ_u^* el valor de la rotación cuando el momento ha alcanzado el 80 % de su valor máximo:

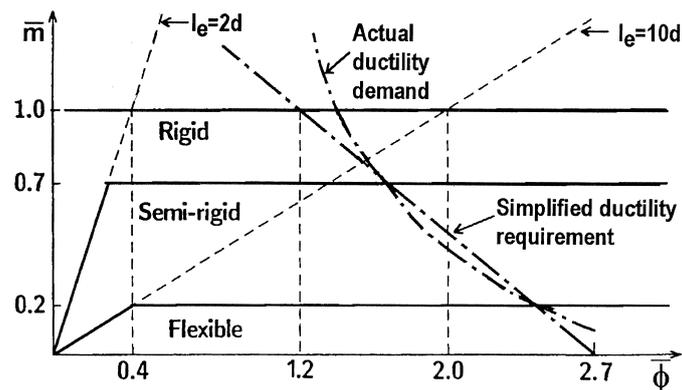


Figura 2.5: Sistema aislado de clasificación de Bjorhovde, Colson y Brozetti (1990).

Una conexión es dúctil si $\theta_u^* \geq 0,03$ radianes, si no, es frágil.

La ductilidad requerida para una unión depende también de su aplicación concreta (un pórtico arriostrado en zona no-sísmica, o un pórtico sin arriostrar en zona altamente sísmica). En el caso de sismo la ductilidad requerida depende del sistema estructural empleado:

Una conexión en un pórtico a momento especial (SMF) es dúctil si $\theta_u^* \geq 0,04$ radianes. Una conexión en un pórtico a momento intermedio (IMF) es dúctil si $\theta_u^* \geq 0,02$.

La ductilidad resulta de capital importancia para la redistribución de momentos y la obtención de un diseño seguro. Mientras que conceptualmente el diseño a Estado Límite Último sólo requiere que la estructura resista un determinado nivel de esfuerzos, resulta aconsejable construir con un nivel mínimo de redundancia. De este modo se evita que la aparición de cargas imprevistas produzcan un colapso, aunque sea parcial. La ductilidad no es sólo importante para el diseño sísmico, sino para el diseño estructural en general.

2.1.4. Sistema aislado de clasificación de Bjorhovde, Colson y Brozetti

Bjorhovde, Colson y Brozetti (1990) propusieron un sistema de clasificación aplicable en aquellos casos en los que no se dispone de la configuración estructural. La clasificación propuesta no puede realizarse atendiendo al efecto de la flexibilidad de la unión en la estructura, como la clasificación del Eurocódigo (CEN, 2005b). Esta clasificación sí provee unos criterios de clasificación según la ductilidad. Clasifica las uniones en tres categorías: rígidas, semirrígidas y articuladas, según su rigidez y resistencia.

La rigidez de la unión se expresa como la relación entre la rigidez de la viga (EI_b) y una longitud de referencia L_r , expresada como un múltiplo del canto h_b de la viga.

$$S_j = \frac{EI_b}{nh_b} = \frac{EI_b}{L_r} \quad (2.14)$$

Si esta longitud de referencia L_r es inferior a $2h_b$, se clasifica como rígida. Si es menor de $10h_b$, se considera articulada. La resistencia requerida para uniones rígidas es superior a $0,7M_{p,b}$, y para las semirrígidas $0,2M_{p,b}$.

Tomando como referencia el parámetro adimensional $\bar{\phi}$ (2.10b), expresado según una longitud de referencia $L_r = 5h_b$,

$$\bar{\phi} = \phi \frac{EI_b}{M_{p,b}5h_b}, \quad (2.10b')$$

pueden expresarse las diferentes regiones del diagrama de clasificación del siguiente modo:

1. Unión rígida:

$$\text{resistencia} \quad \bar{m} \geq 0,7 \quad (2.15a)$$

$$\text{rigidez} \quad \bar{m} \geq 2,5\bar{\phi} \quad (2.15b)$$

2. Unión semirrígida:

$$\text{resistencia} \quad 0,7 > \bar{m} > 0,2 \quad (2.16a)$$

$$\text{rigidez} \quad 2,5\bar{\phi} > \bar{m} > 0,5\bar{\phi} \quad (2.16b)$$

3. Unión flexible:

$$\text{resistencia} \quad \bar{m} \leq 0,2 \quad (2.17a)$$

$$\text{rigidez} \quad \bar{m} \leq 0,5\bar{\phi} \quad (2.17b)$$

El criterio de ductilidad de las uniones se define mediante la longitud de referencia ya utilizada ($L_r = 5h_b$). Para establecerlo se realizó un proceso de ajuste de curva con datos experimentales. Bjorhovde y otros (1990) propusieron simplificarlo a la expresión lineal

$$\bar{m} = \frac{5,4 - 2\bar{\phi}}{3}. \quad (2.18)$$

Es inversamente proporcional a la resistencia de la unión. Las uniones de menor resistencia requieren mayor ductilidad. Este criterio de ductilidad mínima da en ocasiones resultados no conservadores (Goto y Miyashita, 1995).

Al no necesitarse la configuración real de la estructura, es un método de clasificación sencillo y rápido. Sin embargo, al no haberse considerado en su definición el comportamiento de la estructura, la unión puede clasificarse erróneamente si la configuración estructural empleada difiere de las estudiadas para establecer los criterios de clasificación. Al considerar simultáneamente la rigidez y la resistencia, una unión puede clasificar además en diferentes categorías (Nethercot, Li y Ahmed, 1998).

2.1.5. Propuesta de clasificación de Gomes, Kuhlmann, de Matteis y Mandara; Gomes y Neves

Gomes y otros (1998) proponen una serie de modificaciones a los límites establecidos en el Eurocódigo.

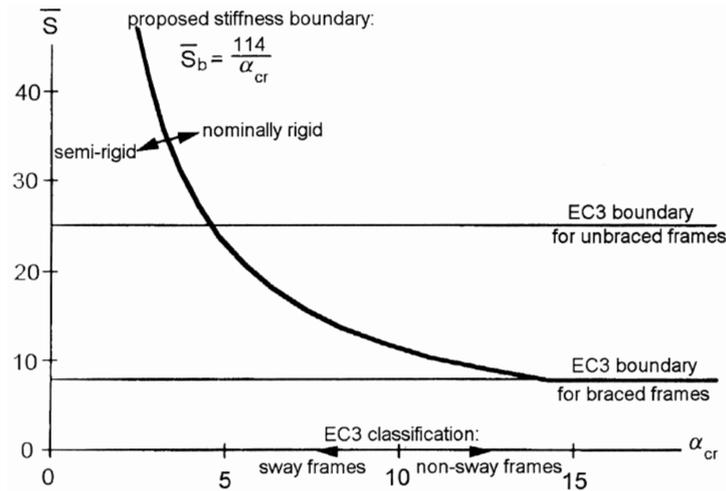


Figura 2.6: Comparación entre el límite obtenido y los límites del EC (Gomes y otros, 1998)

En el caso de pórticos arriostrados, a partir del criterio de deflexión expuesto en (2.3), y para el caso de una viga con carga uniforme, el límite de rigidez establecido en el Eurocódigo ($8 \frac{EI_b}{L_b}$) no lo cumple: la flecha en el centro del vano es el 80 % de la obtenida para la viga biempotrada.

Por ello, Gomes y otros (1998) proponen un criterio distinto, basado en la redistribución de los momentos de la viga biempotrada ideal. La redistribución límite ha de ser del 10 %. El límite de rigidez para esta condición es $18 \frac{EI_b}{L_b}$, con una variación de la flecha del 40 %. Sugieren aplicar este límite para pórtico arriostrados (Gomes y otros, 1998).

Para los pórticos sin arriostrar, Gomes y otros (1998) analizan la influencia de la rigidez de la unión en las deflexiones y sus cargas de colapso. El criterio de deflexión (2.3) es más restrictivo que el de carga última (2.1). El límite de rigidez obtenido según este criterio

$$\bar{K} = 114 \frac{\alpha_{u,R}}{\alpha_{cr,R}}, \quad (2.19)$$

obtiene la condición límite mostrada en la Figura 2.6

$$\bar{K} = 114 \frac{V_{Sd}}{V_{cr,R}} \frac{EI_b}{L_b}, \quad \text{siempre que } \bar{K} \geq 8. \quad (2.20)$$

donde V_{Sd} es el valor de diseño de la carga vertical total y $V_{cr,R}$ es el valor crítico de colapso elástico del pórtico rígido. Esta ecuación establece una frontera entre la zona rígida y semirrígida de modo que la resistencia de la estructura se reduce en menos de un 5 %.

Existe, en opinión de Gomes y Neves (1996), una zona que el Eurocódigo admite como rígida para pórticos no arriostrados, que en realidad es semirrígida. Para valores de $\alpha_{cr} \leq 5$, el límite del Eurocódigo para pórticos no arriostrados no resulta tampoco adecuado.

En el caso del criterio de deflexión (2.3), con el límite establecido en el Eurocódigo para estos pórticos ($25 \frac{EI_b}{L_b}$) las deflexiones reales pueden resultar hasta un

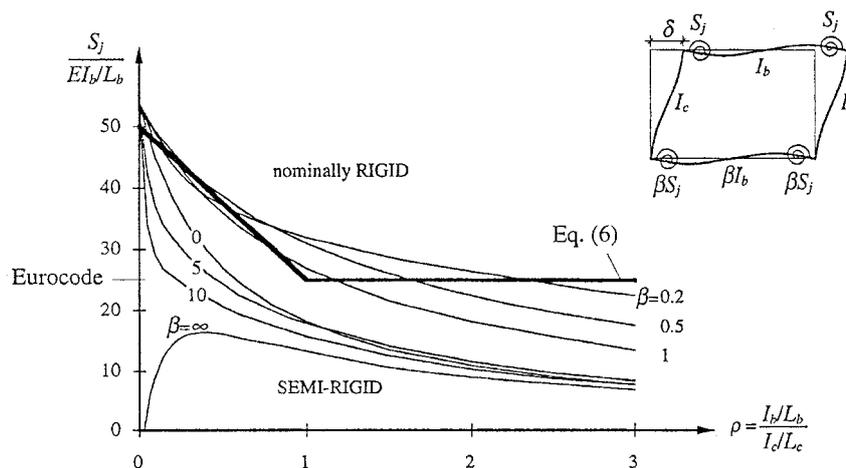


Figura 2.7: Clasificación para pórticos no arriostrados según el criterio de deflexión (Gomes y otros, 1998)

24 % superiores a las calculadas con uniones rígidas. Gomes y otros (1998) proponen modificar el límite, siendo ζ la relación de rigidez entre las vigas y pilares del pórtico

$$S_j \geq \begin{cases} 25(2 - \zeta) \frac{EI_b}{L_b} & \text{si } \zeta \leq 1,0 \\ 25 \frac{EI_b}{L_b} & \text{si } \zeta > 1,0 \end{cases} \quad (2.21)$$

como se muestra en la Figura 2.7.

La principal diferencia de este método (Gomes y otros, 1998) respecto al Eurocódigo es la consideración adicional de la relación de rigideces entre las vigas y los pilares del pórtico que, como se verá en la Sección 2.2, influye notablemente en el comportamiento del pórtico. Resulta una modificación adicional pertinente, que complementa la clasificación propuesta por el Eurocódigo.

2.1.6. Sistema de clasificación no lineal

Hasan y otros (1998) presentan un sistema de clasificación no-lineal dimensional: no refiere a la rigidez de la viga. La propuesta es aplicable para uniones viga-pilar en pórticos no arriostrados. Dividen el diagrama momento-rotación en tres zonas, separadas por curvas no lineales.

Para la definición de los límites se emplea el modelo potencial de Chen y otros (1996a) (ver Sección 3.3.1, (3.26)). Se requieren definir tres parámetros: la rigidez inicial rotacional $S_{j,ini}$, la capacidad última al momento M_u y un parámetro de forma n :

- Rigidez inicial. Basándose en una serie de estudios de la rigidez y resistencia de diversos tipos de uniones, Hasan y otros (1995, 1997) establecen un límite cuantitativo, dimensional, e independiente de la rigidez de la viga. Fijan un valor máximo y mínimo para la rigidez rotacional inicial de 10^6 y $10^{4,5}$ kip-in/rad, respectivamente.

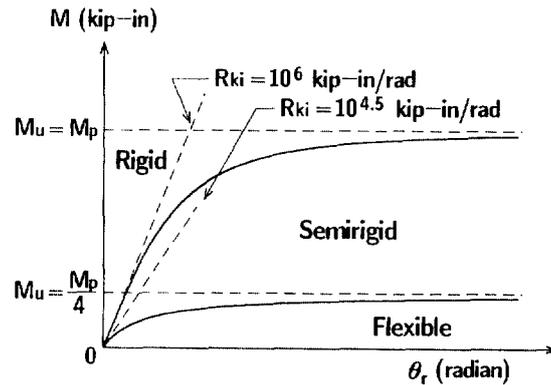


Figura 2.8: Sistema de clasificación no lineal en unidades americanas (Hasan y otros, 1998)

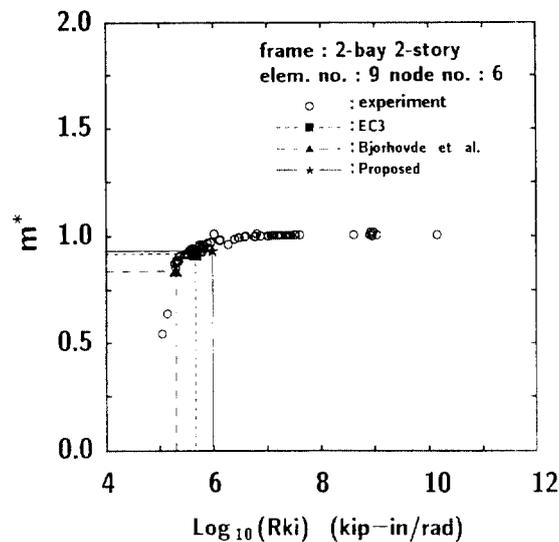


Figura 2.9: Comparación del sistema de clasificación no lineal con el del Eurocódigo (Hasan y otros, 1998)

- Momento resistente. De modo similar al Eurocódigo (CEN, 2005b), los momentos últimos para definir la capacidad última al momento se definen como el momento plástico total de la viga $M_{p,b}$ y $1/4$ del mismo para el límite rígido y articulado, respectivamente.
- Parámetro de forma. Se propone, para simplificar la clasificación, emplear el valor de $n = 1$.

En la Figura 2.8 se muestra el sistema de clasificación obtenido, en unidades americanas.

Realizan una verificación de su clasificación. Analizan para ello el comportamiento resistente y de servicio de una serie de pórticos. La Figura 2.9 recoge un gráfico representativo de sus resultados. Se indican los límites de cada uno de los sistemas de clasificación junto con los resultados de los pórticos analizados, expresado adimensionalmente.

nalmente en función de la ratio con la carga crítica del pórtico con uniones rígidas. Su límite rígido se adecúa mejor a los resultados obtenidos.

2.1.7. Sistema unificado de clasificación para conexiones viga-pilar

En realidad, y como se ha visto en secciones anteriores, las propuestas del Eurocódigo no son totalmente consistentes con la idea tradicional de pórticos rígidos y articulados. Si las uniones de un pórtico son clasificadas como rígidas, la distribución interna de esfuerzos debería ser muy similar al resultado teórico obtenido a partir del análisis tradicional; si la unión es clasificada como articulada, los esfuerzos internos deben ser similares a las suposiciones teóricas. Ya se ha visto cómo esto no siempre es así. Nethercot, Li y Ahmed (1998) se proponen desarrollar un sistema de clasificación que proporcione resultados consistentes con la teoría.

Para ello, es necesario considerar al mismo tiempo la rigidez y la resistencia de la unión. La distribución interna de fuerzas en una estructura (salvo en el caso de estructuras isostáticas) depende de la rigidez relativa de cada uno de los miembros. Los componentes más rígidos soportan mayores esfuerzos internos, mientras los más flexibles tienen menores esfuerzos pero mayores deformaciones. Como demuestran Li, Choo y Nethercot (1995), una unión con elevada resistencia pero poca rigidez nunca puede alcanzar su momento último. De modo inverso, si la resistencia de la unión es relativamente pequeña, independientemente de su rigidez nunca se podrá considerar rígida, pues siempre plastificaría antes de alcanzar el nivel de esfuerzo requerido para el análisis de pórtico rígido.

En este sistema la rigidez rotacional y la resistencia son consideradas simultáneamente para determinar la categoría de la unión. Se establecen cuatro categorías:

- conexión total,
- conexión parcial,
- articuladas,
- no estructurales;

y se distingue la clasificación para ambos Estados Límite.

Clasificación para el Estado Límite Último

Para considerar una unión como de conexión total, debe adecuarse a las suposiciones del análisis tradicional de pórticos rígidos. Su capacidad al momento debe ser, al menos, igual a la de la viga conectada, y por tanto su rigidez debe ser lo suficientemente alta como para permitir que se desarrolle tal nivel de esfuerzo.

Al ser conocida la capacidad al momento de la viga, resulta fácil establecer el criterio de resistencia. No resulta tan sencillo estimar el requerimiento de rigidez. La configuración del pórtico puede variar, y resulta imposible establecer un criterio adecuado para cualquier configuración particular. Nethercot y otros (1998) estudian un pórtico sencillo, para el que obtienen el valor de $38 \frac{EI_b}{L_b}$ en el caso de pilar rígido, y $25 \frac{EI_b}{L_b}$ (el límite del Eurocódigo) para una relación de rigidez de $\zeta = 4$ entre pilares y vigas.

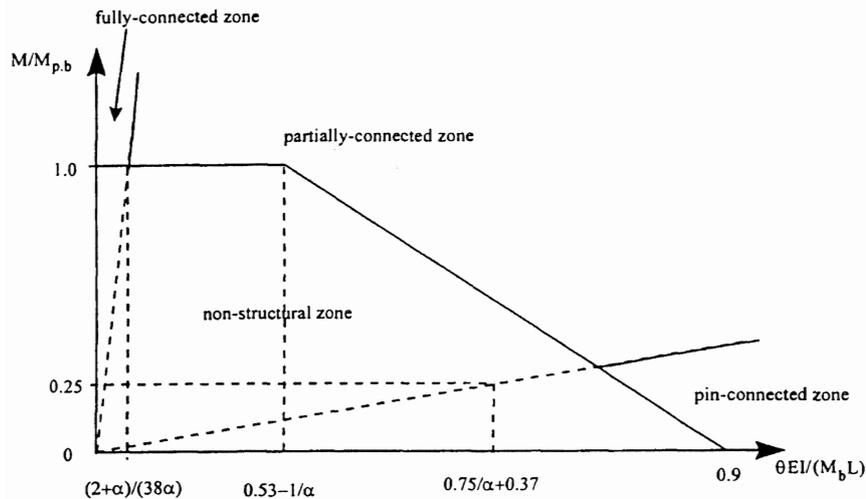


Figura 2.10: Clasificación propuesta para el Estado Límite Último (Nethercot y otros, 1998)

En el caso de la unión articulada, no debe desarrollar momentos significativos. Siguiendo las consideraciones de otros sistemas de clasificación, si la capacidad de resistencia es menor del 25 % del momento obtenido en el análisis rígido, se considera articulada. Se añade un criterio adicional de giro con el valor de 43 mrad, que cumplen la mayor parte de conexiones reales de acero tradicionalmente consideradas como articuladas (Nethercot y otros, 1998).

Las uniones de conexión parcial (que serían las semirrígidas) no son el resto, sino que deben cumplir también un criterio de ductilidad. Han de girar una cierta cantidad hasta que desarrollan el momento requerido.

Si una unión no puede cumplir ninguno de los requerimientos previos (principalmente por falta de capacidad de rotación), debe clasificarse como *no-estructural*. Su falta de ductilidad impide que puedan considerarse un elemento estructural. Es probable que se produzca su rotura antes de alcanzar la condición de diseño. Este tipo de uniones no deben emplearse.

El diagrama completo de clasificación es el indicado en la Figura 2.10. El requerimiento de capacidad rotacional mostrado se obtiene mediante la suposición de que la capacidad al momento positivo y negativo de la viga son iguales, y que la capacidad al momento de la viga se alcanza totalmente. Los parámetros requeridos para clasificar la unión son el momento de diseño, la rigidez rotacional secante y la capacidad rotacional de la misma, no requiriéndose la curva completa de comportamiento real de la unión.

Clasificación para el Estado Límite de Servicio

El Estado Límite de Servicio limita la deformación. Esta clasificación se ve más influenciada por la rigidez rotacional de la unión. La rigidez requerida para las uniones de conexión total debe determinarse de modo que las deformaciones resultantes sean similares a las obtenidas con uniones rígidas ideales. La rigidez requerida para uniones parcialmente conectadas debe ser lo suficientemente elevada como para reducir de

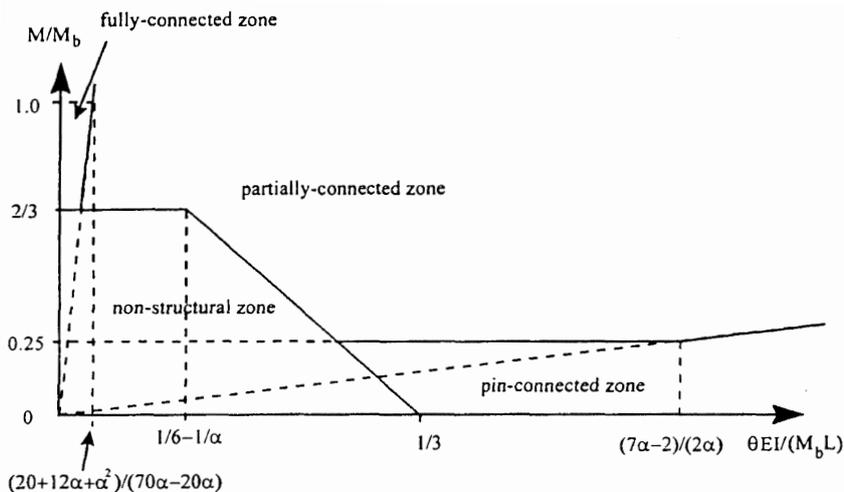


Figura 2.11: Clasificación propuesta para el Estado Límite de Servicio (Nethercot y otros, 1998)

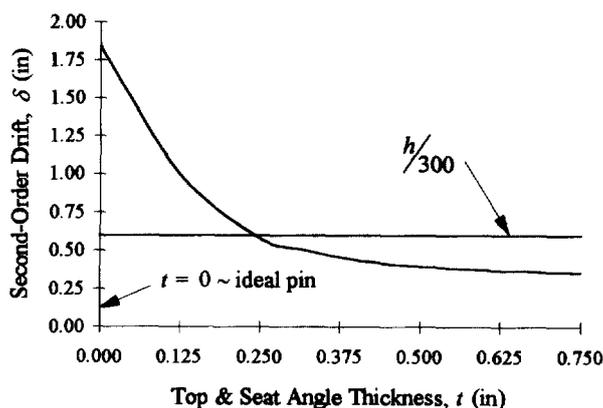


Figura 2.12: Efecto de la rigidez de la unión en el desplazamiento lateral del pórtico (Christopher y Bjorhovde, 1998)

modo apreciable las deflexiones de las vigas, en comparación con las obtenidas para uniones articuladas ideales. Por último, si la rigidez de la unión es tan mínima que la flecha de la viga es muy similar a la calculada bajo la suposición de uniones articuladas ideales, la unión ha de considerarse articulada. Las zonas y límites obtenidos para este Estado Límite se indican en la Figura 2.11.

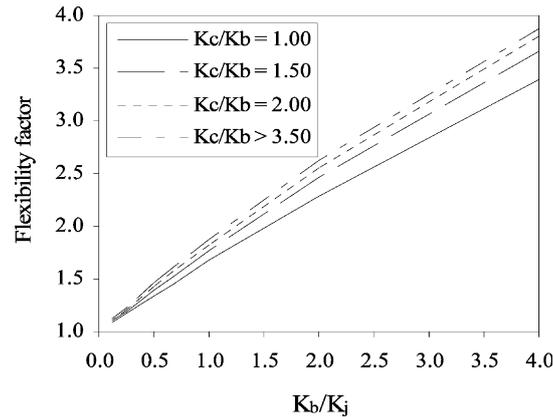


Figura 2.13: Tabla de diseño para pórticos semirrígidos de cinco plantas (Ashraf y otros, 2004)

2.2. Influencia de la flexibilidad de la unión en las condiciones de servicio

2.2.1. Influencia en el desplazamiento lateral

Christopher y Bjorhovde (1998) analizaron la respuesta lateral de pórticos con uniones semirrígidas. En la Figura 2.12 se muestra la relación existente entre estabilidad lateral y rigidez de la unión. Christopher y Bjorhovde (1998) expresan sus resultados en función del espesor del angular de la unión: a mayor espesor, mayor rigidez. El comportamiento lateral tiende asintóticamente al de la unión rígida. A partir de un angular de $0,5''$, la variación es inapreciable.

Ashraf, Nethercot y Ahmed (2004) desarrollaron un estudio dirigido a la creación de un método simplificado para la estimación del desplazamiento lateral de pórticos semirrígidos. Para ello, definieron un factor de flexibilidad

$$FF = \frac{\Delta_{sr}}{\Delta_r}, \quad (2.22)$$

que relaciona el desplazamiento del pórtico semirrígido, Δ_{sr} , con el del pórtico rígido correspondiente, Δ_r . Analizaron pórticos regulares (con el mismo perfil de viga y pilar en todo el pórtico) traslacionales con factores de flexibilidad entre $FF = 0,125$ y $FF = 4,0$. Estos límites son los indicados por el Eurocódigo para uniones semirrígidas en pórticos traslacionales (ver Sección 2.1.2). En la Figura 2.13 se observa cómo el comportamiento del pórtico varía linealmente respecto a la flexibilidad de la unión.

Ashraf y otros (2004) analizaron además paramétricamente la influencia de otros factores. Puede así conocerse su relevancia en el comportamiento del pórtico. Además de la flexibilidad de la unión, como muestra la Figura 2.13, la relación de la rigidez entre los pilares y las vigas K_c/K_b afecta de modo considerable al desplazamiento lateral. Los pilares rígidos disminuyen el desplazamiento lateral. El fenómeno resistente lateral no sólo depende de la rigidez de la unión, sino también de la rigidez relativa de los pilares.

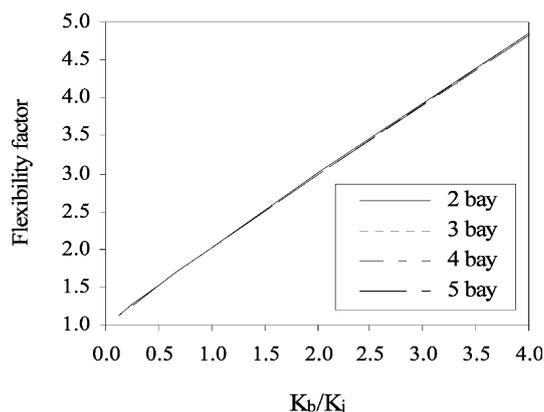


Figura 2.14: Influencia del número de vanos en el comportamiento lateral del pórtico (Ashraf y otros, 2004)

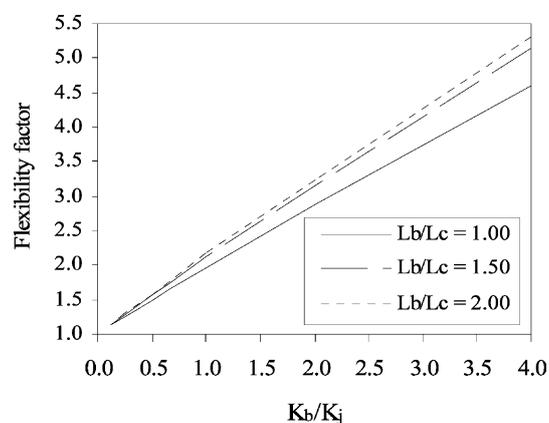


Figura 2.15: Influencia de la longitud de los vanos en el comportamiento lateral del pórtico (Ashraf y otros, 2004)

En cambio, el número de vanos del pórtico no supone variaciones significativas en el comportamiento de los pórticos (Figura 2.14).

Sí influye la longitud de las vigas, aunque se mantenga la relación de rigideces pilar-viga K_c/K_b antes mencionada. Al aumentar la luz de los vanos, también lo hace la flexibilidad. Se trasluce la importancia de la rigidez relativa entre unión y viga. Cuanto más flexible es la unión, más importancia cobra la longitud (la rigidez relativa) de la viga correspondiente. La influencia de este factor disminuye cuando la relación entre las longitudes L_b/L_c es mayor de 1,5 (valor habitual en la realidad).

Pavlov (2005) abordó el estudio de un mismo pórtico, sometido a las mismas cargas, pero con diferente tipo de unión: rígida o semirrígida. En la Figura 2.16 se indican las cargas aplicadas, correspondientes a un factor de carga $\lambda_l = 1,0$, y las secciones empleadas.

Realizó un análisis plástico, y modeló las uniones mediante el modelo de tres parámetros de Chen y Kishi (1987) —ver (3.26) en la Sección 3.3.1—.

