

STEEL BUILDINGS IN EUROPE

Edificios de acero de una sola planta

Parte 4: Diseño de detalle de pórticos de naves

**Edificios de acero de una sola
planta**

**Parte 4: Diseño de detalle de
pórticos de naves**

PRÓLOGO

Esta publicación es la parte 4 de la guía de diseño *Edificios de acero de una sola planta* (en inglés, *Single-Storey Steel Buildings*).

Las 11 Partes en que se divide la guía *Edificios de Acero de una sola planta* son:

- Parte 1: Guía del arquitecto
- Parte 2: Diseño conceptual
- Parte 3: Acciones
- Parte 4: Diseño de detalle de pórticos de naves
- Parte 5: Diseño detallado de celosías
- Parte 6: Diseño detallado de pilares compuestos
- Parte 7: Ingeniería de fuego
- Parte 8: Cerramiento
- Parte 9: Introducción a herramientas informáticas
- Parte 10: Guía de prescripciones técnicas del proyecto
- Parte 11: Uniones resistentes a momentos

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

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

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

Índice

	Página Nº	
1	INTRODUCCIÓN	1
	1.1 Alcance	1
	1.2 Cálculo asistido por ordenador	1
2	EFFECTOS DE SEGUNDO ORDEN EN LOS PÓRTICOS	3
	2.1 Comportamiento de la estructura	3
	2.2 Efectos de segundo orden	4
	2.3 Resumen de cálculo	5
3	ESTADO LÍMITE ÚLTIMO	7
	3.1 Aspectos generales	7
	3.2 Imperfecciones	9
	3.3 Análisis de primer y segundo orden	15
	3.4 Rigidez de la base	19
	3.5 Resumen de las consideraciones de cálculo	21
4	ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	23
	4.1 Aspectos generales	23
	4.2 Selección de los criterios de deformación	23
	4.3 Análisis	23
	4.4 Resumen de las consideraciones de cálculo	23
5	RESISTENCIA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL	24
	5.1 Aspectos generales	24
	5.2 Clasificación de las secciones transversales	24
	5.3 Ductilidad de los elementos para cálculo plástico	25
	5.4 Resumen de las consideraciones de cálculo	25
6	ESTABILIDAD DE LOS ELEMENTOS	26
	6.1 Introducción	26
	6.2 Resistencia a pandeo en la norma EN 1993-1-1	27
	6.3 Coacciones para el pandeo fuera del plano	29
	6.4 Longitudes estables adyacentes a rótulas plásticas	31
	6.5 Resumen de las consideraciones de cálculo	35
7	DISEÑO DE LOS DINTELES	37
	7.1 Introducción	37
	7.2 Resistencia de los dinteles	38
	7.3 Estabilidad fuera del plano del dintel	38
	7.4 Estabilidad en el plano	43
	7.5 Resumen de las consideraciones de cálculo	43
8	DISEÑO DE PILARES	44
	8.1 Introducción	44
	8.2 Resistencia del alma	44
	8.3 Estabilidad de los pilares	45
	8.4 Estabilidad en el plano	47
	8.5 Resumen de las consideraciones de cálculo	48
9	ARRIOSTRAMIENTO	49
	9.1 Aspectos generales	49
	9.2 Arriostramiento vertical	49
	9.3 Arriostramiento horizontal	56
	9.4 Coacciones aplicadas en las alas interiores	58
	9.5 Arriostramiento en rótulas plásticas	59

Parte 4: Diseño de detalle de pórticos de naves

9.6	Resumen de las consideraciones de cálculo	61
10	CIERRES FRONTALES	62
10.1	Tipos de estructura del cierre frontal	62
10.2	Pilares de cierre frontal	62
10.3	Dinteles de cierre frontal	63
11	UNIONES	64
11.1	Uniones de alero	64
11.2	Uniones de cumbrera	65
11.3	Bases, placas base y cimentación	66
11.4	Resumen de las consideraciones de cálculo	72
12	ELEMENTOS ESTRUCTURALES SECUNDARIOS	74
12.1	Viga de alero	74
12.2	Elemento de compresión de alero	74
13	DISEÑO DE PÓRTICOS ADOSADOS	75
13.1	Aspectos generales	75
13.2	Tipos de pórticos adosados	75
13.3	Estabilidad	76
13.4	Inestabilidad de un pórtico interior	77
13.5	Resumen de las consideraciones de cálculo	77
	APÉNDICE A Límites prácticos de deformaciones para edificios de una sola planta	80
	APÉNDICE B Cálculo del $\alpha_{cr,est}$	85
	APÉNDICE C Cálculo de M_{cr} y N_{cr}	88
	APÉNDICE D Ejemplo resuelto: Cálculo de pórticos mediante análisis elástico	93

RESUMEN

En esta publicación se ofrecen consejos sobre el cálculo detallado de pórticos en base a lo estipulado en los Eurocódigos.

En el apartado de introducción, del presente documento, se abordan las ventajas asociadas al uso de pórticos en la edificación y se esclarece que el ámbito de la presente publicación se limita a pórticos sin tirantes entre los aleros. La mayor parte de esta guía trata sobre pórticos de una sola luz, ofreciendo una orientación limitada sobre pórticos de varias luces.

En esta publicación se incluyen recomendaciones sobre:

- La importancia de los efectos de segundo orden en pórticos
- El uso del análisis elástico y el análisis plástico
- El cálculo para Estados Límites Últimos y de Servicio
- Cálculo de elementos: resistencia de la sección transversal y la estabilidad de los elementos
- Estructuras secundarias: pilares de cierres frontales, elementos de arriostramiento y de los aleros

En esta publicación se incluye un ejemplo práctico, que demuestra como evaluar la sensibilidad de los efectos de segundo orden, y se aborda el tema de las comprobaciones llevadas a cabo en elementos principales

1 INTRODUCCIÓN

Los pórticos de acero resultan estructuras muy eficientes y económicas cuando se utilizan en edificios de una sola planta, siempre que los detalles de los diseños utilizados sean asimismo económicos y los parámetros y suposiciones de cálculo se seleccionen correctamente. En aquellos países en los que esta tecnología presenta un elevado grado de desarrollo, los pórticos de acero son las estructuras predominantes en los edificios industriales y comerciales de una sola planta. Se han convertido en la estructura más común en los edificios con cubiertas inclinadas, gracias a su bajo coste y versatilidad para una amplia variedad de luces.

En aquellos casos en los que existen recomendaciones detalladas en otras publicaciones, se proporcionan referencias a éstas junto con una breve explicación y revisión de su contenido. Asimismo, existen referencias cruzadas a las cláusulas correspondientes de la norma EN 1993-1-1^[1].

1.1 Alcance

Esta publicación guía a los proyectistas a través de todos los pasos asociados al cálculo detallado de pórticos conforme a los requisitos de la norma EN 1993-1-1, tomando en su debida consideración el papel del análisis por ordenador utilizando software comercial. No cabe duda de que el cálculo más económico se obtendrá utilizando software específico. No obstante, en este documento se proporcionan indicaciones acerca de los métodos manuales utilizados para el cálculo inicial y los principios de cálculo que se aplican al software. Se hace especial hincapié en la importancia de disponer de datos de cálculo adecuados y se indican ejemplos de buenas prácticas en este sentido.

En esta publicación no se contemplan los pórticos atirantados que presentan tirantes entre los aleros. Ese tipo de pórticos son muy poco frecuentes. Los tirantes modifican sustancialmente la distribución de momentos flectores y aumentan enormemente el esfuerzo axial sobre el dintel. Se debe utilizar software de segundo orden para el cálculo de pórticos con tirantes al nivel de los aleros.

En la publicación complementaria *Edificios de acero de una sola planta. Parte 2: Diseño conceptual*^[2] se incluye una introducción a las estructuras de una sola planta, incluyendo los pórticos.

1.2 Cálculo asistido por ordenador

Aunque se pueden analizar los pórticos y verificar sus elementos empleando métodos manuales, se recomienda utilizar software con el fin de obtener una mayor eficiencia estructural. Existe una amplia variedad de softwares específicos para el cálculo de pórticos, que permiten:

- realizar análisis elastoplásticos;
- tener en cuenta los efectos de segundo orden;

- verificar los elementos de los pórticos;
- verificar las uniones.

Durante el cálculo de un pórtico normalmente se deberán considerar distintas combinaciones de cargas. El uso de un software que compruebe las consecuencias de la aplicación de todas esas combinaciones de cargas sobre los elementos del pórtico acortará considerablemente el proceso de cálculo.

Aunque el cálculo manual puede resultar útil a la hora de realizar el dimensionamiento inicial de los elementos y resulta necesario disponer de un extenso conocimiento del proceso de cálculo, se recomienda utilizar softwares específicos.

2 EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN EN LOS PÓRTICOS

2.1 Comportamiento de la estructura

Las comprobaciones de la resistencia de cualquier estructura únicamente son válidas si el análisis global ofrece una representación adecuada del comportamiento de la estructura real.

Cuando una estructura se somete a carga se deforma, y su forma en esas condiciones es distinta de la forma inicial. La deformación hace que las cargas axiales aplicadas en los elementos actúen siguiendo unas líneas distintas a las supuestas en el análisis, tal como se muestra en los diagramas de la Figura 2.1 y Figura 2.2. Si únicamente se producen pequeñas deformaciones, las consecuencias serán muy limitadas, y un análisis de primer orden (ignorando el efecto de la forma deformada) resultará suficientemente preciso. Sin embargo, si las deformaciones son de tal magnitud que los efectos de las cargas axiales sobre la estructura deformada son lo suficientemente importantes como para provocar momentos adicionales y una deformación aún mayor, se considera que la estructura es sensible a los efectos de segundo orden. Dichos efectos (también denominados efectos P -delta) pueden llegar a reducir la resistencia de la estructura.

Los efectos de segundo orden son efectos geométricos que no deberían confundirse con el comportamiento no lineal de los materiales.

Tal como se muestra en la Figura 2.1, existen dos categorías de efectos de segundo orden:

Efectos de las deformaciones a lo largo de los elementos, habitualmente denominados efectos P - δ ,

Efectos del desplazamiento de las intersecciones de los elementos, habitualmente denominados efectos P - Δ .

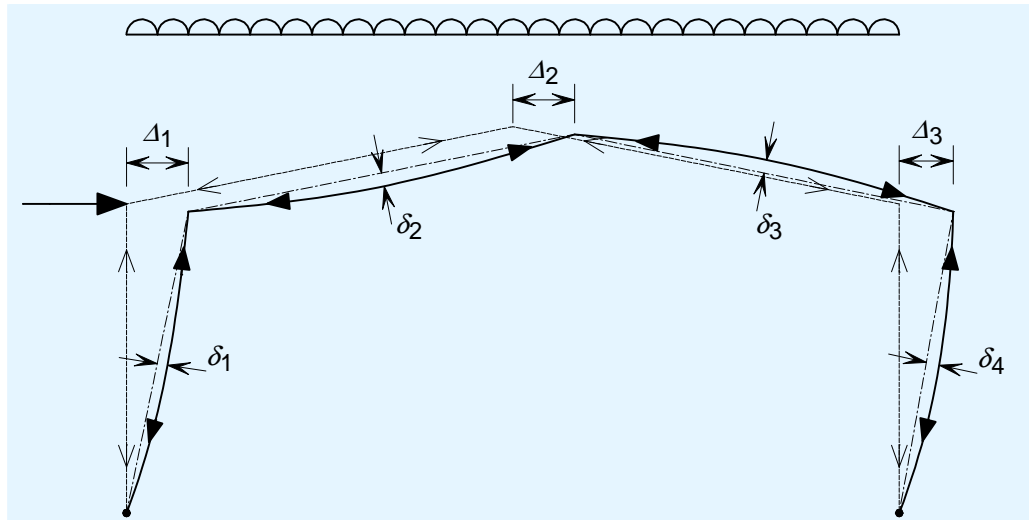


Figura 2.1 Deformación en modo asimétrico o traslacional

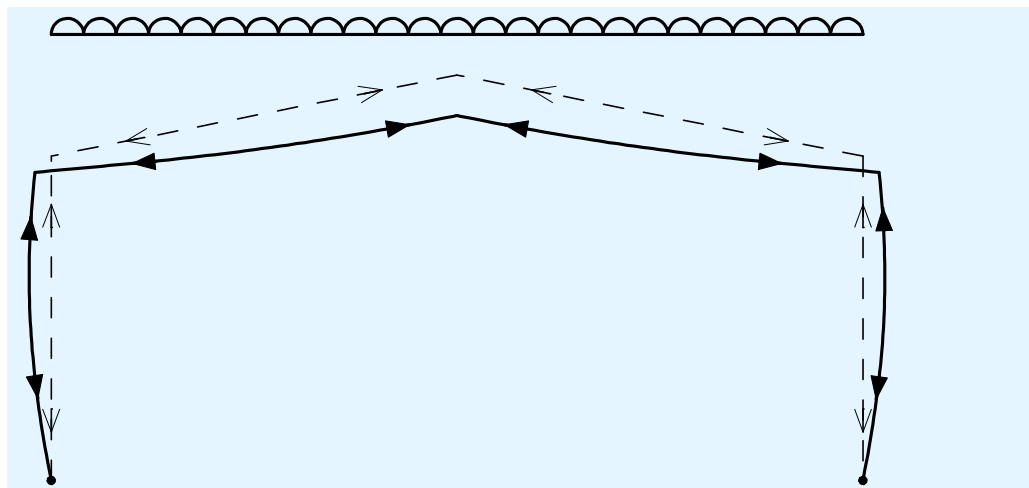


Figura 2.2 Deformación en modo simétrico

En la práctica, los efectos $P-\delta$ y $P-\Delta$ tienen como consecuencia la reducción de la rigidez de las estructuras y sus elementos hasta un valor inferior al obtenido mediante un análisis de primer orden. Los pórticos en edificios de una sola planta son sensibles a los efectos de los esfuerzos de compresión axial sobre los dinteles y pilares.

Dichos esfuerzos axiales habitualmente tienen un valor de aproximadamente el 10 % de las cargas críticas de pandeo elástico de los dinteles y pilares, un nivel en torno al cual se produce una reducción importante de la rigidez efectiva.

2.2 Efectos de segundo orden

Los efectos de segundo orden no sólo aumentan los valores de las deformaciones, sino también los de los momentos y los esfuerzos con respecto

a los valores obtenidos mediante un análisis de primer orden. El término “análisis de segundo orden” engloba los métodos de análisis en los que la solución tiene explícitamente en cuenta los efectos del aumento de la deformación debido al incremento de la carga, de forma que los resultados obtenidos incluyen los efectos $P-\Delta$ y $P-\delta$ descritos en el apartado 2. La variación con respecto a los resultados obtenidos mediante el análisis de primer orden dependerá de la magnitud de los efectos $P-\Delta$ y $P-\delta$.

Los efectos de la deformación de la geometría se evalúan en la norma EN 1993-1-1 por medio del factor α_{cr} , que se calcula utilizando la siguiente expresión:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}}$$

donde:

F_{cr} es el vector de carga crítica elástica que genera inestabilidad global, tomando como referencia la rigidez elástica inicial

F_{Ed} es el vector de cargas de cálculo de la estructura

Los efectos de segundo orden pueden ignorarse en un análisis de primer orden si la estructura posee una rigidez suficientemente elevada. Tal como se indica en el apartado 5.2.1 (3), los efectos de segundo orden pueden ignorarse en los siguientes casos:

para el análisis elástico, cuando $\alpha_{cr} \geq 10$

para el análisis plástico, cuando $\alpha_{cr} \geq 15$

α_{cr} puede calcularse por medio de software o, dentro de ciertos límites, utilizando la expresión 5.2 de la norma EN 1993-1-1. Si los valores asociados a la estructura quedan fuera de dichos límites, se puede utilizar otra expresión distinta para calcular un valor aproximado del factor α_{cr} . En el apartado 3.3 se puede encontrar información adicional al respecto.

Cuando los efectos de segundo orden son significativos existen dos opciones:

- Un análisis riguroso de 2º orden (en la práctica, eso implica utilizar un software de análisis de segundo orden adecuado);
- Un análisis aproximado de 2º orden (es decir, efectuar cálculos a mano aplicando un análisis de primer orden que tenga en consideración los efectos de segundo orden de manera apropiada).

En este segundo método (también denominado “análisis de primer orden modificado”), las acciones aplicadas se amplifican para permitir considerar los efectos de segundo orden utilizando cálculos de primer orden.

Este método se describe en el apartado 3.3.

2.3 Resumen de cálculo

- Los efectos de segundo orden se producen tanto en el conjunto de la estructura ($P-\Delta$) como en los elementos que la componen ($P-\delta$).

- Los efectos de segundo orden se cuantifican por medio del factor α_{cr} .
- En el caso de los pórticos, la expresión para el cálculo del factor α_{cr} que se incluye en el apartado 5.2.1(4) de la norma EN 1993-1-1 puede utilizarse dentro de ciertos límites. Fuera de los límites establecidos en la norma se puede utilizar un cálculo alternativo, tal y como se indica en el Anexo B de este documento.
- En la práctica, los efectos de segundo orden en los pórticos pueden ser significativos.
- Los efectos de segundo orden pueden tenerse en cuenta mediante un análisis riguroso de segundo orden (empleando un software apropiado), o mediante un análisis de primer orden modificado (aplicando un factor de amplificación a las acciones).

3 ESTADO LÍMITE ÚLTIMO

3.1 Aspectos generales

A grandes rasgos, los métodos de análisis de las estructuras en la situación de Estado Límite Último pueden agruparse en dos clases: métodos de análisis elástico (véase el apartado 3.2.2) y análisis plástico (véase el apartado 3.2.3). En esta última clase se incluyen tanto los métodos de análisis rígido-plásticos como los elasto-plásticos.

La formación de rótulas y puntos de momento máximo y la asociada redistribución de momentos en torno a la estructura, inherentes al análisis plástico, resultan factores clave para el coste de la mayoría de los pórticos. Permiten “aliviar” las zonas de tensiones elevadas y que la capacidad de los elementos infrautilizados del pórtico se aproveche en mayor medida.

La rotación de las rótulas plásticas se produce en secciones en las que el momento flector alcanza el valor de momento plástico o resistencia plástica a niveles de carga inferiores a la carga completa correspondiente a ELU.

En la Figura 3.1 se muestra un diagrama idealizado de momento flector “plástico” para un pórtico simétrico sobre el que actúan cargas verticales simétricas. En él se muestra la posición de las rótulas plásticas correspondientes al mecanismo de colapso plástico. La primera rótula se forma habitualmente en una posición adyacente a la cartela (en este caso, se ha representado en el pilar). Posteriormente, en función de las proporciones del pórtico, las rótulas se forman justo debajo de la cumbrera, en el punto de momento positivo máximo.

Un pórtico con apoyos articulados únicamente posee un grado de libertad. Por tanto, deben existir dos rótulas para crear un mecanismo. Las cuatro rótulas que se muestran en la Figura 3.1 se deben únicamente a la simetría; en la práctica, debido a las variaciones en la resistencia del material y el tamaño del perfil, sólo se formará una rótula de cumbrera y una rótula de alero para crear el mecanismo. Debido a la incertidumbre existente acerca de conocer qué rótulas se formarán en la estructura real, se supone una distribución simétrica y que las posiciones de las rótulas a cada lado del pórtico se encuentran coaccionadas.

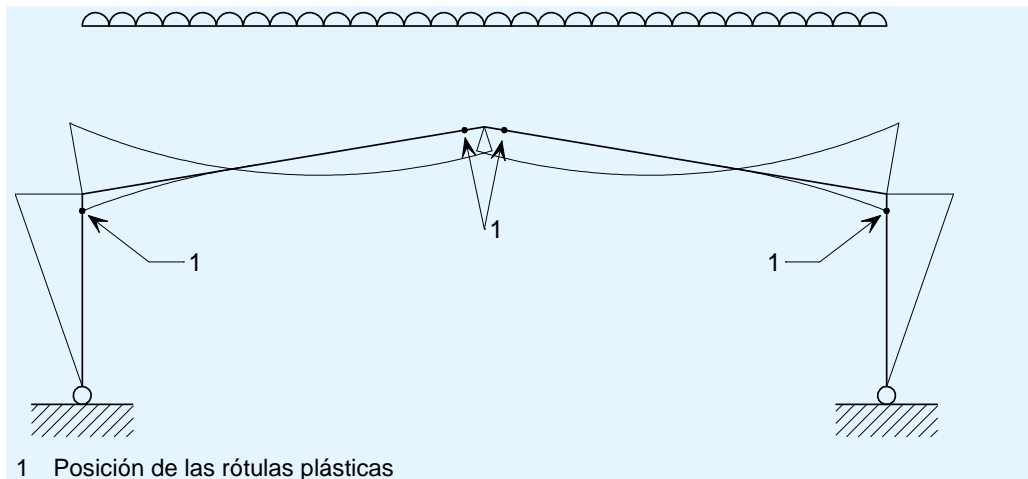


Figura 3.1 Diagrama de momento flector resultante de un análisis plástico de un pórtico simétrico sometido a cargas verticales simétricas

La mayor parte de las combinaciones de cargas serán asimétricas, ya que incluirán fuerzas horizontales equivalentes (FHE; consultar el apartado 3.2) o cargas generadas por el viento. En la Figura 3.2 se muestra un diagrama de cargas y un diagrama de momento flector típicos. Tanto el viento como las FHE – fuerzas horizontales equivalentes, pueden actuar en cualquier dirección, lo que implica que las posiciones de las rótulas a cada lado del pórtico deben estar coaccionadas.

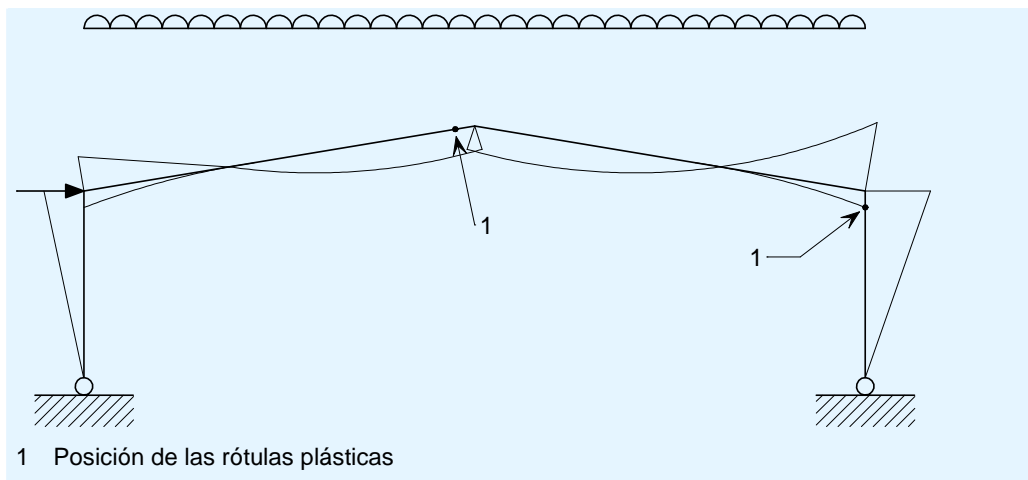


Figura 3.2 Diagrama de momento flector resultante de un análisis plástico de un pórtico simétrico sometido a cargas asimétricas

En la Figura 3.3 se muestra un diagrama de momento flector típico obtenido mediante un análisis elástico de un pórtico con apoyos articulados. En este caso, el momento máximo en los aleros es mayor que el obtenido al realizar un análisis plástico. Tanto el pilar como la cartela deben diseñarse de modo que puedan soportar dichos momentos flectores de mayor valor. La longitud de la cartela puede incrementarse hasta alcanzar un valor de aproximadamente el 15 % de la luz, para que pueda soportar dicho momento de mayor valor.

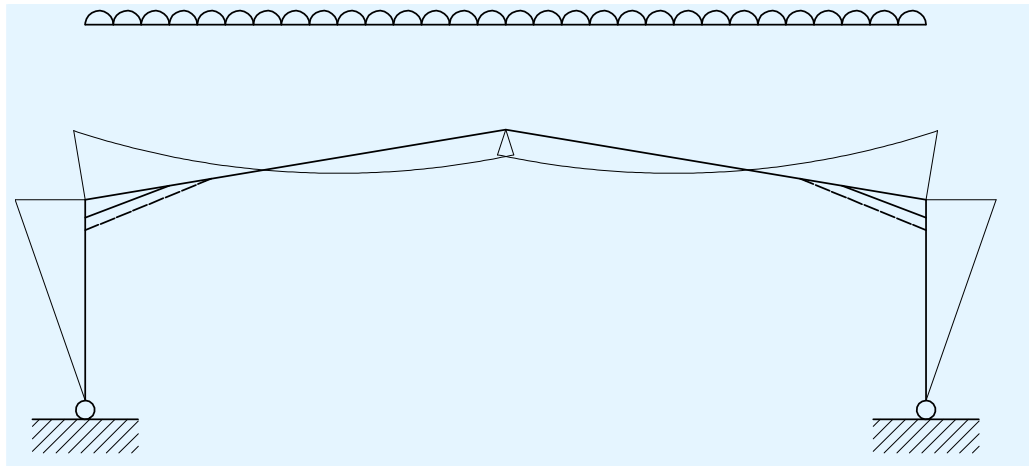


Figura 3.3 Diagrama de momento flector obtenido mediante un análisis elástico de un pórtico simétrico sometido a cargas simétricas (la cartela cuya longitud es del 10 % de la luz se representa mediante una línea continua, mientras que la que tiene una longitud del 15 % de la luz se representa mediante una línea a trazos)

3.2 Imperfecciones

Las imperfecciones de las estructuras se tratan en el apartado 5.3.2 de la norma EN 1993-1-1. En términos generales, las imperfecciones de las estructuras deben incluirse en los modelos. La estructura puede modelarse considerando un desplome, o también aplicando un sistema de fuerzas horizontales equivalentes (FHE) con el fin de tomar en consideración las imperfecciones de la misma. Se recomienda utilizar las FHE, al ser un enfoque más sencillo.

3.2.1 Fuerzas horizontales equivalentes

En el apartado 5.3.2(7) se admite el uso de fuerzas horizontales equivalentes FHE con el fin de tener en cuenta los efectos de las imperfecciones iniciales para la estabilidad lateral. Dichas imperfecciones iniciales pueden calcularse utilizando la expresión 5.5, en la que la imperfección inicial ϕ (expresada como una inclinación con respecto a la vertical) se define de la siguiente manera:

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$$

donde:

ϕ_0 es el valor básico: $\phi_0 = 1/200$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \text{ pero } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$$

h es la altura de la estructura (en metros)

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)}$$

m es el número de pilares que existe en una misma alineación (en el caso de un pórtico, será el número de pilares del mismo).

Para pórticos de un solo vano, h es la altura del pilar, mientras que $m = 2$.

De forma conservadora se puede establecer que $\alpha_h = \alpha_m = 1,0$.

La FHE puede calcularse multiplicando ϕ por la reacción vertical en la base del pilar (incluyendo las cargas generadas por grúas, si procede). Las FHE se aplican horizontalmente y en la misma dirección en la parte superior de cada pilar.

En el apartado 5.3.2(4) se establece que las imperfecciones de estabilidad lateral pueden despreciarse cuando $H_{Ed} \geq 0,15 V_{Ed}$.

Se recomienda comprobar esta exención comparando la reacción horizontal total neta en la base con la reacción vertical total neta. En muchos casos, la expresión que se incluye en el apartado 5.3.2(4) implica que las FHE no resultan necesarias en combinaciones de acciones que incluyen acciones del viento. Sin embargo, las FHE deben incluirse en aquellas combinaciones en las que únicamente existan acciones gravitatorias.

3.2.2 Análisis elástico

En general, el análisis elástico es el método de análisis más común para las estructuras; sin embargo, habitualmente da lugar a pórticos de características menos económicas que el análisis plástico. La norma EN 1993-1-1 admite la utilización de la resistencia plástica de la sección transversal junto con los resultados del análisis elástico, siempre que se trate de un perfil de clase 1 o clase 2. Además, posibilita una redistribución del 15 % del momento tal como se especifica en el apartado 5.4.1.4(B) de esa misma norma.

A los proyectistas que estén menos familiarizados con el cálculo de estructuras de acero podría sorprenderles el uso del momento resistente plástico y la redistribución del momento en combinación con el análisis elástico. Sin embargo, se debe tener en cuenta que, en la práctica:

- Debido a las tensiones residuales, las imperfecciones de los elementos, las inercias reales que difieren de las previamente asumidas, la rigidez real de las conexiones que difiere de la asumida y la falta de ajuste en las conexiones, la distribución real de los momentos en cualquier estructura puede presentar variaciones sustanciales con respecto a las predicciones del análisis elástico;
- Las secciones de clase 1 y 2 tienen la capacidad de cierta rotación plástica antes que se produzca una reducción importante de su capacidad debido al fenómeno de la abolladura. Esto justifica la redistribución de un 15 % de los momentos con respecto a los momentos nominales determinados mediante el análisis elástico.

Por tanto, los resultados del análisis elástico deberían considerarse simplemente como un sistema de fuerzas internas, realista hasta cierto punto, que se encuentran en equilibrio con las cargas aplicadas.

En un dintel de un pórtico reforzado con cartelas, se puede redistribuir hasta el 15 % del momento flector en el extremo en cuña de la cartela si el momento flector ha excedido la resistencia plástica del dintel y si los momentos y esfuerzos resultantes de la redistribución pueden ser soportados por el resto de la estructura. Alternativamente, si el momento en el centro del vano del pórtico supera la resistencia plástica del dintel, este momento se puede reducir hasta en

un 15 % mediante redistribución, siempre que el resto de la estructura pueda soportar los momentos y los esfuerzos generados por dicha redistribución.

Si un análisis elástico pone de manifiesto que el momento flector en un punto determinado supera el valor del momento resistente plástico, el momento mínimo en dicho punto tras la redistribución debería tener el valor del momento resistente plástico. Esto se hace con el fin de tener en cuenta que en ese punto puede formarse una rótula plástica. Sería ilógico reducir el valor por debajo de la resistencia plástica y podría dar lugar a suposiciones arriesgadas a la hora de calcular la resistencia de elementos a pandeo.

3.2.3 Análisis plástico

El uso del análisis plástico no está muy extendido en la Europa continental, a pesar de ser de un método de análisis de eficacia contrastada. Sin embargo, en el Reino Unido se lleva utilizando desde hace más de 40 años y se aplica en el cálculo de más del 90 % de los pórticos.

Tradicionalmente, para el análisis plástico se han utilizado métodos de cálculo manual (el denominado método gráfico, el método del trabajo virtual, etc.). Estos métodos no se tratan en esta publicación, ya que el análisis plástico habitualmente se realiza utilizando software, y en la mayoría de los casos empleando el método de análisis elástico-perfectamente plástico. El principio en el cual se basa este método de análisis se muestra en la Figura 3.4 y la Figura 3.5.

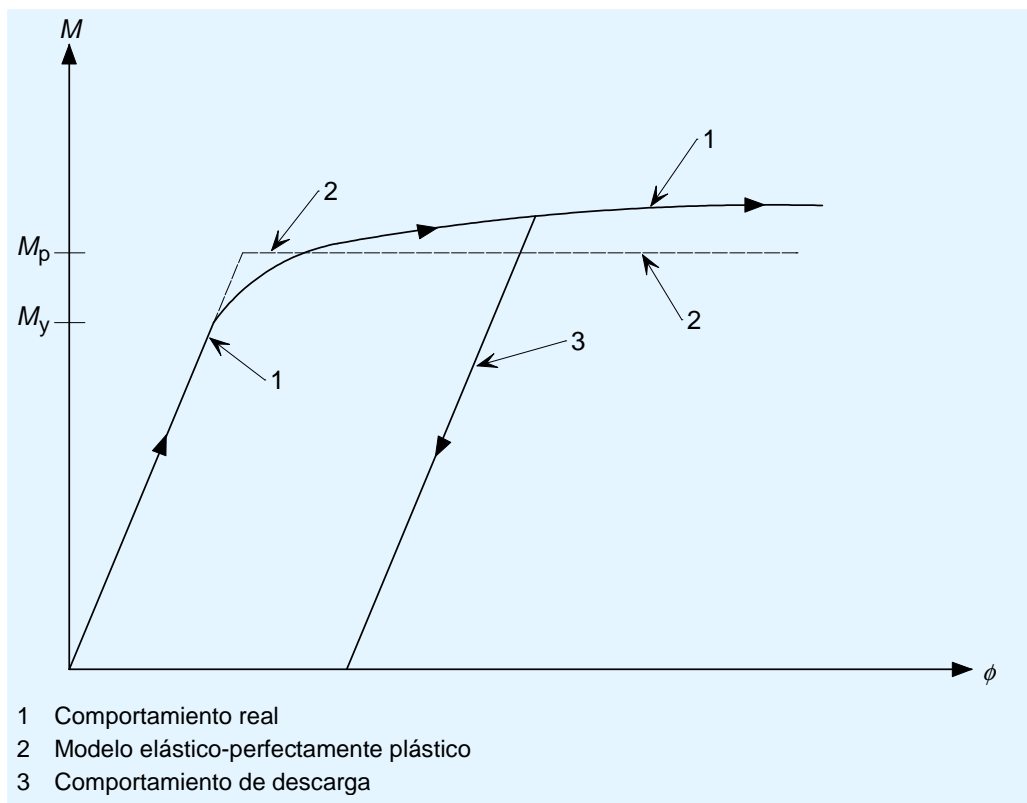


Figura 3.4 Diagrama de momento/rotación y modelo elástico-perfectamente plástico para una sección de Clase 1

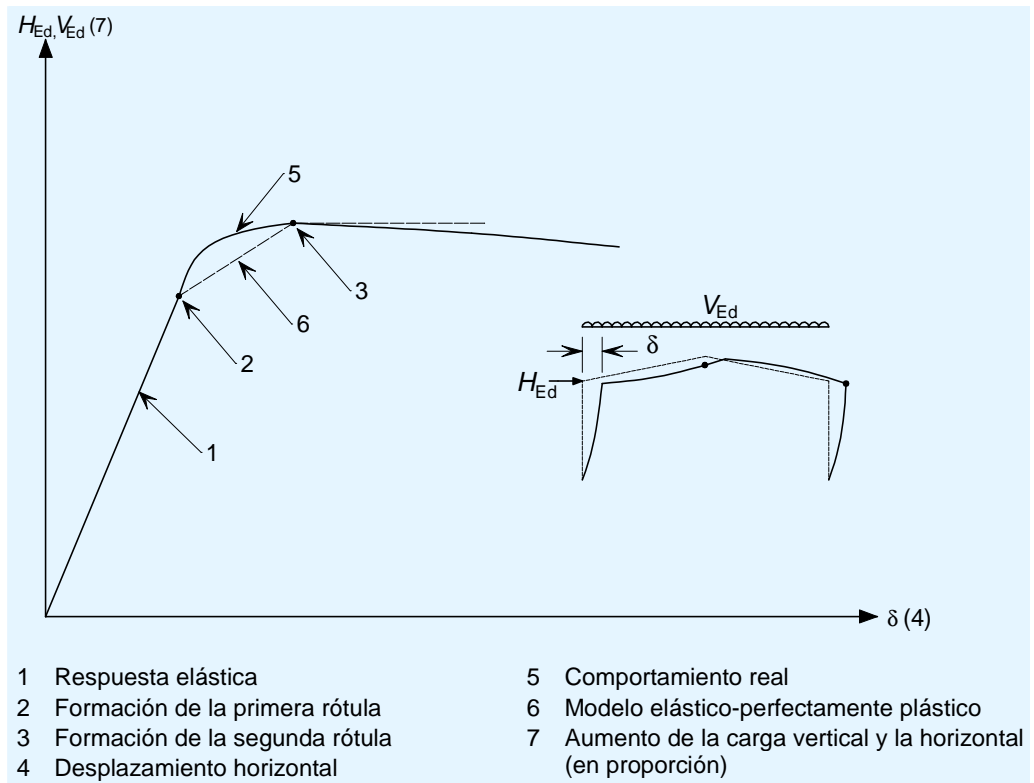


Figura 3.5 Modelo simplificado de un pórtico sometido a cargas crecientes verticales y horizontales, con mecanismo de fallo gobernado por la estabilidad lateral

El modelo elástico-perfectamente plástico (véase la Figura 3.4) supone que los elementos se deforman de manera elástica lineal hasta que el momento aplicado alcanza el valor del momento plástico total M_p . Se asume que el comportamiento posterior es perfectamente plástico, sin endurecimiento por deformación.

En el análisis elástico-perfectamente plástico la carga se aplica en forma de pequeños incrementos y se introducen rótulas en el modelo de análisis en aquellas secciones en las que se alcance el valor del momento plástico M_p , tal como se muestra en la Figura 3.6. Si se utiliza un software adecuado, se deberían poder predecir las rótulas que se formarían, así como su rotación, su posterior descarga o incluso la inversión de su sentido de rotación. El mecanismo final será el mecanismo de colapso real, idéntico al mecanismo que se forma con el factor de carga más bajo que pueda hallarse mediante el método de análisis rígido-plástico.

El método elástico-perfectamente plástico presenta las ventajas siguientes:

- Permite identificar el mecanismo de colapso real.
- Identifica todas las rótulas plásticas, incluyendo aquellas que puedan formarse y descargarse posteriormente. Dichas rótulas (transitorias) no aparecerían en el mecanismo de colapso final, pero necesitarían ser coaccionadas en cualquier caso.
- Permite identificar las rótulas que se forman con cargas mayores que el ELU. Dichas rótulas no necesitan ser coaccionadas, ya que la estructura es capaz de soportar las cargas asociadas al ELU. Esto puede permitir mejorar

desde el punto de vista económico el cálculo de las estructuras en las que la resistencia de los elementos es mayor de la necesaria, tal y como sucede en aquellos casos en los que las deformaciones rigen el cálculo o se utilizan secciones sobredimensionadas.

- Permite identificar el diagrama real de momentos flectores del colapso de la estructura o en cualquier etapa previa a éste.

3.2.4 Comparación entre el análisis elástico y el análisis plástico

Tal como se trató previamente en el apartado 3, el análisis plástico generalmente da lugar a estructuras más económicas ya que la redistribución plástica posibilita utilizar elementos de menores dimensiones para soportar las mismas cargas. En aquellas estructuras en las que se aplica un análisis plástico las longitudes de las cartelas habitualmente suelen tener valores en torno al 10 % de la luz.

En aquellos casos en los que las deformaciones (ELS – Estado Límite de Servicio) gobiernan el diseño, la utilización del análisis plástico para el ELU no ofrece ninguna ventaja. Si se seleccionan secciones más rígidas con el fin de controlar las deformaciones, es posible que no se formen rótulas plásticas y que la estructura se encuentre en su configuración elástica en el ELU – Estado límite último.

El interés económico del análisis plástico también depende de los sistemas de arriostramientos, ya que la redistribución plástica conlleva requisitos adicionales de coacción de los elementos, tal como se indica en el apartado 6.3. Por tanto, el factor económico desde un punto de vista global de la estructura, puede depender de la facilidad con la que se pueda arriostrar ésta.

Únicamente debería considerarse el uso del análisis plástico si se dispone del software comercial apropiado. Los paquetes de software más sofisticados realizan directamente un análisis de segundo orden ($P-\Delta$) elastoplástico de segundo orden, simplificando considerablemente el proceso global de cálculo. La disponibilidad de software de cálculo mediante análisis elastoplástico también hace que resulte sencillo adaptar el análisis plástico. La limitación en relación con las secciones de Clase 1, que se requieren en las posiciones potenciales de las rótulas, no resulta significativa.

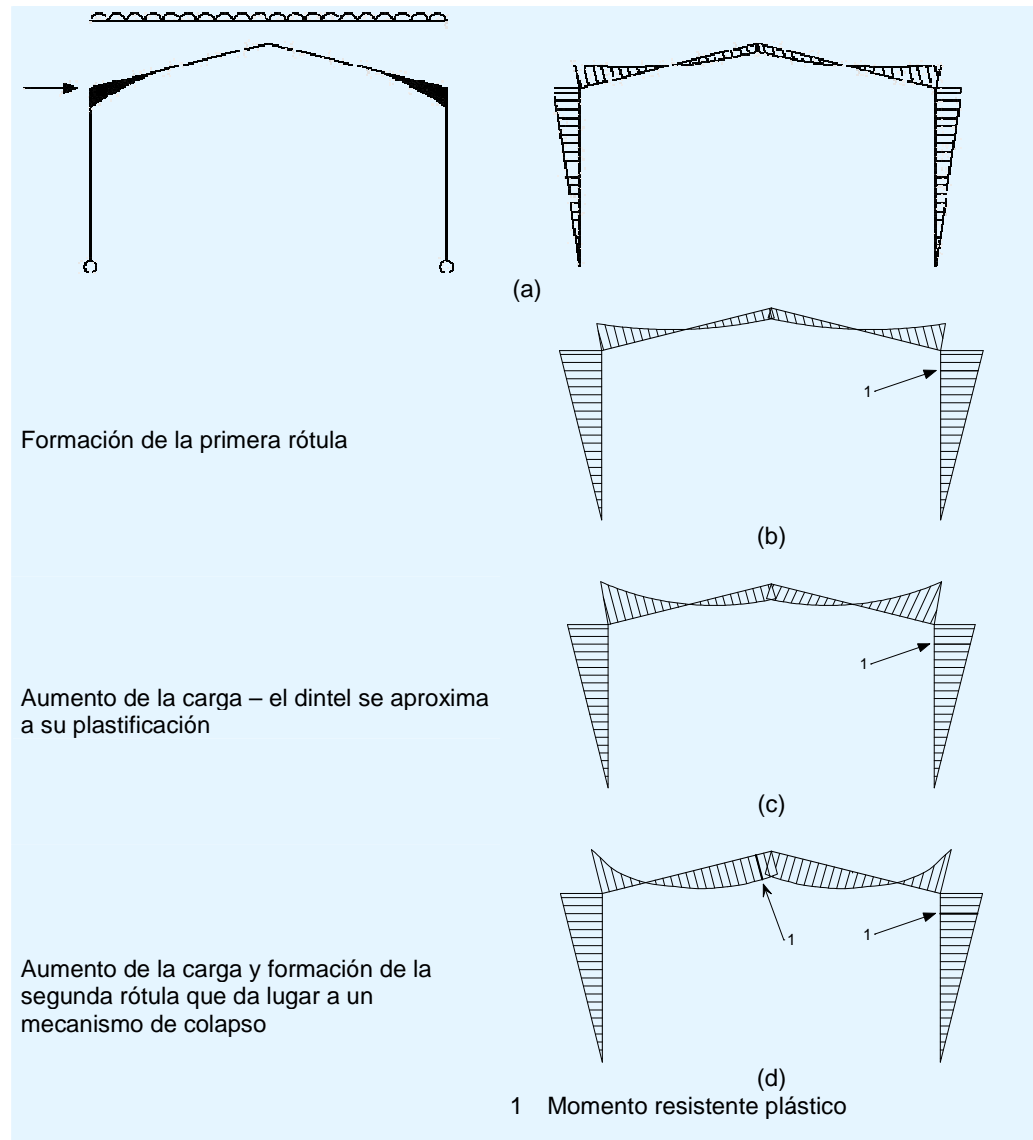


Figura 3.6 Método de análisis elástico-perfectamente plástico, en el que se muestra el estado de la estructura a medida que las cargas horizontales y verticales aumentan progresivamente: a) Elástico en todo el pórtico; (b) Rótula plástica en el alero; (c) Los dinteles antes de su plastificación; (d) Rótula plástica en el dintel

Existe la posibilidad de realizar una cierta redistribución de momentos, incluso cuando el cálculo se realice mediante análisis elástico. En el apartado 5.4.1.4(B) de la norma EN 1993-1-1 se permite una redistribución del 15 %, tal como se ha explicado en el apartado 3.2.2, aunque es poco habitual que se utilice en la práctica.

En aquellos casos en los que se pueden utilizar cartelas con longitudes de alrededor del 15 % de la luz y existen cargas laterales pequeñas, el diagrama de momentos flectores elástico será prácticamente idéntico al diagrama de momentos flectores plástico de colapso. Tal como se muestra en la Figura 3.3, el momento negativo máximo en el extremo de la cartela es similar al momento positivo máximo en el dintel. En dichos casos, el análisis elástico de la

estructura puede proporcionar una solución equivalente a la obtenida mediante el análisis plástico de la misma.

3.3 Análisis de primer y segundo orden

Tanto para el análisis plástico como para el análisis elástico de las estructuras, la elección de un análisis de primer o de segundo orden puede venir determinada por la flexibilidad de la estructura en el plano, cuantificada a través del factor α_{cr} (véase el apartado 3.3.1). En la práctica, la elección entre un análisis de primer y segundo orden depende también de la disponibilidad de software para realizar el análisis. Incluso si la rigidez del pórtico fuese lo suficientemente elevada como para poder ignorar los efectos de segundo orden, podría ser recomendable utilizar un software de análisis de segundo orden.

Cuando sea necesario aplicar un análisis de segundo orden pero no se disponga del software adecuado, una opción de cálculo útil podría ser aplicar un análisis modificado de primer orden. Este análisis, que presenta ligeras diferencias en función de si se aplica un análisis elástico o plástico, se describe en los apartados 3.3.2 y 3.3.3. En el caso del análisis elástico lo que se hace es amplificar las acciones horizontales, mientras que en el análisis plástico se amplifican todas las acciones.