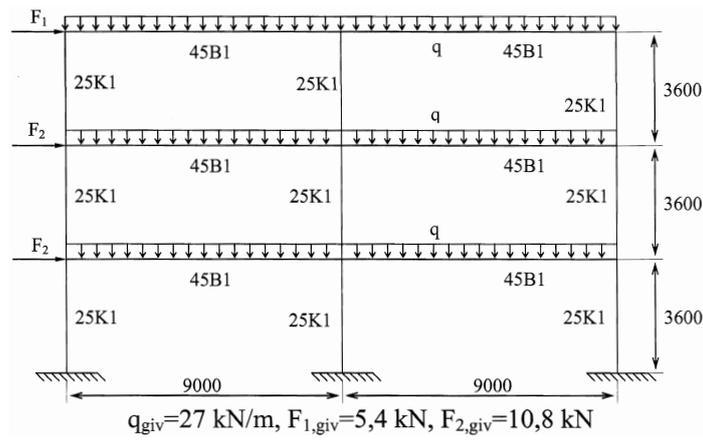


Figura 2.16: Pórtico analizado por Pavlov (2005)

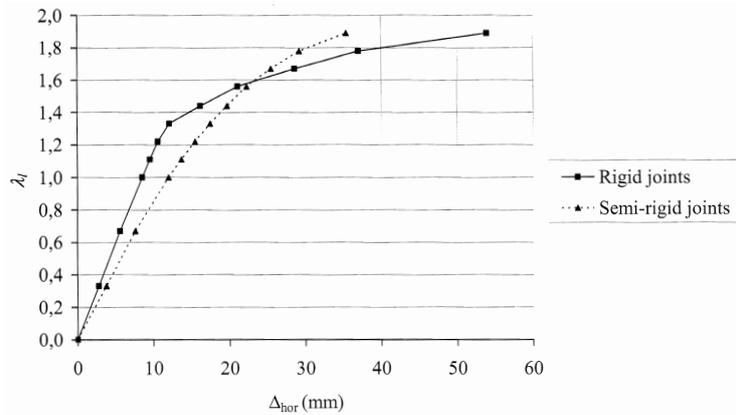


Figura 2.17: Relación entre el desplazamiento horizontal del pórtico analizado y el factor de carga (Pavlov, 2005)

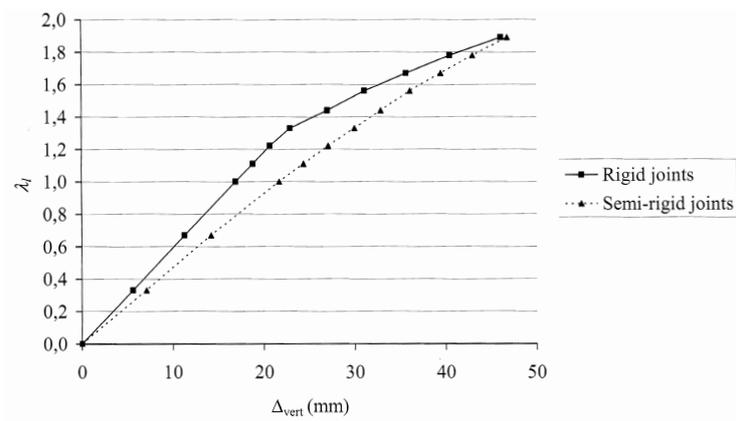


Figura 2.18: Relación entre las flechas máximas de los vanos y el factor de carga (Pavlov, 2005)

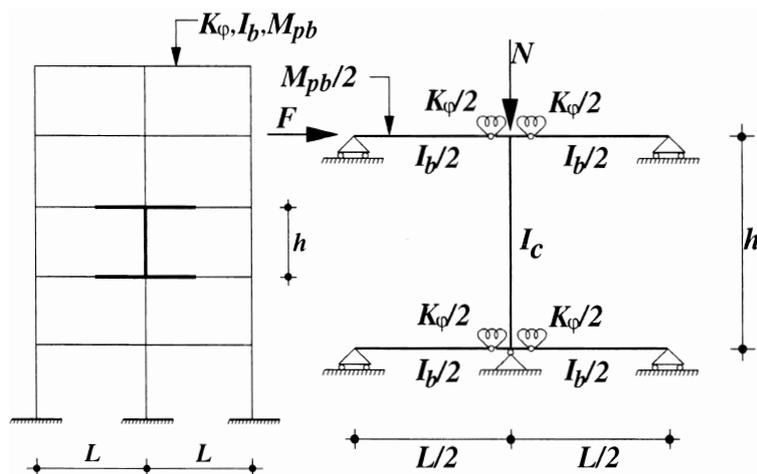


Figura 2.19: Modelo simplificado para el análisis del pórtico traslacional (Faella y otros, 1994)

En la Figura 2.17 se muestra el desplazamiento horizontal para ambos pórticos. Los valores de desplazamiento resultantes para el pórtico semirrígido exceden aproximadamente 1,4 veces los correspondientes al pórtico rígido para los mismos factores de carga. Es un resultado razonable, dada la mayor flexibilidad de las uniones semirrígidas. Pero a partir de un factor de carga $\lambda_l = 1,33$ la diferencia entre ambos disminuye. Así, cuando el factor de carga es $\lambda_l = 1,6$ el desplazamiento es similar en ambos. A partir de este factor el desplazamiento del pórtico rígido es superior. Para un valor de $\lambda_l = 1,89$ la rigidez del pórtico semirrígido es ya 2,7 veces superior a la del pórtico rígido.

La mayor flexibilidad del pórtico rígido a partir de $\lambda_l = 1,33$ se debe a la aparición de su primera rótula plástica. Hasta ese momento, el incremento en el desplazamiento es prácticamente lineal, pues no se modifica su rigidez lateral. Con la formación de rótulas plásticas, disminuye. Para el factor $\lambda_l = 1,89$ el pórtico rígido ya no tiene prácticamente estabilidad lateral, lo que no ocurre con el semirrígido.

En el caso de las flechas verticales, mostradas en la Figura 2.18, las del pórtico semirrígido son superiores a las del pórtico rígido. Como en el caso anterior, la formación de rótulas plásticas en el pórtico rígido modifica su comportamiento. Por ello disminuyen su diferencia, hasta que en el caso final de $\lambda_l = 1,89$ las flechas para ambos pórticos son prácticamente idénticas.

El estudio de Pavlov (2005) muestra la importancia del diferente reparto de esfuerzos resultante. Es el causante de la más temprana formación de rótulas plásticas en el pórtico rígido, y su consiguiente diferencia de comportamiento de servicio. El pórtico semirrígido, que naturalmente es más flexible, distribuye más homogéneamente los esfuerzos. Se compara más favorablemente al aumentar las cargas.

2.2.2. Influencia en la frecuencia de vibración

Faella y otros (1994) estudiaron la influencia de la unión en pórticos sin arriostrar a partir del modelo simplificado de la Figura 2.19.

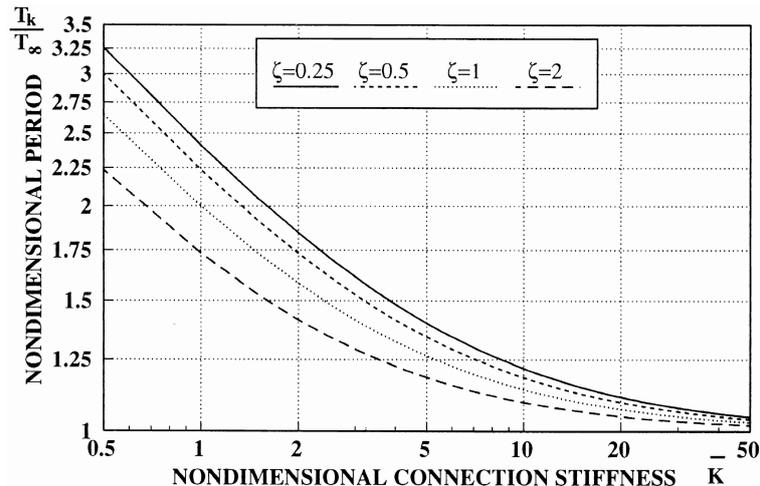


Figura 2.20: Influencia de la flexibilidad de la unión en el periodo de vibración del pórtico traslacional (Faella y otros, 1994)

La Figura 2.20 presenta la relación obtenida entre la rigidez de la unión y el periodo adimensional de vibración (que expresa la relación entre el de la estructura semirrígida T_k con la rígida T_∞). El periodo de vibración aumenta con la flexibilidad de la unión². Éste es un efecto ventajoso en zonas sísmicas. Para valores de rigidez superiores a $\alpha_{EC} = 25$, su variación es inferior al 10%.

Pui Tak Chui y Lai Chan (1997) estudiaron también las frecuencias de vibración de pórticos de acero. Como se indica en el Cuadro 2.1, estas condiciones de servicio dependen mucho, en el caso de pórticos sin arriostrar, del tipo de unión empleado. El rango de frecuencias obtenidas es 2 – 4 Hz, inferior al valor mínimo recomendado de 5 Hz (Wyatt, 1989). Para pórticos arriostrados todas las uniones superan el valor mínimo establecido. La influencia de la rigidez de la unión es notable en un pórtico sin arriostrar, pero prácticamente inapreciable en pórticos arriostrados.

2.3. Influencia de la flexibilidad de la unión en la resistencia

Faella y otros (2000, apartado 1.4) analizaron la influencia de la unión en la carga crítica de pórticos arriostrados. Emplearon para ello un modelo simplificado similar al mostrado previamente en la Figura 2.19 para pórticos traslacionales.

En la Figura 2.21 se muestra cómo la carga crítica aumenta y se aproxima a la del pórtico rígido al aumentar la rigidez de la unión. De modo complementario, se reduce al disminuirla. Se aprecia en su estudio cierta influencia de la relación de rigideces viga-

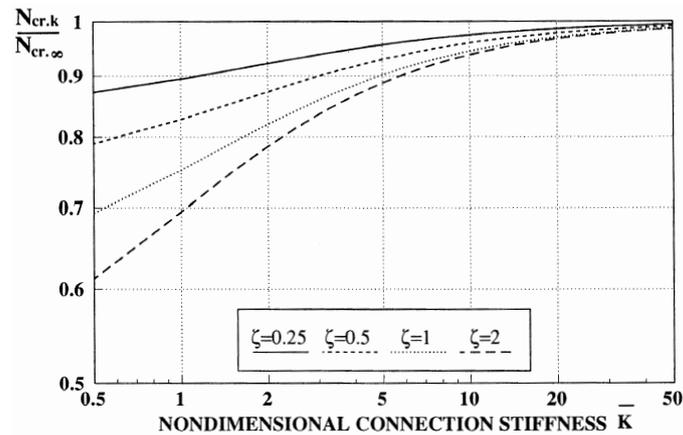
²Sophianopoulos (2003) afirma que se produce un comportamiento extraño en un rango de rigideces intermedias, en zona plenamente semirrígida. Para un valor crítico de la rigidez, la frecuencia disminuye, “salta” a un modo de vibración superior, y finalmente tiende a la frecuencia del pórtico rígido. A partir de ese punto, la estructura se comporta en un patrón sobre-rigidizado, pues sus frecuencias son superiores a las correspondientes al pórtico rígido. No indica posibles causas en su análisis para este comportamiento. Puesto que además se basa en una formulación simplificada, el efecto observado puede deberse a tal simplificación matemática, pues en ningún otro estudio se reseña tal fenómeno.

Cuadro 2.1: Deflexión lateral y frecuencia de vibración de un pórtico de tres plantas con diferentes tipos de unión (Pui Tak Chui y Lai Chan, 1997)

Tipo de unión	Deflexión lateral (mm)		Frecuencias de vibración (Hz)			
			Arriestrado		No arriestrado	
	Arr.	No arr.	1º modo	2º modo	1º modo	2º modo
Rígida	2,1	52,4	20,4	60,6	4,0	18,3
			(9,1)	(19,8)	(1,8)	(7,7)
Soldada	2,2	65,6	20,3	60,3	3,6	17,2
			(9,1)	(18,8)	(1,6)	(7,2)
Atornillada	2,2	222,8	20,1	58,7	2,3	14,0
			(9,0)	(15,3)	(1,1)	(5,9)
Articulada	2,3	*	20,1	44,8		
			(9,0)	(11,6)	*	*

* No hay datos por ser un mecanismo

() Los números entre paréntesis se refieren a la condición de carga en la que se mayor el peso propio de la viga 15 veces, para modelar así la masa de la carga.

**Figura 2.21:** Influencia de la rigidez rotacional de la unión en la carga vertical crítica de pórticos arriestrados (Faella y otros, 2000)

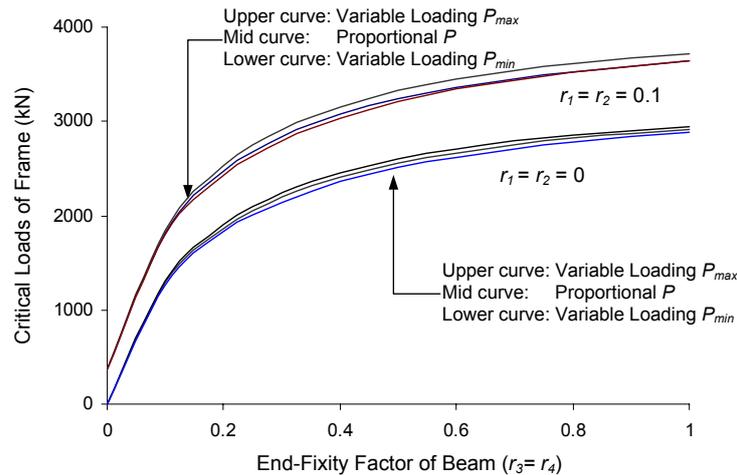


Figura 2.22: Cargas críticas del pórtico en función del factor de fijación de las uniones (Xu, 2000b)

pilar, expresada en el factor ζ . A mayor rigidez relativa de las vigas, el descenso de la carga crítica es más acusado.

Para rigideces mayores de $\bar{K} \geq 6$, la resistencia es controlada por el momento negativo en la unión, mientras que para valores inferiores, el factor dominante en la viga es el momento positivo en el vano.

Xu (2000b) analizó la carga crítica de pórticos semirrígidos con alternancia de cargas. La Figura 2.22 muestra los resultados de un pórtico traslacional de un vano. Analiza el pórtico con bases articuladas ($r_1 = r_2 = 0$) y con un factor de fijación de $r_1 = r_2 = 0.1$. Las bases de los pilares y su flexibilidad tienen gran influencia en el rendimiento estructural global.

Respecto a las uniones, pasar de la consideración de uniones articuladas ($r_3 = r_4 = 0$) a un factor de fijación $r_3 = r_4 = 0.3$ representa un aumento considerable de la capacidad de carga. En el otro extremo, rigideces en las uniones superiores a $r_3 = r_4 = 0.7$ no implican ya un aumento significativo en la carga crítica. El rango de rigideces $0.3 \leq r \leq 0.7$ es un rango óptimo, en el que el efecto de las uniones resulta eficiente y proporcionado al resultado obtenido.

Completó este estudio con la posterior consideración (Xu, 2000c) de un arriostramiento lateral. La gráfica de la Figura 2.23 muestra la variación de la longitud de pandeo de los pilares para distintas configuraciones y en función de la rigidez del arriostramiento lateral. En este caso, r_3 es la rigidez de las bases de los pilares y $r_1 = r_2$ son las de las uniones. En el rango $0 < \alpha_B < 0.15$ (donde α_B es la rigidez lateral del arriostramiento del pórtico) los factores aumentan exponencialmente. Para un factor de rigidez lateral del arriostramiento cercano a 0.5, los factores de pandeo se aproximan ya a la unidad y la carga crítica a la del pórtico rígido correspondiente. Incrementos adicionales de la rigidez del arriostramiento lateral a partir de este valor no suponen un refuerzo adicional de la estructura.

Atendiendo a la rigidez de las uniones, su aumento implica menores factores de

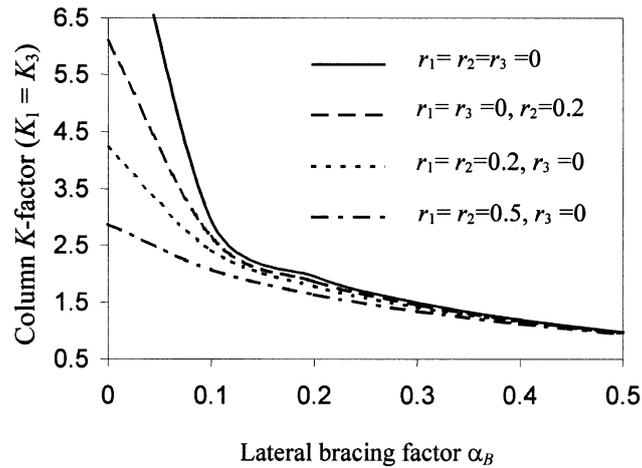


Figura 2.23: Relación entre los factores de longitud de pandeo y el de rigidez lateral (Xu, 2000c)

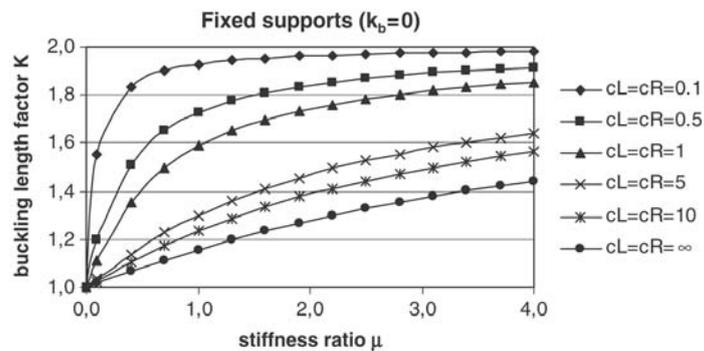


Figura 2.24: Factor de longitud de pandeo para un pórtico traslacional (Raftoyiannis, 2005)

pandeo. Este efecto de la rigidez de la unión es más significativo al ser el arriostramiento lateral mínimo, en el rango $0 \leq \alpha_B \leq 0,1$ (Figura 2.23).

Raftoyiannis (2005) trató de verificar si las suposiciones tradicionales de uniones permiten obrar con suficiente seguridad o si resulta necesario el modelado y consideración explícitos del comportamiento de la unión. Analizó para ello la longitud de pandeo considerada y la relacionó con la carga última del pórtico.

En el caso de pórticos traslacionales (Figura 2.24) se puede apreciar cómo los factores de pandeo oscilan entre el valor unidad (pilar biarticulado) cuando la rigidez de las vigas tiende a ser infinita respecto a los pilares, y dos (el factor μ de las tablas representa la relación de rigidez viga-pilar).

Para uniones poco rígidas el factor de pandeo tiende de modo abrupto a dos. Al aumentar la rigidez, disminuye la longitud de pandeo, cada vez de forma más lineal y suave.

La variación límite del factor de pandeo para el pórtico intraslacional (Figura 2.25) es entre 0,5 (pilar biempotrado) y 0,7 (pilar empotrado-articulado). Al igual que para

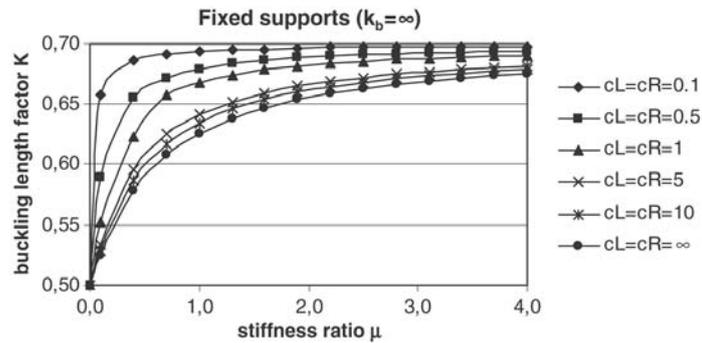


Figura 2.25: Factor de longitud de pandeo para un pórtico intraslacional (Raftoyiannis, 2005)

el pórtico traslacional, las mayores longitudes de pandeo se dan con menor rigidez de la unión. También las variaciones para estos valores son más bruscas. La variación en la longitud de pandeo está menos influida por la rigidez de la unión: se puede apreciar cómo entre una rigidez $\alpha_{EC} = 5$ y ∞ la variación no es tan apreciable como anteriormente. La rigidez de la unión resulta un factor menos crítico para pórticos con arriostramiento suficiente.

Las variaciones observadas en las longitudes de pandeo resultan en diferencias en el cálculo de la carga última superiores al 10 %. Por ello, Raftoyiannis (2005) recomienda el modelado explícito de la unión y el empleo de un método adecuado para obtener la longitud de pandeo³.

2.4. Referencias

- AISC (1997). «AISC Specification Task Committee 3: Loads, Analysis and Systems. Proposed Changes to the AISC LRFD Specification (Section A 2.2)». *Informe técnico*, AISC.
- Ashraf, M.; Nethercot, D.A. y Ahmed, B. (2004). «Sway of Semi-Rigid Steel Frames. Part 1: Regular Frames». *Engineering Structures*, **26**, pp. 1809–1819.
- Bjorhovde, R.; Colson, A. y Brozetti, J. (1990). «Classification System for Beam-to-Column Connections». *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **116(11)**, pp. 3059–3076.
- CEN (1996). *Eurocódigo 3: Proyecto de Estructuras de Acero. Parte 1-1: Reglas Generales y Reglas para Edificación (ENV 1993-1-1, Abril 1992; ENV 1993-1-1 AC, Octubre 1992)*. Aenor, Madrid (España).
- CEN (2005a). *Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings (EN 1993-1-1:2005)*. CEN.

³El método para el cálculo de la longitud de pandeo propuesto en el Eurocódigo CEN (2005a) parte de la suposición de uniones rígidas. No se contempla un método para la suposición de uniones semirrígidas

- CEN (2005b). *Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1.8: Design of Joints (EN 1993-1-8:2005)*.
- Chen, W.F.; Goto, Y. y Richard Liew, J.Y. (1996). *Stability Design of Semi-Rigid Frames*. John Wiley & sons, Inc.
- Chen, W.F. y Kishi, N. (1987). «Moment-Rotation Relation of Top- and Seat-Angle Connections». *Informe técnico CE-STR-87-4*, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Purdue (EEUU).
- Christopher, J.E. y Bjorhovde, R. (1998). «Response Characteristics of Frames with Semi-Rigid Connections». *Journal of Constructional Steel Research*, **46(1-3)**, pp. 253–254.
- Faella, C.; Piluso, V. y Rizzano, G (1994). «Connection Influence on the Elastic and Inelastic Behaviour of Steel Frames». En: *International Workshop and Seminar on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA '94*, Timisoara (Rumania).
- Faella, C.; Piluso, V. y Rizzano, G. (2000). *Structural Steel Semirigid Connections: Theory, Design and Software*. New Directions in Civil Engineering. CRC Publishers, Boca Ratón, Florida (EEUU).
- Gomes, F.C.T.; Kuhlmann, U.; de Matteis, G. y Mandara, A. (1998). «Recent Developments on Classification of Joints». En: R. Maquoi (Ed.), *COST C1. Control of the Semi-Rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections. Proceedings of the International Conference*, pp. 187–198. European Communities, Lieja (Bélgica).
- Gomes, F.C.T. y Neves, L.F.C. (1996). «Influence of Semi-Rigid Connections on the Behaviour of Frames. Classification of Connections». En: *Proceedings of the 5th International Colloquium on Structural Stability*, SSRC, Rio de Janeiro (Brasil).
- Goto, Y. y Miyashita, S. (1995). «Validity of Classification Systems of Semirigid Connections». *Engineering Structures*, **17(8)**, pp. 544–553.
- Goto, Y. y Miyashita, S. (1998). «Classification System for Rigid and Semirigid Connections». *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **124(7)**, pp. 750–757.
- Hasan, R.; Kishi, N. y Chen, W.F. (1998). «A New Nonlinear Connection Clasification System». *Journal of Constructional Steel Research*, **47**, pp. 119–140.
- Hasan, R.; Kishi, N.; Chen, W.F. y Komuro, M. (1995). «Evaluation of Rigidity of Extended End-Plate Connections by Utilizing Updated Data Base». *Informe técnico CE-STR-95-19*, Universidad de Purdue (EEUU).
- Hasan, R.; Kishi, N.; Chen, W.F. y Komuro, M. (1997). «Evaluation of Rigidity of Extended End-Plate Connections». *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **123(12)**, pp. 1595–1602.

- Ivanyi, M. (2000). «Direct Design Method of Steel Frames with Semi-Rigid Connections». En: M. Ivanyi y C. C. Baniotopoulos (Eds.), *Semi-Rigid Connections in Structural Steelwork*, CISM Courses and Lectures, pp. 87–98. Springer Verlag, Udine (Italia).
- Kim, Y. y Chen, W.F. (2000). «LRFD Frame Design with PR Connections». En: W.F. Chen (Ed.), *Practical Analysis for Semi-Rigid Frame Design*, pp. 17–94. World Scientific, Singapur.
- Kishi, N.; Chen, W.F. y Goto, Y. (1997a). «Effective Length Factor of Columns in Semirigid and Unbraced Frames». *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **123(3)**, pp. 313–320.
- Kishi, N.; Hasan, R.; Chen, W.F. y Goto, Y. (1997b). «Study of Eurocode 3 Steel Connection Clasification». *Journal of Constructional Steel Research*, **19(9)**, pp. 772–779.
- Li, T. Q.; Choo, B.S. y Nethercot, D.A. (1995). «Determination of Rotation Capacity Requirements for Steel and Composite Beams». *Journal of Constructional Steel Research*, **32**, pp. 303–332.
- LRFD (1994). *Manual of Steel Construction - Load and Resistance Factor Design (LRFD)*. volumen I. Structural Members, Specifications, & Codes. American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago, Illinois (EEUU), 2 edición.
- LRFD (2003). *Manual of Steel Construction. Load and Resistance Factor Design*. American Institute of Steel Construction, 3 edición.
- Nethercot, D.A.; Li, T. Q. y Ahmed, B. (1998). «Unified Classification System for Beam-to-Column Connections». *Journal of Constructional Steel Research*, **45(1)**, pp. 39–65.
- Pavlov, A. (2005). «Behaviour Analysis of a Steel Frame with Rigid and Semi-Rigid Joints». En: B. Hoffmeister y O. Hechler (Eds.), *Eurosteel 2005: 4th European Conference on Steel and Composite Structures*, volumen C, pp. 4.10–81–4.10–88. Verlag Mainz, Maastricht (Holanda).
- Pui Tak Chui, P. y Lai Chan, S. (1997). «Vibration and Deflection Characteristics of Semi-Rigid Jointed Frames». *Journal of Constructional Steel Research*, **19(12)**, pp. 1001–1010.
- Raftoyiannis, I.G. (2005). «The effect of semi-rigid joints and an elastic bracing system on the buckling load of simple rectangular steel frames». *Journal of Constructional Steel Research*, **61**, pp. 1205–1225.
- Sophianopoulos, D.S. (2003). «The Effect of Joint Flexibility on the Free Elastic Vibration Characteristics of Steel Plane Frames». *Journal of Constructional Steel Research*, **59**, pp. 995–1008.
- Tschemmerneg, F. y Huber, G. (1998). «Classification and Assessment of Joints». *Informe técnico Doc. C1/WD2/98-02*, COST C1 WG2 Meeting.

-
- Wyatt, T.A. (1989). *Design guide on the vibration of floors*. The Steel Construction Institute and CIRIA.
- Xu, L. (2000a). «Critical Buckling Loads of Semi-Rigid Steel Frames». En: *Fourth International Workshop on Connections in Steel Structures*, pp. 117–127. Roanoke, Virginia (EEUU).
- Xu, L. (2000b). «Practical Computer-Based Analysis of Semi-Rigid Steel Frames». En: W.F. Chen (Ed.), *Practical Analysis for Semi-Rigid Frame Design*, World Scientific, Singapur.

Si el dibujo pertenece al espíritu y el color a los sentidos, es preciso dibujar antes, para cultivar el espíritu, y ser capaz después de llevar el color por caminos espirituales.

Henri Matisse

3

Modelado y predicción del comportamiento de las uniones semirrígidas

3.1	Modelos predictivos del comportamiento de la unión	60
3.1.1	Modelos empíricos.....	60
3.1.2	Modelos analíticos.....	64
3.1.3	Modelos mecánicos.....	68
3.2	El modelo predictivo del Eurocódigo: el método de los componentes	68
3.2.1	Ensamblaje de la rigidez.....	72
3.2.2	Ensamblaje de la resistencia.....	73
3.2.3	Capacidad rotacional.....	74
3.3	Consideraciones prácticas para el modelado de la unión semirrígida	75
3.3.1	Representación matemática del comportamiento rotacional.....	76
3.3.2	Modelado de la unión semirrígida mediante un elemento viga equivalente.....	79
3.3.3	Modelado de la interacción con el cortante.....	81
3.3.4	Modelos propuestos en la normativa.....	84
3.4	Referencias	89

Lo expuesto en los capítulos anteriores necesita de métodos de cálculo que permitan predecir el comportamiento rotacional de la unión. Conocido éste, se clasifica la unión y diseña la estructura en consecuencia. Se realizará un repaso a los modelos propuestos en la Sección 3.1.

El método predictivo más importante, finalmente recogido en el Eurocódigo (CEN, 2005b), es el método de los componentes. Mediante un conjunto de muelles se modelan los diversos mecanismos de deformación de la unión para obtener el comportamiento global. Se explica su teoría general en la Sección 3.2; posteriormente, en el Capítulo 5 se mostrará su aplicación detallada para las uniones de chapa de testa extendida.

Conocido el comportamiento de la unión, resta incluirlo en el modelo estructural para su posterior diseño, análisis y cálculo. Se requiere para ello de expresiones matemáticas (que se presentarán en la Sección 3.3.1) que incluyan su deformación rotacional y límite resistente.

La *novedad* de este tipo de uniones requiere de una serie de consideraciones adicionales. Dada la carencia de *software* estructural adecuado, se hace necesario el desarrollo de un elemento de comportamiento equivalente al de la unión (Sección 3.3.2), y modelar la interacción del comportamiento de la unión con el cortante en el pilar¹ (Sección 3.3.3).

En último lugar, en la Sección 3.3.4 se indican los modelos simplificados propuestos en el Eurocódigo, y una propuesta realizada dentro de las comisiones preparatorias de la normativa americana LRFD.

3.1. Modelos predictivos del comportamiento de la unión

3.1.1. Modelos empíricos

Frye y Morris

El modelo de Frye y Morris (1975) es uno de los más populares en los Estados Unidos. Se basa en la representación de la curva momento-rotación por medio de un polinomio de potencias impares:

$$\varphi = C_1 (KM) + C_2 (KM)^3 + C_3 (KM)^5 \quad (3.1)$$

El parámetro K varía en función de las propiedades mecánicas y geométricas, y C_1 , C_2 y C_3 son constantes de ajuste de curva.

Uno de los principales inconvenientes de esta formulación es que la pendiente de la curva momento-rotación puede resultar negativa para algunos valores de M (Kishi, 2000). Este fenómeno representa un inconveniente cuando se realice un análisis en el que se considere la rigidez tangente de la unión.

¹Estas consideraciones prácticas supusieron el desarrollo paralelo a esta investigación de un elemento unión en el que todos estos requerimientos fueran tenidos en cuenta (Bayo, Cabrero y Gil, 2006a). El desarrollo de dicho elemento no corresponde a esta investigación, ésta constituye el germen inicial de aquél.

Cuadro 3.1: Constantes de ajuste y de estandarización para la representación polinomial de Frye y Morris (1975) (tomado de Kishi (2000)). Los coeficientes del parámetro K se indican en la Figura 3.1.

Tipo de unión	Constantes de ajuste de la curva	Constantes de estandarización
Angular simple de alma	$C_1 = 1,67$ $C_2 = 8,56 \times 10^{-2}$ $C_3 = 1,35 \times 10^{-3}$	$K = d_a^{-2,4} t_a^{-1,81} g^{0,15}$
Doble angular de alma	$C_1 = 1,43 \times 10^{-1}$ $C_2 = 6,79 \times 10$ $C_3 = 4,09 \times 10^5$	$K = d_a^{-2,4} t_a^{-1,81} g^{0,15}$
Angular superior e inferior con doble angular de alma	$C_1 = 1,50 \times 10^{-3}$ $C_2 = 5,60 \times 10^{-3}$ $C_3 = 4,35 \times 10^{-3}$	$K = d^{-1,287} t^{-1,128} t_c^{-0,415} \ell_a^{-0,694} (g - d_b/2)^{1,350}$
Angular superior e inferior sin doble angular de alma	$C_1 = 2,59 \times 10^{-1}$ $C_2 = 2,88 \times 10^3$ $C_3 = 3,31 \times 10^4$	$K = d^{-1,5} t^{-0,5} \ell_a^{-0,7} d_b^{-1,1}$
Chapa de testa sin rigidizadores en pilar	$C_1 = 8,91 \times 10^{-1}$ $C_2 = -1,20 \times 10^4$ $C_3 = 1,75 \times 10^8$	$K = d_g^{-2,4} t_p^{-0,4} t_f^{-1,5}$
Chapa de testa parcial	$C_1 = 6,14 \times 10^{-3}$ $C_2 = 1,08 \times 10^{-3}$ $C_3 = 6,05 \times 10^{-3}$	$K = t_p^{-1,6} g^{1,6} d_p^{-2,3} t_w^{-0,5}$

Para solventar este problema Azizinamini y otros (1985) propusieron una formulación distinta para el parámetro K :

$$K = P_1^{\alpha_1} P_2^{\alpha_2} \dots P_n^{\alpha_n} \quad (3.2)$$

donde P_i es un parámetro geométrico de la unión (Figura 3.1), mientras los coeficientes α_i se obtienen por un proceso de ajuste de curva.

Este modelo fue completado y ampliado para su aplicación a un mayor número de tipos de uniones por diversos grupos de investigadores (Altman, Azizinamini, Bradburn y Radzimirsky, 1982; Goverdhan, 1983; Picard, Giroux y Brun, 1976). Los resultados obtenidos para los coeficientes C_1 , C_2 , C_3 y la formulación de K en cada caso se muestran en el Cuadro 3.1.

Krishnamurthy

Krishnamurthy (1978a,b) propuso una aproximación distinta al problema predictivo. Obtuvo su formulación a partir de análisis de regresión del estudio paramétrico que realizó con el método de los elementos finitos² para uniones de chapa de testa extendida

²Krishnamurthy fue uno de los pioneros en el modelado de uniones atornilladas con elementos finitos. En el Capítulo 7 se aportarán más detalles sobre sus análisis.