3.3.1 Factor α_{cr}

La expresión 5.2 del apartado 5.2.1(4)B de la norma EN 1993-1-1 define el factor α_{cr} de la siguiente manera:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right)$$

Las notas 1B y 2B de dicho apartado limitan la aplicación de la expresión 5.2 a cubiertas con pendientes poco pronunciadas y en las que los esfuerzos axiales ejercidos sobre los dinteles no son significativos. En este sentido:

- se considera que la pendiente de una cubierta es poco pronunciada cuando es inferior a 26°
- se puede suponer que el esfuerzo axial ejercido sobre el dintel es

$$\text{significativo si } \bar{\lambda} \geq 0,3 \sqrt{\frac{Af_y}{N_{Ed}}}$$

De forma simplificada, se puede expresar la limitación del esfuerzo axial diciendo que este no es significativo si se cumple la siguiente expresión:

$$N_{Ed} \leq 0.09N_{cr}$$

donde:

N_{cr} es la carga crítica de pandeo elástico para la luz completa asociada a la pareja de dinteles, es decir, $N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$

L es la longitud abarcada por la pareja de dinteles entre pilares, que se calcula mediante el cociente luz/cos θ (siendo θ la pendiente de la cubierta)

Si los límites indicados se cumplen, se puede utilizar la expresión 5.2 para calcular el valor del factor α_{cr} . En la práctica, la carga axil sobre los dinteles de la mayoría de los pórticos será significativa, por lo que no se podrá utilizar la expresión 5.2.

En el Anexo B se incluye un método alternativo aproximado para el cálculo de la estabilidad de la estructura (definida por medio del factor $\alpha_{cr,est}$) cuando el esfuerzo axil ejercido sobre los dinteles sea significativo. En muchos casos, esto dará lugar a un resultado conservador. El software posibilita obtener valores precisos del factor α_{cr} .

3.3.2 Análisis de primer orden modificado para análisis elástico

El denominado “método de amplificación del momento para estabilidad lateral” es el método más sencillo que permite tener en cuenta los efectos de segundo orden en el análisis elástico de estructuras; los principios de dicho método se recogen en el apartado 5.2.2(5B) de la norma EN 1993-1-1.

En primer lugar se realiza un análisis elástico lineal de primer orden. A continuación, se aplica a todas las cargas horizontales un factor multiplicador con el fin de tener en cuenta los efectos de segundo orden. Las cargas horizontales engloban tanto las cargas aplicadas externamente (por ejemplo, las cargas de viento) como las fuerzas horizontales equivalentes utilizadas a fin de considerar las imperfecciones de la estructura; ambas se deben amplificar.

Si $\alpha_{cr} \geq 3,0$ el factor de amplificación se calculará mediante la expresión siguiente:

$$\left(\frac{1}{1 - 1/\alpha_{cr}} \right)$$

Si la carga axil ejercida sobre el dintel es significativa y el factor $\alpha_{cr,est}$ se ha calculado según lo especificado en el Anexo B, la expresión del factor de amplificación pasa a ser la siguiente:

$$\left(\frac{1}{1 - 1/\alpha_{cr,est}} \right)$$

Si el valor del factor α_{cr} o $\alpha_{cr,est}$ es menor que 3,0 se debería utilizar un software de análisis de segundo orden.

3.3.3 Análisis de primer orden modificado para análisis plástico Filosofía de cálculo

Cuando no se disponga de un software que permita realizar un análisis elastoplástico de segundo orden, la filosofía de cálculo que se aplica es obtener las cargas que se amplifican con el fin de tener en cuenta los efectos de la geometría deformada (efectos de segundo orden). La aplicación de dichas cargas amplificadas utilizando un análisis de primer orden permite determinar los momentos flectores, esfuerzos axiales y esfuerzos cortantes que incluyen de manera aproximada los efectos de segundo orden.

La amplificación se lleva a cabo aplicando un método denominado en ocasiones método de Merchant-Rankine. Dado que en el análisis plástico las rótulas plásticas limitan los momentos que es capaz de resistir la estructura, la amplificación afecta a todas las acciones que se aplican en el análisis de primer orden (es decir, todas las acciones, y no sólo las fuerzas horizontales asociadas a la acción del viento y las imperfecciones).

El método de Merchant-Rankine agrupa las estructuras en dos categorías:

- Categoría A: Estructuras regulares, simétricas y cubiertas a un agua.
- Categoría B: Estructuras que no pueden incluirse en la categoría A, excluyendo los pórticos atirantados.

Para cada una de esas categorías de estructuras se debería aplicar un factor de amplificación de acciones distinto. La validez del método de Merchant-Rankine se ha contrastado para aquellas estructuras que cumplen los criterios siguientes:

1. Estructuras en las que $\frac{L}{h} \leq 8$ para cualquier luz.
2. Estructuras en las que $\alpha_{cr} \geq 3$.

donde:

L es la luz de la estructura (véase Figura 3.7)

h es la altura del pilar más bajo en el extremo de la luz que se haya considerado (véase Figura 3.7)

α_{cr} es el factor de carga crítica de pandeo elástico.

Si existe una carga axil significativa en el dintel (véase el apartado 3.3.1), el factor $\alpha_{cr,est}$ debería calcularse conforme a lo especificado en el Anexo B.

El cálculo del resto de estructuras debería llevarse a cabo utilizando un software de análisis elastoplástico de segundo orden.

Factores de amplificación

Categoría A: Estructuras regulares, simétricas y casi simétricas con cubierta a una o dos aguas (véase Figura 3.7).

Las estructuras regulares, simétricas y las cubiertas a un agua incluyen las estructuras de uno o varios pórticos en las que únicamente se produce una pequeña variación de la altura (h) y la luz (L) entre los distintos pórticos; se puede considerar que las variaciones de altura y luz son suficientemente pequeñas cuando presentan valores del orden del 10 %.

Dentro de la aplicación industrial tradicional de este enfoque de cálculo, se puede utilizar el análisis de primer orden para este tipo de estructuras si todas

las acciones aplicadas se amplifican utilizando el factor $\left(\frac{1}{1-1/\alpha_{cr}}\right)$, o bien el

factor $\left(\frac{1}{1-1/\alpha_{cr,est}}\right)$ si existe un esfuerzo axil significativo en el dintel.

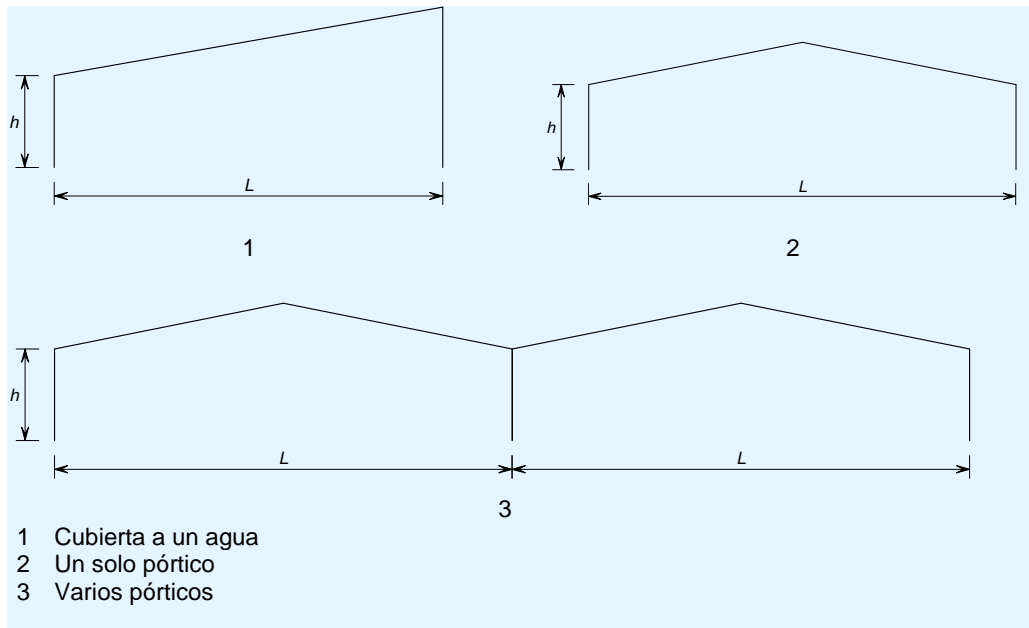


Figura 3.7 Ejemplos de estructuras de categoría A

Categoría B: Estructuras que no puedan incluirse en la categoría A (véase Figura 3.8), pero excluyendo los pórticos atirantados.

Para aquellas estructuras que no puedan incluirse en la categoría A es posible utilizar un análisis de primer orden si todas las cargas aplicadas se amplifican utilizando el factor

$\left(\frac{1,1}{1 - 1/\alpha_{cr}} \right)$ o bien el factor $\left(\frac{1,1}{1 - 1/\alpha_{cr,est}} \right)$ si existe un esfuerzo axial significativo en el dintel.

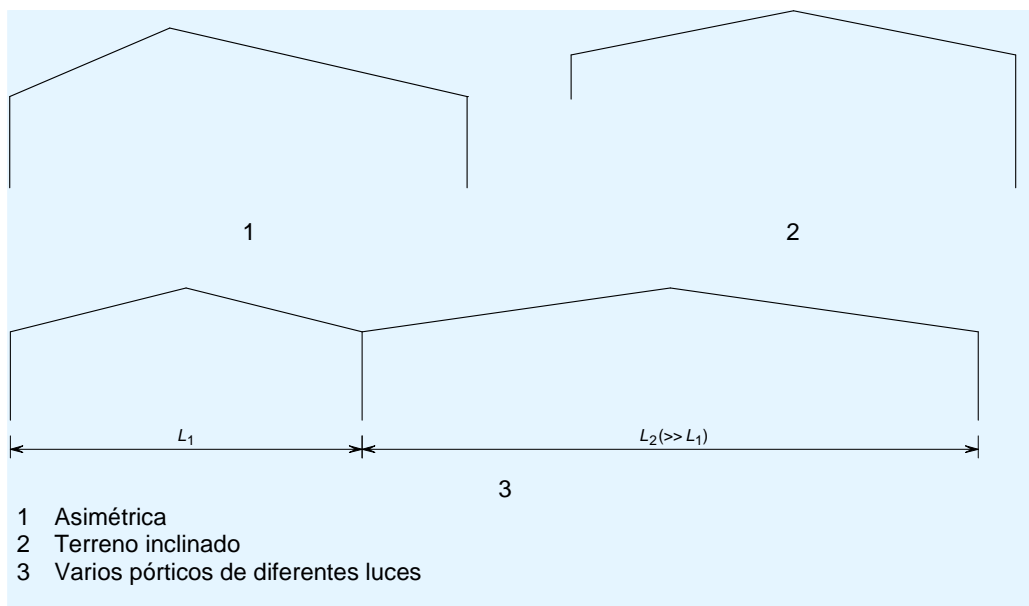


Figura 3.8 Ejemplos de estructuras de categoría B

3.4 Rigidez de la base

El análisis debería tener en cuenta la rigidez rotacional de las bases. Por este motivo se recomienda aplicar las sencillas reglas que se indican en este apartado. Es posible que estas recomendaciones de cálculo no resulten aceptables en determinados países; en esos casos, se deberían consultar los Anexos nacionales correspondientes y las normas emitidas por los organismos reguladores locales.

Es importante realizar una distinción entre la resistencia y la rigidez de la base de los pilares. La resistencia de la base de los pilares únicamente debe tenerse en cuenta en los cálculos elastoplásticos o rígido-plásticos de la resistencia de la estructura y no afecta a las deformaciones. En cambio, la rigidez de la base de los pilares debe considerarse para el análisis elastoplástico o elástico de las estructuras y afecta tanto a la resistencia como a la deformación de éstas.

Si se supone una rigidez determinada de la base en el cálculo asociado al ELU – Estado Límite Último, los detalles de las bases y la cimentación deben calcularse asimismo de forma que posean una resistencia adecuada para soportar los momentos y las fuerzas calculados.

Tal como se muestra en la Figura 3.9, muchos programas informáticos de análisis general introducen un elemento ficticio para simplificar el modelo de rigidez de las bases.

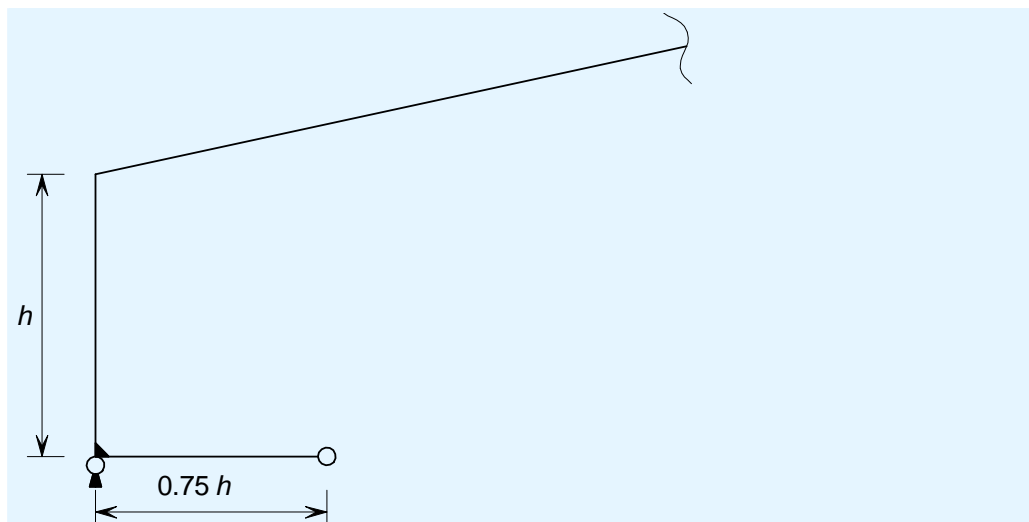


Figura 3.9 Elemento ficticio para el modelo de base de pilar nominalmente rígida

Se debe tener en cuenta que la reacción en el extremo articulado del elemento ficticio afectará a la reacción en la base del pilar. Esto debe corregirse considerando una reacción en la base igual al esfuerzo axial en el pilar, el cual es igual a la suma de las reacciones en la base y en el extremo articulado del elemento ficticio.

3.4.1 Bases articuladas y basculantes

Cuando se utilice una articulación o un elemento basculante reales, tal como se muestra en la Figura 3.10, la rigidez rotacional será nula. En la práctica, el uso de este tipo de bases se justifica en muy contadas ocasiones. Cuando se

empleen se deberá prestar especial atención a la transmisión del esfuerzo cortante a la cimentación, así como a la estabilidad provisional del pilar durante su construcción.

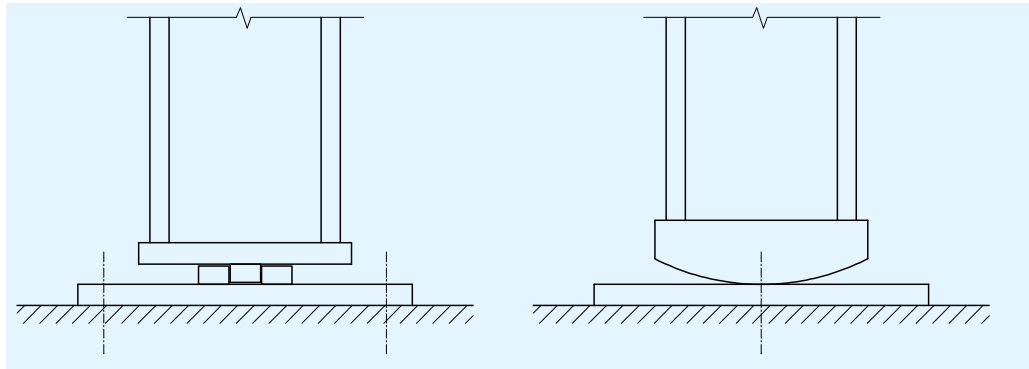


Figura 3.10 Ejemplos de bases de pilar con rigidez nula

3.4.2 Bases de pilares nominalmente rígidas

Si existe una unión rígida entre un pilar y una cimentación adecuada, se deberían adoptar las recomendaciones siguientes:

Análisis global elástico:

Para los cálculos asociados al Estado Límite Último se puede considerar que la rigidez de la base es idéntica a la rigidez del pilar.

En lo que respecta a los cálculos relativos al Estado Límite de Servicio, la base puede tratarse como rígida para determinar las deformaciones bajo cargas de servicio.

Análisis global plástico:

Para la capacidad de momento de la base se puede asumir cualquier valor entre cero y el momento plástico del pilar, siempre que la cimentación se calcule de forma que soporte un momento idéntico a la capacidad de momento supuesta junto con los esfuerzos obtenidos a partir del análisis.

Análisis global elastoplástico:

La rigidez supuesta para la base debe ser consistente con la capacidad de momento supuesta para ésta, sin superar el valor de rigidez del pilar.

3.4.3 Bases de pilares nominalmente semirrígidas

En el análisis global elástico se puede suponer que la base posee una rigidez nominal de hasta un 20 % de la rigidez del pilar, siempre que la cimentación se calcule de forma que soporte los momentos y los esfuerzos obtenidos a partir de este análisis.

3.4.4 Bases nominalmente articuladas

En el caso de pilares nominalmente articulados (conectados a una cimentación que se haya diseñado suponiendo que el momento en la base es nulo), se debería suponer que la base se encuentra articulada cuando se utilice un análisis global elástico para calcular el resto de momentos y esfuerzos existentes en la estructura en las condiciones de carga del Estado Límite Último.

Se puede suponer que la rigidez de la base equivale a la siguiente proporción de la rigidez del pilar:

- 10 % al calcular el factor α_{cr} o $\alpha_{cr,est}$
- 20 % al calcular las deformaciones bajo cargas de servicio.

En algunos países se consideran las placas base de los pilares que presentan un espesor relativamente pequeño y cuatro pernos situados fuera del perfil de la sección del pilar, como nominalmente articuladas si poseen una capacidad de deformación adecuada, aunque en realidad mostrarán un comportamiento semirrígido. En la práctica, estas bases presentan las ventajas adicionales de aportar la rigidez necesaria para que el pilar permanezca erguido de forma libre durante su montaje y de ayudar a alinear el pilar.

3.5 Resumen de las consideraciones de cálculo

El análisis del Estado Límite Último:

- Puede llevarse a cabo mediante análisis elástico o plástico
- Debería tomar en consideración los efectos de segundo orden ($P-\Delta$) si el valor del factor α_{cr} o $\alpha_{cr,est}$ es menor que 10 (análisis elástico) o 15 (análisis plástico)
- Si es necesario, los efectos de segundo orden pueden considerarse directamente (aplicando un análisis de segundo orden) o mediante un análisis de primer orden modificado en el que se introduzca un factor de amplificación.

Para la mayoría de estructuras se logrará la mayor eficiencia económica (y facilidad de cálculo y diseño) utilizando un software que:

- Se base en un comportamiento elástico-perfectamente plástico de los momentos y las rotaciones
- Tenga directamente en cuenta los efectos de segundo orden ($P-\Delta$).

En la Tabla 3.1 se incluye un resumen de la evaluación de la sensibilidad a los efectos de segundo orden y la amplificación necesaria para tener en cuenta dichos efectos.

Tabla 3.1 Efectos de segundo orden: evaluación y factores de amplificación

	Coacciones	Análisis elástico	Análisis plástico
Medida de la sensibilidad a los efectos de segundo orden	Pendientes poco pronunciadas, siendo no significativo el esfuerzo axil en el dintel	α_{cr}	α_{cr}
	Pendientes pronunciadas, con un esfuerzo axil significativo en el dintel	$\alpha_{cr,est}$	$\alpha_{cr,est}$
Factor de amplificación que permite tener en cuenta los efectos de segundo orden	Estructuras regulares	$\left(\frac{1}{1-1/\alpha_{cr}} \right)$ ó	$\left(\frac{1}{1-1/\alpha_{cr}} \right)$ ó
		$\left(\frac{1}{1-1/\alpha_{cr,est}} \right)$	$\left(\frac{1}{1-1/\alpha_{cr,est}} \right)$
	Estructuras irregulares, excluyendo los pórticos atirantados	$\left(\frac{1}{1-1/\alpha_{cr}} \right)$ ó	$\left(\frac{1,1}{1-1/\alpha_{cr}} \right)$ ó
		$\left(\frac{1}{1-1/\alpha_{cr,est}} \right)$	$\left(\frac{1,1}{1-1/\alpha_{cr,est}} \right)$
Cargas a las que se debe aplicar el factor de amplificación:		Sólo cargas horizontales	Todas las cargas

4 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

4.1 Aspectos generales

El análisis del Estado Límite de Servicio (ELS) debería realizarse utilizando los casos de carga correspondientes a dicho estado, con el fin de garantizar que con las “cargas de trabajo” se produzcan deformaciones aceptables.

4.2 Selección de los criterios de deformación

En la norma EN 1993-1-1 no se establecen límites de deformación específicos. Conforme a lo establecido en el apartado 7.2 de dicha norma y en el Anexo A1.4 de la norma EN 1990, los límites de flecha deberían especificarse para cada proyecto y acordarse con el cliente. En los Anexos nacionales correspondientes de la norma EN 1993-1-1 podrían especificarse límites que sean de aplicación en sus respectivos países. Cuando éste sea el caso, se deberán cumplir dichos límites. Para aquellas situaciones en las que no se especifiquen los límites, en el 0 del presente documento se incluyen valores típicos de dichos límites.

Si en la estructura se incluyen puentes grúa, es probable que el desplazamiento de los pilares al nivel de éstos se convierta en un criterio de cálculo importante. En muchos casos será necesario utilizar perfiles de acero más rígidos que los que deberían emplearse para el cálculo asociado al ELU- Estado Límite Último, o bien incluir algún tipo de fijación en la base y la cimentación. Otra opción alternativa sería utilizar un pórtico atirantado (en este caso se debe utilizar un análisis de segundo orden) o una celosía.

4.3 Análisis

El análisis del ELS habitualmente será un análisis (elástico) de primer orden. El proyectista debería verificar que no se forman rótulas plásticas en el ELS, simplemente a fin de validar el cálculo de las deformaciones.

4.4 Resumen de las consideraciones de cálculo

El Estado Límite de Servicio (ELS):

- Se evalúa mediante un análisis de primer orden
- Aplica los criterios de deformación definidos en el Anexo nacional correspondiente o acordados con el cliente.

5 RESISTENCIA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL

5.1 Aspectos generales

La norma EN 1993-1-1 exige comprobar la resistencia de las secciones transversales y la resistencia al pandeo de los elementos mediante cálculos independientes. Se deben efectuar comprobaciones adicionales de la resistencia de las almas al pandeo por esfuerzo cortante y debido a la acción de cargas transversales.

La resistencia calculada dependerá de la clase de la sección transversal. La resistencia de las secciones transversales se trata en el apartado 6.2 de la norma EN 1993-1-1.