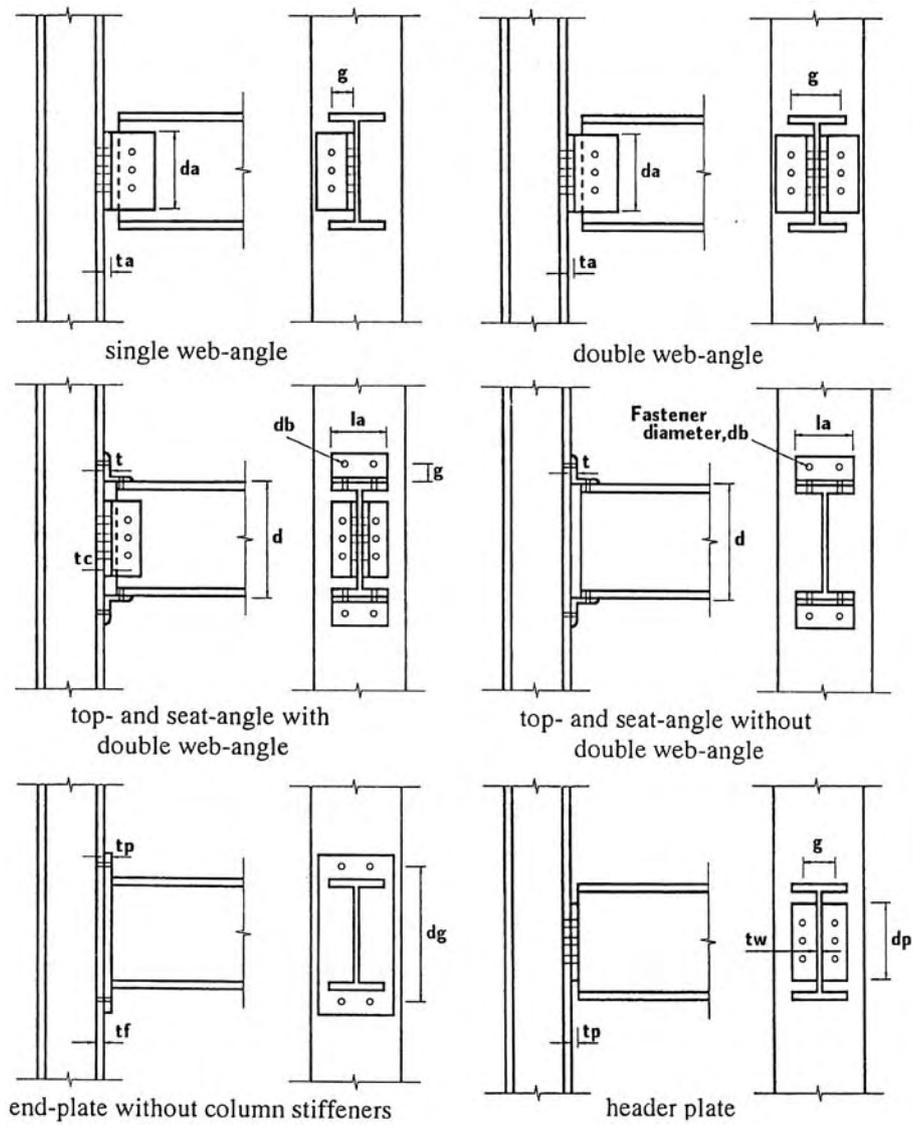


Figura 3.1: Parámetros geométricos para la aplicación del modelo de Frye y Morris (1975) (tomado de Kishi (2000))

(limitó la experimentación a unos pocos ensayos de confirmación de los resultados obtenidos), y adoptó la expresión

$$\varphi = CM^\alpha, \quad (3.3)$$

donde los coeficientes α y C son

$$\alpha = 1,58, \quad (3.4a)$$

$$C = \frac{1,4\beta\mu p_f^{2,03}}{A_b^{0,36} t_{ep}^{1,38}}; \quad (3.4b)$$

siendo

$$\beta = \frac{0,0056 b_{ep}^{0,61} t_{fb}^{1,03}}{h_b^{1,30} t_{wb}^{0,26} W_b^{1,58}}, \quad (3.4c)$$

$$\mu = \frac{1,0}{f_y^{0,38} f_{yb}^{1,20}}. \quad (3.4d)$$

Las uniones estudiadas por Krishnamurthy (1978a) se caracterizan por tener el ancho de la chapa de testa b_{ep} igual al del ala del pilar. Por ello el parámetro β (3.4c) es sólo función de las propiedades de la viga (siendo W_b el módulo resistente de la misma), mientras μ (3.4d) lo es de las propiedades del material.

La formulación propuesta por Krishnamurthy es independiente de las propiedades del pilar. De hecho, no fue considerado en su modelo informático. Debe recalarse que este modelo se refiere a la curva momento-rotación de la conexión, no de la unión en su conjunto.

Kukreti, Murray y Abolmaali (1987) extendieron la formulación propuesta por Krishnamurthy (1978a) (3.3) para uniones de chapa de testa no extendida. Expresan los factores α y C como

$$\alpha = 0,737, \quad (3.5a)$$

$$C = \frac{3,59 \times 10^{-6} p_f^{2,227}}{h_b^{2,616} t_{wb}^{0,501} t_{fb}^{0,038} d_b^{0,849} g_b^{0,519} b_{ep}^{0,218} t_{ep}^{1,539}}. \quad (3.5b)$$

Las unidades usadas son pulgadas y kip-pie para la longitud y el momento, respectivamente.

Estos modelos, basados en la representación de la curva momento-rotación por medio de la representación potencial mostrada en (3.3) predicen adecuadamente el comportamiento rotacional inicial de la unión, pero no el comportamiento completo. Se producen errores significativos a niveles elevados de deformación.

Attiogbe y Morris

Attiogbe y Morris (1991) emplearon resultados experimentales para la obtención de su modelo de uniones con doble angular de alma. Siguieron para su expresión matemática la formulación de Goldberg y Richard (1963), mostrada en la ecuación (3.30).

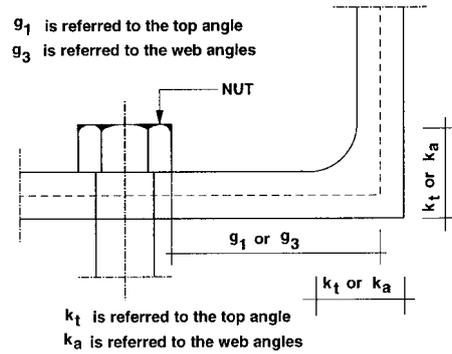


Figura 3.2: Parámetros de una conexión con angulares (Chen y otros, 1996a)

Es un modelo potencial de cuatro parámetros que se relacionan con las propiedades geométricas de las uniones (Attiogbe y Morris, 1991):

$$\varphi_0 = (t_a^{0,595} g^{-2,817} \ell_a^{4,737} h_b^{-0,784} n_b^{-5,957}) \times 10^{-3}, \quad (3.6a)$$

$$M_0 = t_a^{1,136} g^{-1,515} \ell_a^{1,139} h_b^{0,258} n_b^{0,309}, \quad (3.6b)$$

$$n = t_a^{0,522} g^{1,564} \ell_a^{-1,073} h_b^{-0,737} n_b^{1,704}, \quad (3.6c)$$

$$K_{\varphi,p} = t_a^{0,955} g^{2,044} \ell_a^{-4,445} h_b^{0,327} n_b^{7,555}, \quad (3.6d)$$

donde t_a es el espesor de los angulares (mm), g es la distancia horizontal entre los tornillos (mm), ℓ_a es la longitud del angular, h_b es el canto de la viga y n_b es el número de tornillos por angular en el ala del pilar. Las unidades en las que se expresan φ_0 , M_0 y $K_{\varphi,p}$ son radianes, kN y kN · m/rad, respectivamente.

3.1.2. Modelos analíticos

Chen, Goto y Richard Liew

Entre los investigadores que han realizado un gran esfuerzo en la predicción de la respuesta de la conexión en función de sus parámetros geométricos, destaca la importante y extensa contribución de Chen y otros (1996a) para el comportamiento de uniones semirrígidas con angulares³. En lo que sigue se recogen sus propuestas (Chen y otros, 1996a) para la obtención de la rigidez inicial y el momento resistente de este tipo de uniones.

Se define la geometría en función de una serie de parámetros adimensionales relacionados con el angular (Figura 3.2):

$$\beta = \frac{g_c}{\ell_a}, \quad \gamma = \frac{\ell_a}{t_a}, \quad \delta = \frac{h_b}{t_a}, \quad (3.7)$$

$$\kappa = \frac{k}{t_a}, \quad \omega = \frac{W}{t_a}, \quad \rho = \frac{t_w}{t_t}. \quad (3.8)$$

³La importancia de W.F. Chen en el campo de las uniones semirrígidas no se circunscribe exclusivamente a este modelo. Es muy destacable también todo su trabajo en el desarrollo de métodos de análisis avanzado de estructuras con uniones semirrígidas.

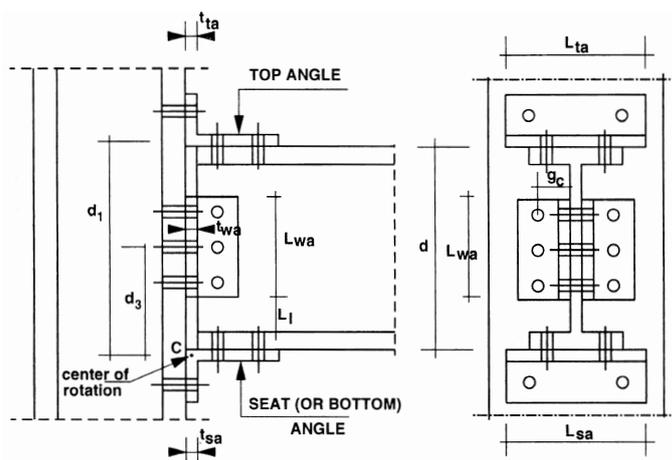


Figura 3.3: Parámetros de la unión con angular superior e inferior de asiento y doble angular de alma (Chen y otros, 1996a)

Para las uniones de angular superior e inferior con doble angular de alma (Figura 3.3) se indican las siguientes relaciones⁴ (Chen y otros, 1996a) para la rigidez inicial

$$K_{\varphi} = \frac{3EI_{ta}d_1^2}{g_1(g_1^2 + 0,78t_{ta}^2)} + \frac{3EI_{wa}d_3^2}{g_3(g_3^2 + 0,78t_{wa}^2)}, \quad (3.9a)$$

y el momento último

$$M_{j,u} = f_y \frac{s_a t_{sa}^2}{4} + \frac{V_{pt}(g_1 - k_t)}{2} + V_{pt}d_2 + 2V_{pa}d_4. \quad (3.9b)$$

En esta formulación, I_{ta} e I_{wa} son los momentos de inercia de la parte del angular adyacente a la cara del pilar del angular superior y del alma, respectivamente,

$$I_i = \frac{L_i t_i^3}{12}, \quad (3.10a)$$

donde t_i es el espesor del angular correspondiente, y d_2 y d_4 se definen como

$$d_2 = d + \frac{t_{sa}}{2} + k_t, \quad (3.10b)$$

$$d_4 = \frac{2V_{pu} + \frac{f_y t_{wa}}{2}}{3 \left(V_{pu} + \frac{f_y t_{wa}}{2} \right)} L_{wa} + L_l + \frac{t_{sa}}{2}. \quad (3.10c)$$

⁴Chen y otros (1996a) presentan su formulación en forma de parámetros adimensionales de rigidez y resistencia. De este modo, confeccionan después una serie de ábacos de cálculo para obtener la rigidez y resistencia de las uniones (Chen y otros, 1996a). La correspondiente formulación dimensional aquí presentada es la recogida por Faella y otros (2000).

El parámetro V_{pu} se obtiene de la siguiente expresión

$$\left(\frac{2V_{pu}}{f_y t_{wa}}\right)^4 + \frac{g_c - k_a}{t_{wa}} \left(\frac{2V_{pu}}{f_y t_{wa}}\right) = 1, \quad (3.10d)$$

y el resto de parámetros V_i se definen a partir de

$$V_{pa} = \frac{V_{pu} + \frac{f_y t_{wa}}{2} L_{wa}}{2}, \quad (3.10e)$$

$$\left(\frac{2V_{pt}}{f_y L_{ta} t_{ta}}\right)^4 + \frac{g_1 - k_t}{t_{ta}} \left(\frac{2V_{pt}}{f_y L_{ta} t_{ta}}\right) = 1. \quad (3.10f)$$

Como se puede ver en la ecuación (3.9a), el primer término del segundo miembro representa la contribución de los angulares superior e inferior. Por ello, la rigidez de la unión con angular superior e inferior sin angulares de alma es

$$K_\varphi = \frac{3EI_{wa}d_3^2}{g_1(g_1^2 + 0,78t_{wa}^2)}, \quad (3.11a)$$

y su momento resistente, pues el último término de la fórmula (3.9b) se corresponde con la aportación de los angulares de alma, se expresa como

$$M_{j.u} = f_y \frac{L_{sa} t_{sa}^2}{4} + \frac{V_{pt}(g_1 - k_t)}{2} + V_{pt}d_2. \quad (3.11b)$$

En el caso de las uniones con un angular de alma, la rigidez inicial viene dada por

$$K_\varphi = \frac{G t_{wa}^3}{3} \frac{4,2967 \cosh \frac{4,2967 g_1}{L_{wa}}}{\frac{4,2967 g_1}{L_{wa}} \cosh \frac{4,2967 g_1}{L_{wa}} - \sinh \frac{4,2967 g_1}{L_{wa}}}, \quad (3.12a)$$

mientras el momento resistente se expresa como

$$M_{j.u} = \frac{2V_{pu} + \frac{f_y t_{wa}}{2} L_{wa}^2}{6}. \quad (3.12b)$$

Para las uniones de doble angular de alma la rigidez inicial es el doble de la estimada por (3.12a), y la resistencia es consiguientemente el doble de la indicada en (3.12a).

Obtenidas la rigidez inicial y el momento resistente de la unión, Chen y otros (1996a) proponen el cálculo de la curva momento-rotación de la unión mediante el modelo exponencial de tres parámetros que se muestra en la sección 3.3.1, (3.26). Los valores para el tercer parámetro necesario, el factor n , se muestran en el Cuadro 3.2. Se expresan como función lineal de $\log_{10} \theta_0$ — θ_0 es un giro de referencia, definido

Cuadro 3.2: Valores del parámetro de forma n para el modelo de Chen y Kishi (1989) (tomado de Goto y Miyashita (1998))

Tipo de unión	n	
Angular superior y de asiento con doble angular de alma	$1,398X + 4,631$	$X > -2,72$
	0,827	$X \leq -2,72$
Chapa de testa extendida a ambos lados sin rigidizadores en el pilar	$1,730X + 6,077$	$X > -2,81$
	1,216	$X \leq -2,81$
Chapa de testa extendida a ambos lados con rigidizadores en el pilar	$1,832X + 5,021$	$X > -2,00$
	1,357	$X \leq -2,00$
Chapa de testa extendida en la zona de tracción sin rigidizadores en el pilar	$1,021X + 4,392$	$X > -2,36$
	1,982	$X \leq -2,36$
Chapa de testa extendida en la zona de tracción con rigidizadores en el pilar	$0,896X + 4,877$	$X > -2,48$
	2,655	$X \leq -2,48$
Chapa de testa no extendida sin rigidizadores en el pilar	$1,230X + 4,177$	$X > -2,12$
	1,569	$X \leq -2,12$
Chapa de testa no extendida con rigidizadores en el pilar	$1,657X + 5,689$	$X > -2,81$
	1,033	$X \leq -2,81$
		$X = \log_{10} \theta_0$

en (3.27c)—. Las constantes se han determinado por medio de un análisis estadístico de datos experimentales.

Toda la formulación presentada por Chen y otros (1996a) para uniones viga-pilar con angulares no incluye la deformación del pilar. De hecho, para su obtención se supone que las uniones están sobre un soporte rígido. Todas las expresiones anteriores deben considerarse como estimaciones del comportamiento de la zona de la conexión, no de la unión en su conjunto.

Yee y Melchers

El trabajo de Yee y Melchers (1986) hacía referencia a las uniones de chapa de testa extendida. En este caso, los autores sí incluyeron en su modelo la deformación referente al comportamiento del pilar.

En su estudio, Yee y Melchers (1986) distinguieron cinco contribuciones como las principales a la deformación general de la unión:

- deformación a flexión de la chapa de testa;
- deformación a flexión del ala del pilar;
- alargamiento de los tornillos;
- deformación a cortante del alma del pilar;
- deformación a compresión del alma del pilar.

Mediante la adecuada combinación de estas cinco deformaciones se obtenía la rigidez inicial de la unión.

Yee y Melchers (1986) dedujeron que en el caso del momento resistente, su valor se correspondía con la resistencia del elemento débil de la unión. Analizaron los siguientes componentes y modos de rotura:

- rotura a tracción de los tornillos;
- formación de un mecanismo plástico en la chapa de testa;
- formación de un mecanismo plástico en la zona de tracción del ala del pilar;
- plastificación a cortante del alma del pilar;
- pandeo del alma del pilar;
- aplastamiento del alma del pilar.

Su aportación se encuentra a medio camino entre los modelos analíticos explicados en esta sección y los mecánicos: debe considerarse como una de las primeras propuestas de lo que actualmente se conoce como el *método de los componentes* (empleado por el Eurocódigo (CEN, 2005b)).

3.1.3. Modelos mecánicos

Los modelos mecánicos son también conocidos como modelos de muelles. Se basan en la simulación de la unión mediante un conjunto de muelles, los llamados *componentes*. La respuesta no-lineal de la unión se obtiene con el empleo de leyes constitutivas inelásticas para los diversos muelles.

La principal diferencia con los modelos analíticos presentados en la Sección 3.1.2 es que caracterizan la rigidez y la resistencia de la unión empleando para ello conceptos básicos de análisis estructural. Además, no están enfocados simplemente a la obtención de la rigidez y la resistencia de la unión, sino a la obtención de la curva completa. No requieren de un proceso posterior de ajuste de la curva mediante un factor de forma, como ocurre con los modelos analíticos —recordar, por ejemplo, el Cuadro 3.2 para el modelo analítico de Chen y otros (1996a)—. Pueden modelar correctamente el comportamiento de la unión gracias a la pauta multilineal resultante de la plastificación progresiva de los diversos componentes, sin necesidad de recurrir a ningún ajuste posterior de la curva resultante.

3.2. El modelo predictivo del Eurocódigo: el método de los componentes

El método de los componentes considera la unión como un conjunto de muelles individuales básicos. Cada uno de ellos posee su propio grado de resistencia y rigidez a tracción, compresión o cortante. Es el método de análisis de uniones propuesto y desarrollado en el Eurocódigo 3 (CEN, 2005b) en su parte 1.8.

Los principios de este método se asientan sobre el trabajo de Yee y Melchers (1986); Zoetemeijer (1983). Posteriormente otros investigadores (Faella y otros, 2000;

Jaspart, 1991) ampliaron, corroboraron y refinaron el método. La descripción que puede obtenerse del comportamiento mecánico con el desarrollo actual resulta bastante fiable y cercana a la realidad.

La aplicación del método requiere los siguientes pasos:

- Determinar el recorrido de las fuerzas en la unión.
- Identificar los componentes que la definen.
- Evaluar la resistencia de cada uno de los componentes. El componente de la cadena con menor resistencia controla la resistencia de la unión.
- Calcular la rigidez axial de los componentes. El conjunto de las rigideces permite obtener la rigidez de la unión.
- Definir la capacidad de deformación de cada componente. A partir de ella se puede obtener la ductilidad de la unión.

Al dividir la unión en pequeños elementos discretos, los *componentes*, se dispone de una gran versatilidad: puede aplicarse a muy diversas configuraciones. Ésta es a la vez la virtud y el *talón de Aquiles* del método.

La calidad de los resultados obtenidos depende de los componentes empleados y la descripción mecánica de cada uno de ellos. Se supone, simplificando el complejo fenómeno real, que las características de los componentes son independientes entre sí. Sin embargo, algunos componentes no actúan independientemente, sino que influyen y son influidos en y por el comportamiento de otros adyacentes. A mayor conocimiento del comportamiento de cada componente, mejor resultado obtenido. Es vital por tanto una adecuada definición de los componentes, pero que a su vez no resulte excesivamente compleja.

Pueden obtenerse las características para cualquier unión, siempre que se tengan los componentes individuales que la forman. Se precisa de todas las piezas para completar el *puzle*. En la Figura 3.4 se muestran los componentes que actualmente recoge el Eurocódigo (CEN, 2005b). Con el empleo de dichos componentes se pueden calcular muy diversas uniones, pero faltan todavía algunos componentes que resultarían también necesarios. En el Capítulo 12 se desarrollará un nuevo componente, necesario para el análisis de uniones semirrígidas en el eje menor del pilar: el *alma del pilar a flexión*.

Lo expuesto en el Eurocódigo es una parte consolidada del desarrollo actual del método. El método de los componentes está en continuo desarrollo y perfeccionamiento; tiene todavía carencias. Los componentes del Eurocódigo se circunscriben al caso (mayoritario) en que las uniones trabajan principalmente a flexión, con una reducida presencia de esfuerzos axiales. Se encuentran en desarrollo propuestas de componentes en los que se incorpore la existencia de axial en la unión (Simoes da Silva y Girão Coelho, 2001).

Otros desarrollos consisten en la obtención de modelos adecuados para el cálculo de la capacidad rotacional (Girão Coelho, Simoes da Silva y Bijlaard, 2005; Piluso, Faella y Rizzano, 2001; Simoes da Silva, Santiago y Vila Real, 2002). Como se verá, en la actualidad el Eurocódigo recoge indicaciones muy vagas sobre el tema.

A modo de ejemplo, en la Figura 3.5 se indican los componentes para la unión de chapa de testa extendida —esta unión y sus componentes serán tratados con detalle

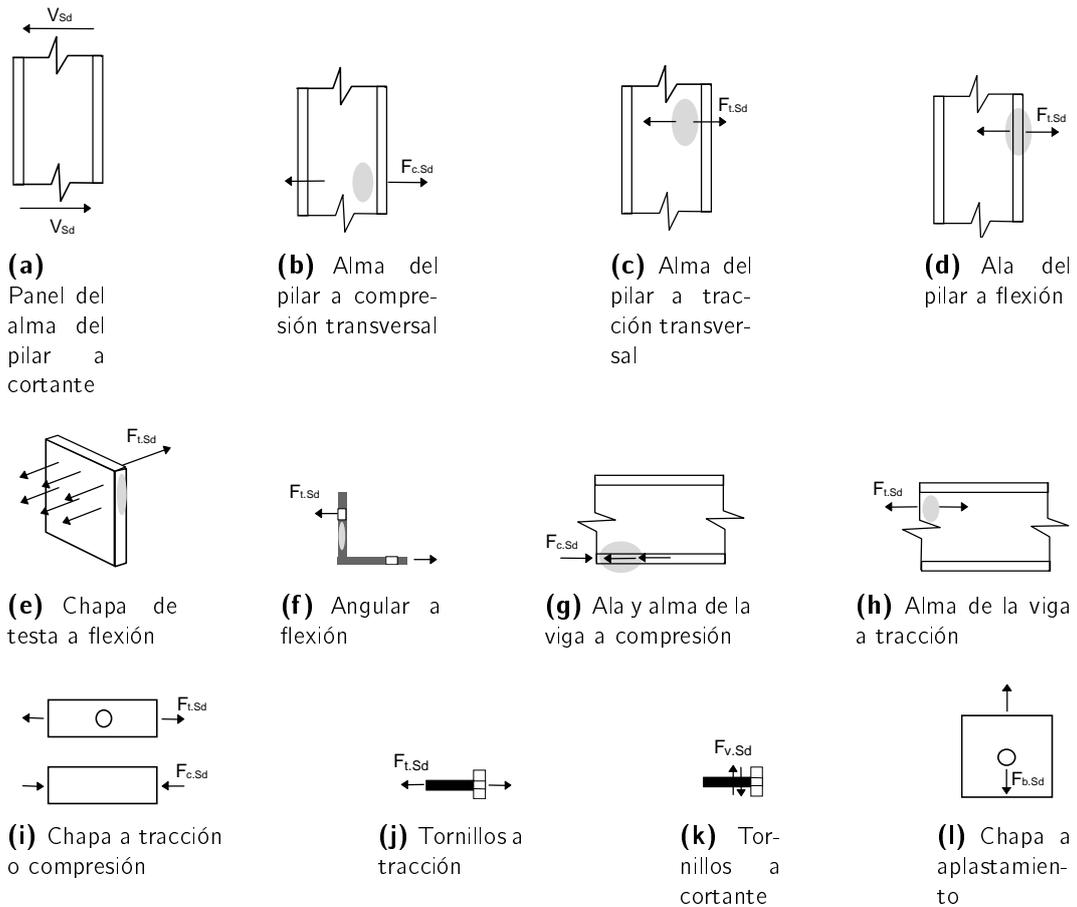


Figura 3.4: Componentes recogidos en el Eurocódigo (CEN, 2005b)

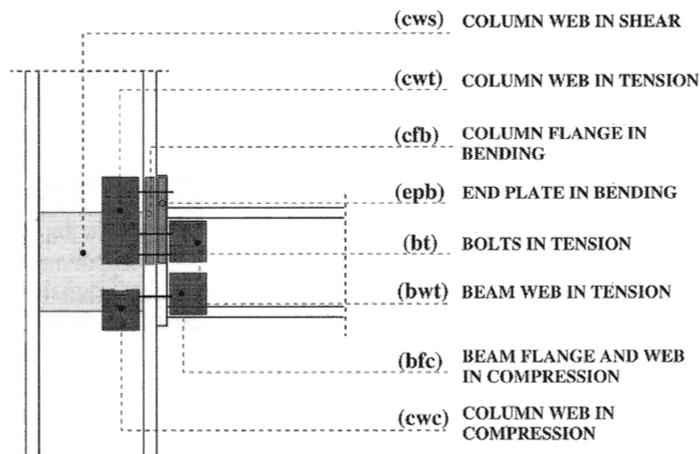


Figura 3.5: Componentes de una unión de chapa de testa extendida (tomado de Faella y otros (2000))

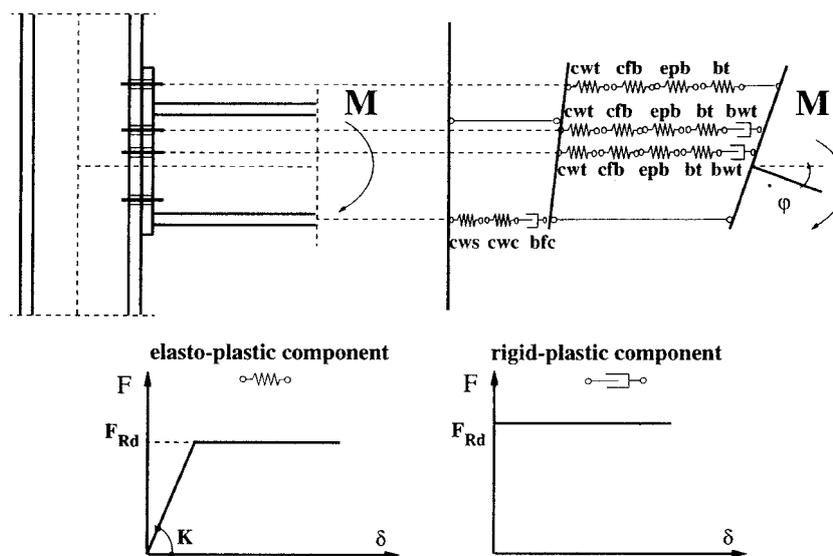


Figura 3.6: Modelo mecánico de componentes para una unión de chapa de testa extendida (tomado de Faella y otros (2000))

en el Capítulo 5 de la Parte II—. Los componentes estudiados son:

- alma del pilar a cortante (cws);
- alma del pilar a compresión (cwc);
- ala del pilar a flexión (cfb);
- chapa de testa a flexión (epb);
- tornillos a tracción (bt);
- alma del pilar a tracción (cwt);
- alma y ala de la viga a compresión (bfc);
- alma de la viga a tracción (bwt).

De estos componentes, los primeros seis influyen en la rigidez y en la resistencia de la unión, mientras los dos últimos sólo representan un límite a la resistencia de la unión, pues su deformación se considera incluida en la de la viga a flexión (Jaspart, 2000). En la Figura 3.6 se muestra la conversión de la unión en el modelo mecánico de muelles requerido.

El procedimiento del método de los componentes es analítico, y muy complicado para el uso práctico. No es una herramienta de diseño. La determinación de cada uno de los componentes requiere que el diseñador disponga previamente de la unión completamente diseñada y dimensionada. Sólo así se obtiene un conocimiento adecuado del comportamiento mecánico de la misma.

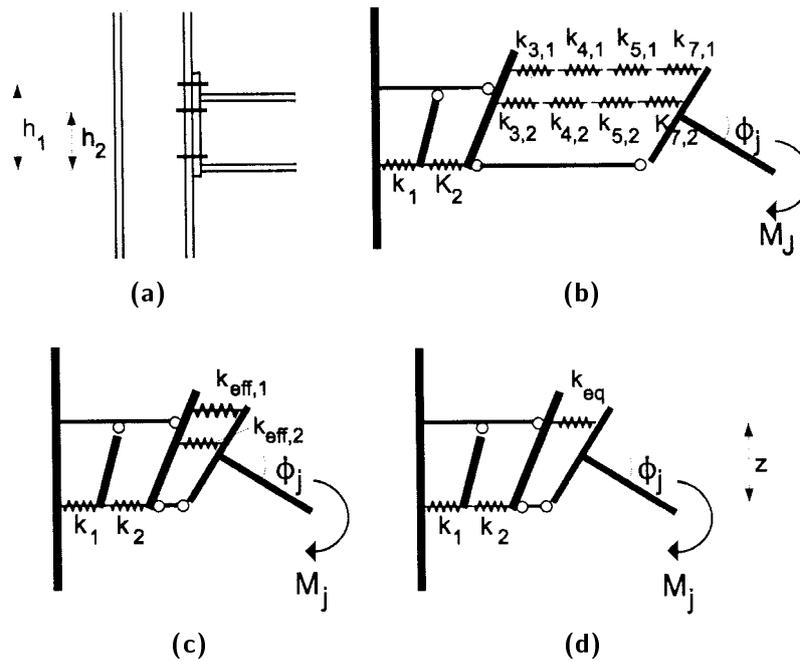


Figura 3.7: Proceso de ensamblaje para el cálculo de la rigidez de la unión (Jaspart, 2000)

3.2.1. Ensamblaje de la rigidez

La rigidez inicial de la unión, $S_{j.ini}$, se obtiene a partir de las deformaciones elásticas de los componentes (CEN, 2005b, apartados 6.3.1 y 6.3.3). El comportamiento de cada componente es el de un muelle axial. La relación fuerza-deformación de cada uno viene asignada por:

$$F_i = k_i E \Delta_i. \quad (3.13)$$

Los diversos muelles son combinados en un modelo completo de muelles. Diversos procedimientos de ensamblaje sucesivos (ver Figura 3.7) permiten obtener el modelo sencillo de la Figura 3.7(d), y a partir de él, el comportamiento de la unión.

La fuerza en cada muelle es F_i , y el momento actuante en el modelo, M , es Fz , donde z es el brazo de palanca, la distancia entre el centro de compresión (normalmente situado en el eje del ala inferior de la viga) y el centro de tracción. El giro de la unión es por tanto (Figura 3.7(d))

$$\phi = \frac{\Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_4}{z} \quad (3.14)$$

Se puede definir, basándose en (3.13) y (3.14), la rigidez de la unión como

$$S_{j.ini} = \frac{M}{\phi} = \frac{Fz}{\frac{\sum \Delta_i}{z}} = \frac{Fz^2}{E \sum \frac{1}{k_i}} = \frac{Ez^2}{\sum \frac{1}{k_i}} \quad (3.15)$$

Esta fórmula⁵ es la expresión general presentada en el Eurocódigo para determinar la rigidez (CEN, 2005b, apartado 6.3.1). Es aplicable a todo tipo de uniones, sean atornilladas o soldadas.

En el caso de las uniones atornilladas, para obtener el modelo final se requiere una serie de pasos previos. La deformación de cada una de las filas de tornillos se supone proporcional a la distancia al punto de compresión. Las deformaciones de los componentes de cada una de las filas de tornillos se ensamblan para obtener un único muelle por fila

$$k_{eff,r} = \frac{1}{\sum_i \frac{1}{k_{i,r}}}. \quad (3.16)$$

Como se muestra en la Figura 3.7(d) se desarrolla un único muelle equivalente en la zona de tracción que permite aplicar la fórmula general (3.15)

$$k_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r}{z}. \quad (3.17)$$

Este muelle equivalente actúa con un brazo de palanca equivalente

$$z = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} h_r}. \quad (3.18)$$

Las simplificaciones realizadas parten de la suposición de que el comportamiento momento-rotación de cada uno de los sistemas mostrados en la Figura 3.7 es el mismo.

El modelo de rigidez resultante cumple las siguientes condiciones:

- las fuerzas internas están en equilibrio con el momento;
- se asegura la compatibilidad de los desplazamiento al establecer una rigidez transversal infinita de la sección de la viga;
- el criterio de plasticidad se cumple mientras no se alcance la resistencia elástica de los muelles;
- no existe ningún criterio de ductilidad que controle la capacidad de deformación de la unión en el rango elástico.

3.2.2. Ensamblaje de la resistencia

El ensamblaje de los componentes propuesto por el Eurocódigo permite también obtener la resistencia de la unión. Con unas mínimas variaciones operativas, podría permitir la predicción de la curva momento-rotación completa.

⁵En la expresión (3.15) se indica la formulación del Eurocódigo (CEN, 2005b), en la que se incluye el módulo de elasticidad del material al ensamblar las rigideces de los componentes. En este documento, dicho módulo elástico se va a incluir en la rigidez axial de cada componente, por lo que debe omitirse en el ensamblaje.

Se supone una distribución plástica de los esfuerzos en las filas de tracción. La resistencia de la unión se expresa como

$$M_{j.Rd} = \sum_{i=1}^{n_r} h_r F_{ti.Rd}, \quad (3.19)$$

donde $F_{ti.Rd}$ es la resistencia de cada una de las filas de tornillos, y h_r el brazo de palanca correspondiente a dicha fila de tornillos. La resistencia de la fila ha de ser, por razones de compatibilidad, inferior a la proporcionada por la zona a compresión de la unión.

La resistencia de diseño para cada fila de tornillos debe ser determinada secuencialmente, comenzando desde la primera fila (la más lejana al centro de compresión). En cada una, se establece su resistencia de diseño como el valor mínimo entre los de sus componentes básicos

$$F_{t.Rd} = \text{mín} \{ F_{cwt.Rd}, F_{cfb.Rd}, F_{epb.Rd}, F_{bwt.Rd} \} \quad (3.20)$$

y las correspondientes a los mismos componentes evaluados como parte de todos los posibles grupos de filas de tornillos consecutivas constituidos por la i -ésima fila de tornillos y las anteriores.

$$\sum F_{t.Rd} \leq \text{mín} \{ F_{cwt.Rd}, F_{cfb.Rd}, F_{epb.Rd}, F_{bwt.Rd} \} \quad (3.21)$$

Además, la resistencia de cada grupo de filas no puede exceder la de los componentes independientes (alma del pilar a compresión, alma del pilar a cortante, ala y alma de la viga a compresión).

$$\sum F_{t.Rd} \leq \frac{V_{cws.Rd}}{\beta} \quad (3.22a)$$

$$\sum F_{t.Rd} \leq \text{mín} \{ F_{cwc.Rd}, F_{bfc.Rd} \}. \quad (3.22b)$$

3.2.3. Capacidad rotacional

En el caso de un análisis global plástico debe asegurarse que, en el caso de plastificar, la unión posee suficiente capacidad de rotación. El Eurocódigo (CEN, 2005b, apartados 6.4.2 y 6.4.3) proporciona unas someras reglas, no dirigidas a la obtención de la capacidad rotacional, sino al conocimiento de si la unión dispone o no de dicha ductilidad.

No es necesario disponer de suficiente capacidad rotacional en la unión si no se requiere. Por ello, si la resistencia, $M_{j.Rd}$, es al menos 1,2 veces superior al momento plástico resistente de diseño $M_{pl.Rd}$ del miembro conectado, no se requiere su comprobación.

Los distintos componentes exhiben comportamientos de ductilidad muy distintos (Kuhlmann y Kühnemund, 2000):

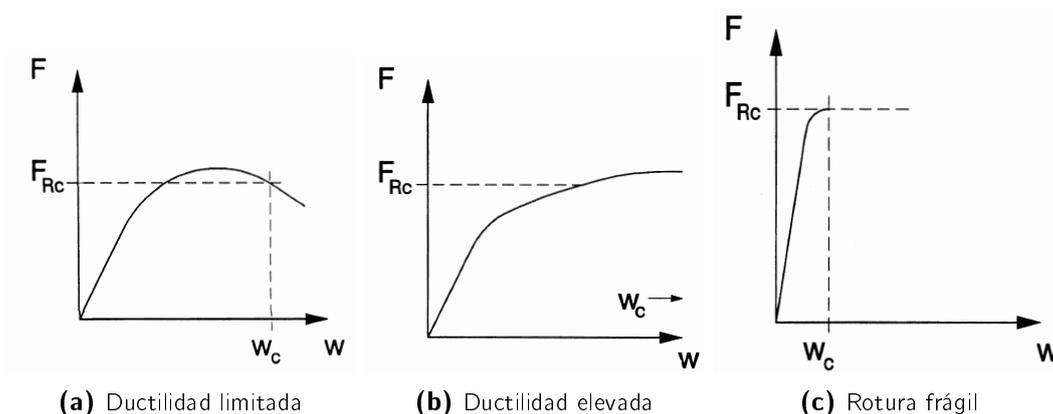


Figura 3.8: Tipos de comportamiento de cada componente según la ductilidad (Kuhlmann y Kühnemund, 2000)

- con ductilidad limitada (Figura 3.8(a)):
 - alma del pilar a compresión;
 - ala y alma de la viga a compresión.
- con ductilidad elevada (Figura 3.8(b)):
 - alma del pilar a cortante;
 - ala del pilar a flexión;
 - chapa de testa a flexión;
 - ala del angular a flexión.
- con rotura frágil (Figura 3.8(c)):
 - tornillos a tracción.

En el caso de uniones atornilladas, se puede suponer que la unión tiene suficiente capacidad de rotación si la resistencia de diseño está gobernada por el panel del alma a cortante (ver Sección 5.3.1) y cumple la ecuación (5.19).

3.3. Consideraciones prácticas para el modelado de la unión semirrígida

El comportamiento típico de la unión semirrígida es altamente no lineal. Resulta necesaria la adopción de un modelo matemático que permita definir el comportamiento completo de la unión en función de sus características estructurales: rigidez y resistencia.

En la Figura 3.9 se indican las diversas posibilidades para expresar matemáticamente el comportamiento de la unión.

La representación lineal es la más sencilla de todas, pero sobrestima la rigidez de la unión para grandes giros. Una mejora significativa la constituye el modelo bilineal.

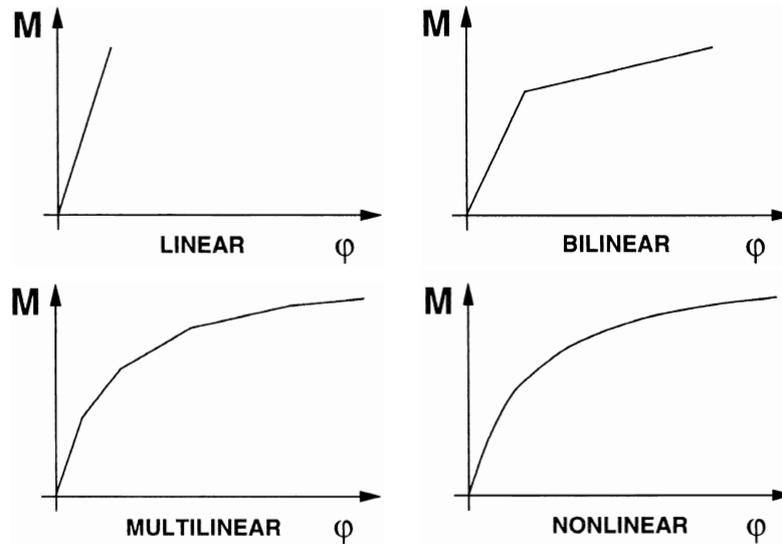


Figura 3.9: Diferentes representaciones matemáticas posibles para la representación de la curva momento-rotación de la unión (Faella y otros, 2000)

Aunque no modela los múltiples cambios de pendiente que ocurren en la realidad, es un modelo sencillo. Las dos últimas posibilidades, la multilinear y la no-lineal, permiten obtener un mayor grado de exactitud.

Dentro de los modelos matemáticos posibles pueden distinguirse dos familias (Faella y otros, 2000). En un caso, la representación matemática se basa en parámetros con un claro sentido físico y un factor de forma (Sección 3.3.1). En el segundo caso, los factores de ajuste no tienen un claro significado físico, pues se obtienen a partir de un análisis de regresión. A este segundo tipo pertenecen, por ejemplo, el modelo de Kozłowski (2005) que se presentará en la Sección 8.1.3, y los ya presentados de Krishnamurthy (1978a) y Kukreti y otros (1987). Dado su menor interés, más allá de la aplicación directa para la unión concreta analizada en cada caso, estos modelos no serán abordados en este capítulo.

3.3.1. Representación matemática del comportamiento rotacional

Los modelos aquí presentados son en muchos casos el resultado de propuestas de autores para sus modelos de cálculo predictivos (como los presentados en la Sección 3.1). En algunos casos, la propuesta de la generación matemática de la curva $M - \theta$ tiene interés más allá de la aplicación particular en su modelo. Otros investigadores la aplican posteriormente a sus modelos. Uno de los más extendidos es el modelo potencial de Chen y Kishi (1987), que se emplea frecuentemente para el modelado de la unión, sobre todo en el ámbito americano.

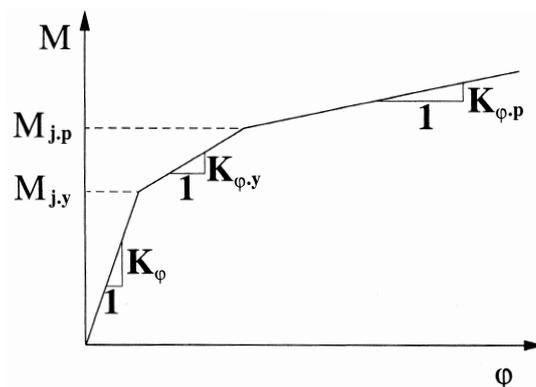


Figura 3.10: Modelo trilineal propuesto por Moncarz y Gestle (1981)

Modelos lineales

El modelo lineal es el más sencillo posible. Sólo requiere de un parámetro físico, la rigidez de la unión, K_{φ} . La representación bilineal ya necesita la definición de dos parámetros adicionales: la resistencia de la unión $M_{j,p}$ y la rigidez plástica (endurecimiento) $K_{\varphi,p}$.

Moncarz y Gestle (1981) propusieron un modelo trilineal (Figura 3.10). Para su definición se precisan cinco datos:

- la rigidez rotacional K_{φ} ;
- el momento elástico $M_{j,y}$;
- la rigidez rotacional de plastificación $K_{\varphi,y}$;
- el momento plástico $M_{j,p}$;
- la rigidez rotacional plástica $K_{\varphi,p}$.

Modelos no lineales

En algunas ocasiones, el comportamiento de la unión puede ser altamente no lineal incluso a niveles muy bajos de carga. Por ello, puede resultar adecuado el uso de un modelo no-lineal.

Modelos potenciales. Los modelos potenciales representan una alternativa común. Su forma más sencilla es

$$\varphi = aM^b, \quad (3.23)$$

donde a y b son dos parámetros de ajuste de la curva. Este modelo de dos parámetros no suele representar la curva momento-rotación de forma adecuada, se requieren modelos con más parámetros de ajuste.

Colson (1991) presentó una función basada en tres, de la forma

$$\varphi = \frac{M}{S_j} \frac{1}{1 - \left(\frac{M}{M_u}\right)^n}. \quad (3.24)$$

Chen y Kishi (1987); Kishi, Chen, Matsuoka y Nomachi (1988) desarrollaron un procedimiento para expresar y predecir la curva momento-rotación de ciertos tipos de uniones con angulares (explicado en la Sección 3.1.2). Para la definición de la curva propusieron un modelo de tres parámetros, definido inicialmente por Richard y Abbott (1975). Su forma general es

$$\varphi = \frac{M}{S_j \left[1 - \left(\frac{M}{M_u}\right)^n\right]^{1/n}}. \quad (3.25)$$

La ventaja de este modelo es que la rigidez tangente y el giro relativo pueden ser obtenidos directamente a partir de la ecuación (3.25). Algunos autores optan por emplearlo en su forma adimensional

$$\bar{m} = \frac{\bar{\theta}}{(1 + \bar{\theta}^n)^{1/n}}, \quad (3.26)$$

donde

$$\bar{m} = \frac{M}{M_u}, \quad (3.27a)$$

$$\bar{\theta} = \frac{\theta_r}{\theta_0}, \quad (3.27b)$$

$$\theta_0 = \frac{M_u}{S_j}. \quad (3.27c)$$

Para los modelos de Colson (1991) y Chen y Kishi (1987), la rigidez inicial S y la capacidad última al momento M_u son valores límite de la curva, y el factor de forma n (cuyos valores se indican en el Cuadro 3.2) ajusta la curvatura. No resultan adecuados para la representación de uniones que presenten un comportamiento plástico con una elevada rigidez plástica.

Otra representación de tres parámetros muy sencilla es la proporcionada por la relación de Ramberg y Osgood (1943):

$$\varphi = \frac{M}{K_\varphi} + \left(\frac{M}{K}\right)^n \quad (3.28)$$

El parámetro K_φ representa la rigidez inicial de la unión, mientras n es de nuevo un factor de forma. El parámetro K se expresa comúnmente en función de un valor

de referencia M_0 del momento flector que da lugar, tras la descarga, a una rotación permanente φ_0 (Faella y otros, 2000):

$$\varphi_0 K^n = M_0^n. \quad (3.29)$$

Cuando el factor de forma $n \rightarrow \infty$, este modelo simula un comportamiento elastoplástico bilineal.

Mediante cuatro parámetros, destaca la representación de Goldberg y Richard (1963)

$$\frac{M}{M_0} = \frac{\left(1 - \frac{K_{\varphi,p}}{K_\varphi}\right) \frac{\varphi}{\varphi_0}}{\left[1 + \left|\left(1 - \frac{K_{\varphi,p}}{K_\varphi}\right) \frac{\varphi}{\varphi_0}\right|^n\right]^{1/n}} + \frac{K_{\varphi,p}}{K_\varphi} \frac{\varphi}{\varphi_0} \quad (3.30)$$

Esta formulación fue complementada por Attiogbe y Morris (1991) (ver Sección 3.1.1) para obtener una mejor representación.

Modelos exponenciales. Otra alternativa no-lineal son las funciones exponenciales. Wu y Chen (1990) propusieron un modelo exponencial con tres parámetros,

$$\frac{M}{M_u} = n \ln \left(1 + \frac{\varphi}{n\theta_0}\right), \quad (3.31)$$

donde θ_0 es un giro de referencia (M_u/S_j , siendo S_j la rigidez inicial) y n es el factor de forma.

También Yee y Melchers (1986) (cuyo modelo se expuso en la Sección 3.1.3) propusieron una representación exponencial para su modelo:

$$M = M_0 \left[1 - \exp\left(\frac{-\varphi (K_\varphi - K_{\varphi,p} + n\varphi)}{M_0}\right)\right] + K_{\varphi,p}\varphi, \quad (3.32)$$

donde n es un factor de forma (con el inconveniente de que en este caso es dimensional) y M_0 se relaciona con la resistencia plástica a flexión de la unión. La pendiente en el origen es igual a la rigidez inicial elástica de la unión, y para valores altos, la curva se aproxima a la recta

$$M = M_0 + K_{\varphi,p}\varphi, \quad (3.33)$$

de modo que M_0 representa la capacidad plástica rotacional de la unión.

3.3.2. Modelado de la unión semirrígida mediante un elemento viga equivalente

En el *software* estructural comúnmente empleado no hay un modo sencillo de incorporar el comportamiento rotacional de las uniones semirrígidas. Es habitual la propuesta de sustituir la unión semirrígida por un muelle rotacional (Figura 3.11). El propio Eurocódigo (CEN, 2005b, apartado 5.3) lo indica así. El comportamiento rotacional

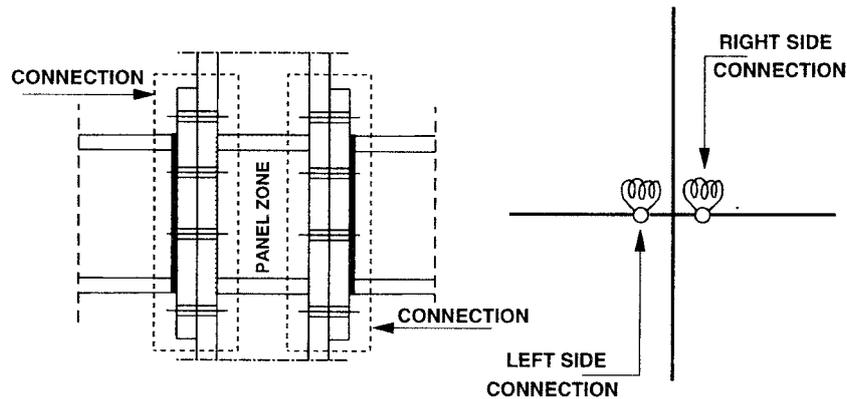


Figura 3.11: Modelado de la unión semirrígida mediante un muelle rotacional de características equivalentes (Faella y otros, 2000)

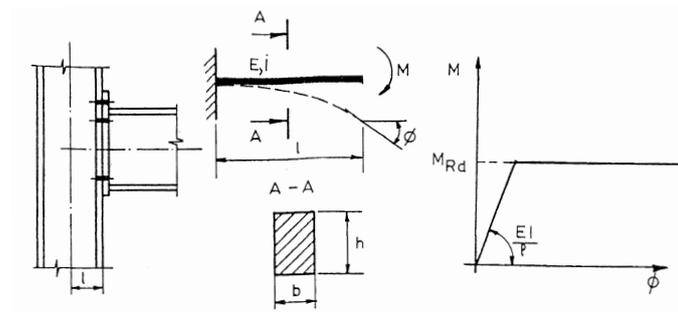


Figura 3.12: Descripción del elemento viga equivalente para el modelado de la unión semirrígida (Dubina y otros, 1996)

de dicho muelle podría expresarse según algún modelo matemático de los previamente presentados en la Sección 3.3.1.

Pero en los programas de cálculo de estructuras habitualmente empleados no hay muelles rotacionales. Incluso en el caso de trabajar con programas avanzados (como los paquetes computacionales de elementos finitos), la sustitución por un muelle rotacional no resulta tan sencilla como parece. Sólo puede emplearse este modelo "sencillo" si se desarrolla un análisis avanzado junto con herramientas informáticas diseñadas ex profeso (Chen, 2000; Chen y otros, 1996a), en las que se incluye el comportamiento de dicho muelle mediante alguno de los modelos previamente presentados en la Sección 3.3.1.

Desde diversos ámbitos (Dubina y otros, 1996; SSEDTA, 1999) se propone la simulación de la unión semirrígida mediante un *elemento viga equivalente*. El giro elástico de dicho elemento viga, mostrado en la Figura 3.12, se asemeja al de la unión. Se corresponde la rigidez rotacional del muelle con la de la viga:

$$S_{j.Rd} = \frac{EI_{eq}}{L_{eq}}. \quad (3.34)$$

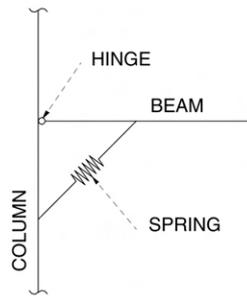


Figura 3.13: Modelo de muelle propuesto por da S. Vellasco y otros (2006)

A partir de la ecuación anterior, (3.34), la inercia equivalente I_{eq} del elemento viga equivalente se corresponde con

$$I_{eq} = \frac{S_{j.Rd} L_{eq}}{E}. \quad (3.35)$$

Si se requiere modelar también la resistencia de la unión, puede hacerse mediante este mismo elemento equivalente. Supuesto que posee como módulo resistente plástico

$$M_{j.Rd} = W_{pl.eq} f_y, \quad (3.36)$$

el elemento viga equivalente debe cumplir

$$W_{pl.eq} = \frac{M_{j.Rd}}{f_y}. \quad (3.37)$$

Este elemento equivalente constituye una aproximación bilineal al resultado real. La exactitud con él obtenida es inversamente proporcional a su longitud. Gracias a la experiencia obtenida en su empleo para la presente investigación, se recomienda modelar el elemento con una longitud equivalente a la mitad del ancho del pilar. Mediante esta sencilla regla se incluyen además implícitamente en el modelo estructural los momentos excéntricos de las uniones en los pilares.

Otro posible modelo es el recientemente propuesto por da S. Vellasco y otros (2006), mostrado en la Figura 3.13. Se modela la viga como articulada, con la adición de un muelle axial en diagonal que simula la rigidez rotacional de la unión.

3.3.3. Modelado de la interacción con el cortante

Para la obtención de un modelado exacto y coherente con el comportamiento real de la unión, sería deseable poder modelar de forma independiente cada una de las conexiones incidentes en el pilar y estimar, de forma independiente, la deformación a cortante del panel del alma del pilar donde confluyen e interaccionan ambas (Figura 3.14). Sin embargo, este modelo no resulta de fácil aplicación.

La práctica habitual, que el Eurocódigo 3 (CEN, 2005b, apartado 5.3) recoge, emplea un único muelle a cada lado del pilar (como se ha mostrado en la Figura 3.11). En ese muelle se representa el comportamiento de la unión (que, como se definió en

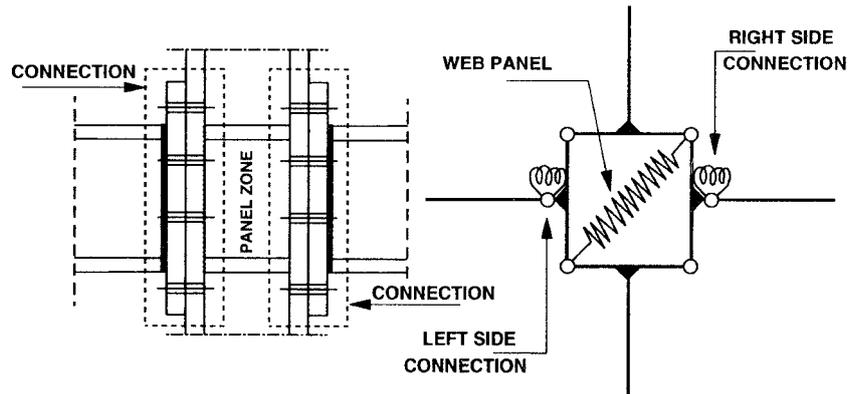


Figura 3.14: Modelado de la unión semirrígida mediante muelles independientes para las uniones y el alma del pilar (Faella y otros, 2000)

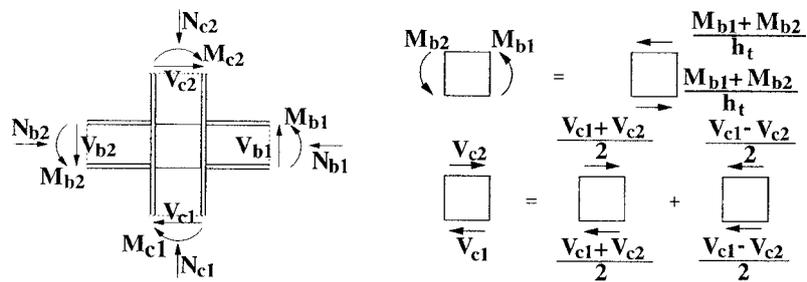


Figura 3.15: Esfuerzos internos en la unión (Faella y otros, 2000)

el apartado 1.4.1, incluye la conexión más la zona correspondiente del alma del pilar a cortante).

Al incorporar la deformación a cortante del panel en cada uno de los muelles, se necesita desarrollar un método que defina la interacción de ambos en la deformación a cortante del alma. Para ello se ha propuesto el empleo del factor β_i , que se define como (CEN, 2005b, apartado 5.3(9))

$$\beta_i = \left| 1 - \frac{M_j \cdot b_j \cdot E_d}{M_j \cdot b_i \cdot E_d} \right| \leq 2 \tag{3.38}$$

Este parámetro afecta a la rigidez y resistencia de cada uno de los muelle empleados para modelar las uniones a ambos lados. En la Figura 3.15 se muestra el conjunto de esfuerzos internos que soporta la zona del alma del pilar (Faella y otros, 2000, p. 89). Bajo dichos esfuerzos se produce deformación por cortante en el alma (una única deformación, que afecta a ambos lados). El cortante del pilar es

$$V_{cw} = \frac{M_{b1}}{h_t} \left[\left(1 + \frac{M_{b2}}{M_{b1}} \right) - \frac{h_t}{2M_{b1}} (V_{c1} + V_{c2}) \right] = \frac{M_{b1}}{h_t} \beta_1, \tag{3.39a}$$

$$V_{cw} = \frac{M_{b2}}{h_t} \left[\left(1 + \frac{M_{b1}}{M_{b2}} \right) - \frac{h_t}{2M_{b2}} (V_{c1} + V_{c2}) \right] = \frac{M_{b2}}{h_t} \beta_2. \tag{3.39b}$$

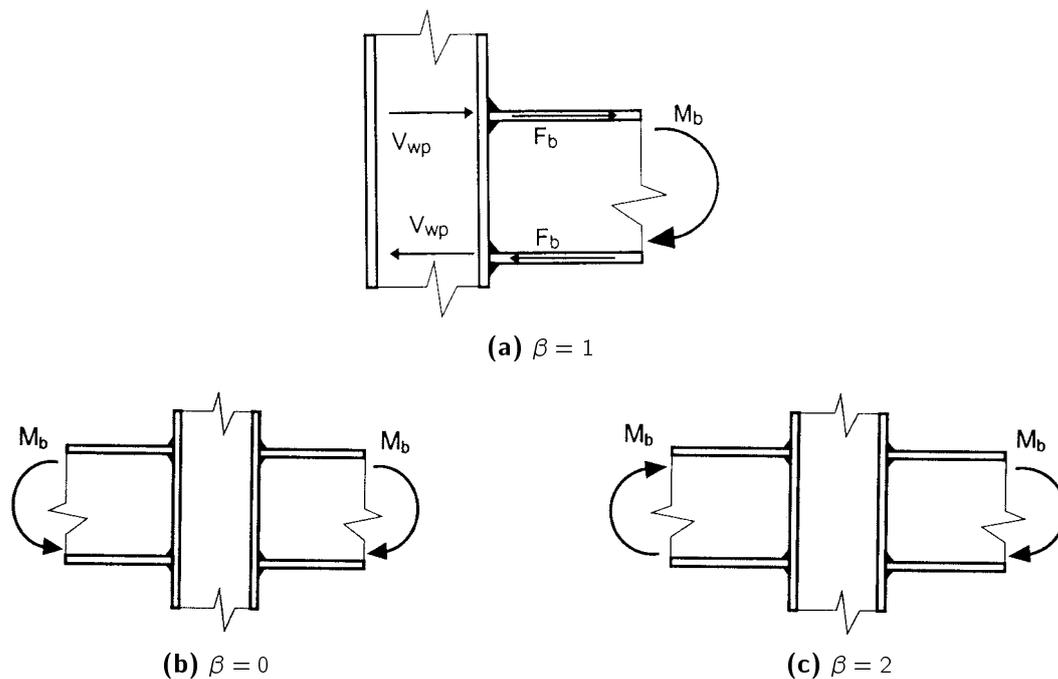


Figura 3.16: Valores del factor β límite (CEN, 2005b)

Los coeficientes β_i son el término entre corchetes. La fórmula propuesta en el Eurocódigo (3.38) es una simplificación de la real proporcionada por (3.39):

- elimina los términos correspondientes a los esfuerzos internos de cortante en el pilar, V_{c1} y V_{c2} ;
- limita los valores de este parámetro β a valores positivos dentro del rango $0,0 \leq \beta \leq 2,0$.

La pretensión del Eurocódigo es facilitar así el cálculo y eliminar, de forma conservadora, posibles efectos favorables. Considera los siguientes casos extremos (Figura 3.16):

- Unión a un único lado del pilar (Figura 3.16(a)): $\beta = 1$.
- Momentos de igual magnitud y distinto signo (Figura 3.16(b)). El panel del alma del pilar no está sometido a esfuerzos constantes, por lo que $\beta = 0$.
- Momentos de igual magnitud e igual signo (Figura 3.16(c)): $\beta = 2$.

Se considera que las condiciones en las que $\beta = 0$ y $\beta = 2$ son casos extremos que no pueden superarse fácilmente en la realidad, pero no es así. En el Cuadro 3.3 se muestran una serie de posibilidades, en las que se puede apreciar la diferencia entre los valores reales de β y los que deben tomarse según el Eurocódigo.

La inclusión de este factor β_i presenta un problema. Al incluir en su definición (3.38) los momentos en las uniones, requiere iterar para obtener su valor. Algunos autores (Jaspart, 2000) proponen modelar inicialmente la unión con $\beta = 1$. Si el valor resultante

Cuadro 3.3: Comparación entre los valores reales de β y los limitados por el Eurocódigo

M_{b2}	$\beta_{1.real}$	$\beta_{1.EC}$	$\beta_{2.real}$	$\beta_{2.EC}$
0	1,00	1,00	—	—
$-M_{b1}$	0,00	0,00	0,00	0,00
M_{b1}	2,00	2,00	2,00	2,00
$-2M_{b1}$	-1,00	1,00	0,50	0,50
$2M_{b1}$	3,00	2,00	1,50	1,50
$-5M_{b1}$	-4,00	2,00	0,80	0,80
$5M_{b1}$	6,00	2,00	1,20	1,20

de β resulta inferior, se ha realizado una aproximación conservadora: puede mantenerse dicho valor o realizarse un nuevo análisis con el factor β actualizado. Si resulta mayor, al no estar del lado de la seguridad, necesariamente ha de realizarse un nuevo análisis con su valor actualizado. Dado el esfuerzo que requiere el cálculo de las características de la unión (con el método de los componentes explicado en la Sección 3.2), no parece razonable conformarse posteriormente con una burda aproximación de los efectos reales en el análisis de la estructura.

Este hecho, unido a las limitaciones “teóricas” de los valores de este factor, fue el germen del elemento propuesto en Bayo, Cabrero y Gil (2006a). Se trató de evitar las sucesivas iteraciones para obtener los valores reales. Se demostró, además, que los límites del Eurocódigo no resultan adecuados desde el punto de vista de la seguridad: los valores obtenidos divergen de los reales, y no siempre resultan seguros.