5.2 Clasificación de las secciones transversales

En la norma EN 1993-1-1, las secciones transversales se clasifican en función del espesor relativo de las alas y del alma, junto con la magnitud del momento flector y el esfuerzo de compresión axial existente en la sección. La clasificación en función de la esbeltez de los elementos del ala o del alma se incluye en la Tabla 5.2 de la norma EN 1993-1-1. En dicha norma se abordan las secciones sometidas a esfuerzos axiales puros, flexión pura y combinaciones de cargas axiales y momentos flectores. Se considera que la clase de una sección es la clase mayor de las alas o del alma que la componen.

Es importante tener en cuenta que la clasificación depende tanto de la geometría de la sección transversal como de la relación existente entre los momentos y el esfuerzo axial en esta. Por ejemplo, la sección de una viga de perfil en I convencional podría comportarse como una sección de Clase 1 si se encuentra sometida a un momento flector puro, mientras que podría ser de Clase 2 o 3 si únicamente actúa sobre ella un esfuerzo axial puro; cuando actúa sobre ella una combinación de cargas podría ser de Clase 1, 2 o 3, en función de la relación existente entre el esfuerzo axial y el momento flector en la sección transversal objeto de estudio.

Las distintas clases se corresponden con los tipos de comportamiento estructural que se indican a continuación:

Clase 1: puede soportar una rótula plástica con suficiente rotación sin que se produzca pérdida de resistencia alguna debido al pandeo local.

Clase 2: puede desarrollar un momento plástico completo con una capacidad de rotación limitada antes de que el pandeo local provoque la reducción de la resistencia.

Clase 3: puede desarrollar plastificación en las fibras de los extremos, pero el pandeo local evita el desarrollo del momento plástico.

Clase 4: presenta unas proporciones dimensionales tales que el pandeo local se produce a tensiones menores que la correspondiente a la primera plastificación.

5.3 Ductilidad de los elementos para cálculo plástico

Tal y como se especifica en el apartado 5.6 de la norma EN 1993-1-1:2005, la sección transversal de todos los elementos formados por perfiles laminados (y por tanto uniformes, a excepción de las cartelas) que contengan rótulas plásticas con rotaciones antes de alcanzar la carga del ELU – Estado Límite Último, deben ser de Clase 1. El resto podrían ser de Clase 2.

En el apartado 5.6(3) se incluyen requisitos adicionales para secciones no uniformes, es decir, para los dinteles y sus cartelas. Se considerará que dichos requisitos se cumplen automáticamente cuando se satisfaga el requisito general para los elementos de secciones uniformes indicado en el párrafo anterior, siempre que la cartela se fabrique mediante corte del perfil del dintel o de una sección laminada de dimensiones ligeramente mayores.

5.4 Resumen de las consideraciones de cálculo

- La clasificación de las secciones transversales será en función de la relación existente entre el momento flector y el esfuerzo axial.
- La resistencia de todas las secciones transversales críticas se debe comprobar de acuerdo con lo establecido en el apartado 6.2 de la norma EN 1993-1-1.
- Cuando se aplique un cálculo plástico, todas las secciones que contengan rótulas plásticas deben ser de Clase 1.

6 ESTABILIDAD DE LOS ELEMENTOS

6.1 Introducción

Es necesario comprobar los efectos combinados que generan las cargas axiales y el pandeo sobre los elementos. En general, se utilizarán con tal fin las expresiones 6.61 y 6.62 de la norma EN 1993-1-1, tal como se indica en el apartado 6.2. Para aquellos casos especiales en los que existan rótulas plásticas en los elementos, la norma EN 1993-1-1 establece requisitos específicos en su apartado 6.4.

El pandeo en el plano es el que se produce respecto al eje fuerte del elemento. Tal como se explica en el apartado 6.1.1, cuando se considera el pandeo en el plano de un elemento de un pórtico no existen coacciones intermedias.

El pandeo fuera del plano es el que se produce respecto al eje débil del elemento. En un pórtico, la estructura de acero secundaria puede utilizarse como medio para aportar coacciones y de esa forma, aumentar la resistencia al pandeo, tal como se describe en el apartado 6.3.

6.1.1 Pandeo de los elementos de los pórticos

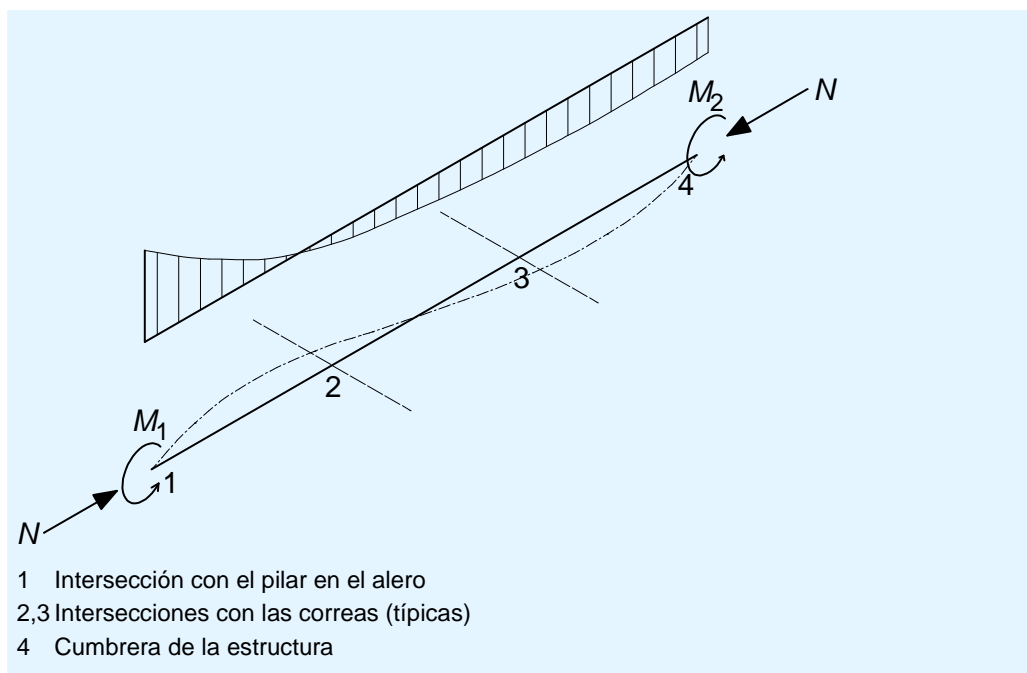


Figura 6.1 Diagrama de representación de un dintel de un pórtico

En la Figura 6.1 se muestra una representación sencilla de los aspectos que deben abordarse a la hora de considerar la estabilidad de un elemento de un pórtico (en este ejemplo, un dintel comprendido entre el alero y la cumbre). Se deberían tener en cuenta las consideraciones siguientes:

- No pueden existir puntos de coacción intermedios para el pandeo en el plano entre los nudos principales de la estructura (1 y 4).
- Se pueden introducir coacciones intermedias para el pandeo fuera del plano (nudos 2 y 3).

En la práctica, en el cálculo se aborda esta interacción de diversas formas:

- La estabilidad fuera del plano cerca de las rótulas plásticas habitualmente se aborda utilizando el concepto de longitudes estables ($L_{estable}$, L_m , L_k y L_s). Se supone que dichas longitudes son independientes de cualquier interacción con los efectos de estabilidad en el plano (véase apartado 6.4).
- La interacción entre el momento flector y el esfuerzo axial se aborda haciendo que se cumplan de forma simultánea las expresiones 6.61 y 6.62 de la norma EN 1993-1-1. Con tal fin, habitualmente se considera la comprobación más desfavorable fuera del plano (en cualquier parte del elemento) junto con la comprobación correspondiente en el plano.

6.2 Resistencia a pandeo en la norma EN 1993-1-1

La comprobación de la resistencia al pandeo de los elementos se aborda en varios apartados de la norma EN 1993-1-1. A continuación se indican los apartados de mayor importancia para el cálculo de pórticos.

6.3.1 Elementos uniformes sometidos a compresión. En este apartado se trata la resistencia al pandeo de elementos a compresión y la selección de las curvas de pandeo. Este apartado aborda principalmente el pandeo por flexión, aunque también se tratan el pandeo por torsión y el pandeo por torsión y flexión. Estos últimos modos de fallo no rigen el comportamiento de los perfiles IPE y otros perfiles con secciones transversales similares utilizados en los pórticos.

6.3.2 Elementos uniformes sometidos a flexión. En este apartado se trata el pandeo lateral de las vigas.

La distribución de momentos flectores a lo largo de una longitud de viga sin coacciones, ejerce una importante influencia sobre la resistencia al pandeo. Esto se tiene en cuenta mediante la elección del factor C_1 a la hora de calcular M_{cr} (véase el 0).

6.3.3 Elementos uniformes sometidos a flexión y compresión axial. En esta sección se trata la interacción entre la carga axial y el momento flector, tanto en el plano como fuera del plano.

Esta sección recoge la necesidad de realizar las comprobaciones siguientes a menos que se aplique un análisis completo de segundo orden, incluyendo todas las imperfecciones de los elementos ($P-\delta$ e imperfecciones de torsión y laterales).

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (6.61)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (6.62)$$

Para secciones de Clase 1, 2 y 3 y secciones doblemente simétricas de Clase 4:

$$\Delta M_{y,Ed} = \Delta M_{z,Ed} = 0.$$

Es útil definir $\chi_y \frac{N_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}$ como $N_{b,y,Rd}$ y $\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}$ como $M_{b,Rd}$.

$M_{z,Ed}$ es igual a cero ya que la estructura únicamente se encuentra sometida a cargas en su plano.

Por tanto, las expresiones anteriores pueden simplificarse y quedan de la manera siguiente:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + \frac{k_{yy} M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \text{ (partiendo de la expresión 6.61)}$$

$$\text{y } \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + \frac{k_{zy} M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \text{ (partiendo de la expresión 6.62).}$$

Los valores de k_{yy} y k_{zy} pueden obtenerse del Anexo A y el Anexo B de la norma EN 1993-1-1. En términos generales, los valores del Anexo A dan lugar a una resistencia de cálculo más elevada para los dinteles y los pilares de los pórticos que los valores del Anexo B. La elección del Anexo puede venir definida en los Anexos nacionales correspondientes de algunos países. En el ejemplo práctico de esta publicación se utilizan los valores del Anexo B.

Las resistencias al pandeo habitualmente dependerán de la longitud del dintel y del pilar. Algunos organismos reguladores nacionales podrían aceptar el uso de una longitud reducida y un factor de la longitud de pandeo. Dicho factor adopta un valor máximo de 1,0 e indica el aumento de la resistencia al pandeo de los elementos que presentan cierto grado de fijación en el extremo. La longitud de pandeo es el producto de la longitud y el factor de longitud de pandeo, que será menor que la longitud. Este enfoque dará lugar a una mayor resistencia al pandeo.

6.3.5 Pandeo lateral de elementos con rótulas plásticas. En este apartado se proporcionan recomendaciones acerca de los elementos de las estructuras que se han sometido a análisis plástico. Este apartado recoge la necesidad de coaccionar las zonas de rótulas plásticas y verificar las longitudes estables entre dichas coacciones y otras coacciones laterales. Ambos aspectos se tratan con mayor detalle en el apartado 6.4.

6.2.1 Influencia de la variación del momento

Un momento flector uniforme es la situación de carga más desfavorable a la hora de calcular la resistencia al pandeo lateral de un elemento. Un momento no uniforme es un caso menos desfavorable. En los Anexos A y B de la norma EN 1993-1-1 se tiene en cuenta el efecto de la variación del momento a través de los factores $C_{mi,0}$ y C_{mLT} , etc. Estos factores C modifican los factores k_{yy} y k_{zy} de las expresiones 6.61 y 6.62, que se emplean a la hora de efectuar las comprobaciones en los elementos.

Aunque existe la opción conservadora de utilizar un valor de 1,0 para los factores C , no se recomienda utilizar dicha opción.

6.3 Coacciones para el pandeo fuera del plano

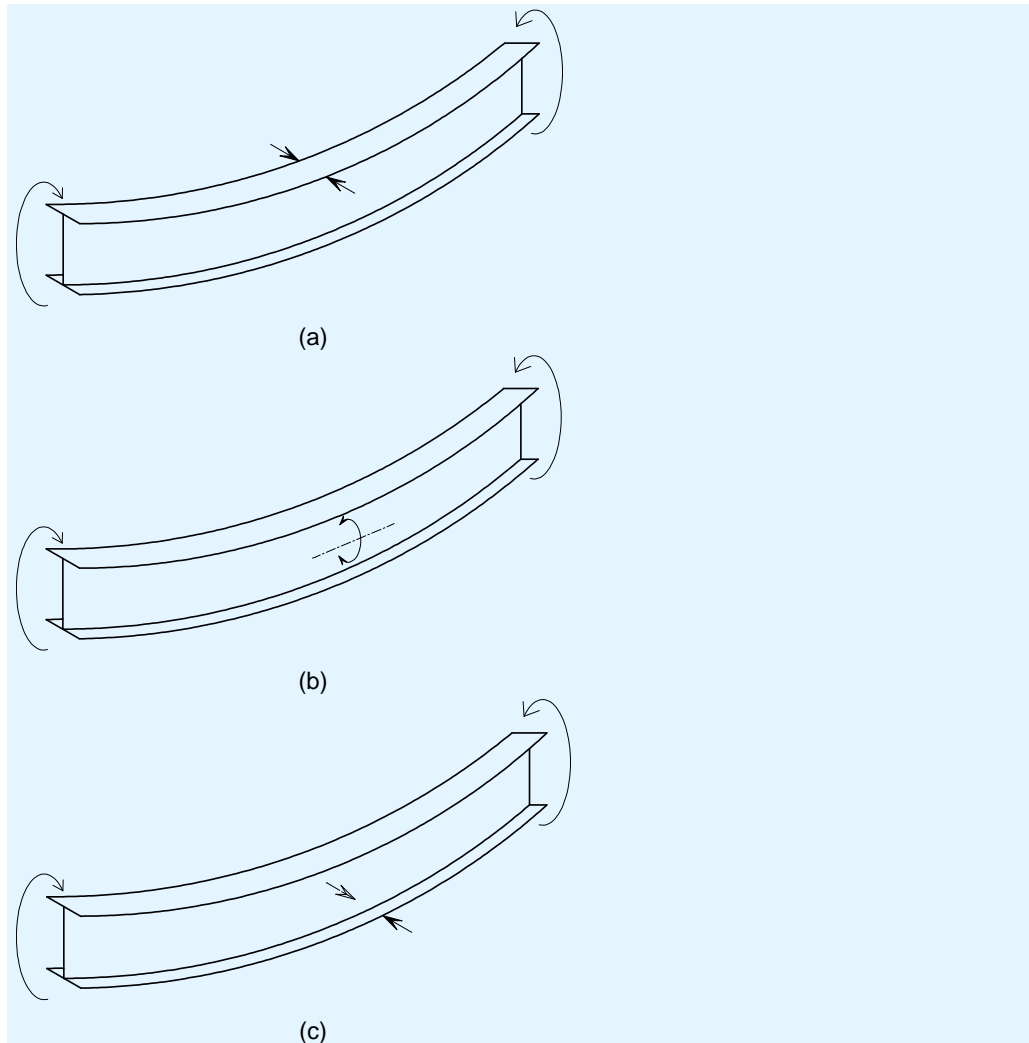


Figura 6.2 Tipos de coacciones frente al pandeo fuera del plano

En la Figura 6.2 se muestran los tres tipos básicos de coacciones que pueden emplearse para reducir o evitar el pandeo fuera del plano:

- (a) Coacción lateral, que evita el movimiento lateral del ala comprimida.
- (b) Coacción a torsión, que evita la rotación de un elemento respecto a su eje longitudinal.
- (c) Coacción lateral intermedia en el ala traccionada. Este tipo de coacción únicamente ofrece una ventaja limitada, pero al mismo tiempo modifica el modo de pandeo fuera del plano y por tanto, podría permitir aumentar la distancia entre las coacciones para evitar el pandeo fuera del plano.

Tal y como se muestra en la Figura 6.3, en la práctica se puede utilizar más de un tipo de coacción.

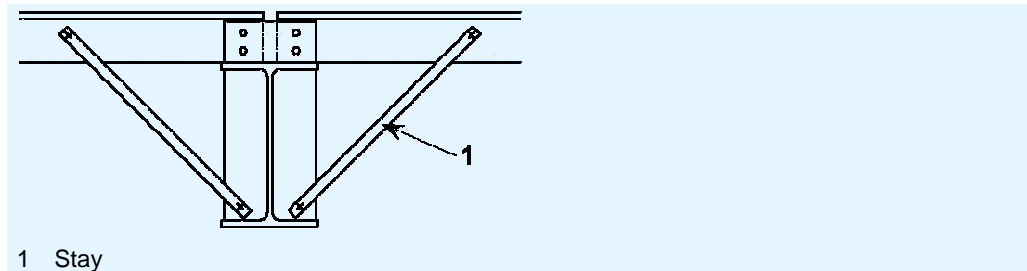


Figura 6.3 Ejemplo de una coacción lateral y a torsión combinadas

Las correas unidas al ala exterior del dintel y las correas laterales unidas al ala exterior del pilar aportan estabilidad de diversas maneras:

- Mediante coacción lateral directa, cuando el ala exterior es el ala comprimida.
- Mediante coacción lateral intermedia del ala traccionada entre las coacciones a torsión, cuando el ala exterior se encuentra traccionada.
- Mediante coacción coacciones y lateral cuando la correa se encuentra unida al ala traccionada y se utiliza en combinación con arriostramientos diagonales unidos al ala comprimida.

En todos los casos, las correas de los dinteles y las correas de las fachadas laterales, deberían atarse con el sistema de arriostramiento en el plano de los dinteles (véase el apartado 9). En términos generales, en muchos países se acepta la suposición que las fuerzas se transmiten al sistema de arriostramiento a través del diafragma de la cubierta, incluso sin disponer de cálculos que respalden dicha suposición. En otros países es necesario efectuar cálculos, o bien suponer que las correas proporcionan la coacción necesaria únicamente si se encuentran alineadas directamente con el sistema de arriostramiento.

La posición de las correas de los dinteles y las correas laterales de los pilares será aquélla en la que se produzca un equilibrio entre la capacidad de las propias correas y la separación necesaria para coaccionar a los elementos de acero principales. La separación máxima habitualmente se determinará a partir de las tablas de carga de los fabricantes. Podría ser necesario reducir la separación para conseguir coaccionar el ala interior en puntos estratégicos a lo largo del dintel o el pilar, por lo que sería habitual disponer de correas con una separación reducida en aquellas zonas sometidas a un elevado momento flector, como sucede en el entorno de las cartelas de los aleros.

La práctica habitual es situar una correa en el extremo-punta de la cartela y otra cerca de la cumbre. La longitud afectada se divide en tramos idénticos, habitualmente de entre 1,6 y 1,8 m. Es frecuente colocar una correa cerca de la chapa frontal del dintel y, en función de la longitud de la cartela, una, dos o más correas en el tramo situado hacia el extremo-punta de la cartela, habitualmente con una separación menor que la existente en la longitud principal del dintel.

Podría ser necesario instalar correas adicionales para soportar las acumulaciones de nieve (que también podrían servir para fines de coacción).

Las correas laterales habitualmente se sitúan en posiciones que permitan su adaptación al cerramiento, las puertas y las ventanas. El ala interior del pilar

en la zona inferior de la cartela siempre debe coaccionarse (una práctica común es situar un correa lateral a este nivel).

Las correas de cubierta y las correas laterales tienen que tener una continuidad para poder ofrecer una coacción adecuada, tal y como se muestra en la Figura 6.3. Una correa lateral que no se continúe (por ejemplo, que presente discontinuidades debido a la presencia de puertas industriales) no ofrecerá la fiabilidad necesaria para proporcionar una coacción adecuada.

6.4 Longitudes estables adyacentes a rótulas plásticas

6.4.1 Introducción

En la norma EN 1993-1-1 se indican cuatro tipos de longitudes estables: $L_{estable}$, L_m , L_k y L_s . A continuación se trata cada una de ellas. Las longitudes L_k y L_s se emplean para verificar la estabilidad de los elementos entre coacciones coacciones y comprobar los efectos estabilizadores de las coacciones intermedias en el ala traccionada.

$L_{estable}$ (Apartado 6.3.5.3(1)B)

$L_{estable}$ es la longitud estable básica para un segmento de viga uniforme sometido a una distribución lineal de momentos flectores y sin un esfuerzo axial de compresión significativo. En la práctica, este caso básico simple sólo puede utilizarse de forma limitada para la comprobación de los pórticos.

En este contexto, el “esfuerzo axial de compresión significativo” se puede relacionar con la determinación de α_{cr} en el apartado 5.2.1 4(B) Nota 2B, de la norma EN 1993-1-1. La compresión axial no resulta significativa si $N_{Ed} \leq 0,09N_{cr}$, tal y como se explicó en el apartado 3.3.1.

L_m (Anexo BB.3.1.1)

L_m es la longitud estable entre la sección coaccionada en la que aparece una rótula plástica y la siguiente sección que se encuentre coaccionada lateralmente. Dicha longitud tiene en cuenta tanto la compresión del elemento como la distribución de momentos a lo largo de éste. Existen distintas expresiones para:

- Elementos uniformes (expresión BB.5)
- Elemento con tres alas en la zona acartelada (expresión BB.9)
- Elemento con dos alas en la zona acartelada (expresión BB.10).

L_k (Anexo BB.3.1.2 (1)B)

La longitud L_k es la longitud estable entre la sección coaccionada en la que aparece una rótula plástica y la siguiente sección que se encuentre coaccionada a torsión, en aquellos casos en los que un elemento uniforme se ve sometido a un momento constante, siempre que la separación de las coacciones del ala traccionada o comprimida no sea mayor que L_m . Este límite también podría aplicarse como opción conservadora a un momento no uniforme.

L_s (Anexo BB.3.1.2 (2)B y (3)B)

L_s es la longitud estable entre la sección coaccionada en la que aparece una rótula plástica y la siguiente sección que se encuentre coaccionada, en aquellos casos en los que un elemento uniforme se ve sometido a un esfuerzo axial de compresión y a una ley lineal de momentos, siempre que la separación de las coacciones del ala traccionada o comprimida no sea mayor que L_m .

Se utilizan distintos factores C y diferentes expresiones para los casos de ley lineal de momentos (expresión BB.7) y ley no lineal de momentos (expresión BB.8).

Cuando la sección transversal del segmento varíe a lo largo de la longitud de éste (por ejemplo, como sucede en las cartelas) pueden adoptarse dos estrategias distintas:

- Para leyes lineales y no lineales de momentos en elementos con tres alas en la zona acartelada BB.11;
- Para leyes lineales y no lineales de momentos en elementos con dos alas en la zona acartelada BB.12.