En la Figura 3.17 se muestran las iteraciones y valores de la β real (Figura 3.17(a)) y del Eurocódigo (Figura 3.17(b)) para uno de los ejemplos mostrados en Bayo y otros (2006a). Las variaciones son considerables. El Eurocódigo, al limitar el rango de β válido, converge en un menor número de iteraciones (del orden de la mitad). Esta mejor convergencia no implica mayor exactitud. Comparando los resultados obtenidos por la inclusión de la β limitada del Eurocódigo, la β real (sin límites) y el elemento propuesto que incluye internamente la interacción del cortante (y que por tanto no requiere del parámetro β), se encuentran variaciones apreciables en los resultados obtenidos. La limitación del Eurocódigo, aunque se justifica desde la no consideración de efectos favorables, no resulta más segura.

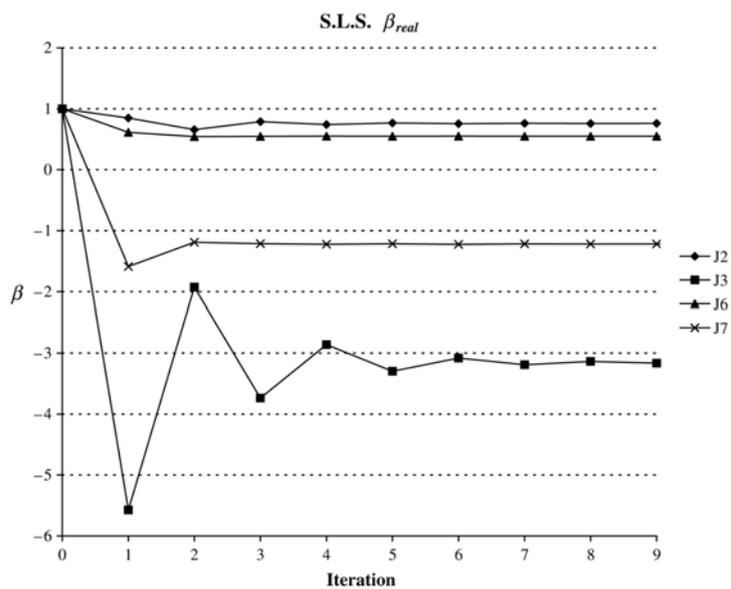
3.3.4. Modelos propuestos en la normativa

Eurocódigo

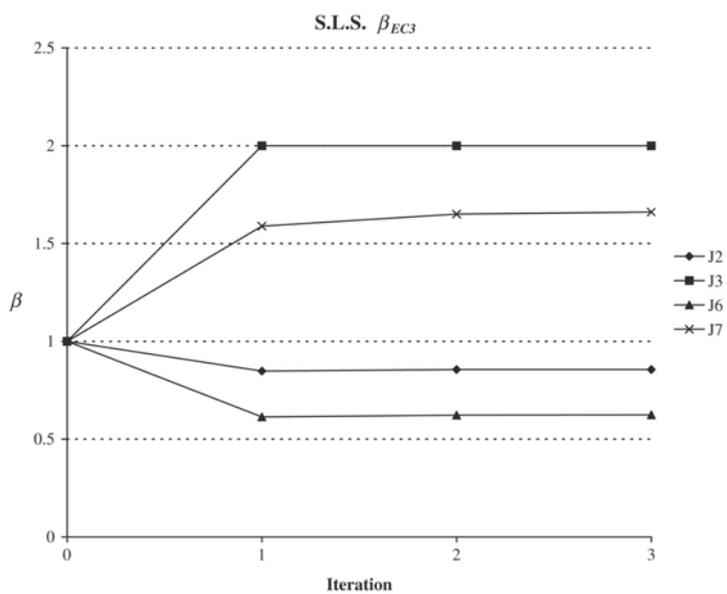
El Eurocódigo (CEN, 2005b, apartado 6.3.1) sugiere un trazado de la curva momento-rotación dividido en tres zonas de comportamiento.

La primera corresponde al comportamiento lineal,

$$M = K_{\varphi}\varphi, \quad (3.40a)$$



(a) Obtención del valor real, β_{real}



(b) Obtención del valor del Eurocódigo, β_{ec}

Figura 3.17: Proceso de iteración para la obtención de la β real y comparación con la β limitada por el Eurocódigo (Bayo y otros, 2006a)

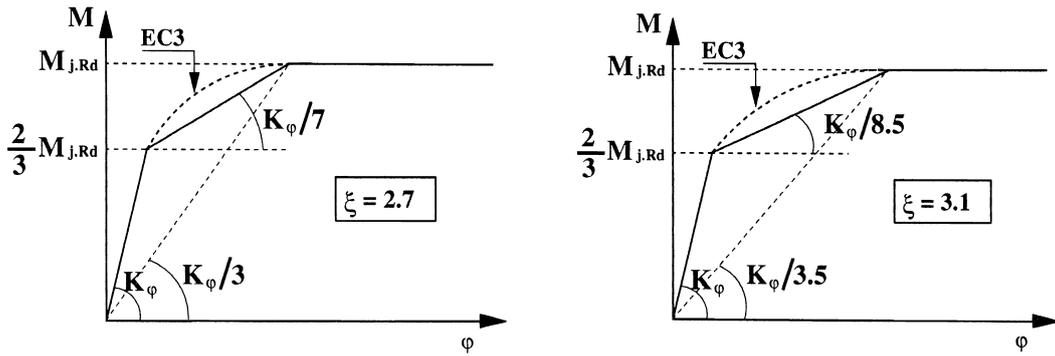


Figura 3.18: Aproximación trilineal del Eurocódigo, según Faella y otros (2000)

hasta el valor del momento de $\frac{2}{3}M_{j,Rd}$. La segunda zona es no-lineal, de acuerdo a la siguiente relación:

$$M = \frac{K_{\varphi}}{\left(1,5 \frac{M}{M_{j,Rd}}\right)} \psi \varphi, \quad (3.40b)$$

$$(3.40c)$$

para el rango $\frac{2}{3} < M \leq M_{j,Rd}$, donde el coeficiente ψ depende del tipo de conexión (CEN, 2005b, Cuadro 6.8). Adopta el valor $\psi = 2,7$ para uniones soldadas y atornilladas de chapa de testa, y $\psi = 3,1$ para uniones con angulares. La última zona de comportamiento es perfectamente plástica, $M = M_{j,Rd}$.

Aunque propone una zona intermedia no-lineal, el modelo propuesto es una aproximación trilineal, del tipo de la propuesta por Moncarz y Gestle (1981) (ver Sección 3.3.1). La influencia de la zona no-lineal es despreciable en comparación con los resultados obtenidos por medio de la aproximación trilineal (Faella y otros, 2000). El modelo del Eurocódigo toma como rigidez plástica $K_{\varphi,p} = 0$, y como rigidez post-plástica,

$$K_{\varphi,y} = \frac{K_{\varphi}}{3 \left(1,5\psi - \frac{2}{3}\right)}, \quad (3.41)$$

siendo por tanto $K_{\varphi,y} \approx K_{\varphi}/7$ para uniones soldadas y de chapa de testa y $K_{\varphi,y} \approx K_{\varphi}/8,5$ para las de angulares (Faella y otros, 2000). La rigidez secante correspondiente a $M_{j,Rd}$ de este modelo *trilineal* del Eurocódigo sería $K_{\varphi,sec} \approx K_{\varphi}/3$ para uniones soldadas y de chapa de testa, y $K_{\varphi,sec} \approx K_{\varphi}/3,5$ para las de angulares (ver Figura 3.18).

Sin embargo, el Eurocódigo (CEN, 2005b, apartado 5.1) propone para el caso de modelos lineales y bilineales adoptar la rigidez de la unión reducida por un factor η (Figura 3.19), expresado en el Cuadro 5.2 (CEN, 2005b), con valores distintos a los mostrados en la Figura 3.18 —obtenidos a partir del modelo trilineal propuesto por el propio Eurocódigo en otro apartado (CEN, 2005b, apartado 6.3.1)—. En concreto,

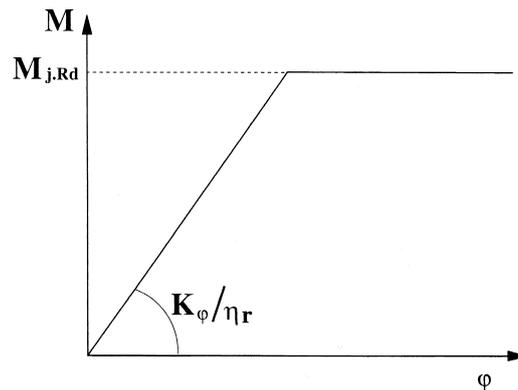


Figura 3.19: Modelo bilineal de la unión propuesto por el Eurocódigo (CEN, 2005b, apartado 6.3.1)

propone $\eta = 2$ para todo tipo de uniones viga-pilar. Valores similares a los obtenidos se aplican a otros tipos de uniones (empalmes de vigas, bases de pilares...).

Por este factor $\eta = 2$, la propuesta del Eurocódigo ha sido apodada como el método de la *media rigidez secante inicial* (*half initial secant stiffness*). Aunque la obtención del valor de dicho factor η resulta, como se ha visto (Figura 3.18) aparentemente arbitraria, van Keulen, Nethercot, Snijder y Bakker (2003) han demostrado la validez y adecuación de este planteamiento para el análisis de estructuras semirrígidas.

Caso de realizar un análisis en el que los esfuerzos que solicitan las uniones no superan el valor de $2/3M_{j,Rd}$ (límite de la rama elástica de la unión para el Eurocódigo), el Eurocódigo permite usar la rigidez inicial $S_{j,ini}$ en lugar de la secante $S_{j,ini}/\eta$. Por tanto,

$$S_{j,Rd} = S_{j,ini} \quad \text{si } M_{j,Sd} \not\geq \frac{2}{3}M_{j,Sd}. \quad (3.42)$$

Es ésta una propuesta lineal, válida sólo para niveles concretos de carga y análisis elástico de la estructura.

LRFD

Rex y Goverdhan (2000) explican una propuesta para el modelado práctico del comportamiento de uniones (ASCE y Concrete, 1998). Dicha propuesta no ha llegado a recogerse hasta el momento en la especificación americana —cuya última edición es la tercera (LRFD, 2003c)—.

Se proponía un modelo bilineal en el que se adoptaba una rigidez secante distinta en función del estado límite analizado (Figura 3.20). Para el Estado Límite de Servicio, se tomaba la correspondiente a una rotación de la unión de 2,5 mrad. Para el Estado Límite Último el valor del giro adoptado para la rigidez secante es de 20 mrad.

Rex y Goverdhan (2000) indican que resulta poco adecuada para el establecimiento de las condiciones de servicio. Las deflexiones resultan muy sensibles a la rigidez escogida, y no es válido por tanto fijar una rigidez obtenida a partir de un giro determinado que presupone, en cierto modo, una flecha determinada.

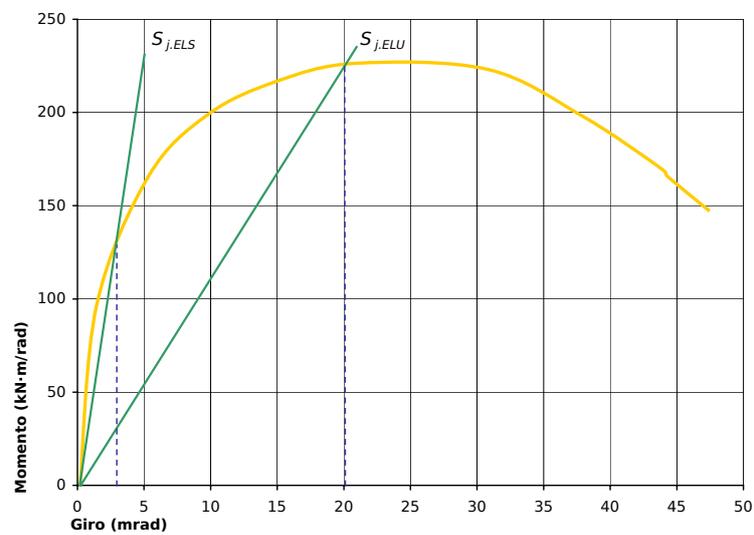


Figura 3.20: Rigidez secante propuesta por la ASCE (ASCE y Concrete, 1998) para el modelo bilineal de la unión semirrígida

3.4. Referencias

- Altman, W.G.; Azizinamini, A.; Bradburn, J.H. y Radziminsky, J.B. (1982). «Moment-Rotation Characteristics of Semi-Rigid Steel Beam-Column Connections». *Informe técnico*, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Carolina del Sur (EEUU).
- ASCE, Task Committee on Design Criteria for Composite Structures in Steel y Concrete (1998). «Design Guide for Partially Restrained Composite Connections». *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **124(10)**, pp. 1099–1113.
- Attiogbe, G. y Morris, G.A. (1991). «Moment-Rotation Functions for Steel Connections». *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **117(Junio)**, pp. 1703–1718.
- Azizinamini, A.; Bradburn, J.H. y Radziminski, J.B. (1985). «Static and Cyclic Behaviour of Steel Beam-Column Connections». *Informe técnico*, Structural Research Studies. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Carolina del Sur (EEUU).
- Bayo, E.; Cabrero, J.M. y Gil, B. (2006). «An effective component-based method to model semi-rigid connections for the global analysis of steel and composite structures». *Engineering Structures*, **28(1)**, pp. 97–108.
- CEN (2005). *Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1.8: Design of Joints (EN 1993-1-8:2005)*.
- Chen, W.F. (2000). *Practical Analysis for Semi-Rigid Frame Design*. World Scientific, Singapur.
- Chen, W.F.; Goto, Y. y Richard Liew, J.Y. (1996). *Stability Design of Semi-Rigid Frames*. John Wiley & sons, Inc.
- Chen, W.F. y Kishi, N. (1987). «Moment-Rotation Relation of Top- and Seat-Angle Connections». *Informe técnico CE-STR-87-4*, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Purdue (EEUU).
- Chen, W.F. y Kishi, N. (1989). «Semi-Rigid Steel Beam-to-Column Connections: Database and Modelling». *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **115(7)**, pp. 105–119.
- Colson, A. (1991). «Theoretical Modeling of Semirigid Connections Behaviour». *Journal of Constructional Steel Research*, **19**, pp. 213–224.
- da S. Vellasco, P.C.G.; de Andrade, S.A.L.; da Silva, J.G.S.; de Lima, L.R.O. y Brito Jr., O. (2006). «A parametric analysis of steel and composite portal frames with semi-rigid connections». *Engineering Structures*, **28**, pp. 543–556.
- Dubina, D.; Greccea, D. y Zaharia, R. (1996). «Evaluation on Static and Dynamic Structural Coefficient of Steel Frames with Semi-Rigid Joints Via Numerical Simulations». En: A. Bjorhovde; A. Colson y R. Zandonini (Eds.), *Connections in Steel Structures III: Behaviour, strength and design*, pp. 349–360. Pergamon, Trento (Italia).

- Faella, C.; Piluso, V. y Rizzano, G. (2000). *Structural Steel Semirigid Connections: Theory, Design and Software*. New Directions in Civil Engineering. CRC Publishers, Boca Ratón, Florida (EEUU).
- Frye, J.M. y Morris, G.A. (1975). «Analysis of Flexibly Connected Steel Frames». *Canadian Journal of Civil Engineering*, **(2)**, pp. 280–291.
- Girão Coelho, A.; Simoes da Silva, L. y Bijlaard, F.S.K. (2005). «Ductility Analysis of End Plate Beam-to-Column Joints». En: B. Hoffmeister y O. Hechler (Eds.), *Eurosteel 2005: 4th European Conference on Steel and Composite Structures*, volumen C, pp. 4.10–123–4.10–130. Verlag Mainz, Maastricht (Holanda).
- Goldberg, J.E. y Richard, R.M. (1963). «Analysis of Non-linear Structures». *Journal of the Structural Division, ASCE*, **89**.
- Goto, Y. y Miyashita, S. (1998). «Classification System for Rigid and Semirigid Connections». *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **124(7)**, pp. 750–757.
- Goverdhan, A.V. (1983). *A Collection of Experimental Moment-Rotation Curves and Evaluation of Prediction Equations for Semi-Rigid Connections*. Tesina o Proyecto, Universidad Vanderbilt, Nashville, Tennessee (EEUU).
- Jaspart, J. P. (2000). «Integration of the Joint Actual Behaviour into the Frame Analysis and Design Process». En: M. Ivanyi y C. C. Baniotopoulos (Eds.), *Semi-Rigid Connections in Structural Steelwork*, CISM Courses and Lectures, pp. 103–166. Springer Verlag, Udine (Italia).
- Jaspart, J.P. (1991). *Etude de la Semi-Rigidite des Noeuds Poutre-Colonne et son Influence sur la Resistance et la Stabilite des Ossatures in Acier*. Tesis doctoral, Universidad de Lieja.
- Kishi, N. (2000). «PR Connection Database». En: W.F. Chen (Ed.), *Practical Analysis for Semi-Rigid Frame Design*, World Scientific, Singapur.
- Kishi, N.; Chen, W.F.; Matsuoka, K.G. y Nomachi, S.G. (1988). «Moment-Rotation Relation of Top- and Seat-Angle with Double Web-Angle Connections». En: R. Bjorhovde; J. Brozzetti y A. Colson (Eds.), *Proceedings of the State-of-the-Art Workshop on Connections and the Behavior, Strength and Design of Steel Structures*, pp. 121–134. Elsevier, Escuela Superior de Cachan (Francia).
- Kozłowski, A. (2005). «Guidelines for Predesign of Steel Frames with Semi-Rigid Joints». En: B. Hoffmeister y O. Hechler (Eds.), *Eurosteel 2005: 4th European Conference on Steel and Composite Structures*, volumen C, pp. 4.10–197–4.10–204. Verlag Mainz, Maastricht (Holanda).
- Krishnamurthy, N. (1978a). «Analytical Investigation of Bolted Stiffened Tee-Stub». *Informe técnico Report CE-MBMA-1902*, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Vanderbilt (EEUU).
- Krishnamurthy, N. (1978b). «Fresh Look at Bolted End-Plate Behaviour and Design». *Engineering Journal, AISC*, **2(15)**, pp. 39–49.

- Kuhlmann, U. y Kühnemund, F. (2000). «Procedures to Verify Rotation Capacity». En: M. Ivanyi y C. C. Baniotopoulos (Eds.), *Semi-Rigid Connections in Structural Steelwork*, CISM Courses and Lectures, pp. 167–225. Springer Verlag, Udine (Italia).
- Kukreti, A.R.; Murray, J.M. y Abolmaali, A. (1987). «End-Plate Connection Moment-Rotation Relationship». *Journal of Constructional Steel Research*, **8**, pp. 137–157.
- LRFD (2003). *Manual of Steel Construction. Load and Resistance Factor Design*. American Institute of Steel Construction, 3 edición.
- Moncarz, P.D. y Gestle, K.H. (1981). «Steel Frames with Nonlinear Connections». *Journal of Structural Division, ASCE*, **107**, pp. 1427–1441.
- Picard, A.; Giroux, Y-M. y Brun, P. (1976). «Discussion of Analysis of Flexibly Connected Steel Frames». *Canadian Journal of Civil Engineering*, **3(2)**, pp. 350–352.
- Piluso, V.; Faella, C. y Rizzano, G. (2001). «Ultimate Behavior of Bolted T-Stubs. II: Model Validation». *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **127(6)**, pp. 694–704.
- Ramberg, W. y Osgood, W.R. (1943). «Description of Stress-Strain Curves by three-Parameters». *Informe técnico 902*, National Advisory Committee for Aeronautics.
- Rex, C.O. y Goverdhan, A.V. (2000). «Design And Behavior Of A Real PR Building». En: *Fourth International Workshop on Connections in Steel Structures*, pp. 94–105. Roanoke, Virginia (EEUU).
- Richard, R.M. y Abbott (1975). «Versatile Elastic-Plastic Stress-Strain Formula». *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, **101(EM4)**, pp. 511–515.
- Simoès da Silva, L. y Girão Coelho, A. (2001). «An Analytical Evaluation of the Response of Steel Joints under Bending and Axial Force». *Computers & Structures*, **79**, pp. 873–881.
- Simoès da Silva, L.; Santiago, A. y Vila Real, P. (2002). «Post-Limit Stiffness and Ductility of End-Plate Beam-to-Column Steel Joints». *Computers & Structures*, **80**, pp. 515–531.
- SSEDTA (1999). «Lección 17: Caracterización e Idealización de las Uniones que Soportan Momento». En: SSEDTA (Ed.), *Eurocódigo para Estructuras de Acero. Desarrollo de una Propuesta Transnacional*, .
- van Keulen, D.C.; Nethercot, D.A.; Snijder, H.H. y Bakker, M.C.M. (2003). «Frame Analysis Incorporating Semi-Rigid Joint Action: Applicability of the Half Initial Secant Stiffness Approach». *Journal of Constructional Steel Research*, **59**, pp. 1083–1100. Eurocode 3.
- Wu, F.S. y Chen, W.F. (1990). «A design model for semi-rigid connections». *Engineering Structures*, **12(2)**, pp. 88–97.
- Yee, Y.L. y Melchers, R.E. (1986). «Moment-Rotation Curves for Bolted Connections». *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **112(3)**, pp. 615–635.

Zoetemeijer, P. (1983). «Summary of the Research on Bolted Beam-to-Column Connections (period 1978–1983)». *Informe técnico 6-85-M*, Steven Laboratory, Delft (Holanda).

Creo que el Arte debe servirnos actualmente para hacer música tan natural que en cierto modo parezca una improvisación; pero de tal manera equilibrada y lógica, que acuse en su conjunto y en sus detalles una perfección.

Manuel de Falla

4

Desarrollo de un método de diseño práctico para pórticos con uniones semirrígidas

4.1	Propuestas previas de métodos de diseño	96
4.1.1	Dhillon y O'Malley III	96
4.1.2	Chen, Goto y Richard Liew; Kim y Chen	97
4.1.3	Diseño de pórticos semirrígidos traslacionales. La aproximación de Disque	98
4.1.4	<i>Wind-moment</i>	99
4.1.5	Leon y Hoffman	100
4.1.6	Faella, Piluso y Rizzano	102
4.1.7	Goverdhan y Lindsey; Rex y Goverdhan	104
4.1.8	Steenhuis, Gresnigt y Weynand	105
4.1.9	Couchman	106
4.1.10	Algoritmo genético	107
4.2	Filosofía de diseño y metodología	107
4.2.1	Rigidez inicial óptima	109
4.2.2	Resistencia requerida	112
4.2.3	Ductilidad rotacional requerida	112
4.2.4	Interacción con el cortante	113
4.2.5	Algunas reglas simples de prediseño	113
4.3	Procedimiento general de diseño	114
4.3.1	Método elástico de diseño	114
4.3.2	Método plástico de diseño	118

4.4	Aplicación del método de diseño propuesto	121
4.4.1	Pórtico A: pórtico regular de tres vanos y dos plantas.	121
4.4.2	Pórtico B: pórtico irregular de cuatro vanos y dos plantas	124
4.5	Conclusiones	127
4.6	Referencias	127

El empleo de uniones semirrígidas conlleva, como se relató en los capítulos anteriores, bastantes ventajas. Dado que el Eurocódigo 3 permite su diseño, parece razonable diseñar considerando, desde las primeras fases, las uniones semirrígidas como una opción estructural más.

Previamente se han relatado las características de este tipo de uniones y sus diversas ventajas:

- Pueden proporcionar suficiente rigidez lateral para edificios de baja altura. No sería necesario colocar dispositivos adicionales de arriostramiento.

- Dada su rigidez rotacional, puede “afinarse” la estructura, de modo que se optimice y regule la distribución de esfuerzos en la estructura. De este modo, pueden obtenerse estructuras más ligeras y económicas.

- Proporcionan una redundancia adicional a la estructura.

Deben desarrollarse métodos que permitan su inclusión de un modo *sencillo* en la práctica diaria. Los desarrollos en este campo han sido en exceso especializados y avanzados. Como toda innovación, debe ser transferida de la teoría a la práctica. Sólo con herramientas y métodos que simplifiquen su aplicación podrá lograrse.

El Eurocódigo 3 proporciona, en su parte 1.8 (CEN, 2005b) el *método de los componentes*. Pero no es un método de diseño, sino de análisis. Debe definirse la unión de modo completo, tanto su geometría como los materiales, antes de poder estimar su comportamiento.

Hay, por tanto, dos campos de trabajo para promover el empleo de uniones semirrígidas. Uno se refiere al diseño de las uniones semirrígidas, a la obtención de herramientas que permitan diseñar uniones fijando el comportamiento deseado. A éste nos referiremos posteriormente en el Capítulo 8 para el caso de uniones de chapa de testa extendida. Otro es el referente al diseño de pórticos en las que se incluyan uniones semirrígidas; a él se dedica el presente capítulo.

Las propuestas previas de diseño de pórticos semirrígidos se presentarán en la Sección 4.1. En la mayoría, el comportamiento de la unión es una variable dentro del diseño. Pero para poder estimar el comportamiento de la unión debe ser definida completamente, y para ello se requieren las dimensiones de los perfiles que une, y para obtener dichas dimensiones, se requiere saber el grado de rigidez de la unión... Sin perfiles no hay unión; sin unión, no hay perfiles.

La propuesta Cabrero y Bayo (2005a) trata de salvar esta paradoja mediante el establecimiento *previo* del comportamiento adecuado de la unión, como se expone en la Sección 4.2. Se describe el flujo posterior para el análisis y validación de la estructura, en el caso de análisis elástico y plástico (Sección 4.3). La filosofía propuesta de diseño, como se mostrará en los ejemplos resueltos de la Sección 4.4, es sencilla y adecuada. Se demuestra además el menor costo de las estructuras semirrígidas así diseñadas, que resultan más ligeras y económicas.

4.1. Propuestas previas de métodos de diseño

Uno de los temas más complejos al plantearse el empleo de uniones semirrígidas es el cálculo y diseño de la estructura. La influencia en su comportamiento, como se vio en el Capítulo 3, no es despreciable. Los aspectos del cálculo y el análisis, tanto lineal como no-lineal han sido profusamente desarrollados. Ha de destacarse el extenso trabajo desarrollado por Chen (Barakat y Chen, 1990; Chen, 2000; Chen y otros, 1996a; Chen y Sohal, 1995; Chen y Toma, 1994; Kim y Chen, 1996a,b, 1998; Richard Liew, Chen y Chen, 2000). Pero los métodos de análisis son sólo herramientas.

El principal problema a la hora de diseñar una estructura semirrígida, permítase la redundancia, es cómo diseñarla. Es necesario el desarrollo de métodos de diseño *prácticos* que permitan incorporar estos avances en el día a día. Diversos autores han realizado propuestas en las que se trata de encajar el empleo de uniones semirrígidas dentro del proceso de diseño.

4.1.1. Dhillon y O'Malley III

Dhillon y O'Malley III (1999) desarrollaron un método de diseño y análisis informático para el diseño de pórticos semirrígidos sin arriostrar. Incluían la no linealidad geométrica y la flexibilidad de las conexiones mediante un análisis no-lineal de segundo orden. No consideraban los efectos debidos a las no linealidades materiales. Su propuesta desarrollaba también el cálculo matricial de estructuras con uniones semirrígidas, el cálculo de la longitud efectiva y la comprobación de las secciones según los criterios de la normativa americana. Aplicaban el modelo polinómico de Frye y Morris (1975) (explicado en la Sección 3.1.1) y la especificación AISC-LRFD (LRFD, 1994).

Distinguían dos fases principales: diseño preliminar y final (ésta última se subdividía a su vez en dos módulos: análisis y diseño).

En la fase de diseño preliminar, indicaban criterios para el predimensionado de la estructura:

- dimensionar las vigas como si fueran biempotradas;
- diseñar las uniones viga-pilar para resistir el 90 % del momento en el caso de la viga biempotrada;
- seleccionar los pilares según las cargas gravitatorias, con una longitud efectiva para el pandeo de 1,3.

En el diseño final el módulo de análisis realizaba un análisis con control por fuerza. En cada uno de los pasos se actualizaba automáticamente la rigidez secante de las uniones. El módulo de diseño permitía la interacción del usuario: se pueden revisar las características de perfiles y uniones, y modificarlas si se estima necesario.

Con la aplicación de su método, Dhillon y O'Malley III (1999) consiguen una reducción del 10 % en el peso del pórtico semirrígido en comparación con el mismo pórtico con uniones rígidas. Dado el menor costo de las uniones semirrígidas, estiman que el ahorro puede ser aun mayor. Ha de puntualizarse que dicho ahorro es a cambio de un mayor desplazamiento horizontal. El pórtico rígido tiene un desplazamiento máximo de

28,4 mm, mientras el semirrígido alcanza los 45 mm en el caso del pórtico analizado de tres alturas.

La rigidez de las conexiones, concluyen, puede emplearse para equilibrar los momentos positivos y negativos en las vigas y obtener en consecuencia diseños económicos. No ha de olvidarse que la flecha horizontal es un factor crítico para esta morfología, por lo que deben tenerse en cuenta ambos criterios.

Su propuesta es básicamente una herramienta de análisis. Simplifica el diseño, al incorporar el comportamiento rotacional de la unión y las comprobaciones normativas pertinentes. Como ellos mismos reconocen, es un proceso iterativo, y requiere de ajustes hasta llegar a un equilibrio adecuado. Los criterios preliminares para la elección de los perfiles y uniones requieren otro análisis previo del mismo pórtico con uniones rígidas, y se basan en criterios de resistencia. Al ser, como ellos mismos indican, el Estado Límite de Servicio el crítico, no es una aproximación optimizada al problema de la morfología semirrígida.

4.1.2. Chen, Goto y Richard Liew; Kim y Chen

Chen y otros (1996a) proponen el siguiente procedimiento de diseño para pórticos semirrígidos:

1. Realizar un análisis preliminar. Para ello, recomiendan emplear algún método simplificado, como el *wind-moment* (ver Sección 4.1.4).
2. Seleccionar el tipo de unión y realizar una estimación inicial de sus dimensiones.
3. Determinar la resistencia y rigidez de la unión. Debe conocerse la curva aproximada momento-rotación. Recomendamos emplear para ello uniones con suficiente desarrollo teórico y experimental. Proponen el uso del modelo de tres parámetros (ver p. 78) para modelarla.
4. Comprobar la ductilidad de la unión.
5. Realizar un análisis inelástico de segundo orden en el que se incorporen los efectos de la unión semirrígida.
6. Comprobar los Estados Límite de Resistencia.
7. Comprobar los Estados Límite de Servicio.

En este algoritmo es inevitable iterar para ajustar los correspondientes cambios de sección en perfiles o características de las uniones.

Posteriormente, Kim y Chen (1998) ampliaron y modificaron el algoritmo propuesto:

1. Estimación preliminar de las dimensiones de los perfiles. No aportan criterios.
2. Seleccionar las uniones viga-pilar mediante tablas de diseño.
3. Aplicación de la carga: una de las seis combinaciones de carga que ha de estudiarse según la LRFD (LRFD, 1994).
4. Mediante el modelo de tres parámetros (ver p. 78), obtener la rigidez modificada de la unión.

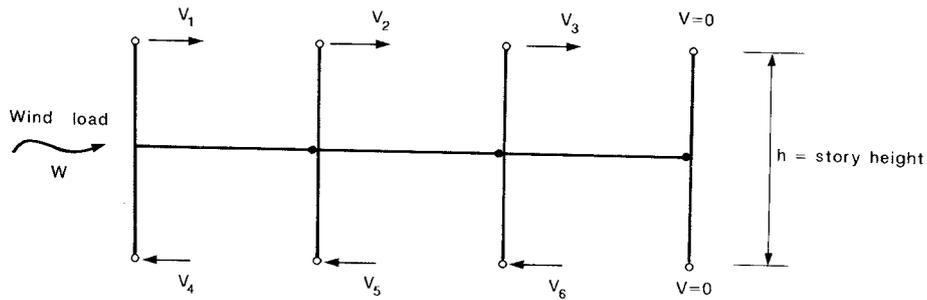


Figura 4.1: Modelo de viento para el método de Disque (1975)

5. Realizar un análisis elástico de primer orden, considerando la unión como un muelle.
6. Comprobar la estabilidad y resistencia de los pórticos, según la normativa LRFD (1994).
7. Comprobar el Estado Límite de Servicio para asegurar un adecuado comportamiento para las cargas de servicio.
8. Volver al paso 3 hasta analizar las seis combinaciones de carga requeridas. Si en algún paso ha de redimensionarse algún perfil, debe volverse al paso inicial.

El proceso fue ampliado posteriormente (Kim y Chen, 2000) para permitir análisis de segundo orden.

Es una propuesta que requiere de un largo proceso iterativo y de la aplicación de complejos métodos de análisis. No proporciona ninguna indicación para simplificar el diseño de la unión o estimar su adecuación al diseño realizado.

4.1.3. Diseño de pórticos semirrígidos traslacionales. La aproximación de Disque

Disque (1975, ref. por Chen y Lui (1991)) propuso diseñar las uniones de modo que plastificaran bajo las cargas gravitatorias mayoradas. Una vez plastificadas, se asume que han alcanzado su momento resistente y no tienen rigidez rotacional.

El correspondiente diseño de las vigas es como biarticuladas bajo cargas gravitatorias. Se ignora el efecto de las uniones por lo que, consecuentemente, las vigas suelen estar sobredimensionadas.

Para el diseño de los pilares, se emplea el modelo mostrado en la Figura 4.1: los puntos de inflexión se sitúan en el centro de cada pilar. Al suponer que las uniones a barlovento se descargarán con una rigidez de la unión equivalente a $S_{j,ini}$ y que las situadas a sotavento se cargarán hasta una rigidez igual a cero, se considera que sólo las conexiones a barlovento inducen momentos en los pilares.

Este método (Disque, 1975) ha recibido diversas modificaciones, en las que destaca la propuesta de Lui (1985): presta mayor consideración al comportamiento diferenciado de carga y descarga de las uniones.

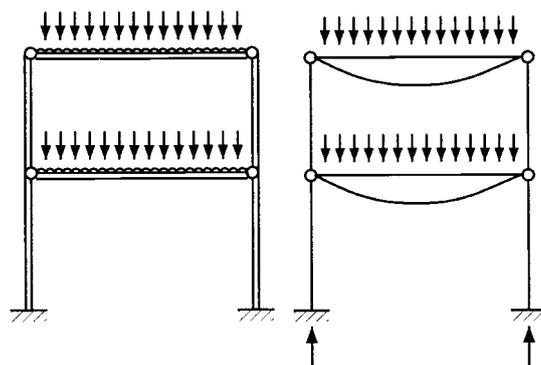


Figura 4.2: Método *wind-moment*. Simplificación del pórtico para cargas verticales (Salter y otros, 1999)

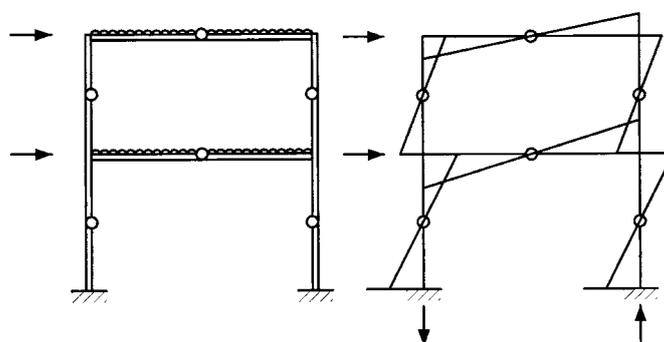


Figura 4.3: Método *wind-moment*. Simplificación del pórtico ante cargas de viento (Salter y otros, 1999)

Otros métodos (Ackroyd, 1987; Barakat y Chen, 1990) surgidos en el ámbito americano se basan en los recogidos en la normativa LRFD (LRFD, 1986). Ackroyd (1987) propone un modelo de cargas gravitatorias más refinado que el propuesto para las construcciones de Tipo 2 (con uniones semirrígidas).

Barakat y Chen (1990), tomando principalmente el método del factor de ampliación del momento (desarrollado inicialmente para pórticos rígidos), modifican sus factores de modo que se puedan incluir los efectos de las uniones flexibles. Las modificaciones propuestas incluyen el empleo de dos rigideces de diseño (R_{k0} y R_{kb}) para las uniones y un factor modificado para el cálculo de la longitud efectiva de los pilares restringidos elásticamente. Proponen realizar dos análisis de primer-orden, modificando la suposición de desplazamiento lateral. Posteriormente se realiza la evaluación del pórtico de acuerdo al método estándar, con la modificación indicada para la longitud efectiva.

4.1.4. Wind-moment

El denominado *wind-moment* es un método de aplicación sencilla, pues simplifica la estructura. La estructura analizada es siempre isostática, de modo que evita emplear

herramientas complejas de análisis. El método (Salter y otros, 1999), que resulta aplicable a edificios de cuatro o menos plantas, realiza dos simplificaciones fundamentales:

- para las cargas verticales las uniones se comportan como articuladas (Figura 4.2);
- ante las cargas de viento las uniones se consideran rígidas. Para mantener la determinación estática se asumen puntos de momento nulo en el centro de vigas y pilares (Figura 4.3).

El primer paso (Salter y otros, 1999) del diseño consiste en dimensionar las vigas para el Estado Límite Último (con cargas mayoradas), suponiendo para ello una fijación en los extremos del 10 %. Seguidamente se analiza el pórtico bajo cargas de viento, con la suposición de que las uniones se comportan rígidamente. Finalmente se suman los esfuerzos internos obtenidos en ambos análisis mediante la aplicación del principio de superposición y la adopción de factores adecuados para cada caso.

Los dos análisis realizados proporcionan las características requeridas de las uniones: deben resistir el momento debido a las cargas de viento y el cortante debido a las cargas verticales. Pero en realidad también soportan momentos significativos generados por las cargas gravitatorias. Por ello, y dado que no se incluyen en el análisis, las uniones empleadas necesitan disponer de suficiente capacidad de rotación para redistribuir estos momentos adicionales no considerados. Salter y otros (1999) proponen para ello el empleo de uniones estandarizadas con probada capacidad rotacional (Salter y otros, 1999, Apéndice D).

Los efectos de segundo orden originados por el desplazamiento horizontal de la estructura, los efectos $P - \Delta$, son incluidos al emplear longitudes efectivas para el cálculo del pandeo superiores a la distancia entre plantas. De este modo se evita el empleo de complicados métodos de análisis de segundo orden.

Las ventajas resultan evidentes: es un método de sencilla aplicación, pues emplea sólo métodos isostáticos. La distribución de momentos y esfuerzos no depende de la rigidez relativa entre los elementos, por lo que es un proceso iterativo.

Este método tiende a sobredimensionar las vigas (Chen y otros, 1996a, p. 372) porque no considera los momentos negativos favorables inducidos por las uniones semirrígidas, que reducen el momento positivo en el vano. Infradimensiona los pilares, pues no incluye el efecto, en este caso negativo, de los momentos que las uniones introducen en ellos, y que afecta particularmente a pilares exteriores o sometidos a momentos desequilibrados. Este efecto no es tan acusado como el indicado en las vigas. Las uniones suelen también estar infradimensionadas, porque no se consideran los efectos de segundo orden presentes en los pórticos traslacionales.

Salter y otros (1999), conscientes de que el método no es aplicable a cualquier morfología y geometría, proponen el algoritmo mostrado en la Figura 4.4 para estimar si el pórtico estudiado resulta o no adecuado para la aplicación de este método.

4.1.5. Leon y Hoffman

Leon y Hoffman (1996) propusieron un método sencillo para el diseño plástico de pórticos semirrígidos y la obtención de su factor de colapso.

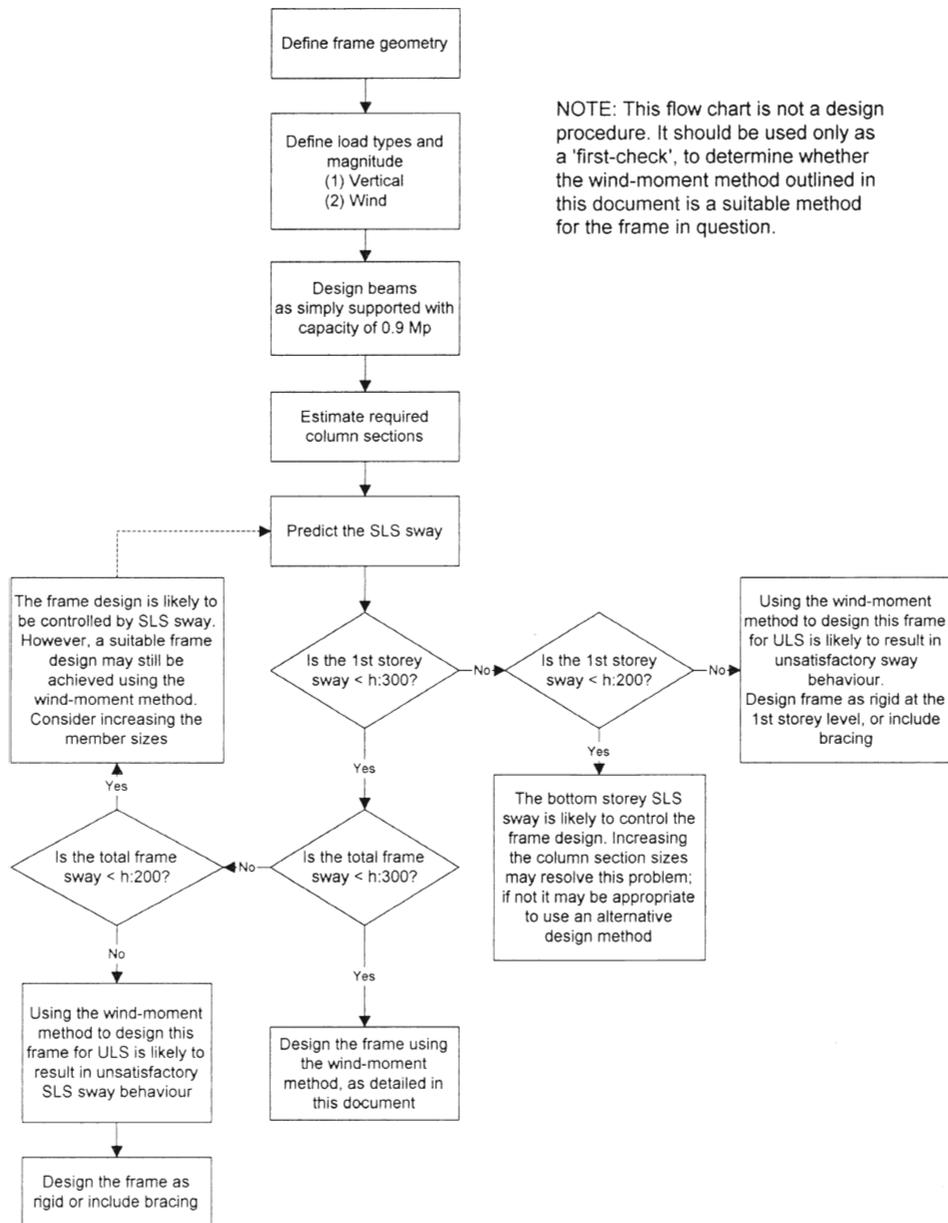


Figura 4.4: Flujo para determinar la adecuación del diseño para la aplicación del método *wind-moment* (Salter y otros, 1999)

En un diseño preliminar del pórtico, fijan las dimensiones de vigas, pilares y las características de las uniones. Proponen tener en cuenta la flecha horizontal del pórtico, y limitarla a un máximo del 0,25 % ($h/400$). Mediante la siguiente fórmula simplificada:

$$\Delta = \frac{V_i h_i^2}{12E} \left(\frac{1}{\sum K_{g,i}} + \frac{1}{\sum K_{c,i}} + \frac{12E}{\sum K_{conn,i}} \right), \quad (4.1)$$

donde V_i es el cortante para la planta i , h_i es la altura de la planta, $K_{g,i}$ es el producto I_b/L_b para cada viga, $K_{c,i}$ es el correspondiente a los pilares, y $K_{conn,i}$ es la rigidez de las uniones, se puede estimar el desplazamiento lateral. En esta formulación se observa cómo el comportamiento lateral está influido por tres factores: pilares, vigas y uniones. La flexibilidad adicional aportada por las uniones ha de compensarse mediante el empleo de más pórticos resistentes a viento. Como regla general, Leon y Hoffman (1996) proponen dimensionar la estructura de modo que los tres componentes del desplazamiento (vigas, pilares y uniones) contribuyan de modo similar al mismo.

Presentan un método simplificado para la estimación del factor de carga crítica de colapso. Como ellos mismos concluyen, no es determinante en el comportamiento de los pórticos semirrígidos. Es la condición de servicio la que realmente controla el diseño de estas morfologías.

4.1.6. Faella, Piluso y Rizzano

El empleo de uniones semirrígidas en pórticos arriostrados permite reducir el momento máximo en el vano y reducir consiguientemente la flecha. Faella y otros (2000) propusieron un método de diseño para pórticos arriostrados con uniones semirrígidas de chapa de testa extendida. Desarrollaron para ello una serie de ábacos de diseño para las uniones (ver Sección 8.1.1 y Figura 4.5).

Su algoritmo de diseño consta de los siguientes pasos:

1. Seleccionar el perfil para la viga, de acuerdo con la solución más económica. Aconsejan tomar el perfil en función del momento óptimo $qL_b^2/16$.
2. Como generalmente la resistencia de diseño va a exceder la requerida, se computa un rango de rigideces válidas:

$$\bar{K}_{sec_{min}} = \max \left\{ \frac{6(1-\alpha)}{3\alpha-1}, \frac{2}{3} \frac{\beta_l}{1-\beta_l}, \frac{2}{3} \frac{\beta_t}{1-\beta_t} \right\} \quad (4.2a)$$

$$\bar{K}_{sec_{max}} = \frac{6\alpha}{2-3\alpha} \quad (4.2b)$$

donde

$$\alpha = \frac{M_{b,Rd}}{\frac{qL_b^2}{8}} \quad (4.2c)$$

y β_l y β_t son factores en función de la sobrecarga y la carga total, respectivamente, definidos como

$$\beta_i = \frac{5}{4} - \frac{96f_i E I_b}{q_i L_b^4} \quad (4.2d)$$

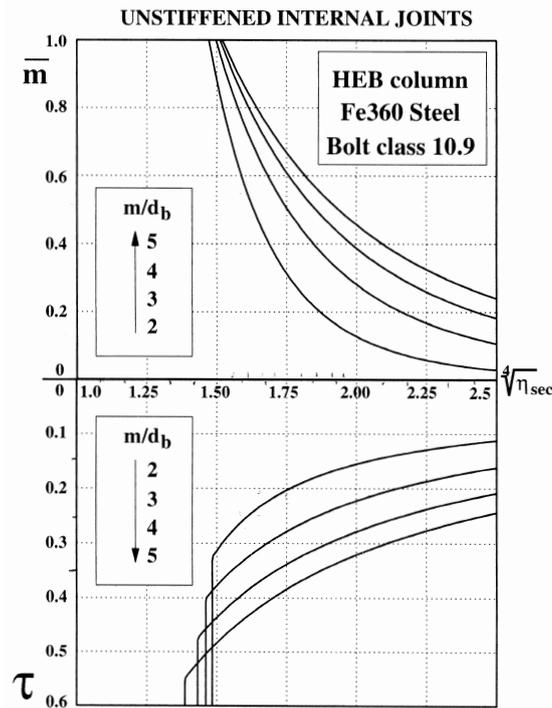


Figura 4.5: Ábaco de diseño de uniones viga-pilar de chapa de testa extendida (Faella y otros, 2000)

En el caso de $K_{sec_{min}}$, las condiciones prescritas comprueban la resistencia de la viga para el momento positivo en el vano, y la condición de flecha para ambos tipos de carga. La condición para $K_{sec_{max}}$ comprueba la resistencia de la viga al momento negativo en las uniones. Así se establecen los rangos de rigidez en los que la viga puede resistir y cumplir las condiciones buscadas de flecha y resistencia.

Para emplear el ábaco de diseño de la unión, (Figura 4.5) las rigideces obtenidas se expresan adimensionalmente por medio del parámetro η_{sec_i} :

$$\eta_{sec_i} = \frac{L_b}{h_b K_{sec_i}}. \quad (4.3)$$

3. Seleccionar una relación m/d_b (m se define como la distancia entre las alas al eje de los tornillos, d_b es el diámetro nominal del tornillo). La resistencia adimensional \bar{m} mínima requerida para la unión se define como

$$\bar{m} \geq \frac{1}{3\alpha} \frac{2}{1 + \frac{L_b}{h_b}}. \quad (4.4)$$

Puede hallarse en el ábaco de la Figura 4.5 el punto de intersección entre la curva discontinua que representa el momento flector en función del factor α (4.2c) y la continua que representa la relación geométrica m/d_b elegida.

4. Comprobar la posición del punto de intersección. Para obtener un diseño válido, ha de estar dentro del rango marcado por $\eta_{secmin} - \eta_{secmax}$. Si no está incluido en dicho intervalo, no puede diseñarse una unión que cumpla dichas condiciones. En tal caso, debe incrementarse la sección de la viga y volver al punto 2.
5. Para la ratio m/d_b seleccionada, estimar en la parte inferior del ábaco el parámetro τ . Este parámetro τ , que se define como

$$\tau = \left(\frac{t_{eq}^3 h_b}{I_b} \right)^{1/4} \quad (4.5)$$

permite obtener el espesor de chapa de testa t_{ep} requerido

$$t_{ep} = \frac{t_{eq} t_{fc}}{(t_{fc}^3 - t_{eq}^3)^{1/3}} \quad (4.6)$$

La fórmula (4.6) puede aplicarse siempre que el espesor del ala del pilar t_{fc} sea mayor que el equivalente t_{eq} obtenido. Esta condición implica que, fijada la viga, es imposible diseñar una unión de características determinadas con una sección arbitraria de pilar.

4.1.7. Goverdhan y Lindsey; Rex y Goverdhan

Goverdhan y Lindsey (1996); Rex y Goverdhan (2000) muestran el método de diseño para estructuras semirrígidas que emplean en su oficina de ingeniería. Estos artículos no destacan por la importancia de su aportación teórica, sino por exponer una visión práctica. En su opinión, una serie de carencias impiden extender la construcción semirrígida —aseguran ser la única firma en Estados Unidos que diseña con uniones semirrígidas (Rex y Goverdhan, 2000)—: no hay una guía que proporcione criterios claros sobre su mayor economía y en qué casos es así; no hay una guía de diseño para este tipo de estructuras; no hay software comercial que incorpore los métodos que se proponen en los artículos.

En su estudio han desarrollado un programa de análisis computacional que cumple con los requerimientos mínimos: modela explícitamente las uniones en los extremos de las vigas y realiza análisis de segundo orden.

Sugieren el siguiente procedimiento de diseño:

1. Realizar unos primeros análisis con cargas de servicio y considerando las uniones como articuladas.
2. Computar las cargas en los pilares.
3. Comprobar la resistencia de la estructura bajo cargas mayoradas.
4. Incluir la rigidez de las uniones en el modelo (los pasos previos del análisis se han hecho con uniones articuladas).

5. Analizar las diversas combinaciones de carga recogidas en la normativa para el cálculo de los desplazamientos laterales y verticales.
6. Analizar las combinaciones de carga pertinentes para la comprobación de la resistencia de la estructura.
7. De la envolvente de los resultados de estos últimos análisis se obtienen los esfuerzos finales en vigas y pilares.

Para el análisis emplean una rigidez secante, con idéntica curva de carga y descarga. La aplicación de cualquier otro modelo para el comportamiento de la unión resulta implanteable desde un punto de vista práctico.

4.1.8. Steenhuis, Gresnigt y Weynand

Steenhuis y otros (1994, 1998) realizaron una somera propuesta para el diseño de un pórtico de acero con uniones semirrígidas:

1. Modelo mecánico del pórtico en el edificio.
2. Estimación de cargas.
3. Prediseño de las vigas y pilares. Estimación de la rigidez de las uniones.
4. Determinación de las fuerzas y desplazamientos en el pórtico (con la rigidez de la unión incluida en el análisis).
5. Comprobación de vigas y pilares para los estados límite.
6. Si se requiere, ajuste de vigas y pilares, y vuelta al paso 4.
7. Diseño de las uniones semirrígidas con la resistencia y rigidez previamente estimadas.

Esta propuesta supone un reparto de tareas entre el diseñador de la estructura, que se ocupa del análisis global del pórtico, y el taller, que define las características geométricas definitivas de la unión. Con las uniones tradicionales no era necesario un intercambio de información entre ambos, pero sí lo es con las uniones semirrígidas. Proponen que, mediante el empleo de fórmulas sencillas (que se expondrán en la Sección 8.1.2) el diseñador obtenga unos valores realistas para la unión que se correspondan con los que obtendrá después el taller al realizar el diseño definitivo. Es por ello que el diseño de la unión es mandado al último paso del proceso, con la certeza de que los valores previamente empleados en el modelo y análisis estructurales son realistas.

Este proceso incluye explícitamente la rigidez aportada por las uniones, nada más. Steenhuis y otros (1994) sólo proponen tener en cuenta que las uniones tienen algo de rigidez. No cuestionan el grado de rigidez óptimo o adecuado para las mismas.

Kozlowski (2005)¹ propuso un proceso de diseño muy similar. Tampoco indicó unos criterios para la elección de la rigidez adecuada. Presentó un cuadro que permitía el prediseño de las vigas en función de la rigidez de la unión y un ábaco para estimar el desplazamiento lateral del pórtico. Este último, mostrado en la Figura 4.6 obtenía la rigidez lateral del pórtico en función de la resistencia relativa k_M y la rigidez relativa k_S .

¹La propuesta presentada por Kozlowski (2005) es posterior a la realizada en este capítulo.

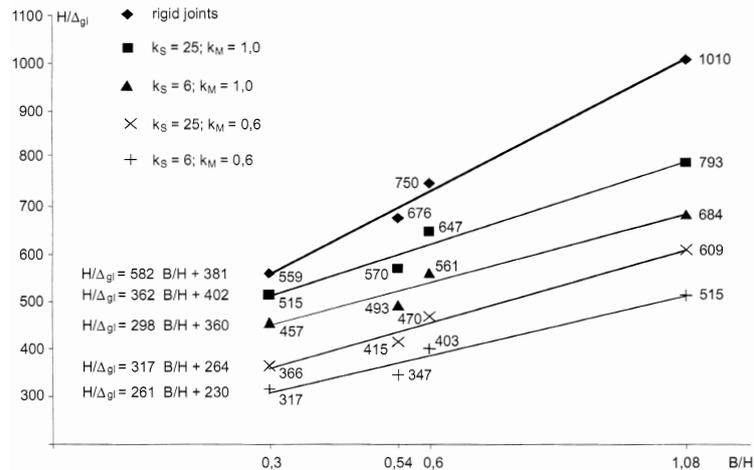


Figura 4.6: Ábaco para la estimación del desplazamiento lateral del pórtico (Kozłowski, 2005)

Al ser el Estado Límite de Servicio una condición límite para este tipo de estructuras, puede emplearse este ábaco como un criterio rápido para obtener la rigidez requerida para la unión.

4.1.9. Couchman

Couchman (1997) propone un método para el diseño de pórticos semi-continuos arriostrados. Proporciona unas reglas sencillas para el análisis y comprobación de vigas y pilares. Las uniones propuestas son una serie de uniones de chapa de testa estandarizadas que presenta en Couchman (1997, Apéndice C).

Sugiere el siguiente esquema y condiciones de diseño para cada elemento:

- Prediseño.
 - Pilares. Seleccionarlos según las cargas axiales. Para el caso de pilares exteriores, limitar su tensión al 80 %, mientras que en los internos puede llegarse al 100 % de aprovechamiento. Estos límites de utilización deben modificarse si hubiera vanos de diferentes luces o uniones de diferente rigidez.
 - Vigas. Seleccionar vigas de clase 1 ó 2, y tomar el siguiente criterio de selección:

$$\text{para un vano interno:} \quad M_{pl.b} \approx 0,70M_0, \quad (4.7a)$$

$$\text{para un vano externo:} \quad M_{pl.b} \approx 0,80M_0; \quad (4.7b)$$

donde M_0 es el momento flector total para el Estado Límite Último.

- Diseño final.
 - Uniones. Seleccionarlas de la lista de estandarizadas que él mismo proporciona (Couchman, 1997, Apéndice C). Su resistencia debe ser, como mínimo, la diferencia entre la resistencia de la viga y el momento M_0 . Couchman

(1997) recomienda no sobrepasar, en el caso de una unión interna, el 50 % de la capacidad de la viga.

- Vigas. Calcular la flecha para la carga de servicio (sin mayorar). Puede emplearse la fórmula simplificada:

$$\delta = \frac{\beta}{384} \frac{qL_b^4}{EI_b} \quad (4.8)$$

para una viga con carga uniforme, siendo β un coeficiente que se relaciona con la resistencia relativa de la unión. Si la resistencia de la unión es superior al 45 % de la viga, $\beta = 3,0$; si es menor, $\beta = 3,5$.

Comprobar también la frecuencia de resonancia. Puede expresarse, simplificada, tal que

$$f_i = \frac{18}{\sqrt{\delta_c}} \quad (4.9)$$

donde δ_c es la flecha debida a las concargas, expresada en mm. La frecuencia para edificios debe ser superior a 3 Hz (Wyatt, 1989).

- Pilares. Comprobar el pandeo general del pilar bajo la carga axial aplicada en combinación con cualquier momento desequilibrado que haya debido a las uniones.

4.1.10. Algoritmo genético

Dentro de las propuestas de diseño realizadas para pórticos semirrígidos, no pueden faltar los diversos intentos de obtención de pórticos optimizados mediante un algoritmo genético (Hayalioglu y Degertekin, 2004a,b; Kameshki y Saka, 2001; Mahfouz, 1999; Sánchez, 1999b). Estas propuestas tratan de obtener el pórtico de menor peso o menor costo mediante criterios genéticos. Se genera una *población* de pórticos iniciales que, generación tras generación, van combinando y mutando sus características. Los descendientes se someten a un proceso de *selección natural*. Tras varias generaciones, un individuo (pórtico) domina la población: éste es el pórtico óptimo (Figura 4.7).

Estos procesos de diseño no resultan adecuados para el diseño práctico. Requieren una gran cantidad de recursos computacionales y un gran número de iteraciones para alcanzar el número de generaciones necesario para obtener el individuo óptimo dominante.

4.2. Filosofía de diseño y metodología

Analicemos el método habitual de diseño de pórticos estructurales de acero que se reproduce en la Figura 4.8 (Cabrero y Bayo, 2005a). Comienza con la elección previa de la morfología estructural y el tipo de unión a emplear, rígida o articulada. El comportamiento de la unión se incluye de forma implícita en el análisis estructural; es una decisión morfológica *a priori*. La unión articulada y rígida tienen perfectamente definido su comportamiento teórico, por lo que el análisis y diseño de la estructura puede realizarse sin más información. No se requiere diseñar la unión hasta haber dimensionado

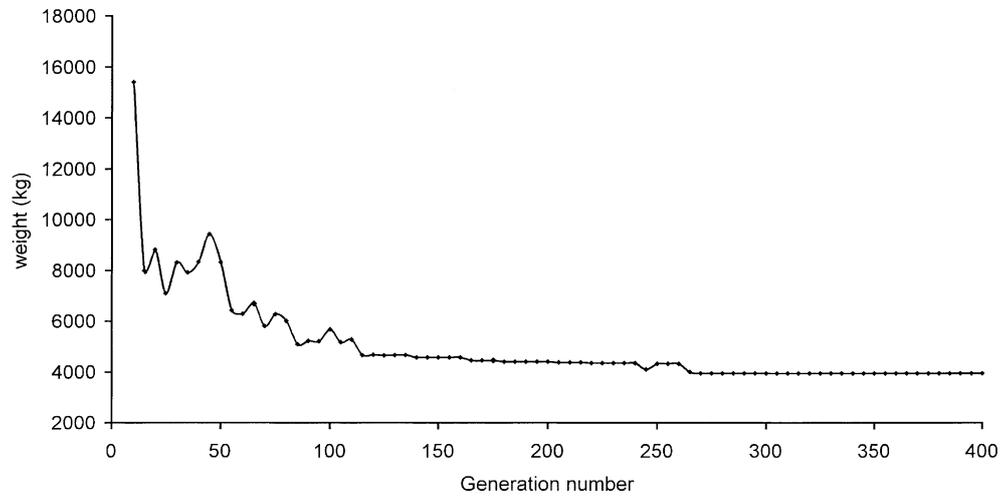


Figura 4.7: Proceso histórico de las diversas generaciones calculadas hasta la obtención del pórtico optimizado (Kameshki y Saka, 2001)

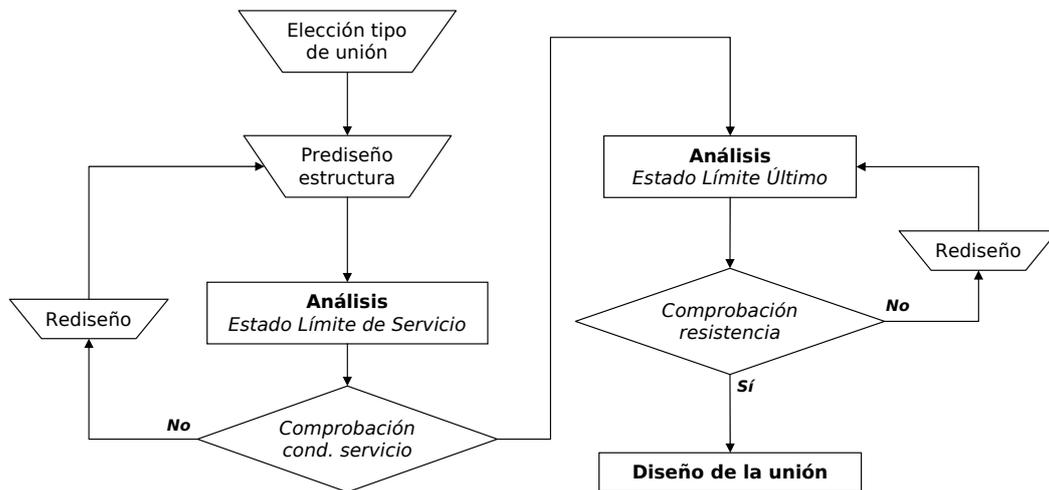


Figura 4.8: Método habitual de diseño

completamente la estructura. Y para diseñarla, simplemente ha de emplearse uno de los tipos tradicionalmente empleados: se dispone de un amplio surtido de uniones con sus características perfectamente definidas y adecuadas a la suposición morfológica inicial (articulada-rígida).

Así, según el modo de organización y el reparto de tareas, en muchos casos el diseño de la unión corresponde al taller, al que el proyectista facilita las suposiciones teóricas empleadas en el cálculo y las solicitaciones resultantes. El proyectista desarrolla la morfología adecuada a modo de esquema unifilar, con una mera indicación de las uniones. Corresponde al taller desarrollar y ejecutar tal esquema. Quien diseña la estructura no es quien define la unión. La unión es un añadido *a posteriori*.

Debe concederse un papel más importante (el que realmente debería tener) a la unión en el proyecto de las estructuras de acero; de ella depende en gran medida el comportamiento y eficiencia de la estructura (ver Capítulo 2).