6.4.2 Aplicación práctica

En los diagramas de flujo contenidos en las Figuras 11, 13 y 15 se resume la aplicación práctica de las distintas fórmulas para la longitud estable de cualquier segmento adyacente a una rótula plástica en un elemento. En aquellos casos en los que no exista ninguna rótula plástica, la comprobación del segmento del elemento se realiza aplicando los criterios convencionales de análisis elástico a través de las expresiones 6.61 y 6.62.

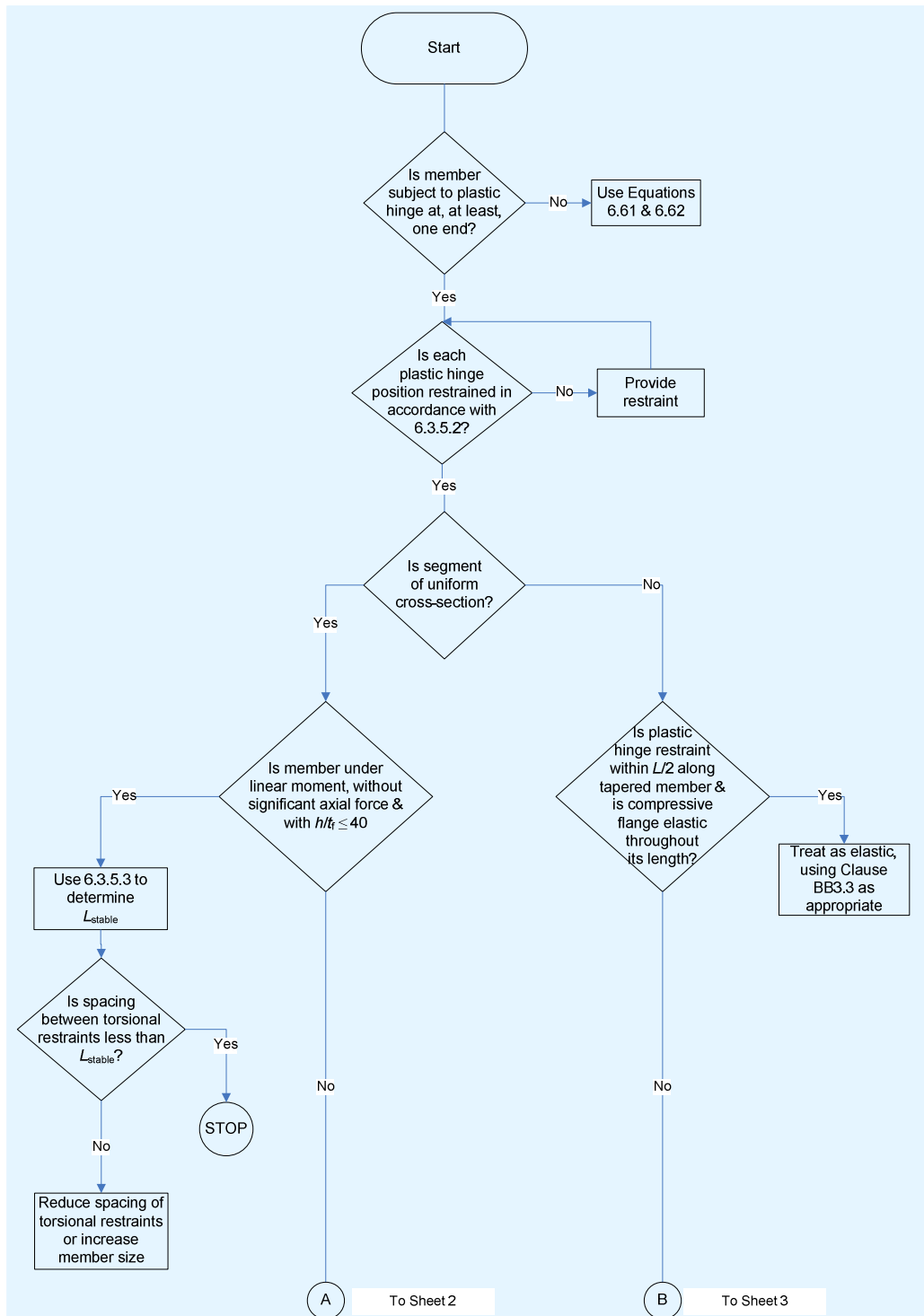


Figura 6.4 Árbol de decisión para la selección de los criterios adecuados de longitud estable para cualquier segmento de un pórtico (Hoja 1)

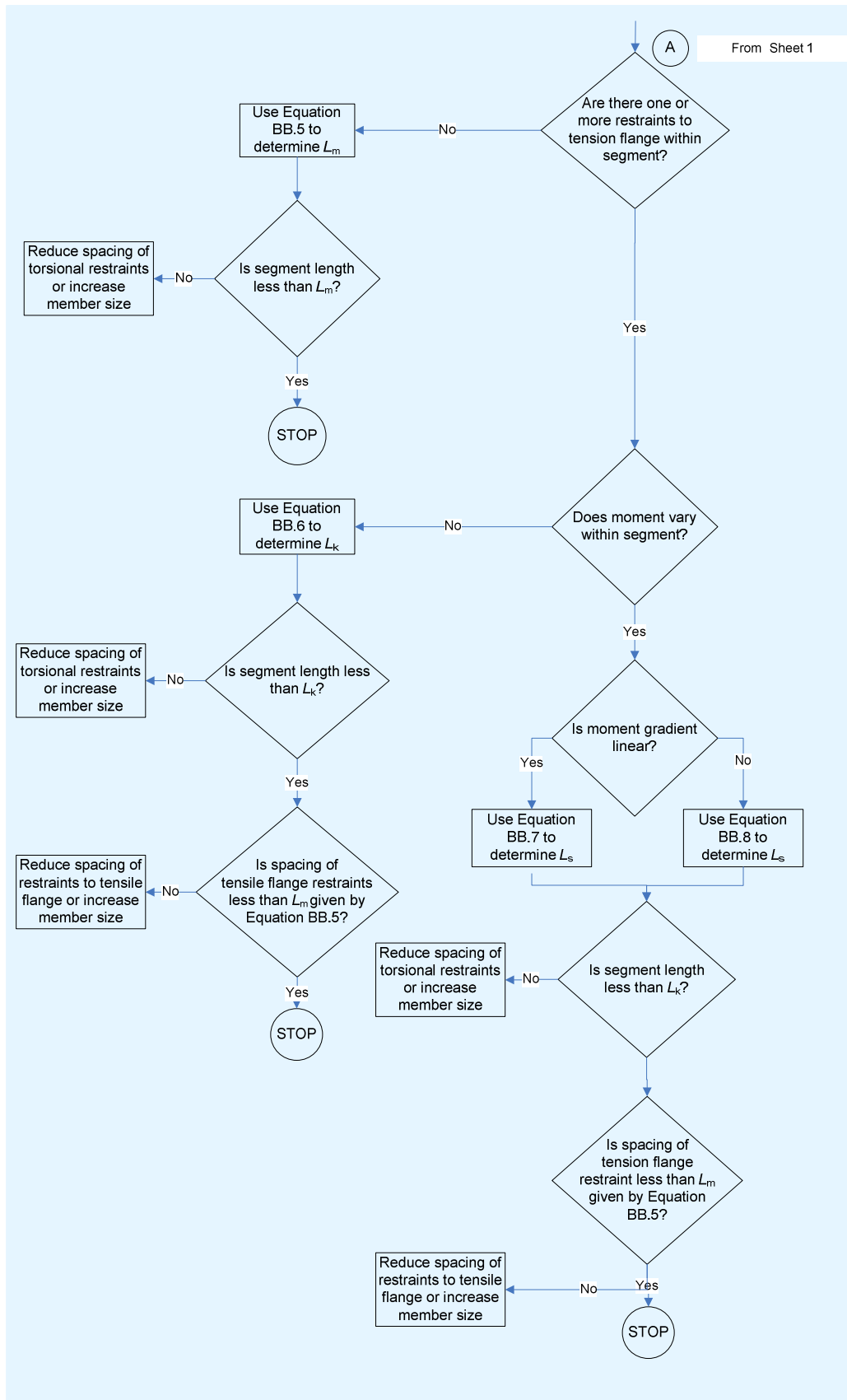


Figura 6.5 Árbol de decisión para la selección de los criterios adecuados de longitud estable para cualquier segmento de un pórtico (Hoja 2)

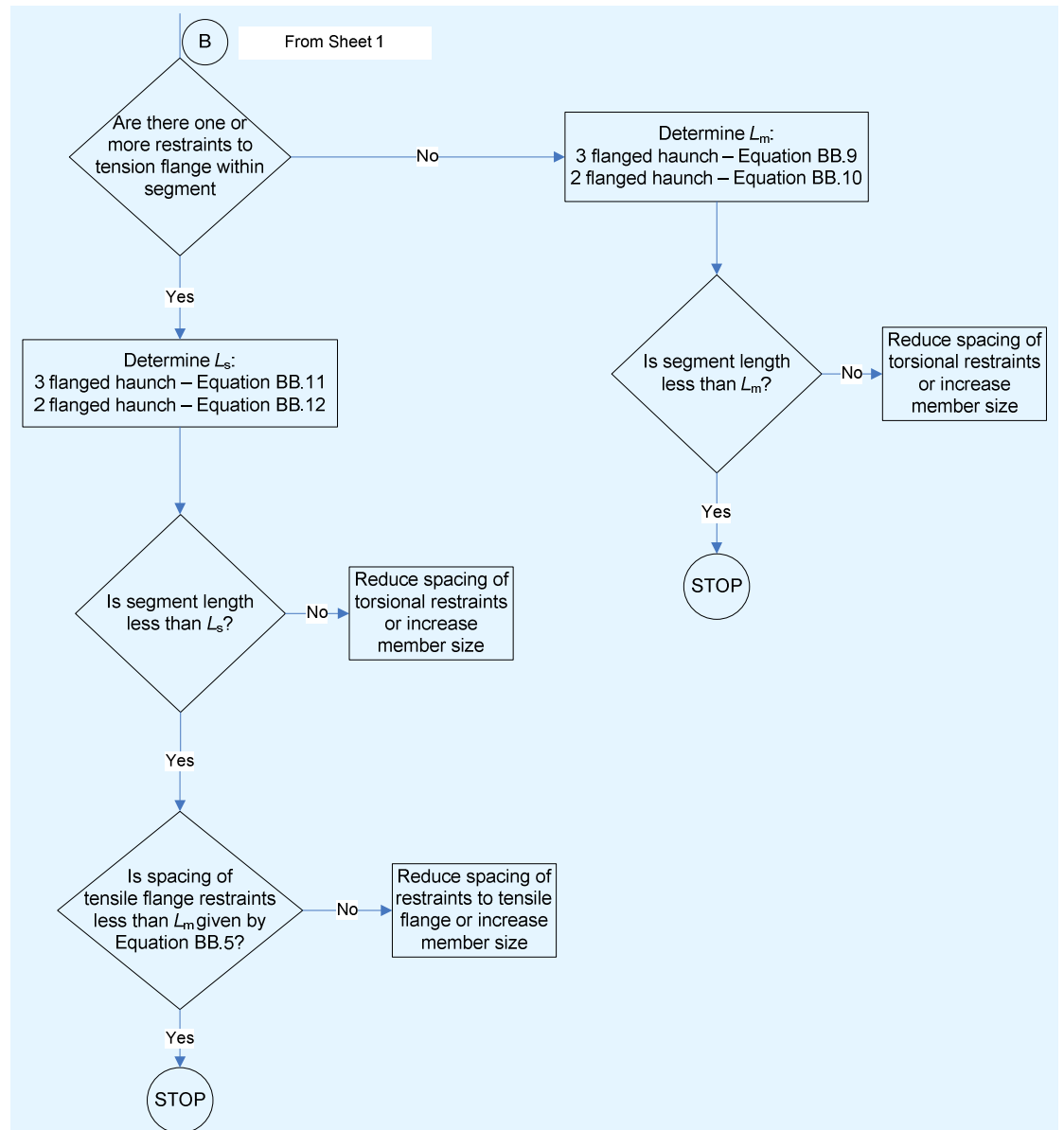


Figura 6.6 Árbol de decisión para la selección de los criterios adecuados de longitud estable para cualquier segmento de un pórtico (Hoja 3)

6.5 Resumen de las consideraciones de cálculo

Antes de proceder con la comprobación minuciosa de la estabilidad de los dinteles se deben considerar los siguientes aspectos:

- Las coacciones coacciones y laterales deben ser garantizadas en todas las secciones donde aparece una rótula plástica, en conformidad con lo requerido en el apartado 6.3.5.2 de la norma EN 1993-1-1.
- En la norma EN 1993-1-1 se indican cuatro tipos de longitudes estables: $L_{estable}$, L_m , L_k y L_s , adyacentes a las secciones donde aparecen rótulas plásticas. Se deben garantizar las coacciones laterales adyacentes a una sección en la que aparece una rótula plástica a una distancia inferior a $L_{estable}$ o L_m y coacciones coacciones a una distancia inferior a L_k o L_s , según corresponda.

- En zonas sin rótulas plásticas, todos los elementos deben ser conformes con las formas simplificadas de las expresiones 6.61 y 6.62. Éstas consideran la estabilidad en el plano y fuera del plano y su potencial interacción.

7 DISEÑO DE LOS DINTELES

7.1 Introducción

El cálculo de pórticos normalmente se rige por la comprobación de sus elementos en el ELU - Estado Límite Último. Aunque las comprobaciones asociadas al ELS - Estado Límite de Servicio resultan importantes, habitualmente los pórticos convencionales presentan una rigidez suficiente para satisfacer los límites de deformación del ELS. Se puede economizar el conjunto de la estructura por medio del análisis plástico; esto exige utilizar secciones de Clase 1 o 2 en la estructura, y de Clase 1 en aquellos puntos en los que exista una rótula que se prevea que rote.

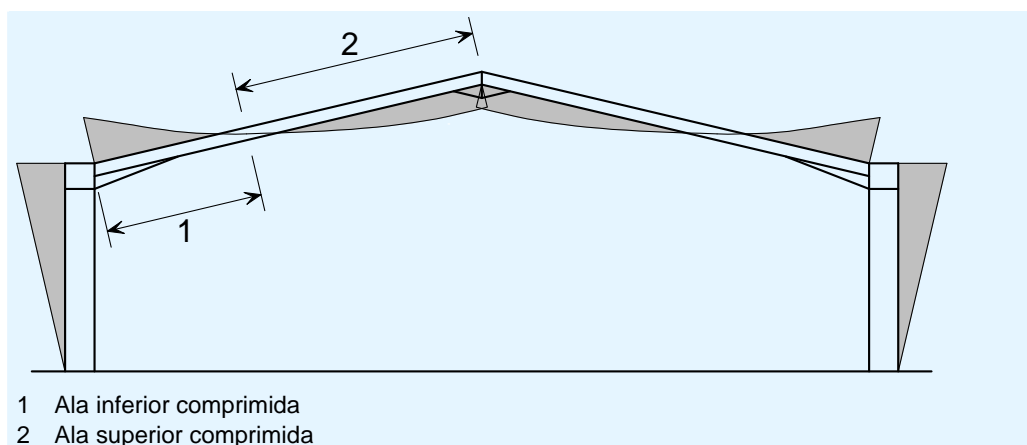


Figura 7.1 Momentos flectores en un pórtico, acciones gravitatorias

Tal como se muestra en la Figura 7.1, los dinteles se encuentran sometidos a elevados momentos flectores en el plano de la estructura, que varían desde un momento negativo máximo en la unión con el pilar hasta un momento positivo mínimo cerca de la cumbrera. También se encuentran sometidos a compresión global debido a la acción de la estructura. En cambio, no existe ningún momento respecto a su eje débil.

Aunque la resistencia de los elementos es importante, también es necesario que la estructura posea una rigidez adecuada que permita limitar los efectos de la deformación de la geometría y las flechas en el ELS - Estado Límite de Servicio). Por estos motivos, en los pórticos generalmente no se emplean miembros de gran resistencia, sino aceros de grado inferior con mayor inercia. El diseño óptimo de los dinteles del pórtico habitualmente se consigue mediante el uso de

- Una sección transversal con un valor elevado del ratio entre los momentos de inercia I_{yy} e I_{zz} , que cumpla los requisitos de una sección transversal de Clase 1 o 2 sometida a una combinación de momento flector respecto al eje fuerte y esfuerzo axial de compresión.
- Una cartela que, partiendo desde el pilar, abarque aproximadamente el 10 % de la luz de la estructura. Generalmente, esto implicará que los momentos negativos y positivos máximos en la longitud del dintel dentro del plano serán similares.

7.2 Resistencia de los dinteles

Las resistencias de todas las secciones transversales críticas de los dinteles se deben comprobar conforme a lo indicado en el apartado 6 de la norma EN 1993-1-1.

7.3 Estabilidad fuera del plano del dintel

7.3.1 Estabilidad del dintel y de la cartela cuando se encuentran sometidos a un momento negativo máximo

Resulta necesario realizar comprobaciones tanto en el plano como fuera del plano. Inicialmente se llevan a cabo las comprobaciones fuera del plano para garantizar que las coacciones se encuentran situadas en las posiciones adecuadas y con una separación apropiada.

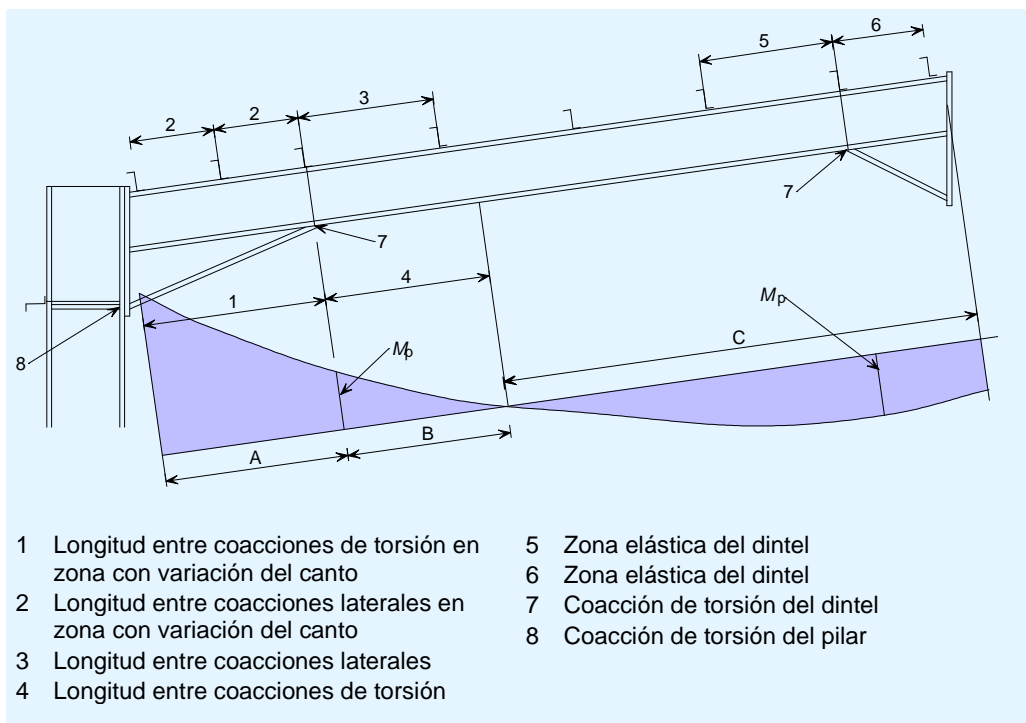


Figura 7.2 Dintel típico de pórtico con posibles rótulas plásticas en el extremo-punta de la cartela y en la primera correa desde la cumbre

En la Figura 7.2 se muestra una distribución de momentos típica para acciones permanentes más cargas variables, así como las posiciones típicas de las correas y las coacciones.

Las correas se colocan con una separación de unos 1,8 metros, aunque podría ser necesario reducir dicha separación en las zonas situadas cerca de los aleros en las que existan momentos elevados. En la Figura 7.2 se indican tres zonas de estabilidad (zonas A, B y C), a las que se hará mención en los apartados siguientes.

La presencia de rótulas plásticas en el dintel dependerá de la carga, la geometría y la elección de las secciones del pilar y del dintel.

Para seleccionar un método de comprobación adecuado se deberá tener en cuenta si existe una rótula plástica, así como la forma del diagrama de momento flector y la geometría de la sección (con tres o dos alas). El objetivo de las comprobaciones es poder proporcionar las coacciones necesarias para garantizar que el dintel sea estable fuera del plano.

Estabilidad de la cartela en la zona A

En la zona A, el ala inferior de la cartela se encuentra comprimida. Las comprobaciones de estabilidad se complican debido a la variación de la geometría a lo largo de la cartela.

La unión entre el ala interior del pilar y la parte inferior de la cartela (punto 8 de la Figura 7.2) debería estar siempre coaccionada. El extremo-punta de la cartela (punto 7 de la Figura 7.2) normalmente presenta una coacción del ala inferior por medio de un arriostramiento diagonal desde la correa situada en dicha posición, lo que genera una coacción de torsión en ese punto. Si se prevé la formación de una rótula plástica en esa posición, deberá situarse una coacción dentro de una distancia de $h/2$ respecto a la posición de la rótula, siendo h el canto del dintel. En la Figura 7.2 se prevé que exista una rótula en el punto 7, por lo que se ha dispuesto una coacción en el ala inferior. Las coacciones situadas en cada ala en la zona de la cartela se muestran en la Figura 7.3.

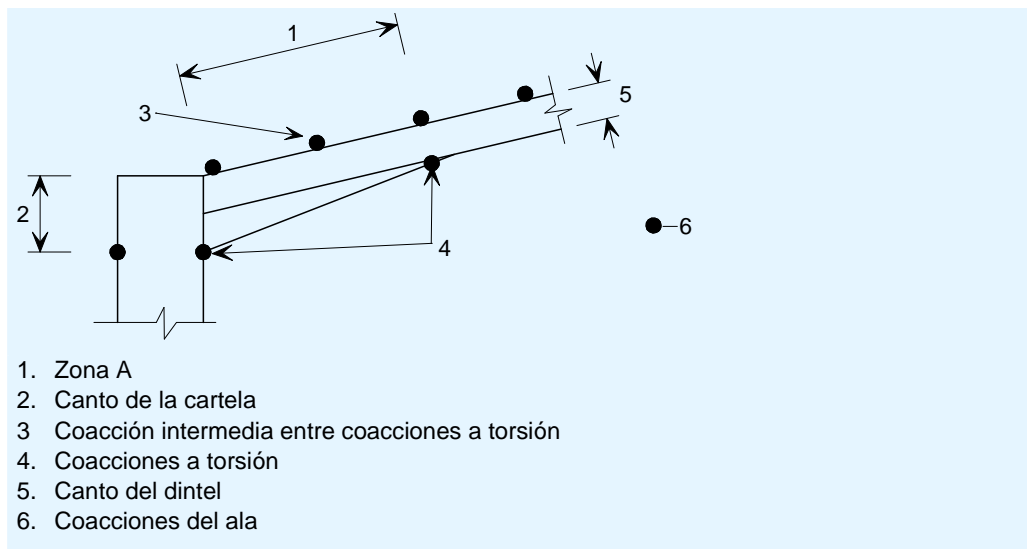


Figura 7.3 Coacciones en la zona acartelada de un pórtico

Se debe comprobar que la distancia entre coacciones a torsión (indicado como “1” en la zona A en la Figura 7.2) a ambos lados de una rótula plástica no supera el valor L_s , tal como se indica en el apartado BB.3.2.2. En la zona A, el elemento tiene variación del canto y el momento flector no es constante.

El valor de L_s puede calcularse mediante la expresión BB.11 para las cartelas de tres alas y la expresión BB.12 para las cartelas de dos alas, ambas incluidas en el apartado BB.3.2.2. En ambos casos, existe un factor C_n (definido en el apartado BB.3.3.2) que permite considerar una ley no lineal de momentos mediante el cálculo de los parámetros apropiados en las cinco secciones transversales, tal como se muestra en la Figura 7.4. El parámetro c es un factor de variación del canto que se define en el apartado BB.3.3.3(1)B. En el

apartado BB.3.2.2 también se establece que la separación entre las coacciones laterales intermedias debe cumplir los requisitos relativos al valor de L_m que se especifican en el apartado BB.3.2.1. Las dos longitudes marcadas como “2” en la Figura 7.2 deben satisfacer dicha condición.

Para las cartelas de tres alas se utiliza la expresión BB.9, mientras que para las cartelas de dos alas se emplea la expresión BB.10. Una cartela de tres alas sería lo habitual cuando ésta se fabrica a partir de un corte de un perfil y se suelda a la parte inferior del dintel.

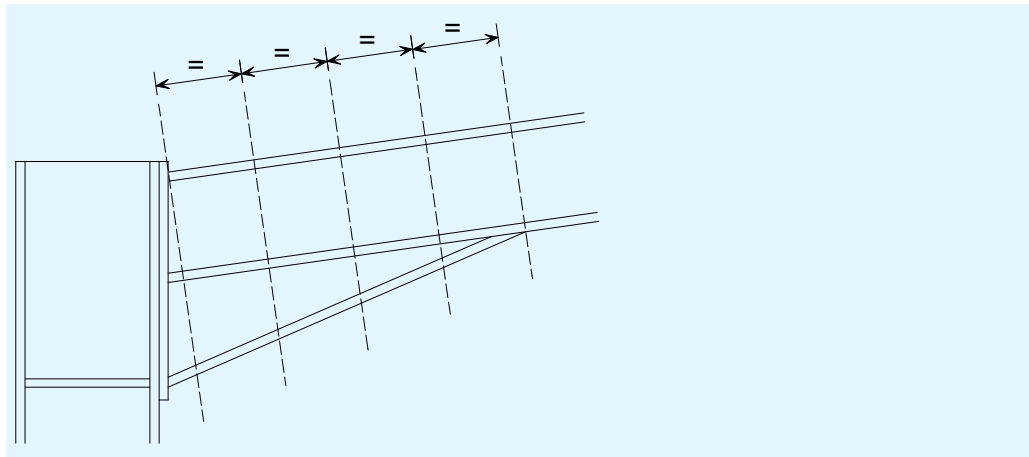


Figura 7.4 Secciones transversales que deben ser consideradas en el cálculo de C_n

Estabilidad del dintel en la zona B

La zona B normalmente se extiende desde el extremo-punta de la cartela hasta el punto de cambio de flexión (véase la Figura 7.2). El ala inferior se encuentra parcial o totalmente comprimida a lo largo de esta longitud. En función del análisis global, esta zona podría contener o no una rótula plástica en el extremo-punta de la cartela.

En esta zona, se dispondrá una coacción lateral y a torsión en el extremo-punta de la cartela. En el otro extremo, la coacción se conseguirá por medio de una correa situada más allá del punto de cambio de flexión (punto en el que el momento flector es cero). Algunos organismos reguladores nacionales permiten considerar este punto como una coacción, siempre que se cumplan las siguientes condiciones:

- El dintel es un perfil laminado
- En las uniones entre las correas y el dintel existen al menos dos tornillos
- El canto de la correa es, como mínimo, igual a 0,25 veces el canto del dintel.

Si se prevé la formación de una rótula plástica en el extremo-punta de la cartela se deberá disponer una coacción a torsión dentro de una distancia límite, conforme a lo establecido en la sección BB.3.1.2. Dicha distancia límite puede calcularse realizando las siguientes suposiciones:

- Momento flector constante (utilizar la expresión BB.6);
- Ley lineal de variación de momento (utilizar la expresión BB.7);

- Ley no lineal de variación de momento (utilizar la expresión BB.8).

Además, la separación entre las coacciones laterales intermedias (indicada como “3” en la Figura 7.2) debe cumplir los requisitos relativos al valor de L_m especificados en el apartado BB.3.1.1.

Si no existe ninguna rótula plástica, y siempre que se trate de zonas elásticas, el elemento debe verificarse aplicando las expresiones 6.61 y 6.62 (véase el apartado 6.2 del presente documento).

Estabilidad del dintel en la zona C

En la zona C puede suponerse que las correas proporcionan una coacción lateral al ala superior (comprimida) siempre que estén atadas a algún sistema de arriostramiento global. En muchos países simplemente se asume que la acción de diafragma de las chapas de la cubierta basta para transmitir las fuerzas de coacción al sistema de arriostramiento; en otros países, se exige que todas las correas que actúen como elementos de coacción se conecten directamente al sistema de arriostramiento.

Las comprobaciones fuera del plano hacen necesaria la verificación de los elementos aplicando las expresiones 6.61 y 6.62 (véase el apartado 6.2 del presente documento). Por regla general, si la separación existente entre las correas es regular, basta con comprobar el dintel entre las coacciones suponiendo un momento flector y un esfuerzo axial máximos.

Si se prevé la formación de una rótula plástica junto a la cumbrera, dicha rótula debe ser coaccionada. Además, deberán cumplirse los requisitos habituales de estabilidad cerca de una rótula plástica:

- La distancia entre la coacción situada en la rótula plástica y la siguiente coacción lateral no debe ser mayor que la distancia límite L_m .
- La distancia hasta la siguiente coacción a torsión, a cada lado de la rótula, no debe ser mayor que la distancia límite L_k o L_s , y el espaciamiento entre las coacciones intermedias debe cumplir los requisitos relativos a L_m , tal como se indicó para la zona B.

En la práctica, incluso si no existe ninguna rótula plástica adyacente a la cumbrera, habitualmente se dispone una coacción a torsión en dicho punto ya que será necesaria a la hora de considerar las combinaciones de acciones de levantamiento del dintel (el ala inferior se encontrará comprimida bajo acciones de succión y presión interior causadas por el viento sobre la cubierta).

7.3.2 Estabilidad del dintel y de la cartela en la situación de cargas de levantamiento

Bajo condiciones de levantamiento, la mayor parte del ala inferior del dintel estará comprimida. En la Figura 7.5 se muestra un diagrama típico de momento flector inverso.

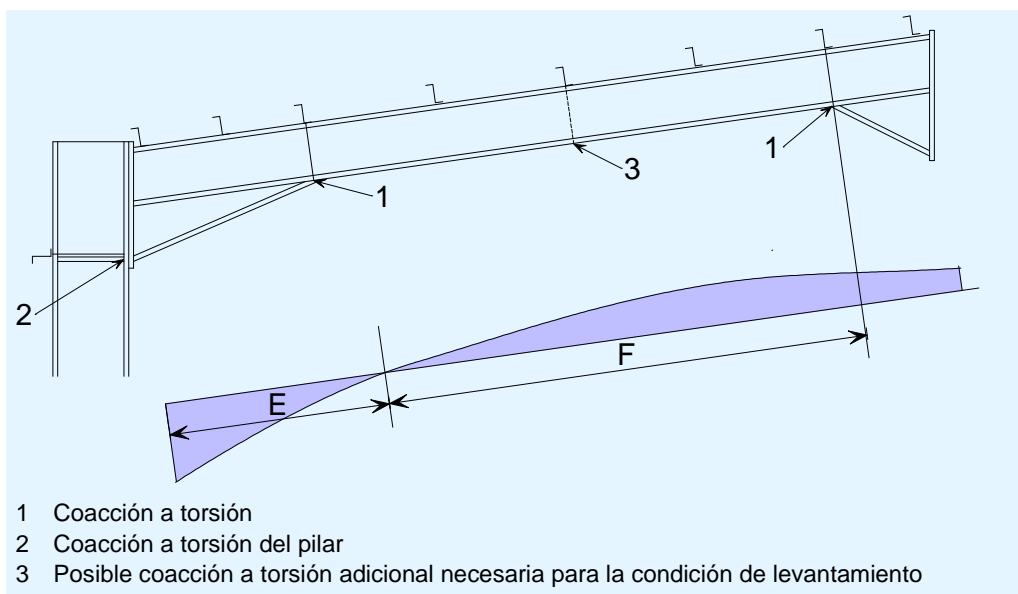


Figura 7.5 Disposición típica del dintel y correas para situaciones de levantamiento debido a la acción del viento

Este tipo de diagrama de momento flector se producirá generalmente cuando se den presiones interiores y succiones debido a la acción del viento. Los momentos flectores habitualmente presentan valores menores que las combinaciones de cargas por gravedad, por lo que los elementos mantendrán su carácter elástico. Las comprobaciones de estabilidad recomendadas más adelante parten de la suposición que no se formarán articulaciones plásticas en la situación de levantamiento.

Estabilidad de la cartela en la zona E

En la zona E (véase la Figura 7.5), el ala superior de la cartela estará comprimida y estará coaccionada por las correas.

Los momentos flectores y el esfuerzo axial serán menores que los producidos por la combinación de cargas por gravedad. La verificación de los elementos debería realizarse aplicando la expresión 6.62 (véase el apartado 6.2 del presente documento). Mediante una inspección, debería ser claro que el comportamiento del dintel en esta zona será satisfactorio.

Estabilidad en la zona F

En la zona F las correas no coaccionarán el ala inferior, que se encuentra comprimida.

Se debe comprobar el dintel entre coacciones a torsión. Generalmente se dispondrá una coacción a torsión adyacente a la cumbre, tal como se muestra en la Figura 7.5. Es posible que el dintel sea estable entre este punto y la coacción virtual del punto de cambio de flexión. Si este tramo del dintel no resulta estable, pueden introducirse coacciones a torsión adicionales y comprobarse cada nuevo tramo del dintel.

Esta comprobación puede llevarse a cabo utilizando la expresión 6.62.

Los efectos beneficiosos de las coacciones del ala traccionada (en este caso, el ala superior) pueden cuantificarse utilizando un factor de modificación C_m , que puede extraerse del apartado BB.3.3.1(1)B en el caso de ley lineal de variación

de momentos y del apartado BB.3.3.2(1)B en el caso de ley no lineal. Si se aprovechan estos efectos beneficiosos, la separación de las coacciones intermedias debería cumplir asimismo los requisitos asociados al valor de L_m especificados en el apartado BB.3.1.1.

7.4 Estabilidad en el plano

Además de las comprobaciones fuera del plano, indicadas en el apartado 7.3, deberán realizarse las comprobaciones en el plano oportunas aplicando la expresión 6.61.

En el caso de las comprobaciones en el plano, la resistencia axil $\frac{\chi_y N_{Ed}}{\gamma_{M1}}$ se basa en la longitud del dintel. La resistencia al pandeo $\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}$ debería considerarse como la resistencia mínima para cualquiera de las zonas descritas en el apartado 7.3.

7.5 Resumen de las consideraciones de cálculo

- Los dinteles deben ser perfiles IPE o similares, con proporciones de Clase 1 o Clase 2 bajo combinación de momento y carga axil. Las secciones donde se forme una rótula plástica deben ser de Clase 1.
- Las secciones transversales deben ser comprobadas en conformidad con lo indicado en el apartado 6 de la norma EN 1993-1-1.
- Deben llevarse a cabo comprobaciones minuciosas para asegurar una estabilidad fuera del plano adecuada, tanto bajo condiciones gravitatorias como de levantamiento - véase apartados 7.3.1. y 7.3.2.
- Deben ser comprobadas tanto la estabilidad en el plano de los dinteles como las interacciones fuera del plano, mediante las expresiones 6.61 y 6.62 – véase el apartado 6.2.

8 DISEÑO DE PILARES

8.1 Introducción

Tal y como se muestra en la Figura 8.1, la cartela se encuentra situada en la zona del dintel sometida a mayores esfuerzos. Por otra parte, el pilar se ve sometido a un momento flector similar en la zona de la parte inferior de la cartela. Por este motivo, la sección del pilar debe ser significativamente mayor que la del dintel (en general, para el pilar se aplica una proporción del 150 % del tamaño de la sección del dintel).

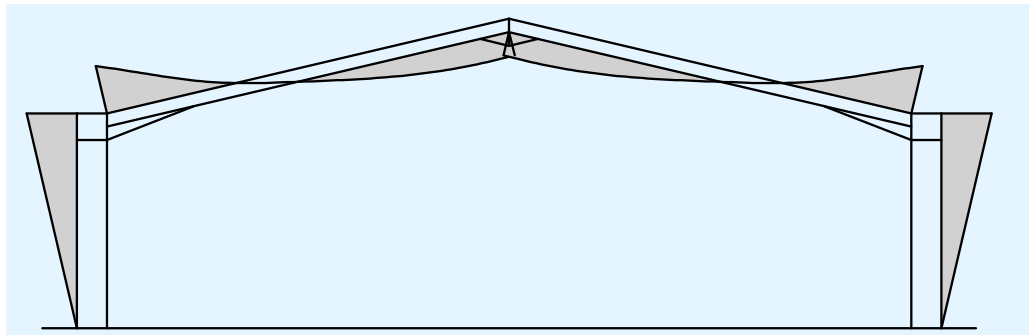


Figura 8.1 Diagrama típico de momento flector para estructuras con pilares de bases articuladas sometidas a cargas gravitatorias

En la mayoría de los pilares normalmente se consigue un diseño óptimo utilizando:

- Una sección transversal con un valor elevado del ratio entre los momentos de inercia I_{yy} e I_{zz} , que cumpla los requisitos de una sección transversal de Clase 1 o 2 bajo combinación de momento flector respecto al eje fuerte y compresión axial
- Un módulo resistente plástico que sea aproximadamente un 50 % mayor que el del dintel.

El tamaño del pilar generalmente se determinará en la fase preliminar de cálculo, basado en las resistencias a flexión y a compresión necesarias.

8.2 Resistencia del alma

El alma del pilar se encuentra sometida a una fuerte compresión al nivel del ala inferior de la cartela. Además, en el apartado 5.6(2) de la norma EN 1993-1-1 se exige que se dispongan elementos rigidizadores del alma en las posiciones de las rótulas plásticas si la fuerza transversal aplicada es mayor que un 10 % de la resistencia a cortante del elemento. Por estos motivos, normalmente resulta necesario disponer de elementos rigidizadores de profundidad completa para reforzar el alma.

8.3 Estabilidad de los pilares

8.3.1 Estabilidad de los pilares bajo combinaciones máximas de cargas gravitatorias

Independientemente de si la estructura se diseña aplicando un método de análisis plástico o elástico, siempre debería disponerse de una coacción a torsión en la parte inferior de la cartela. Podría ser necesario situar coacciones a torsión adicionales a lo largo del pilar, ya que las correas laterales se encuentran unidas al ala traccionada del pilar (ala exterior) en lugar de al ala comprimida. Tal como se indica en el apartado 6.3, una correa lateral que no se continúe (por ejemplo, que presente discontinuidades debido a la presencia de puertas industriales) no poseerá la fiabilidad necesaria para proporcionar una coacción adecuada. Podría ser necesario aumentar la sección del pilar si no se puede disponer de coacciones intermedias.

Las coacciones podrían conseguirse mediante el uso de estabilizadores unidos al ala interior, tal como se muestra en la Figura 8.2, en la que pueden observarse chapas rigidizadoras en el pilar que sólo son habituales al nivel de la parte inferior de la cartela, donde actúan como rigidizadores de compresión. Normalmente no es necesario emplear chapas rigidizadoras en otras zonas.

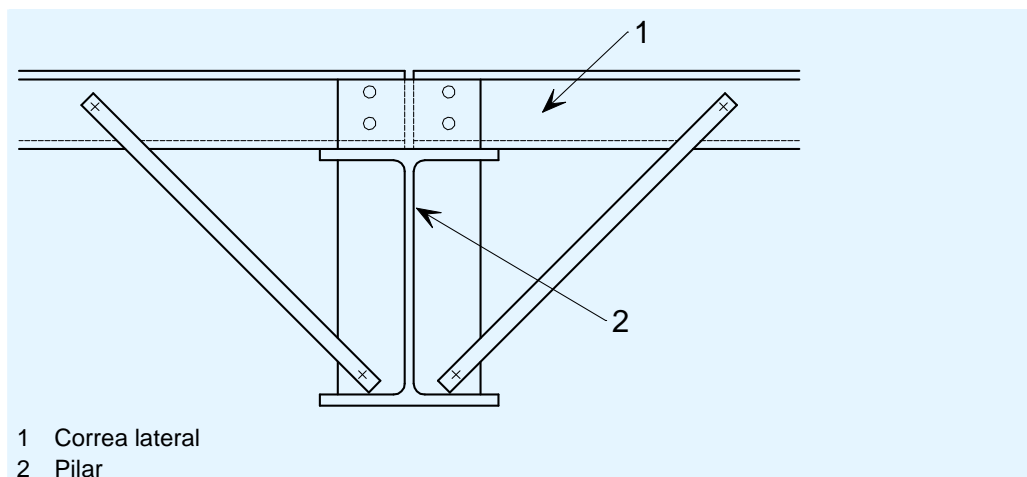


Figura 8.2 Detalle típico del alero donde con el pilar estabilizado

En la parte inferior, al nivel de la cartela, podría ser recomendable disponer un elemento estructural, habitualmente un perfil tubular, que sirva como coacción. Resulta fundamental unir el arriostramiento del ala interior al del ala exterior en algún punto a lo largo del edificio.

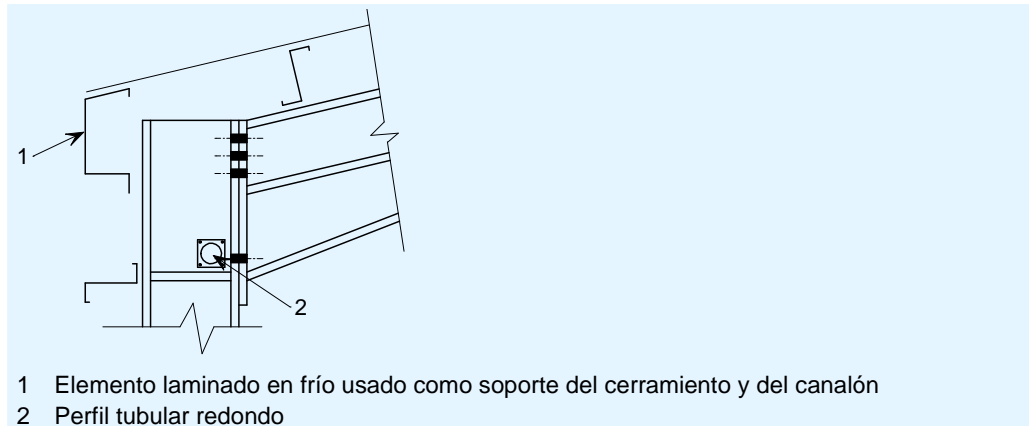


Figura 8.3 Detalle de un alero típico usando un perfil tubular redondo como un elemento de arriostramiento longitudinal

En la Figura 8.4 se muestra una distribución típica de momento flector para acciones permanentes y variables, así como las posiciones de las coacciones en un pilar típico. La presencia de una rótula plástica dependerá de la carga, la geometría y la elección de los perfiles del pilar y del dintel. De manera similar a lo que sucedía en los dinteles, debe verificarse tanto la estabilidad en el plano como fuera del mismo.

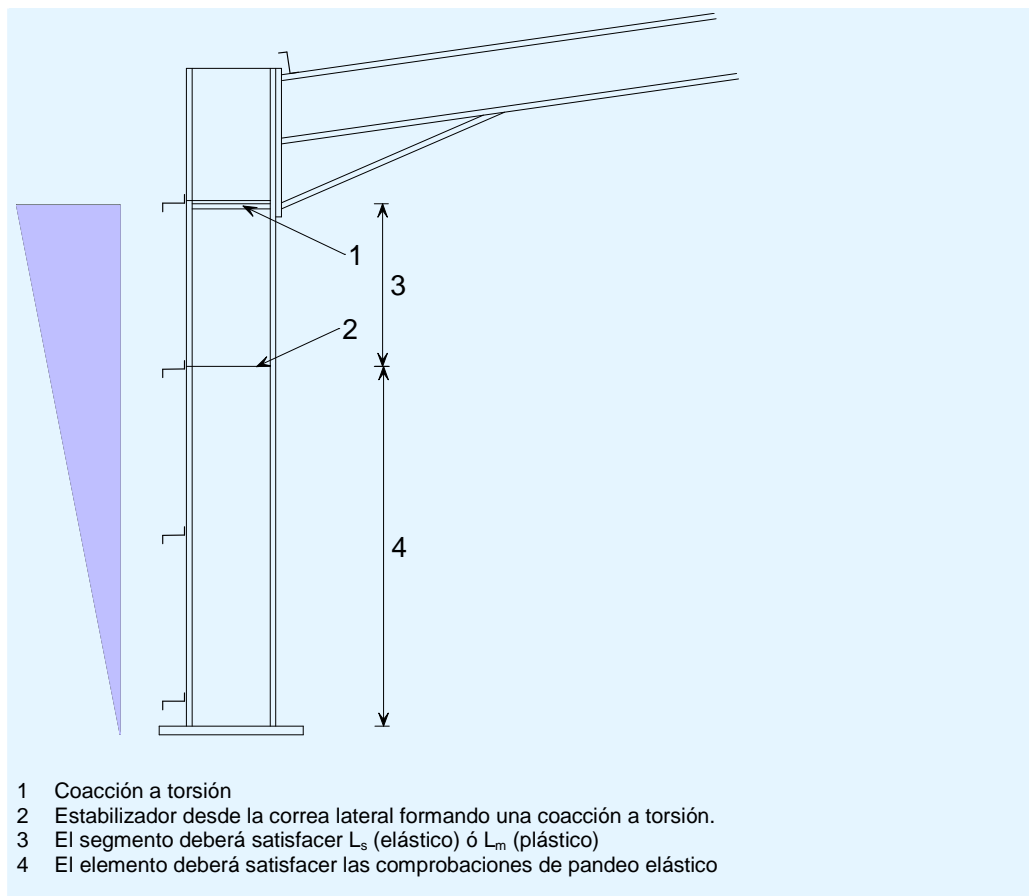


Figura 8.4 Típico pilar de un pórtico con rótula plástica en la parte inferior de la cartela

8.3.2 Estabilidad fuera del plano bajo combinaciones de cargas gravitatorias

Si existe una rótula plástica en la parte inferior de la cartela, la distancia con respecto a la coacción a torsión adyacente debe ser menor que la distancia límite L_s , tal como se define en la sección BB.3.1.2 de la norma EN 1993-1-1. Cuando el momento es lineal se debería utilizar la expresión BB.7, mientras que si el momento no es lineal se debería emplear la expresión BB.8.