Como ya se explicó previamente en la Sección 3.2, el Eurocódigo (CEN, 2005a,b) requiere la consideración del comportamiento real de la unión. Con las uniones tradicionales, la experiencia en su uso facilita esta labor. Sin embargo, para la unión semirrígida (cuyas características estructurales, dada la ausencia de rigidizadores, dependen de las dimensiones de los perfiles confluyentes) es necesario conocer los perfiles estructurales. De igual modo, para saber las dimensiones de dichos perfiles se requiere conocer las características de la unión. Sin perfiles no hay unión, y sin unión no hay perfiles. El diseñador debe enfrentarse a un proceso iterativo con un alto grado de indefinición.

Estimar previamente las características de la unión es fundamental para poder incluir el comportamiento semirrígido de un modo sencillo. Así, se dispone de la información de los perfiles empleados para poder diseñar la unión y, además, se dispone de la rigidez y resistencia supuestas para el diseño estructural. Dada la importancia de este factor, el Capítulo 8 se dedicará a la obtención de un modelo sencillo para la obtención de las características de uniones semirrígidas de chapa de testa extendida.

4.2.1. Rigidez inicial óptima

Como ocurre en el diseño con uniones *tradicionales* (articuladas y rígidas), para definir el punto inicial de partida se requiere una rigidez teórica de la unión. En el caso de las uniones articuladas y rígidas, se supone respectivamente infinita y nula. ¿Qué rigidez teórica inicial asignar a las uniones semirrígidas?

De modo general, pueden simplificarse las estructuras porticadas habituales a vigas que soportan las cargas de los forjados y las distribuyen a los pilares. Las vigas resisten principalmente cargas uniformemente distribuidas procedentes de los forjados.

Las distribuciones de momentos flectores resultante para los casos de una única viga con uniones articuladas (Figura 4.9(a)) o rígidas (Figura 4.9(b)) son sobradamente conocidas. Ambos casos constituyen dos condiciones teóricas y *extremas* de sujeción de la viga. La unión semirrígida es un caso cualquiera intermedio entre ambas. Los momentos resultantes para la misma viga con uniones semirrígidas estarán por tanto

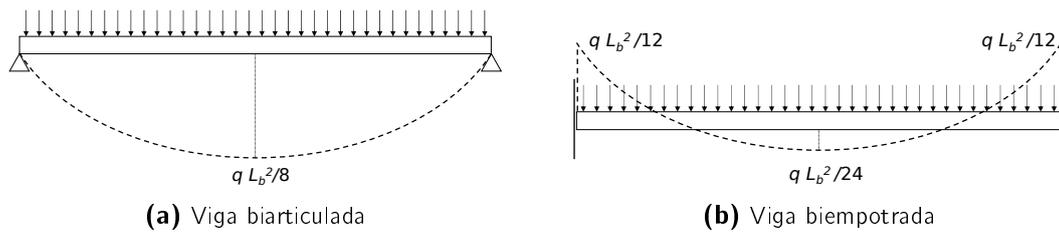


Figura 4.9: Distribución de momentos para una viga con carga uniformemente distribuida en el caso de unión articulada y rígida

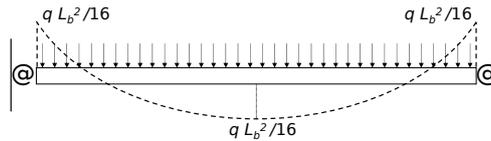


Figura 4.10: Distribución de momentos óptima para una viga con uniones semirrígidas y carga uniformemente distribuida

comprendidos y limitados entre estos extremos:

$$\frac{qL_b^2}{12} < M_v < \frac{qL_b^2}{8}, \quad (4.10a)$$

$$0 < M_a < \frac{qL_b^2}{24}, \quad (4.10b)$$

$$M_v - M_a = \frac{qL_b^2}{8}. \quad (4.10c)$$

De las infinitas posibilidades de reparto de momentos (4.10), existe una con características especiales. Es aquélla en la que el valor absoluto del momento máximo en el vano coincide con el de las uniones, como se muestra en la Figura 4.10, tal que

$$|M_a| = |M_v| = \frac{qL_b^2}{16}. \quad (4.11)$$

Este reparto de momentos posee la propiedad característica de ser la distribución mediante la que se obtiene el diseño de viga de menor peso, según demuestra Xu (2001). Conlleva el mejor aprovechamiento de la sección de acero. Al ser las secciones en I (IPE, HEB) habitualmente empleadas para las vigas doblemente simétricas (horizontal y verticalmente), y el acero un material de comportamiento isótropo y homogéneo a tracción y compresión, los momentos máximos positivo y negativo que agotan la sección poseen el mismo valor absoluto (Figura 4.11).

La rigidez rotacional de las uniones requeridas para obtener dicha distribución óptima, $S_{j,opt}$, puede hallarse fácilmente mediante el diagrama *beam-line* mostrado en la Figura 4.12 (Faella y otros, 2000). En él se expresa mediante la recta

$$M^+ = \frac{qL_b^2}{12} - \frac{2EI_b}{L_b}\varphi \quad (4.12)$$

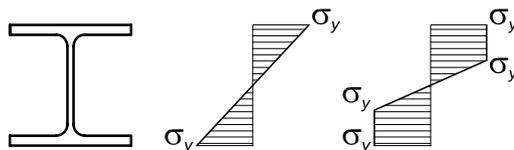


Figura 4.11: Agotamiento plástico de una sección estándar de acero. Al ser doblemente simétrica, las zonas de tracción y compresión plastifican simultáneamente

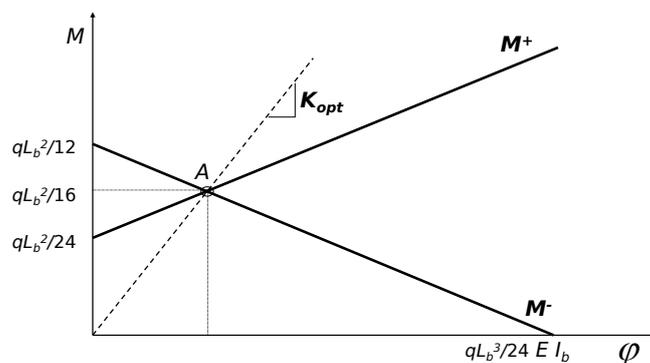


Figura 4.12: Diagrama *beam-line* en el que se muestra la obtención de la rigidez rotacional óptima para una viga con carga uniformemente distribuida

el valor del momento en el vano, M_v , para la viga con carga uniformemente distribuida. Del mismo modo, la recta

$$M^- = \frac{qL_b^2}{24} + \frac{2EI_b}{L_b}\varphi, \quad (4.13)$$

indica los valores del momento negativo, M_a , correspondiente a la unión.

El punto A de intersección de ambas líneas es el correspondiente a la distribución óptima buscada (4.11).

En dicho punto A se cumple:

$$M^+ = M^- = \frac{qL_b^2}{12} - \frac{2EI_b}{L_b}\varphi = \frac{qL_b^2}{24} + \frac{2EI_b}{L_b}\varphi. \quad (4.14a)$$

Los valores en este punto de intersección del momento y el giro son

$$M_{opt} = \frac{qL_b^2}{16}, \quad (4.14b)$$

$$\varphi_{opt} = \frac{qL_b^3}{96EI_b}. \quad (4.14c)$$

Y la rigidez consiguientemente requerida, $S_{j,opt}$, es

$$S_{j,opt} = \frac{M_{opt}}{\varphi_{opt}} = 6 \frac{EI_b}{L_b}. \quad (4.14d)$$

Esta rigidez óptima es $\alpha_{EC} = 6$ según el Eurocódigo, que se corresponde a un valor $r = 0,66$ (ver Sección 1.4.2). Es el valor óptimo de rigidez rotacional para las uniones semirrígidas que se va a tomar como punto de partida teórico para el método de diseño propuesto (Cabrero y Bayo, 2005a).

4.2.2. Resistencia requerida

Además de la rigidez requerida, para el diseño de la unión se requiere asegurar que ésta posee una resistencia suficiente². Al igual que en la rigidez, se busca una aproximación optimizada y adecuada al requerimiento.

Dhillon y O'Malley III (1999) propusieron (ver Sección 4.1.1) seleccionar las uniones en función de su resistencia. En concreto, escogían la unión de modo que soportara el 90 % del momento resultante para la misma viga biempotrada. No resulta un criterio optimizado para el trabajo con uniones semirrígidas sin rigidizadores. Puede haber situaciones en las que tal incremento de resistencia no sea necesario, pues las uniones no van a someterse a tal nivel de esfuerzos. Además, puede resultar muy complicado obtener la resistencia requerida sin el empleo de rigidizadores —la ausencia de rigidizadores es una de las principales ventajas (sobre todo económicas) del empleo de uniones semirrígidas—.

Dado que la resistencia y la rigidez están íntimamente ligadas, un aumento excesivo de la resistencia implica un aumento innecesario de la rigidez. Se propone un encaje más optimizado del requerimiento de resistencia: la mínima resistencia requerida debe ser tal que pueda soportar el esfuerzo más desfavorable obtenido para esa unión en el análisis elástico (Cabrero y Bayo, 2005a).

Esta aproximación permite la aparición de rótulas en el análisis plástico. Dichas rótulas se producirían inicialmente en las uniones, pues resultan éstas de *resistencia parcial*³. La aparición de rótulas plásticas en una primera fase en las uniones en vez de en otros puntos de la estructura es una recomendación en el caso de diseño plástico en zonas sísmicas, pues facilita su posterior reparación.

4.2.3. Ductilidad rotacional requerida

Al permitir la aparición de rótulas plásticas, debe asegurarse ductilidad *suficiente*. Los perfiles habituales en edificación suelen corresponder a la Clase 1. Poseen suficiente capacidad rotacional, y se permite realizar análisis plásticos de la estructura (CEN, 2005a). Para las uniones, el tema de la capacidad rotacional, como se ha visto en capítulos anteriores (ver Sección 3.2.3) está actualmente en avance y discusión. El Eurocódigo 3 parte 1.8 (CEN, 2005b, apartado 6.4) proporciona unas muy someras recomendaciones al respecto.

Dado que no es el caso de la presente investigación ahondar en el tema de la capacidad rotacional de las uniones, se indican unas breves orientaciones en este apartado

²Como se verá posteriormente en el Capítulo 6, la resistencia de la unión no es una característica independiente de la rigidez.

³Como se puede ver en las gráficas mostradas en la Figura 1.3 y en el Capítulo 6, es hipotéticamente imposible obtener uniones de resistencia total sin rigidizar el pilar.

(principalmente las recogidas en el Eurocódigo). Sólo si el componente *débil* de la unión es el alma del pilar a cortante, el ala del pilar a flexión o la chapa de testa a flexión, puede inferirse que la unión posee suficiente capacidad rotacional. De estos componentes, sólo la chapa de testa pertenece a la conexión (la parte “controlada” por el diseñador). Para propiciar que éste sea el componente que rijas el comportamiento post-crítico de la rótula, una solución sencilla es el uso de uniones con chapa de testa *fina*⁴.

4.2.4. Interacción con el cortante

Este tema fue abordado previamente (Sección 3.3.3) con mayor detenimiento. Baste recordar ahora la existencia del factor de interacción β (3.38). Dicho factor adoptaba el valor límite de cero para el caso de uniones a ambos lados del pilar con momentos del mismo signo e igual magnitud; y dos en el caso de uniones a ambos lados con momentos descompensados de igual magnitud. En el caso de uniones a un único lado del pilar (uniones de esquina), toma el valor unidad.

Como la β debe incluirse en el modelo de componentes para la obtención de las características de la unión, es necesario conocer su valor para ajustar la unión a los esfuerzos reales, que sólo se conocen tras saber las características de la unión. Su inclusión implica un proceso iterativo de cálculo de toda la estructura. La necesidad de eliminar este factor, como ya se explicó, derivó en la propuesta de un nuevo método (Bayo y otros, 2006a).

4.2.5. Algunas reglas simples de prediseño

Con todo lo anteriormente expuesto, y junto con las conclusiones del análisis paramétrico de uniones de chapa de testa extendida que se presentará en el Capítulo 6, pueden establecerse unas recomendaciones para el prediseño del pórtico:

- El parámetro β puede estimarse inicialmente como $\beta = 0,5$ para uniones internas y como $\beta = 1$ para uniones de esquina.
- La distancia vertical entre las filas de tornillos puede obviarse inicialmente. Los valores máximos de resistencia y rigidez se obtienen a mayor cercanía de los tornillos a las alas de la viga (como se verá en el Capítulo 6). Por limitaciones constructivas, la distancia mínima entre las filas puede tomarse como unos 80 mm.
- Si la chapa de testa es más fina que el ala del pilar, la chapa de testa a flexión resultará probablemente el componente más débil.
- Como corolario al anterior, si la chapa de testa es más gruesa que el ala del pilar, el componente más débil vendrá determinado por el ala o el alma del pilar.
- Con valores altos de β , el componente débil es el alma del pilar.

Pueden considerarse dos espesores *límite* (fino y grueso) para la chapa de testa en el prediseño de la unión, de modo que se obtengan con ambos los valores límite de

⁴El empleo de chapa de testa fina reduce la rigidez y resistencia de la unión, por lo que debe llegarse a un equilibrio entre los tres requerimientos.

resistencia y rigidez posibles para los perfiles de viga y pilar requeridos. El método de prediseño que se presentará en el Capítulo 8 sirve también como comprobación de la existencia de una unión adecuada a los requerimientos que se van determinando. En los ejemplos presentados en la Sección 4.4 se mostrará la aplicación paralela del método de diseño de la estructura (presentado en este capítulo) con el método de prediseño de la unión de chapa de testa extendida del Capítulo 8.

4.3. Procedimiento general de diseño

Se proponen dos algoritmos de diseño (Cabrero y Bayo, 2005a): análisis elástico y plástico⁵. Ambos comparten la misma filosofía de partida. Previamente a cualquier análisis, se determina la rigidez inicial de la unión: la óptima, previamente desarrollada en la Sección 4.2.1. El análisis estructural incluye la rigidez de la unión. La resistencia requerida de las uniones se deriva a partir de los resultados de los análisis realizados, según lo expuesto en la Sección 4.2.2. Las uniones se diseñan tras haber diseñado toda la estructura, y de modo independiente, con los valores requeridos obtenidos durante el cálculo. Para ello, en cada paso se ha comprobado la viabilidad de los citados requerimientos mediante fórmulas sencillas de prediseño. En el Capítulo 8 se presentará la desarrollada para uniones de chapa de testa extendida.

El cambio de mentalidad requerido es mínimo en comparación con los métodos tradicionales de trabajo mostrados en la Figura 4.8. El diseñador trabaja siempre con modelos estructurales sencillos y totalmente determinados. La única complicación añadida es la introducción en el modelo de las propiedades mecánicas de la unión. Pueden incluirse mediante un muelle rotacional equivalente o, en su defecto, mediante el elemento viga equivalente presentado en la Sección 3.3.2.

El modelo estructural empleado para la unión en los ejemplos que se desarrollarán en la Sección 4.4 es el del Eurocódigo (ver Sección 3.3.4), pero la propuesta podría adaptarse fácilmente a cualquier otro marco normativo.

4.3.1. Método elástico de diseño.

En la Figura 4.13 se desarrolla el método de diseño propuesto para un análisis elástico del pórtico. A continuación se explican de forma más detallada sus diferentes partes.

Prediseño

Tras la decisión morfológica estructural inicial y su adecuación al proyecto arquitectónico, el primer paso es realizar una estimación rápida de las dimensiones de la estructura. El pórtico con uniones semirrígidas no es una estructura isostática. La distribución de los esfuerzos depende de la dimensión y rigidez relativa de los elementos que la configuran.

⁵Los métodos de diseño aquí explicados fueron presentados en Cabrero y Bayo (2004) y Cabrero y Bayo (2005a)

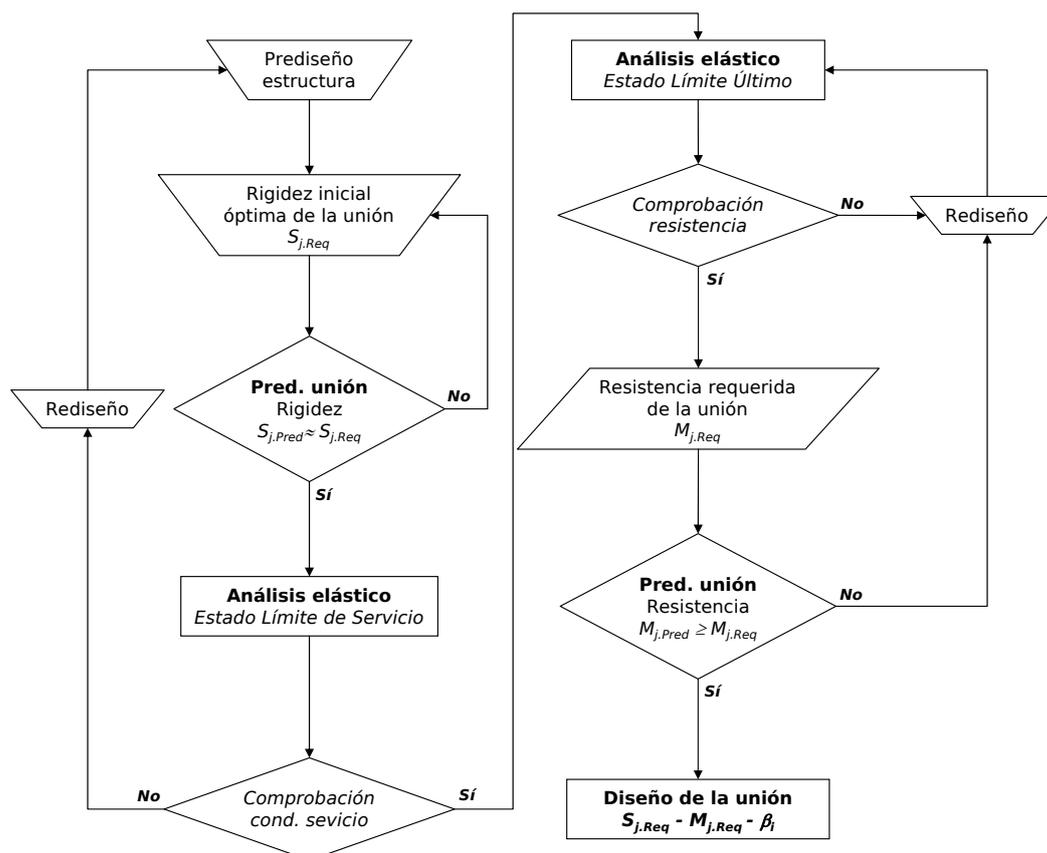


Figura 4.13: Método propuesto para el diseño elástico

Para esta estimación inicial pueden adoptarse dos criterios: resistencia o flecha. Los requerimientos de servicio tienden a ser el factor más crítico. Por ello, y de acuerdo con otros autores (Dhillon y O'Malley III, 1999; Kim y Chen, 2000), se recomienda usar primordialmente dicho criterio para esta fase.

La flecha máxima de una viga semirrígida con carga uniforme es (Gere y Timoshenko, 1986, Apéndice G)

$$\delta_{max} = \frac{5qL_b^4}{384EI_b} - \frac{qL_b^2 L^2}{8EI_b} = \frac{qL^4}{192EI_b} \quad (4.15a)$$

Puede establecerse la condición de flecha como un valor mínimo de inercia requerido para la viga

$$I_{min} = \frac{qL_b^3 f}{192E} \quad (4.15b)$$

siendo f la condición de flecha relativa L_b/f requerida para la viga estudiada.

Puede además comprobarse que el perfil obtenido cumple el requerimiento resistente, expresado por

$$W_{req} = \frac{\gamma_0 \frac{qL_b^2}{16}}{\sigma_y}, \quad (4.16)$$

pues debe resistir al menos el momento óptimo de $qL_b^2/16$.

Análisis elástico

Se define la rigidez de cada una de las uniones según la rigidez óptima previamente indicada (Sección 4.2.1). Esta rigidez ha de ser introducida en el modelo estructural con muelles rotacionales o métodos equivalentes (descritos en la Sección 3.3.2).

Tras componer el modelo estructural, se realiza el análisis de la estructura. Se propone realizar un análisis de segundo orden para ambos estados límite. El valor máximo del momento flector presente en cada una de las uniones para la envolvente de las combinaciones realizadas expresa la resistencia mínima requerida en cada una de las uniones, $M_{j,Req}$.

Ambos requerimientos de las uniones (rigidez y resistencia) pueden ser verificados para cada unión en este punto. De este modo se asegura la existencia de una unión que los satisfaga. Se requieren para ello métodos de prediseño de la unión (en el Capítulo 8 se desarrolla una propuesta para el caso de uniones semirrígidas de chapa de testa extendida). Gracias a ellos se puede determinar la validez y factibilidad de los valores requeridos.

Si en el análisis y comprobación de los Estados Límite debe modificarse algún elemento, se requiere retornar al primer paso y comenzar de nuevo.

Diseño de la unión

La viabilidad de las características requeridas de la unión ha sido verificada previamente en los pasos anteriores (cada vez que se ha determinado una característica de la unión se ha procedido a validarla). Es por ello que este último paso es un proceso directo en el que se diseña la unión en detalle. Las comprobaciones previas simplifican el proceso de diseño, haciendo innecesarias las iteraciones.

Por virtud de los métodos de prediseño, puede estimarse una geometría válida para los requerimientos (rigidez y resistencia). Es decisión del proyectista el grado de optimización al que llegar en el diseño de la unión. Se presenta un flujo detallado del diseño de la unión en la Figura 4.14.

Diseño de la resistencia. Se ha realizado un análisis elástico del pórtico, por lo que no se permite la formación de rótulas plásticas. El criterio de diseño resulta sencillo: la resistencia de la unión $M_{j,Rd}$ ha de ser mayor que el presente en la unión, $M_{j,Req}$.

Pero el Eurocódigo obliga a tomar la rigidez secante de la unión para el cálculo de la estructura cuando el grado de resistencia requerido para la unión sea superior a $\frac{2}{3}M_{j,Rd}$ (CEN, 2005b, apartado 5.1) (Sección 3.3.4). Una primera comprobación del grado de resistencia requerido simplifica la posterior elección de la rigidez requerida.

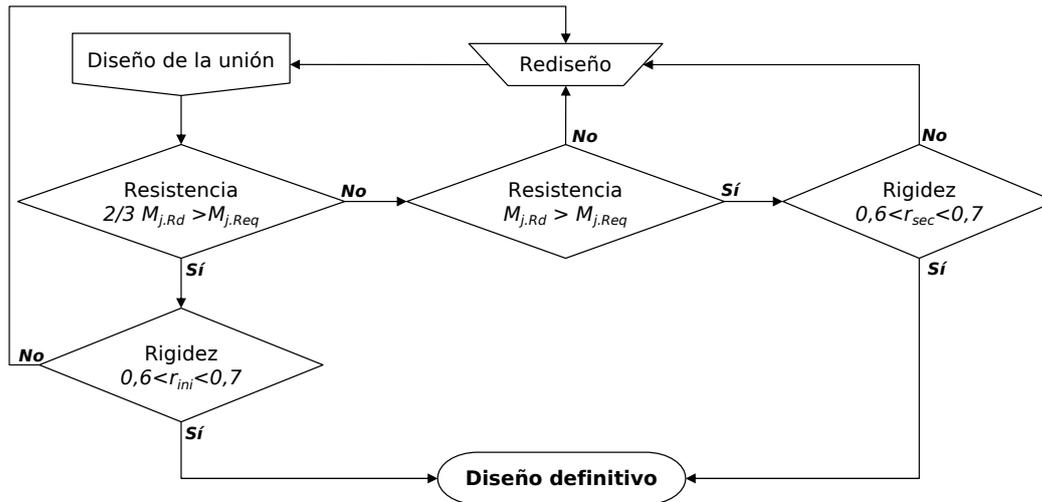


Figura 4.14: Proceso para el diseño elástico de la unión

Así, la comprobación inicial es

$$M_{j,Req} < \frac{2}{3} M_{j,Rd}. \quad (4.17)$$

Esta condición limita en menor grado la rigidez. De no cumplirse, obviamente ha de cumplirse la más general

$$M_{j,Req} < M_{j,Rd}. \quad (4.17')$$

Diseño de la rigidez. Encajar con total precisión el valor requerido para la rigidez puede resultar tarea ardua. Siguiendo una filosofía similar a la utilizada en los códigos modernos como el Eurocódigo (recordar los criterios comentados en la Sección 2.1.2), se propone adoptar un rango de valores de rigidez válidos. Como límites del intervalo aceptado se toman aquéllas variaciones de rigidez que modifican el comportamiento estructural en un valor inferior al 5%.

Esta variación admisible resulta imposible de cuantificar a partir del valor cuantitativo de la rigidez o a partir de la definición de rigidez del Eurocódigo (ver Sección 1.4.2). Puede ser determinada de modo muy sencillo expresándola en función del factor de fijación previamente explicado en la Sección 1.4.2. Como ya se indicó, este factor se relaciona linealmente con el giro de la viga adyacente. Por ello, el rango admitido es el correspondiente a una variación máxima del índice de $\pm 0,5$. El valor óptimo fue fijado (Sección 4.2.1) en $r \approx 0,65$. Por ello, el rango rigideces admisibles es

$$0,6 \leq r \leq 0,7. \quad (4.18)$$

La rigidez requerida, $S_{j,Req}$, puede ser tanto la secante como la inicial, en función del grado de resistencia requerido para la unión, como se explicó en el apartado anterior, *Diseño de la resistencia*:

- Caso de cumplirse la condición indicada en (4.17), y ser el grado de esfuerzo requerido en la unión inferior a $\frac{2}{3}M_{j,Rd}$, el cálculo se desarrolla con la rigidez inicial, por lo que

$$0,6 \leq r_{ini} \leq 0,7. \quad (4.18')$$

- Caso contrario, la rigidez adoptada en el cálculo ha de ser necesariamente la secante, por lo que

$$0,6 \leq r_{sec} \leq 0,7, \quad (4.18'')$$

La rigidez secante, en el caso del Eurocódigo, es la inicial reducida un valor $\eta = 2$ (como se explicó en la Sección 3.3.4). Por tanto, expresando la rigidez inicial $S_{j,ini}$ según el factor de fijación, $\alpha_{EC} = 12$ se corresponde con $r = 0,8$, por lo que se obtienen los límites

$$0,75 \leq r_{ini} \leq 0,85 \quad (4.18')$$

Si la rigidez obtenida para la unión cumple los límites señalados, es obvio que la unión resulta válida, y puede procederse a afinar el diseño de la misma. Si no, debe volver a diseñarse. Como los parámetros de diseño implicados en la unión son pocos y los perfiles de pilar y viga forman parte activa en la determinación de esta resistencia, este rediseño puede implicar una vuelta al primer paso del diseño de la estructura, al redimensionar los perfiles. Tal iteración resulta cuando menos incómoda. Por eso cobra especial importancia la comprobación en cada paso de la viabilidad de las condiciones requeridas. En los ejemplos desarrollados que se expondrán posteriormente (Sección 4.4) se verá detalladamente su aplicación paralelamente al diseño de la estructura.

4.3.2. Método plástico de diseño.

En la Figura 4.15 se indica el flujo de diseño propuesto para el diseño plástico de la estructura con uniones semirrígidas (Cabrero y Bayo, 2005a). Es bastante similar al expuesto previamente para el análisis elástico. Los conceptos y metodologías principales permanecen; varía el tipo de análisis acometido. A continuación se exponen las diferencias existentes respecto al método anterior de diseño elástico.

Análisis elástico: Estado Límite de Servicio

El comienzo del diseño permanece como en el método elástico (Sección 4.3.1). Tras elegir la rigidez óptima para la unión, se introduce ésta en el modelo estructural y se realiza el análisis del Estado Límite de Servicio. La propuesta es realizar un análisis elástico, de modo que no se produzcan rótulas plásticas. Se realizan las diversas comprobaciones requeridas de deflexiones horizontales y verticales.

Como en el caso elástico, la envolvente máxima de los momentos en el pórtico para todas las hipótesis consideradas se constituye en el momento requerido para cada una de las uniones.

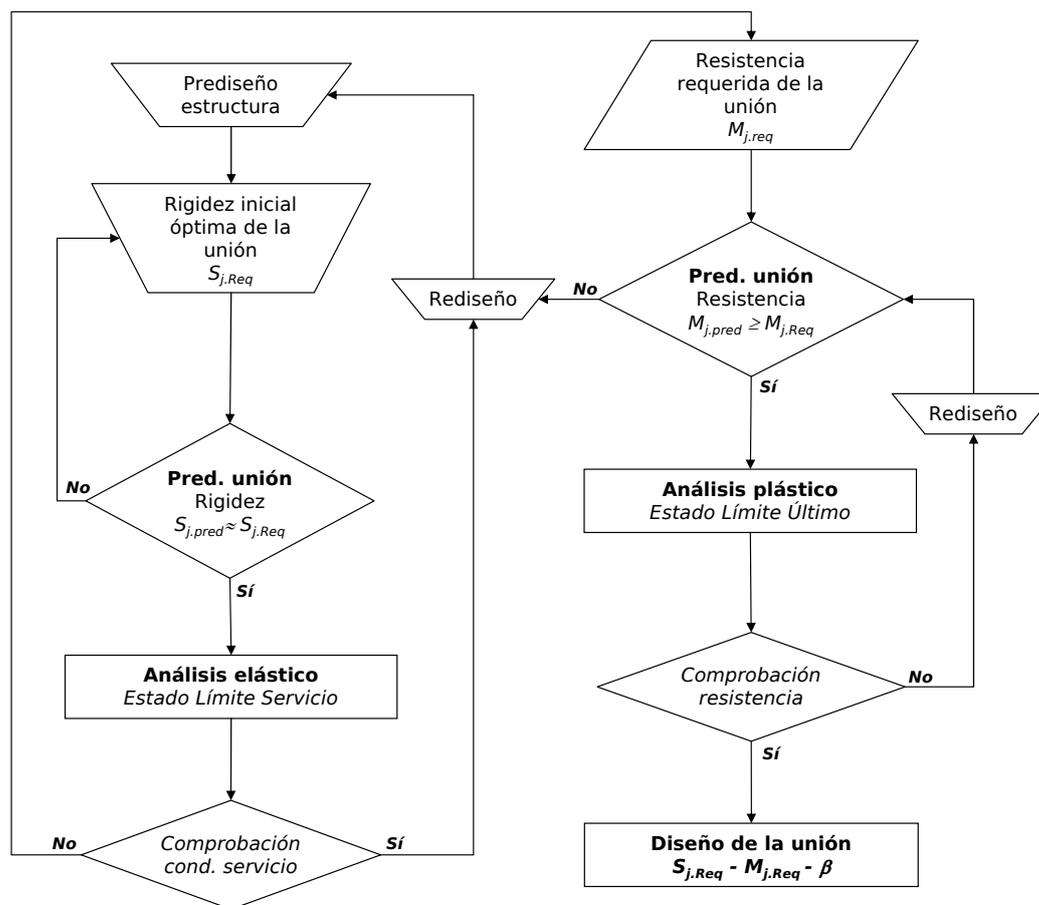


Figura 4.15: Método propuesto para el diseño plástico

A la conclusión de esta fase de análisis elástico, se ha realizado la comprobación de la estructura para el Estado Límite de Servicio y se han establecido los parámetros requeridos para la unión: su rigidez $S_{j,Req}$ y resistencia $M_{j,Req}$. La resistencia requerida puede, a criterio del proyectista, incrementarse por medio de un factor de seguridad γ . No debe tampoco olvidarse la comprobación de la viabilidad de los requerimientos de la unión, utilizando para ello algún método de prediseño de la misma.

Análisis plástico: Estado Límite Último

Esta siguiente fase realiza un análisis plástico de segundo orden para el Estado Límite Último. Para ello, previamente ha de introducirse también en el modelo la resistencia requerida de la unión. Las uniones son modeladas con comportamiento elasto-plástico, según una ley bilineal en la que se incluyen su rigidez y resistencia.