Además, la separación entre las coacciones laterales intermedias debería cumplir los requisitos asociados a la longitud L_m , tal como se define en la sección BB.3.1.1.

Si no se puede verificar la estabilidad entre coacciones a torsión, podría ser necesario introducir coacciones a torsión adicionales. En la Figura 8.4, al realizar la comprobación entre la coacción a torsión (indicada con “1” en la figura) y la base no se obtuvieron resultados satisfactorios, por lo que se introdujo una coacción a torsión adicional en el punto “2”. Si no es posible incluir coacciones intermedias adicionales, debería aumentarse el tamaño del elemento.

En todos los casos debe situarse una coacción lateral a una distancia de la rótula plástica igual, como máximo, a L_m .

Si no existe ninguna rótula plástica, debería comprobarse la estabilidad del pilar utilizando la expresión 6.62 (véase el apartado 6.2 del presente documento). Podrían considerarse los beneficios que ofrece la coacción del ala traccionada, tal como se describe en el Anexo C de este documento.

8.3.3 Estabilidad bajo combinaciones de cargas de levantamiento

Cuando la estructura de la cubierta se encuentra sometida a levantamiento se invertirá el momento en el pilar. En general, los momentos flectores serán significativamente menores que los que se producen cuando actúan combinaciones de cargas gravitatorias y el pilar permanecerá con comportamiento elástico.

Deberían llevarse a cabo comprobaciones fuera del plano utilizando la expresión 6.62 (véase el apartado 6.2 del presente documento).

8.4 Estabilidad en el plano

Además de las comprobaciones fuera del plano, indicadas en el apartado 8.3, deberán realizarse las comprobaciones en el plano oportunas aplicando la expresión 6.61.

En el caso de las comprobaciones en el plano, la resistencia axial $\frac{\chi_y N_{Ed}}{\gamma_{M1}}$ se

basa en la longitud del pilar. La resistencia al pandeo $\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}$ debería

considerarse como la resistencia mínima para cualquiera de las zonas descritas en el apartado 8.3.

8.5 Resumen de las consideraciones de cálculo

- Los pilares deben ser perfiles IPE o similares, con proporciones de Clase 1 o Clase 2 bajo combinación de momento y carga axil.
- Idealmente, el perfil debería resistir los grandes esfuerzos cortantes que se originan en toda la zona de la conexión de alero sin necesidad de un rigidizador de cortante.
- Las secciones transversales críticas deben ser comprobadas en conformidad con lo indicado en el apartado 6 de la norma EN 1993-1-1.
- Se deben llevar a cabo las comprobaciones detalladas de estabilidad indicadas en los apartados 8.3 y 8.4 para asegurar una estabilidad adecuada.

9 ARRIOSTRAMIENTO

9.1 Aspectos generales

El arriostramiento resulta necesario para que la estructura pueda soportar las acciones longitudinales (principalmente las acciones del viento) y para coaccionar los elementos. El arriostramiento debe situarse correctamente y poseer una resistencia y una rigidez adecuadas de forma que se puedan justificar las suposiciones formuladas a la hora de realizar el análisis y las comprobaciones de los elementos.

9.2 Arriostramiento vertical

9.2.1 Aspectos generales

Las principales funciones del arriostramiento vertical de las fachadas laterales de la estructura son las siguientes:

- Transmitir las cargas horizontales al terreno. Entre las fuerzas horizontales se incluyen aquéllas producidas por el viento y las grúas.
- Proporcionar una estructura rígida a la que puedan unirse las correas laterales de modo que, a su vez, aporten estabilidad a los pilares.
- Proporcionar estabilidad provisional durante el montaje.

De acuerdo con la norma EN 1993-1-1, el arriostramiento debe cumplir los requisitos de los apartados 5.3.1, 5.3.2 y 5.3.3 en relación con el análisis global y las imperfecciones del sistema de arriostramiento.

El sistema de arriostramiento normalmente adoptará las siguientes formas:

- Un único perfil tubular dispuesto en diagonal
- Perfiles tubulares en “K”
- Llantas o pletinas cruzadas (normalmente en el interior de una fachada). Se considera que únicamente trabajan a tracción
- Angulares en cruz

El arriostramiento puede situarse:

- En uno o ambos extremos del edificio, en función de la longitud del mismo
- En el centro del edificio (véase el apartado 9.2.5)
- En cada tramo entre juntas de dilatación cuando éstas existan.

En aquellos casos en los que el arriostramiento de fachada no se encuentre situado en la misma crujía que el arriostramiento horizontal de la cubierta, será necesario disponer un elemento de compresión en el alero para transmitir las fuerzas desde el arriostramiento de la cubierta hasta el de la fachada.

9.2.2 Arriostramiento mediante perfil tubular redondo

Los perfiles tubulares presentan un excelente comportamiento cuando trabajan a compresión, lo que elimina la necesidad de disponer de un arriostramiento en cruz de San Andrés (arriostramiento cruzado). Cuando la altura del alero y la modulación entre pórticos presentan valores similares, una opción económica sería utilizar un único elemento de arriostramiento en cada ubicación (Figura 9.1). Cuando la altura del alero es grande en comparación con la modulación entre pórticos, frecuentemente se opta por un arriostramiento en “K” (Figura 9.2).

Podría ser necesario disponer un elemento de compresión en el alero en las crujeías de los extremos del edificio, en función de la configuración del arriostramiento horizontal (véase apartado 9.3.2).

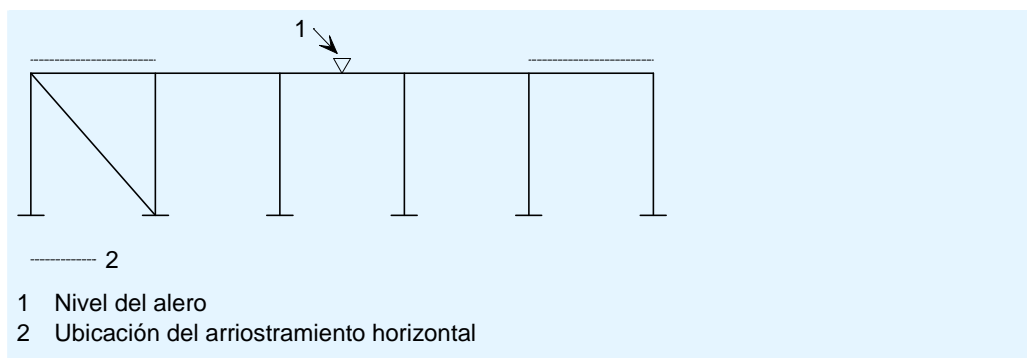


Figura 9.1 Un único arriostramiento diagonal para estructuras de baja altura

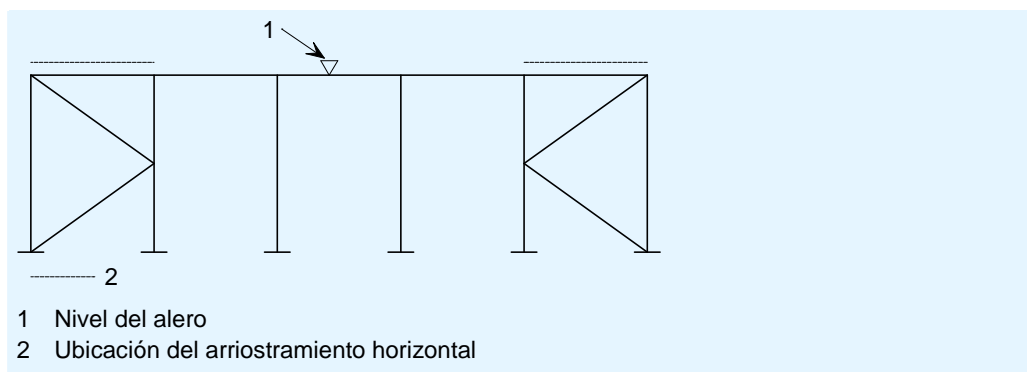


Figura 9.2 Disposición de un arriostramiento en “k” para estructuras de mayor altura

9.2.3 Arriostramiento mediante angulares o pletinas

Pueden utilizarse angulares o pletinas arriostrados en forma de cruz de San Andrés (en el interior de una fachada) como arriostramiento (tal como se muestra en la Figura 9.3). En ese caso, se supone que únicamente resultan eficaces los elementos dispuestos en diagonal sometidos a tracción.

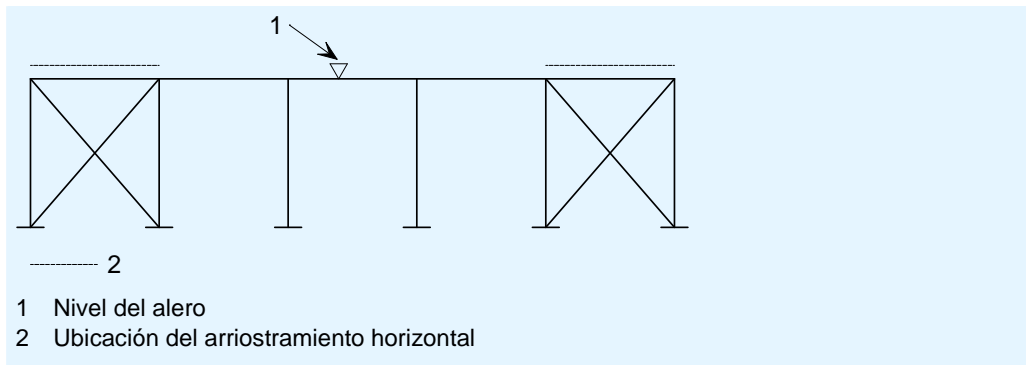


Figura 9.3 Un sistema típico de arriostramiento en cruz usando angulares o pletinas como elementos de tracción

9.2.4 Arriostramiento en una única crujía

Cuando se dispone el arriostramiento vertical en una única crujía, se debe incluir un elemento de compresión en el alero para transmitir las fuerzas generadas por el viento desde el arriostramiento de cubierta al arriostramiento vertical (Figura 9.4). En el apartado 12.2 se puede encontrar información adicional acerca de los perfiles de compresión en el alero.

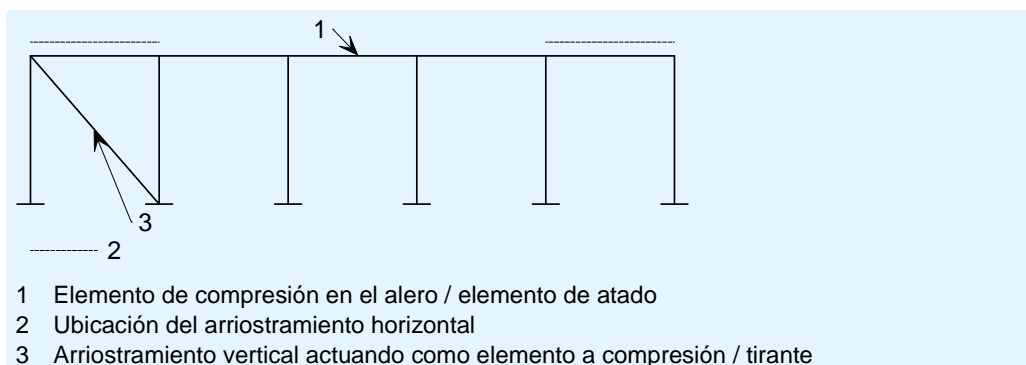


Figura 9.4 Arriostramiento en un único extremo con un elemento de compresión en el alero.

9.2.5 Arriostramiento en una única crujía central

La disposición de una única crujía arriostrada cerca del centro de la estructura (Figura 9.5) no es un método popular debido a que exige comenzar el montaje a partir de la crujía arriostrada y realizar la construcción de todo el edificio a partir de ese punto. No obstante, situar el arriostramiento en el centro del edificio presenta la ventaja que permite la dilatación térmica libre de la estructura, algo que resulta especialmente útil en lugares en los que la variación de la temperatura diaria es muy amplia, como en el sur de Europa y Oriente Medio. En la mayor parte de Europa la variación de la temperatura es menos acusada (habitualmente oscila entre $-5\text{ }^{\circ}\text{C}$ y $35\text{ }^{\circ}\text{C}$), por lo que generalmente no se considera la dilatación global como un problema. Si se opta por utilizar una crujía central arriostrada, puede que sea necesario disponer de arriostramiento provisional adicional en las crujías de los extremos a modo de ayuda durante el montaje.

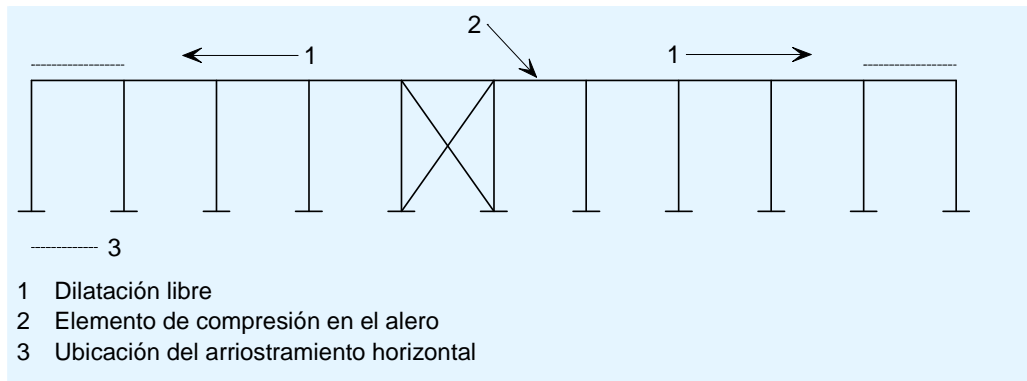


Figura 9.5 Arriostramiento típico en cruz en el centro de la estructura para permitir la dilatación térmica libre

9.2.6 Arriostramiento mediante estructuras con resistencia a momentos

Cuando resulte difícil o imposible arriostrar la estructura verticalmente utilizando arriostramientos convencionales, se hace necesario introducir estructuras con resistencia a momentos en las fachadas laterales. Existen dos opciones básicas:

- Una estructura con resistencia a momentos en una o varias crujías, tal como se muestra en la Figura 9.6.
- Hacer uso de toda la fachada lateral para soportar las fuerzas longitudinales, frecuentemente mediante conexiones con resistencia a momentos situadas en las crujías de los extremos, donde el pilar del extremo se gira 90° para proporcionar una mayor rigidez en la dirección longitudinal, tal como se muestra en la Figura 9.7. Esta disposición sólo es posible si la estructura en el extremo (cierre frontal) se construye a partir de un conjunto de vigas y pilares, en lugar de un pórtico como los interiores de la nave. Las estructuras de los cierres frontales se tratan en el apartado 10.

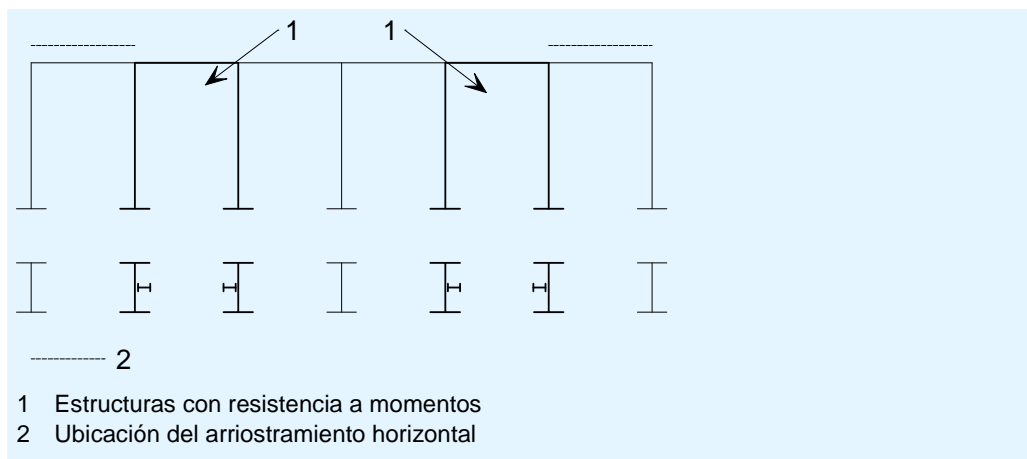


Figura 9.6 Estructuras individuales, localmente intraslacionales

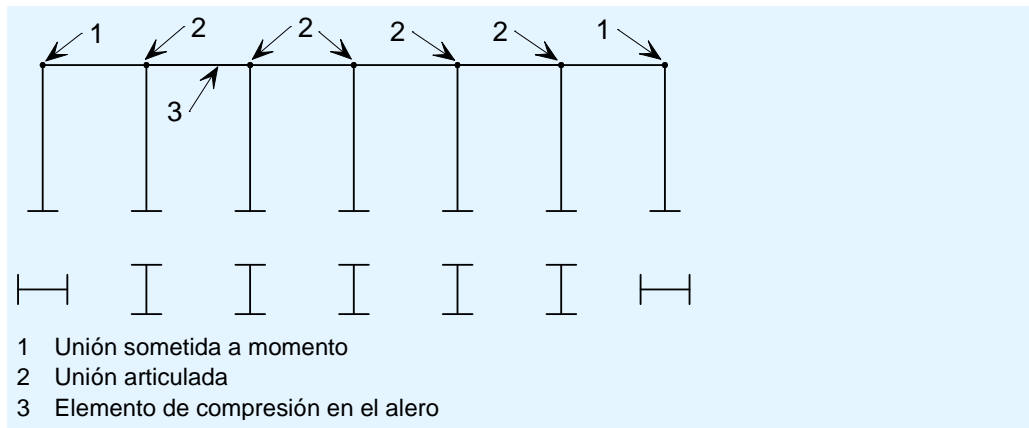


Figura 9.7 Estructura híbrida en toda la longitud del edificio

Para el cálculo de ambos sistemas se recomienda lo siguiente:

- Comprobar la resistencia a flexión de la crujía aporticada (no del pórtico principal) mediante un análisis elástico.
- Restringir a un valor igual a $h/1000$ la deformación bajo la acción de las fuerzas horizontales equivalentes.
- Garantizar la rigidez limitando las deformaciones de servicio a un valor máximo de $h/360$, siendo h la altura de la crujía aporticada.

En algunos casos es posible disponer arriostramientos convencionales en uno de los lados de la fachada y estructuras con resistencia a momentos en el otro lado. Los efectos de la deformación causada por la diferencia de rigidez de los laterales generalmente resultan despreciables debido a la acción de diafragma de la cubierta.

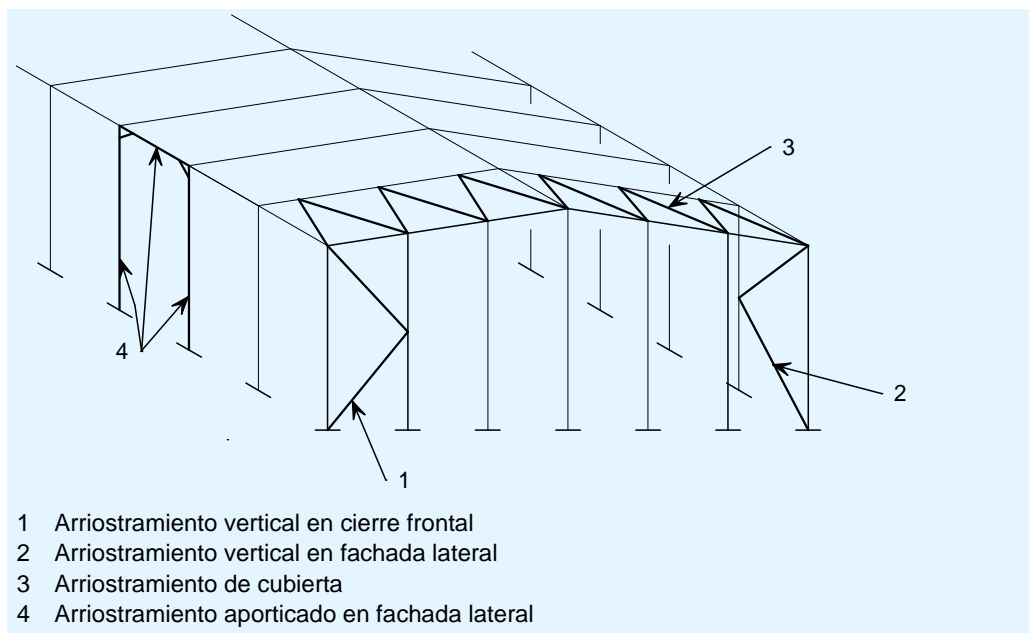


Figura 9.8 Arriostramiento aporticado en una zona de una fachada y arriostramiento fachada opuesta

9.2.7 Arriostramiento para la coacción de pilares

Si las correas de fachada y los estabilizadores del pilar están proporcionando coacción lateral o a torsión al pilar, es importante identificar la trayectoria que sigue la fuerza de coacción hasta el sistema de arriostramiento vertical. Si existe más de una abertura en la fachada lateral del edificio, podría ser necesario disponer arriostramiento intermedio adicional. Dicho arriostramiento debería ubicarse tan cerca como sea posible del plano de las correas laterales, preferiblemente en la cara interior del ala exterior (Figura 9.9).

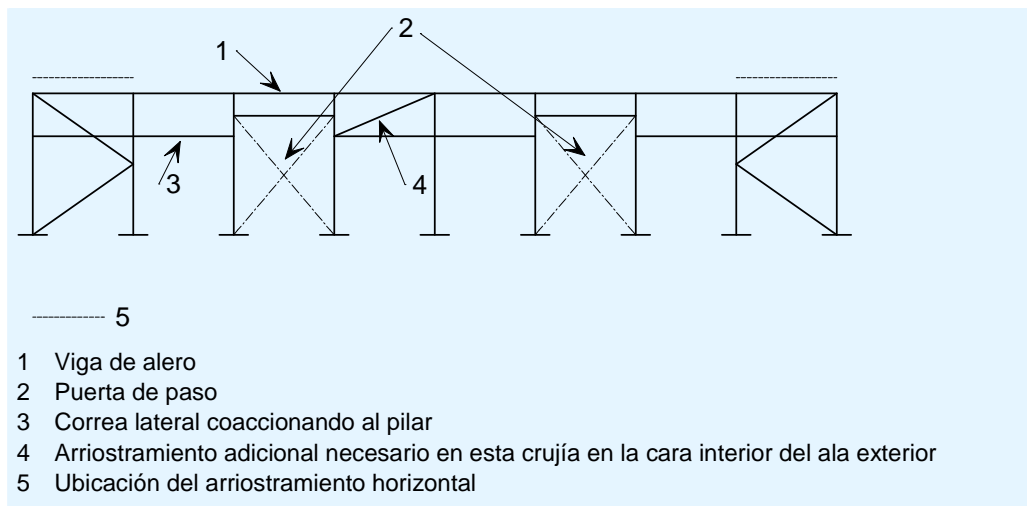


Figura 9.9 Típica disposición de arriostramientos en una fachada lateral con aberturas

Normalmente no resulta necesario alinear las correas laterales que proporcionan coacción a los pilares con algún nudo del sistema de arriostramiento vertical. Puede suponerse que la acción de diafragma de las chapas de fachada verticales y la rigidez transversal del pilar consigue transmitir la carga al sistema de arriostramiento vertical.