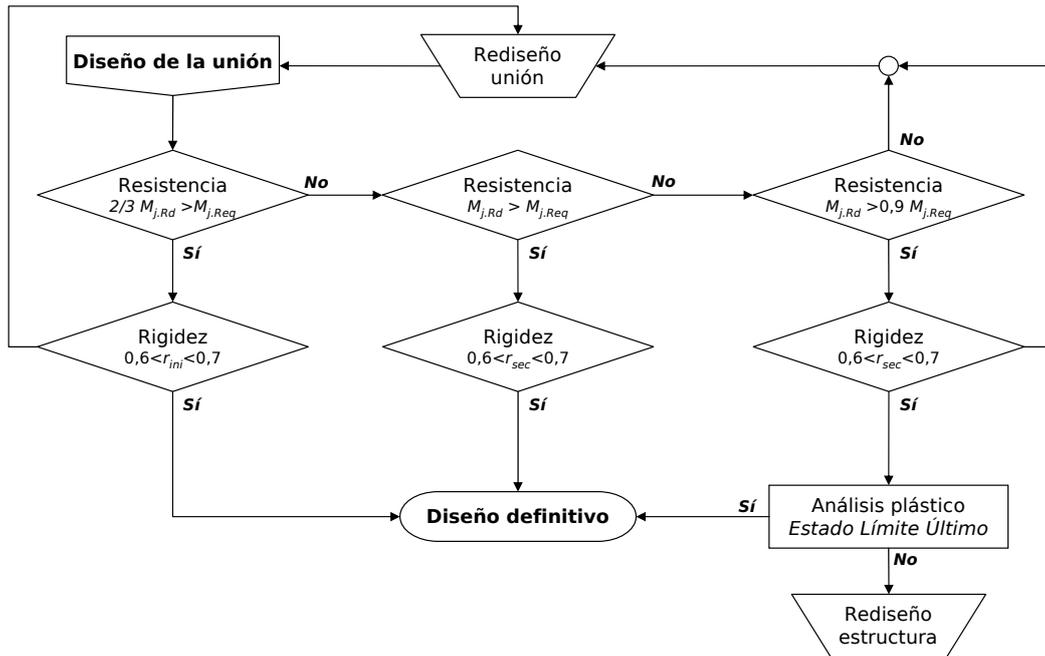


Figura 4.16: Flujo de diseño de la unión en el caso de análisis plástico

Diseño de la unión

Cumplimentados ambos Estados Límite, y comprobada por medio de los métodos de prediseño la adecuación de la unión a sus requerimientos, sólo resta el diseño definitivo de la misma. Dado que ya se dispone de una somera definición geométrica, sólo resta un análisis más detallado, cuyo flujo se detalla en la Figura 4.16.

También resulta similar al presentado anteriormente para el caso del diseño elástico (Figura 4.14). De hecho, el proceso es idéntico, con una pequeña salvedad. Al realizar un análisis plástico, puede controlarse y permitirse la aparición de rótulas plásticas en la estructura. Por ello, la condición de resistencia no ha de cumplirse necesariamente de forma estricta: puede admitirse que un cierto número de uniones no alcancen el valor de resistencia requerido, $M_{j,Req}$.

Así, puede añadirse una última comprobación de resistencia, caso de no cumplirse las dos anteriores, indicadas en (4.17) y (4.17'). Se establece un límite mínimo resistente del 90 % de la requerida,

$$M_{j,Rd} > 0,9 M_{j,Req}. \quad (4.17'')$$

Esta última condición no implica una aceptación inmediata de la unión y estructura resultantes. Ha de acometerse un nuevo análisis plástico, con los valores resistentes de la unión actualizados, para el Estado Límite Último, en el que se compruebe la seguridad del pórtico.

4.4. Aplicación del método de diseño propuesto

Se presentan dos ejemplos de diseño en los que se aplica el método de diseño propuesto (Cabrero y Bayo, 2005a). En ambos se aplica el método plástico propuesto, con un factor γ de valor unidad para la mayoración de la resistencia requerida de las uniones.

El material es acero S275, con un módulo de elasticidad de 210 000 MPa y una tensión de plastificación de 275 MPa. Se emplean secciones europeas, HEB para los pilares e IPE para las vigas.

El desplazamiento horizontal máximo se limita a $H/150$. La flecha máxima de las vigas se limita a $L_b/400$ en los forjados de planta, y a $L_b/250$ en los de cubierta. Los factores de seguridad considerados son de 1,3 para las concargas (q_{sw}) y de 1,5 para las sobrecargas (q_{il}) y cargas de viento (q_w). Las cargas de viento se consideran en ambos sentidos.

Dada la altura de los pórticos estudiados, se consideran pilares continuos. En el caso de las vigas, se agrupan de modo que vigas equivalentes tengan la misma sección. Con similar criterio se agrupan también las uniones. Estas consideraciones se hacen desde criterios realistas de diseño y ejecución en obra: por motivos de eficiencia y sencillez de control y ejecución resulta más adecuado repetir un mismo diseño de unión que se adapte a varias situaciones que exigir una distinta más óptima en cada caso⁶.

El tipo de unión semirrígida empleado en ambos pórticos es de chapa de testa extendida con pilar sin rigidizar, mostrado en la Figura 4.18. Como se verá en la Parte II, son un tipo de unión adecuado para la rigidez requerida. Las fórmulas de prediseño aquí aplicadas para este tipo de uniones serán presentadas y desarrolladas en detalle en el Capítulo 8.

Los resultados obtenidos para la estructura resultante de uniones semirrígidas van a compararse con los obtenidos para los mismos pórticos con uniones articuladas y rígidas. También se va realizar una comparativa de precios⁷ entre los tres pórticos resultantes en cada caso. Las estimaciones de costo sólo se presentan como una demostración de la competitividad real de las uniones semirrígidas.

4.4.1. Pórtico A: pórtico regular de tres vanos y dos plantas.

La configuración, dimensiones y numeración de los elementos y uniones se muestra en la Figura 4.17. Se trata de un pórtico de tres vanos regulares de 6 m de luz, con dos plantas de 4 m de altura. Constituye un ejemplo típico de pórtico regular con estructura de acero. Las cargas aplicadas se indican en el Cuadro 4.1.

Los parámetros requeridos para cada una de las uniones y su factibilidad según el método de prediseño se indican en el Cuadro 4.2 para el caso de la rigidez, y en el

⁶Esa aparente optimización de la unión o el perfil en cada situación no obtiene necesariamente estructuras más baratas, a pesar de su mayor optimización teórica.

⁷Debe incidirse en el hecho de que los precios obtenidos y aplicados en este caso representan el coste estimado en un momento determinado en España (en el caso de este estudio en septiembre-octubre del 2004), y para unos determinados contratistas. Se aportan más detalles sobre la estimación de precios realizada para las uniones en la Sección 1.2.3.

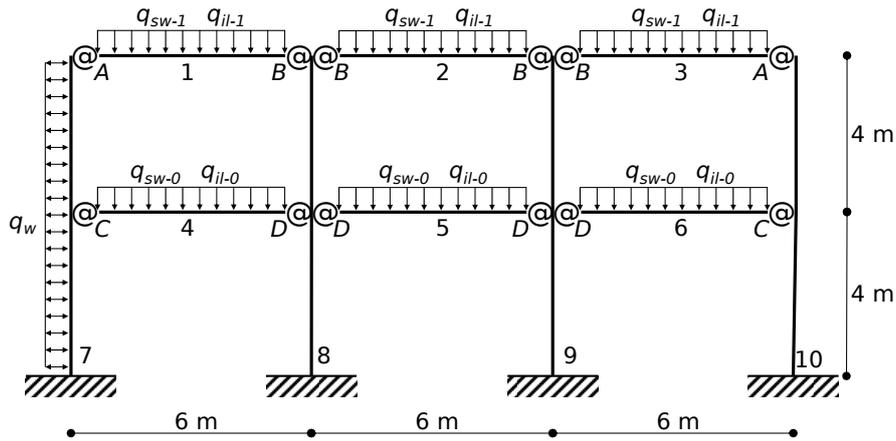


Figura 4.17: Configuración del pórtico A

Cuadro 4.1: Pórticos de ejemplo de diseño. Cargas aplicadas

Carga	Pórtico A kN/m	Pórtico B kN/m
q_{sw-0}	7,80	16,60
q_{sw-1}	6,50	13,90
q_{il-0}	11,20	34,00
q_{il-1}	3,20	6,80
q_w	3,80	5,40

Cuadro 4.2: Pórtico A. Rigidez requerida para las uniones y resultados de prediseño

Unión	Rigidez kNm/rad	Prediseño de la unión					
		β_{Pred}	$S_{j.Pred,8}$	r_8	$S_{j.Pred,20}$	r_{20}	$r_{Pred} > 0,6$
A	8 442,00	1,00	7 681,01	0,79	13 470,93	0,87	OK
B	8 442,00	0,50	8 066,41	0,80	21 624,20	0,91	OK
C	25 156,00	1,00	11 361,29	0,65	19 839,75	0,77	OK
D	25 156,00	0,50	15 136,69	0,71	35 148,94	0,85	OK

Cuadro 4.3: Pórtico A. Resistencia requerida para las uniones y resultados de prediseño

Unión	Resistencia kNm	Prediseño de la unión					
		β_{Pred}	$M_{j.Pred,8}$		$M_{j.Pred,20}$		$M_{j.Pred} > M_{j.Req}$
A	22,00	1,00	23,27	epb	37,41	cws	OK
B	35,00	0,50	24,96	epb	67,43	cfb	OK
C	40,00	1,00	32,24	epb	50,50	cws	OK
D	60,00	0,50	34,50	epb	89,85	cfb	OK

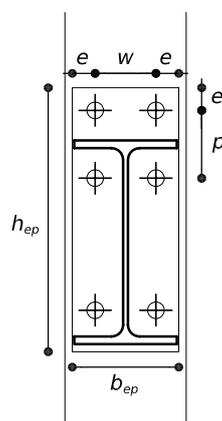


Figura 4.18: Diseño tipo de unión de chapa de testa extendida sin rigidizar

Cuadro 4.4: Pórtico A. Diseño final de las uniones

Unión	Viga	Pilar	Tornillo	h_{ep}	b_{ep}	t_{ep}	p	w	e
A	IPE200	HEB140	T20	285	140	10	90	80	30
B	IPE200	HEB160	T16	295	140	12	110	80	30
C	IPE270	HEB140	T22	345	140	15	70	80	30
D	IPE270	HEB160	T22	345	140	14	70	80	30

Cuadro 4.5: Pórtico A. Perfiles resultantes para cada uno de los tipos de uniones

Elemento	Tipo de unión		
	Semirrígida	Articulada	Rígida
1, 2, 3	IPE 200	IPE 240	IPE 200
4, 5, 6	IPE 270	IPE 330	IPE 270
7, 10	HEB 140	HEB 120	HEB 140
8, 9	HEB 160	HEB 140	HEB 160

Cuadro 4.6: Pórtico A. Comparación de costos para cada tipo de unión

Tipo de unión	Estimación de costo (€)			
	Uniones	Perfiles	Total	
Semirrígida	505,08	3 619,50	4 124,58	100 %
Articulada	249,36	4 296,00	4 545,36	110 %
Rígida	1 821,36	3 619,50	5 440,86	132 %

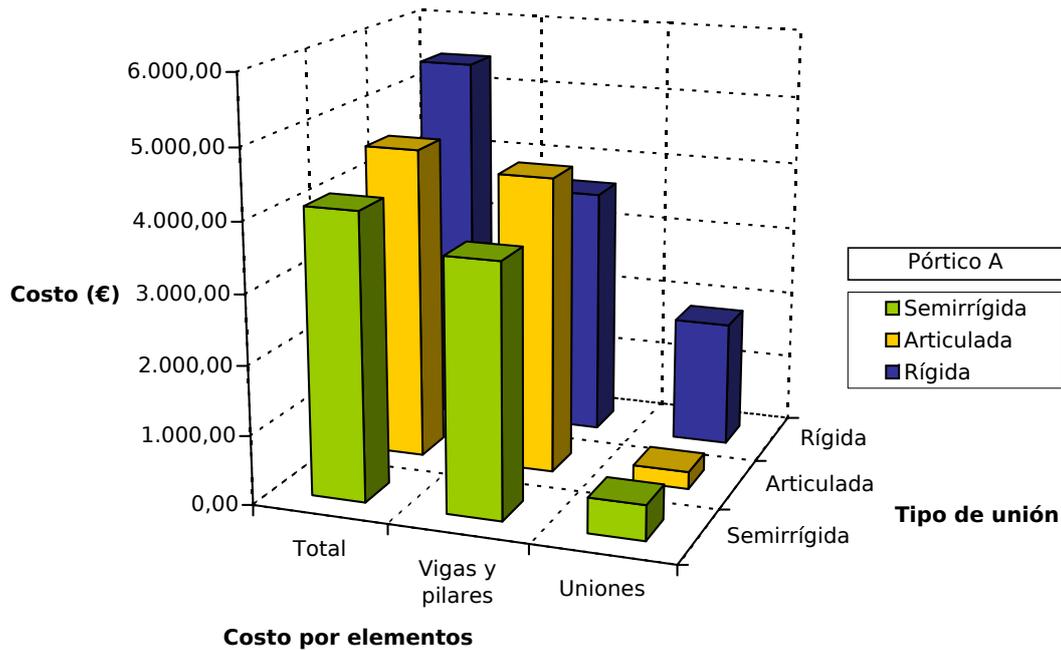


Figura 4.19: Pórtico A. Gráfica de comparación de costos

Cuadro 4.3 para la resistencia. En ambos se han indicado los valores de prediseño obtenidos para dos espesores de chapa de testa considerados límite: 8 y 20 mm de espesor. En dichos cuadros se indica para cada uno su rigidez inicial $S_{j.Pred.i}$ con su correspondiente factor de fijación r_j ; la resistencia de prediseño obtenida $M_{j.Pred.i}$ y su correspondiente modo de rotura. Los valores de prediseño han sido obtenidos con una distancia vertical entre tornillos de 80 mm (ver lo indicado en la Sección 4.2.5). Las características finales se presentan en el Cuadro 4.4, en relación a los parámetros y diseño de unión mostrados en la Figura 4.18.

Los perfiles obtenidos para el diseño semirrígido se muestran en el Cuadro 4.5. Los perfiles resultantes para el mismo pórtico con uniones articuladas y rígidas se presentan para su comparación en el mismo Cuadro. Finalmente, se indica una estimación de coste (basada en los parámetros presentados en la Sección 1.2.3) en el Cuadro 4.6 y la Figura 4.19.

Como se puede observar, la estructura semirrígida se constituye como una alternativa altamente competitiva para este tipo de pórticos de baja altura: permite una disminución del peso y del precio de la estructura.

4.4.2. Pórtico B: pórtico irregular de cuatro vanos y dos plantas

En el caso del pórtico B aquí presentado (ver Figura 4.20), se trata de un pórtico irregular de cuatro vanos con luces de 4 y 6 m. Dos de los vanos tienen dos plantas de 4 m de altura cada una, mientras los otros dos contienen un espacio a doble altura. Resulta por tanto un pórtico de características muy diferentes al anteriormente presentado en la Sección 4.4.1.

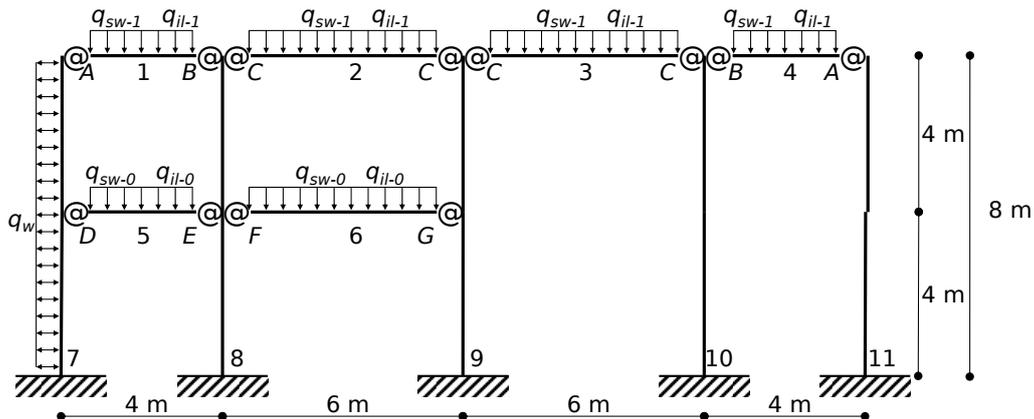


Figura 4.20: Configuración del pórtico B

Cuadro 4.7: Pórtico B. Rigidez requerida para las uniones y resultados de prediseño

Unión	Rigidez kNm/rad	Prediseño de la unión					
		β_{Pred}	$S_{j.Pred,8}$	r_8	$S_{j.Pred,20}$	r_{20}	$r_{Pred} > 0,6$
A	5 764	1,00	4 120,80	0,75	9 570,22	0,87	OK
B	5 764	0,50	4 912,02	0,78	15 290,03	0,92	OK
C	12 044	0,50	10 096,35	0,78	26 572,94	0,90	OK
D	18 382	1,00	7 827,19	0,64	15 072,42	0,78	OK
E	18 382	0,50	10 096,35	0,70	26 572,94	0,86	OK
F	70 690	0,50	27 329,75	0,62	58 279,94	0,77	OK
G	70 690	1,00	22 129,14	0,56	38 823,37	0,69	OK

Cuadro 4.8: Pórtico B. Resistencia requerida para las uniones y resultados de prediseño

Unión	Resistencia kNm	Prediseño de la unión					
		β_{Pred}	$M_{j.Pred,8}$	$M_{j.Pred,20}$	$M_{j.Pred} > M_{j.Reg}$		
A	19	1,00	18,15	epb	29,93	cws	OK
B	32	0,50	20,93	epb	61,64	cfb	OK
C	62	0,50	29,61	epb	83,29	cfb	OK
D	47	1,00	25,84	epb	41,15	cws	NO
E	80	0,50	29,61	epb	83,29	cfb	OK
F	133	0,50	49,87	epb	133,80	cfb	OK
G	93	1,00	49,87	epb	104,20	cws	OK

Cuadro 4.9: Pórtico B. Diseño final de las uniones

Unión	Viga	Pilar	Tornillo	h_{ep}	b_{ep}	t_{ep}	ρ	w	e
A	IPE160	HEB140	T16	245	140	10	90	80	30
B	IPE160	HEB180	T20	240	140	12	80	80	30
C	IPE220	HEB180	T20	295	140	14	70	80	30
D	IPE220	HEB140	T22	295	140	16	70	80	30
E	IPE220	HEB180	T22	295	140	18	70	80	30
F	IPE360	HEB180	T22	435	140	16	70	80	30
G	IPE360	HEB160	T22	435	140	16	70	80	30

Cuadro 4.10: Pórtico B. Perfiles resultantes para cada uno de los tipos de uniones

Elemento	Tipo de unión		
	Semirrígida	Articulada	Rígida
1, 4	IPE 160	IPE 240	IPE 200
2, 3	IPE 220	IPE 360	IPE 270
5	IPE 240	IPE 300	IPE 220
6	IPE 360	IPE 450	IPE 330
7, 11	HEB 140	HEB 120	HEB 120
8, 9, 10	HEB 180	HEB 140	HEB 160

Cuadro 4.11: Pórtico B. Comparación de costos para cada tipo de unión

Tipo de unión	Estimación de costo (€)			
	Uniones	Perfiles	Total	
Semirrígida	505,08	3 820,50	4 325,58	100 %
Articulada	249,36	4 617,00	4 866,36	113 %
Rígida	1 821,36	3 717,00	5 538,36	128 %

Las cargas empleadas para el diseño del pórtico se muestran en el Cuadro 4.1. Los parámetros de rigidez se presentan en el Cuadro 4.7, mientras los referentes a la resistencia se indican en el Cuadro 4.8. En ambos casos se comprueban los valores requeridos en función de las fórmulas de prediseño. Los valores finales de diseño de la unión se presentan en el Cuadro 4.9, referidas a las dimensiones indicadas en la Figura 4.18.

Como se muestra en el Cuadro 4.8 la unión D no satisface, según la fórmula de prediseño, la condición de resistencia. El proceso de diseño de la unión explicado en la Sección 4.3.2 y la Figura 4.16 permiten obtener finalmente una unión adecuada.

Los perfiles resultantes del diseño semirrígido, así como sus equivalentes con uniones articuladas y rígidas se muestran en el Cuadro 4.10. La comparación de costes se muestra en el Cuadro 4.11 y la Figura 4.21. Como en el caso anterior, el diseño semirrígido resulta el de menor coste.

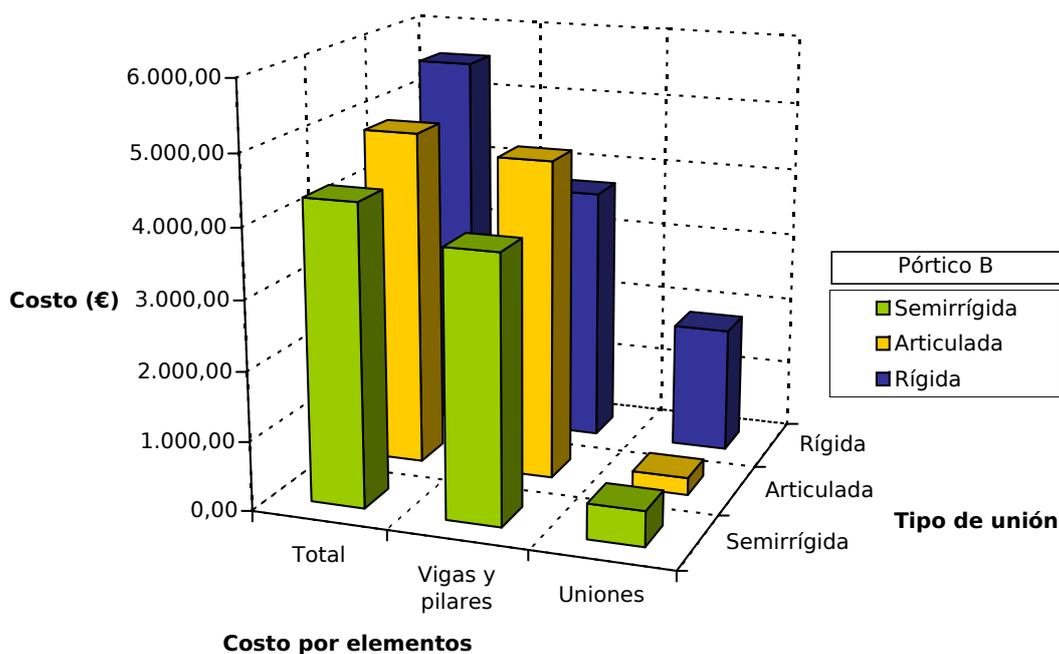


Figura 4.21: Pórtico B. Gráfica de comparación de costos

4.5. Conclusiones

En este capítulo se han presentado dos métodos de diseño semirrígido, para análisis elástico y plástico, respectivamente. Estos métodos de análisis fueron presentados y publicados en Cabrero y Bayo (2004) y Cabrero y Bayo (2005a).

Los ejemplos de diseño estructural desarrollados demuestran la sencillez de su aplicación. Son métodos eminentemente prácticos. Pueden introducirse de modo sencillo en el trabajo diario del diseñador de estructuras. Como principal ventaja, requieren un mínimo cambio de mentalidad y a cambio permiten obtener todas las ventajas del diseño semirrígido. La complicación añadida que inicialmente constituye la consideración de la rigidez rotacional de la unión se reduce gracias a la consideración de un valor teórico óptimo.

Los algoritmos de diseño presentados se corresponden con los condicionantes y métodos presentados por el Eurocódigo (CEN, 2005b), pero podrían fácilmente adaptarse a cualquier otra normativa basada en los Estados Límite.

Los ejemplos de diseño presentados muestran además la competitividad del diseño semirrígido en términos de coste y peso en comparación con las uniones tradicionales.

4.6. Referencias

Ackroyd, M.H. (1987). «Simplified frame design of type PR construction». *Engineering Journal, AISC*, **24(4)**, pp. 141–146.

- Barakat, A.M. y Chen, W.F. (1990). «Practical analysis of semi-rigid frames». *Engineering Journal, AISC*, **115(1)**, pp. 105–119.
- Bayo, E.; Cabrero, J.M. y Gil, B. (2006). «An effective component-based method to model semi-rigid connections for the global analysis of steel and composite structures». *Engineering Structures*, **28(1)**, pp. 97–108.
- Cabrero, J.M. y Bayo, E. (2004). «Uniones Semi-Rígidas en Estructuras de Acero: una Visión desde el Diseño». En: S. Hernández (Ed.), *CEA 2004. Congreso de la Estructura de Acero*, Artécium, A Coruña (España).
- Cabrero, J.M. y Bayo, E. (2005). «Development of practical design methods for steel structures with semi-rigid connections». *Engineering Structures*, **27(8)**, pp. 1125–1137.
- CEN (2005a). *Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings (EN 1993-1-1:2005)*. CEN.
- CEN (2005b). *Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1.8: Design of Joints (EN 1993-1-8:2005)*.
- Chen, W.F. (2000). *Practical Analysis for Semi-Rigid Frame Design*. World Scientific, Singapur.
- Chen, W.F.; Goto, Y. y Richard Liew, J.Y. (1996). *Stability Design of Semi-Rigid Frames*. John Wiley & sons, Inc.
- Chen, W.F. y Lui, E.M. (1991). *Stability design of steel frames*. Capítulo Design of Semi-Rigid frames, pp. 343–371. CRC Press.
- Chen, W.F. y Sohal, I. (1995). *Plastic Design and Second-Order Analysis of Steel Frames*. Springer-Verlag.
- Chen, W.F. y Toma, S. (1994). *Advanced Analysis of Steel Frames: Theory, Software and Applications*. New Directions in Civil Engineering. CRC Press, Inc.
- Couchman, G.H. (1997). *Design of Semi-continuous Braced Frames*. Specialist Design Guides. The Steel Construction Institute, Ascot (Reino Unido), reimpresión edición.
- Dhillon, B.S. y O'Malley III, J.W. (1999). «Interactive Design of Semirigid Steel Frames». *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **125(5)**, pp. 556–564.
- Disque, R.O. (1975). «Directional momento connections — a proposed design method for unbraced steel frames». *Engineering Journal, AISC*, **12(1)**, pp. 14–18.
- Faella, C.; Piluso, V. y Rizzano, G. (2000). *Structural Steel Semirigid Connections: Theory, Design and Software*. New Directions in Civil Engineering. CRC Publishers, Boca Ratón, Florida (EEUU).
- Frye, J.M. y Morris, G.A. (1975). «Analysis of Flexibly Connected Steel Frames». *Canadian Journal of Civil Engineering*, **(2)**, pp. 280–291.

- Gere, J.M. y Timoshenko, S.P. (1986). *Mecánica de materiales*. Grupo Editorial Iberoamérica, 2 edición.
- Goverdhan, A.V. y Lindsey, S.D. (1996). «PR Connections in Design Practice». En: R. Bjorhovde; A. Colson y R. Zandonini (Eds.), *Connections in Steel Structures III: Behaviour, Strength and Design*, pp. 505–514. Pergamon, Trento (Italia).
- Hayalioglu, M. S. y Degertekin, S. O. (2004a). «Design of Non-Linear Steel Frames for Stress and Displacement Constraints with Semi-Rigid Connections Via Genetic Optimization». *struct multidisc optim*, **27**, pp. 259–271.
- Hayalioglu, M. S. y Degertekin, S. O. (2004b). «Genetic Algorithm Based Optimum Design of Non-Linear Steel Frames with Semi-Rigid Connections». *Steel and Composite Structures*, **4(6)**, pp. 453–469.
- Kameshki, E.S. y Saka, M.P. (2001). «Optimum Design of Nonlinear Steel Frames with Semi-Rigid Connections Using a Genetic Algorithm». *Computers & Structures*, **79**, pp. 1593–1604.
- Kim, S.E. y Chen, W.F. (1996a). «Practical Advanced Analysis for Unbraced Steel Frame Design». *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **122(11)**, pp. 1259–1265.
- Kim, W.S. y Chen, W.F. (1996b). «Practical Advanced Analysis for Semi-Rigid Frame Design». *Engineering Journal*, **35(4)**, pp. 129–141.
- Kim, Y. y Chen, W.F. (1998). «Practical Analysis for Partially Restrained Frame Design». *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **124(7)**, pp. 736–749.
- Kim, Y. y Chen, W.F. (2000). «LRFD Frame Design with PR Connections». En: W.F. Chen (Ed.), *Practical Analysis for Semi-Rigid Frame Design*, pp. 17–94. World Scientific, Singapur.
- Kozlowski, A. (2005). «Guidelines for Predesign of Steel Frames with Semi-Rigid Joints». En: B. Hoffmeister y O. Hechler (Eds.), *Eurosteel 2005: 4th European Conference on Steel and Composite Structures*, volumen C, pp. 4.10–197–4.10–204. Verlag Mainz, Maastricht (Holanda).
- Leon, R.T. y Hoffman, J.J. (1996). «Plastic Design of Semi-Rigid Frames». En: R. Bjorhovde; A. Colson y R. Zandonini (Eds.), *Connections in Steel Structures III: Behaviour, Strength and Design*, pp. 211–222. Pergamon, Trento (Italia).
- LRFD (1986). *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois (EEUU).
- LRFD (1994). *Manual of Steel Construction - Load and Resistance Factor Design (LRFD)*. volumen I. Structural Members, Specifications, & Codes. American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago, Illinois (EEUU), 2 edición.
- Lui, E.M. (1985). *Effects of Connection Flexibility and Panel Zone Deformation on the Behavior of Plane Steel Frames*. Tesis doctoral, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Purdue (EEUU), West Lafayette, Indiana, Estados Unidos.

- Mahfouz, S.Y. (1999). *Design Optimization of Structural Framework: Design Optimization of Steel Frame Structures According to the British Codes of Practice Using a Genetic Algorithm*. Tesis doctoral, Universidad de Bradford (Reino Unido).
- Rex, C.O. y Goverdhan, A.V. (2000). «Design And Behavior Of A Real PR Building». En: *Fourth International Workshop on Connections in Steel Structures*, pp. 94–105. Roanoke, Virginia (EEUU).
- Richard Liew, J.Y.; Chen, W.F. y Chen, H. (2000). «Advanced Inelastic Analysis of Frame Structures». *Journal of Constructional Steel Research*, **55**, pp. 245–265.
- Salter, P.R.; Couchman, G.H. y Anderson, D. (1999). *Wind-Moment Design of Low Rise Frames*. Specialist Design Guides. The Steel Construction Institute, Ascot (Reino Unido).
- Sánchez, G. (1999). *Diseño óptimo de estructuras metálicas con uniones semirrígidas y comportamiento no lineal*. Ph. d., Departamento de Ingeniería Mecánica y Energética. Universidad de Murcia.
- Steenhuis, M.; Gresnigt, N. y Weynand, K. (1994). «Pre-Design of Semi-Rigid Joints in Steel Frames». En: F. Wald (Ed.), *Cost C1: Proceedings of the Second State of the Art Workshop*, Praga (República Checa).
- Steenhuis, M.; Weynand, K. y Gresnigt, A.M. (1998). «Strategies for Economic Design of Unbraced Steel Frames». *Journal of Constructional Steel Research*, **46(1-3)**, pp. 88–89.
- Wyatt, T.A. (1989). *Design guide on the vibration of floors*. The Steel Construction Institute and CIRIA.
- Xu, L. (2001). «On the Minimum-Maximum Bending Moment and the Least-Weight Design of Semi-Rigid Beams». *Journal of the International Society for Structural and Multidisciplinary Optimization*, **21(4)**, pp. 316–321.