Cuando se utilice un elemento estructural para coaccionar la posición de una rótula plástica en el pilar, es fundamental que esté atado adecuadamente al sistema de arriostramiento. Esto puede dar lugar a la configuración que se muestra en la Figura 9.10. Si existe más de una abertura en el lateral del edificio será necesario disponer un arriostramiento intermedio adicional de forma similar a lo indicado anteriormente.

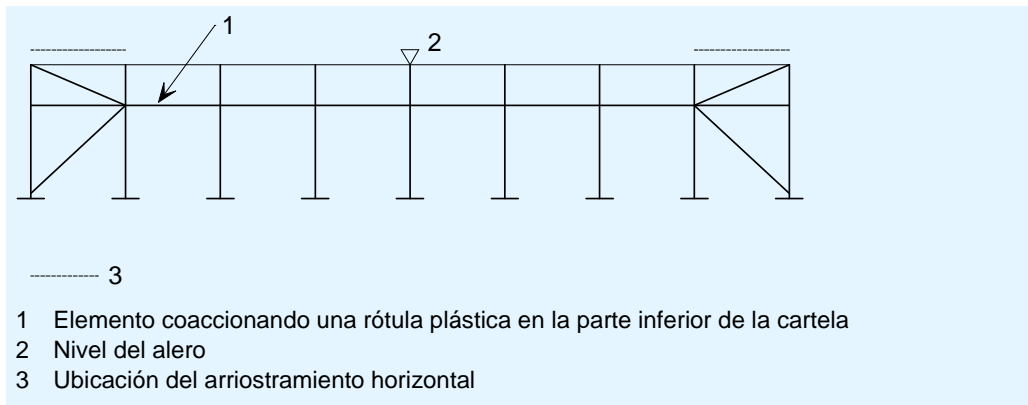


Figura 9.10 Disposición típica del arriostramiento cuando se utiliza un elemento estructural laminado en caliente para coaccionar una rótula plástica en la parte inferior de la cartela

9.2.8 Arriostramiento para la coacción de las cargas longitudinales generadas por las grúas

Si la estructura soporta directamente una grúa existirá una fuerza longitudinal excéntrica con respecto al pilar que tenderá a provocar torsión en el mismo, salvo que se disponga alguna coacción adicional. Para conseguir el arriostramiento necesario puede resultar adecuado utilizar una viga de celosía horizontal al nivel del ala de la viga carril o, para grúas más ligeras, un elemento horizontal en la cara interior del ala del pilar atado al arriostramiento vertical.

Si existen grandes fuerzas horizontales sería aconsejable disponer un arriostramiento adicional en el plano de la viga carril (Figura 9.11 y Figura 9.12). Los criterios indicados en la Tabla 9.1 fueron dados por Fisher^[3] para definir los requisitos de arriostramiento.

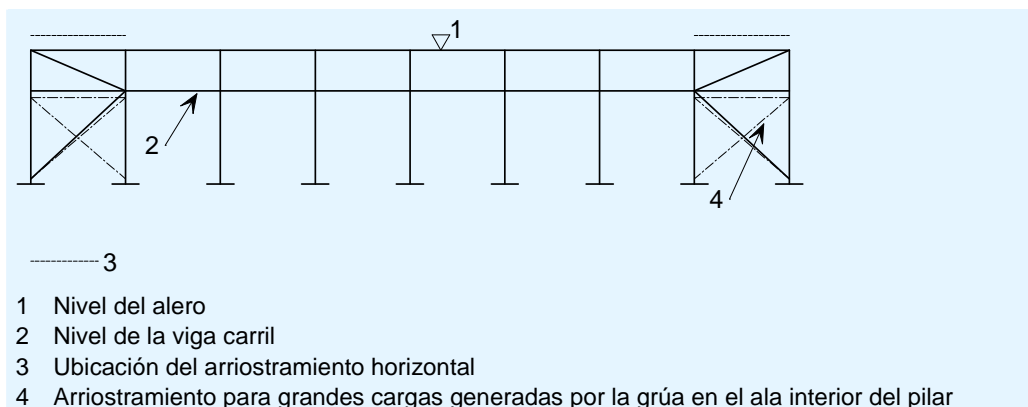


Figura 9.11 Alzado donde se muestra la ubicación del arriostramiento adicional en el plano de la viga carril

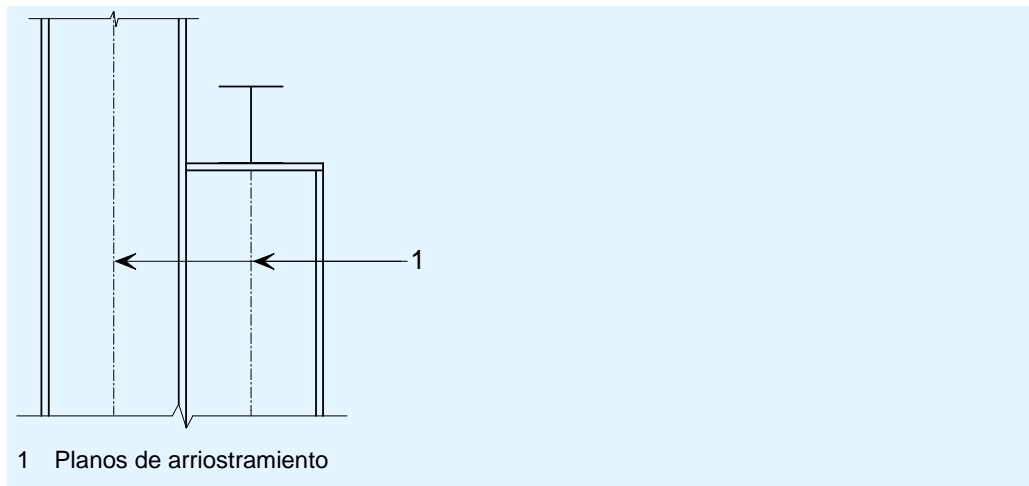


Figura 9.12 Detalle del arriostramiento adicional en el plano de la viga carril

Tabla 9.1 Requisitos de arriostramiento para vigas carril

Fuerza longitudinal mayorada	Requisitos de arriostramiento
Pequeña (< 15 kN)	Utilizar el arriostramiento para el viento
Media (15 - 30 kN)	Utilizar un elemento de arriostramiento horizontal para transferir las fuerzas de la grúa al plano del arriostramiento
Grande (> 30 kN)	Disponer un arriostramiento adicional en el plano de las fuerzas longitudinales de la grúa

9.3 Arriostramiento horizontal

9.3.1 Aspectos generales

El arriostramiento horizontal se sitúa en dicho plano o en el plano de la cubierta. Las principales funciones del arriostramiento horizontal son:

- Transmitir las fuerzas horizontales generadas por el viento desde los soportes de los cierres frontales hasta el arriostramiento vertical de las fachadas laterales
- Transmitir cualquier fuerza de arrastre generada por el viento sobre la cubierta hasta el arriostramiento vertical
- Proporcionar estabilidad durante el montaje
- Proporcionar un anclaje rígido para las correas de cubierta que se utilizan para coaccionar los dinteles.

Con el fin de transmitir de manera eficiente las fuerzas generadas por el viento, el arriostramiento horizontal debería conectarse a la parte superior de los soportes de los cierres frontales.

Según la norma EN 1993-1-1, el arriostramiento debe cumplir los requisitos de los apartados 5.3.1, 5.3.2 y 5.3.3 respecto al análisis global y las imperfecciones del sistema de arriostramiento.

9.3.2 Arriostramiento mediante perfiles tubulares redondos

En la construcción actual generalmente se emplean en las cubiertas elementos de arriostramiento consistentes en perfiles tubulares redondos, que están calculados para resistir tanto los esfuerzos de tracción como de compresión. La elección entre las muchas configuraciones disponibles será en función de la separación entre estructuras y las posiciones de los soportes de los cierres frontales. En la Figura 9.13 y la Figura 9.14 se muestran dos configuraciones típicas. El arriostramiento normalmente se fija a unas cartelas en el alma del dintel, tal como se muestra en la Figura 9.15. Los puntos de sujeción deberían encontrarse tan próximos como sea posible al ala superior, teniendo en cuenta el tamaño del elemento y de la unión.

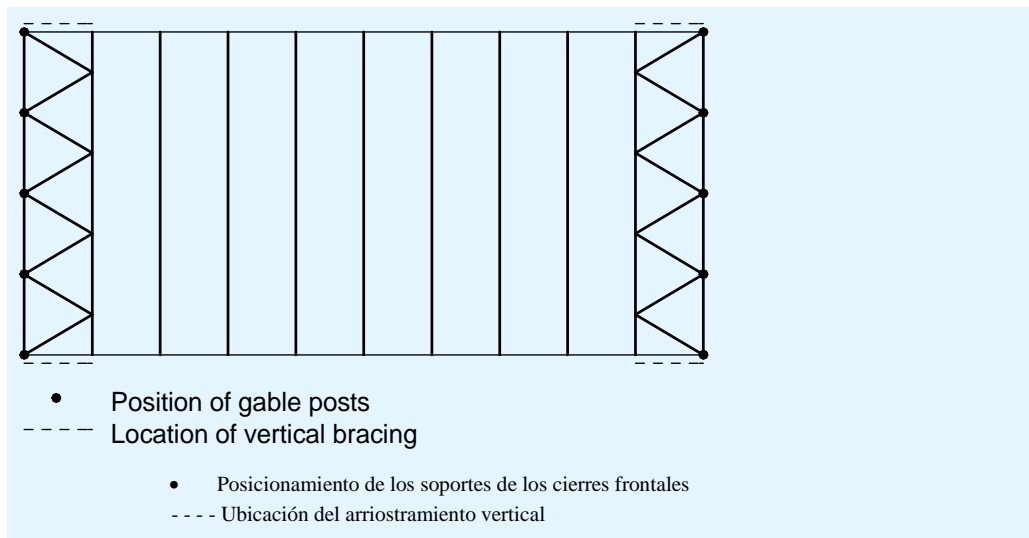


Figura 9.13 Vista en planta en la que se muestran las dos crujeas arriestradas de los extremos

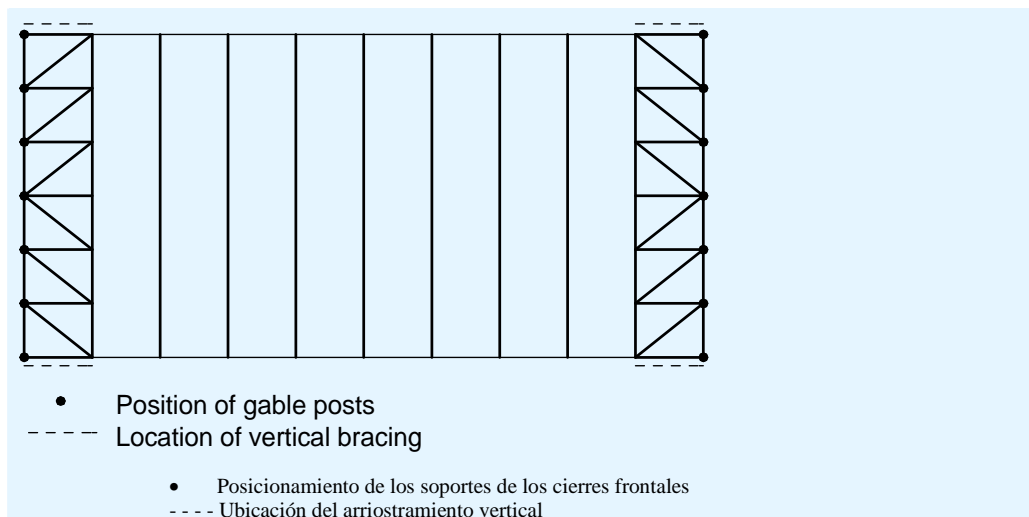


Figura 9.14 Vista en planta en la que se muestran las dos crujeas arriestradas de los extremos donde los soportes de los cierres frontales se encuentran muy próximos entre sí.

Podría ser necesario disponer un elemento de compresión de alero en las crujeas de los extremos, en función de la configuración del arriostramiento

horizontal. En todos los casos resulta recomendable disponer un atado de alero a lo largo de todo el edificio.

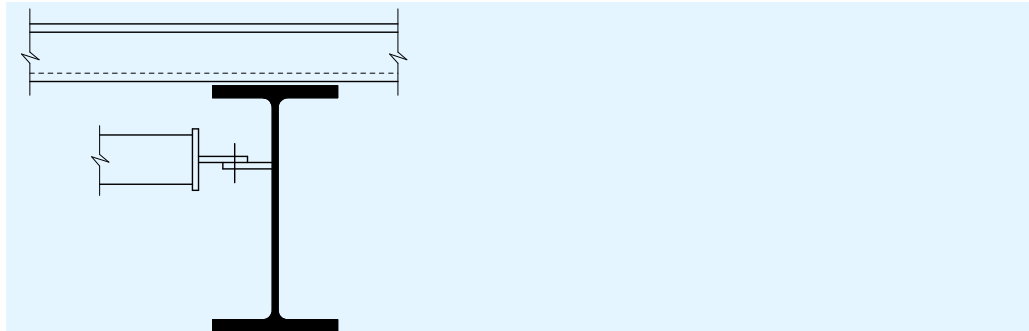


Figura 9.15 Detalle típico de una conexión para arriostramiento con perfiles tubulares redondos

9.3.3 Arriostramiento mediante angulares

En las estructuras modernas no es habitual emplear angulares, aunque los angulares arriostrados en forma de cruz de San Andrés presentan la ventaja que los elementos dispuestos en diagonal son relativamente pequeños ya que pueden calcularse para resistir exclusivamente los esfuerzos de tracción (Figura 9.16).

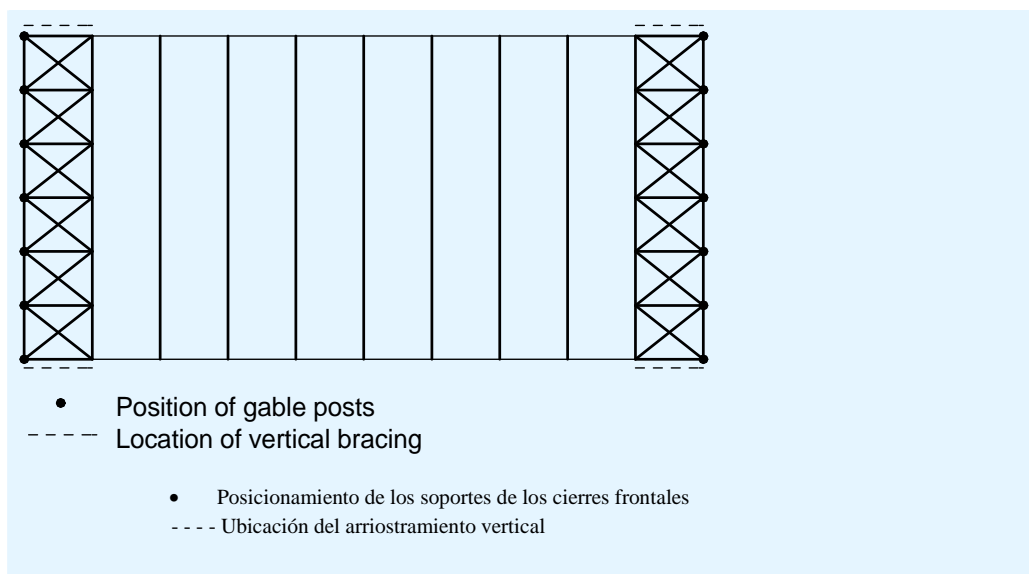


Figura 9.16 Vista en planta que muestra las dos crujiás de los extremos arriostradas con angulares en forma de cruz de San Andrés

9.4 Coacciones aplicadas en las alas interiores

Habitualmente la forma más cómoda de coaccionar las alas interiores de los dinteles o pilares es utilizar unas diagonales estabilizadoras que vayan desde las correas de cubierta o de fachada hasta unas pequeñas chapas soldadas al ala interior y al alma. Normalmente se emplean elementos de acero estampado para el atado. Dado que los elementos de atado trabajan exclusivamente a tracción, deberán sustituirse los angulares en aquellas ubicaciones en las que se deba utilizar una única coacción en uno de los lados.

La eficacia de dicha coacción depende de la rigidez del sistema, y en especial de la rigidez de las correas. En la Figura 9.17 se muestra el efecto de la flexibilidad de las correas sobre el arriostrado. Cuando las proporciones de los elementos, las correas y los espacios de separaciones sean diferentes de lo contrastado en la práctica, se debería comprobar su eficacia. Esto puede hacerse utilizando la fórmula indicada en el apartado 9.5 u otros métodos, como los especificados en los códigos de cálculo de puentes para la acción de “U-frame” (acción de la estructura en “U” formada por dos dinteles y la correa junto con las diagonales).

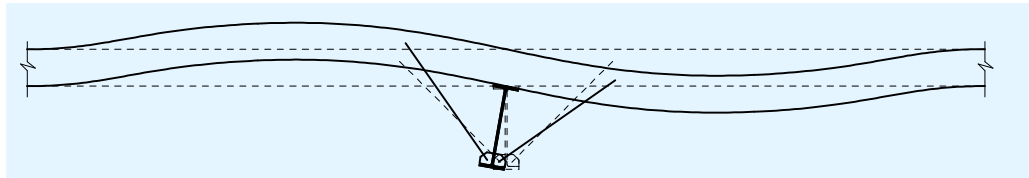


Figura 9.17 Efecto de la flexibilidad de las correas sobre el arriostrado

9.5 Arriostramiento en rótulas plásticas

El apartado 6.3.5.2 de la norma EN 1993-1-1 recomienda disponer arriostramientos tanto en el ala sometida a tracción como en el ala sometida a compresión, a una distancia de las rótulas plásticas calculadas igual o inferior a $0,5h$, siendo h la altura del elemento (véase la Figura 9.18).

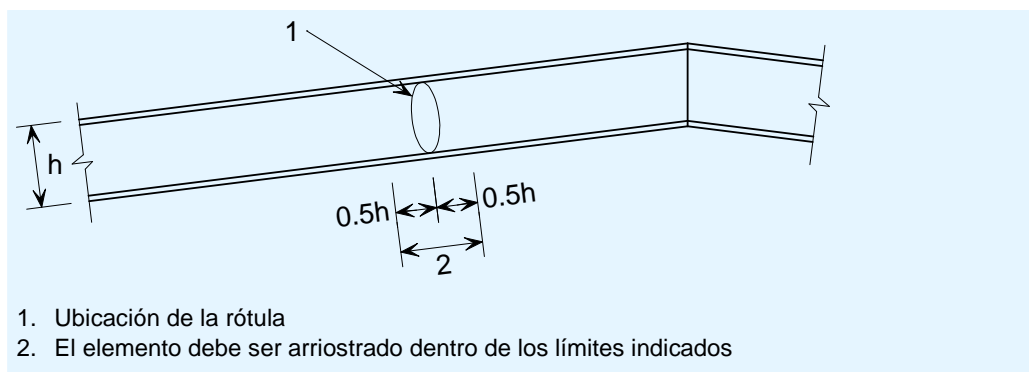


Figura 9.18 Arriostramiento en rótulas plásticas

La norma EN 1993-1-1 recomienda que el arriostramiento de una rótula plástica se calcule suponiendo que el ala comprimida ejerce una carga lateral igual al 2,5 % del esfuerzo axial de compresión de dicha ala (expresado como el momento resistente plástico/canto de la sección), en dirección perpendicular al alma del elemento.

Además, de acuerdo con lo especificado en el apartado 6.3.5.2(5)B de la norma EN 1993-1-1, el sistema de arriostramiento debe poder resistir los efectos de las fuerzas locales Q_m aplicadas en cada elemento estabilizado en las posiciones de las rótulas plásticas:

$$Q_m = 1,5 \alpha_m \frac{N_{f,Ed}}{100}$$

donde:

$N_{f,Ed}$ es el esfuerzo axial en el ala comprimida del elemento estabilizado, en la posición de la rótula plástica

α_m es un coeficiente que sirve para tener en cuenta los beneficios estadísticos que supone estabilizar un grupo de elementos en comparación a estabilizar un único elemento

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)}$$

siendo m el número de elementos a estabilizar

Cuando la rótula plástica se encuentre arriostrada mediante elementos dispuestos en diagonal desde las correas (véase la Figura 6.3), resulta especialmente importante la rigidez de la estructura en “U” formada por la correa y dichos elementos. Si las proporciones de los elementos, las correas y los espacios de separación son diferentes de lo contrastado en la práctica, se debería comprobar su eficacia. En ausencia de otros métodos, puede comprobarse la rigidez aplicando el trabajo realizado por Horne y Ajmani ^[4]. Así, el elemento de soporte (la correa de cubierta o de fachada) debería poseer un momento de inercia $I_{y,s}$ tal que:

$$\frac{I_{y,s}}{I_{y,f}} \geq \frac{f_y}{190 \times 10^3} \frac{L(L_1 + L_2)}{L_1 L_2}$$

donde:

f_y es el límite elástico del elemento de la estructura (dintel o pilar)

$I_{y,s}$ es el momento de inercia del elemento de soporte (correa de cubierta o fachada) respecto al eje paralelo al eje longitudinal del elemento de la estructura (en la práctica, normalmente es el eje fuerte de la correa)

$I_{y,f}$ es el momento de inercia del elemento de la estructura respecto al eje fuerte

L es la luz de la correa de cubierta o fachada

L_1 y L_2 son las distancias a ambos lados de la rótula plástica con respecto al alero (o la limahoya) o a los puntos de cambio de flexión; los que más cerca se encuentren de la rótula (véase la Figura 9.18).

Las rótulas que se forman, rotan y posteriormente paran de rotar o incluso se descargan y rotan en sentido inverso deben ser totalmente arriostradas. Sin embargo, las rótulas que se forman en el mecanismo de colapso pero sólo rotan una vez superado el ELU no tienen que considerarse como rótulas plásticas a efectos de las comprobaciones del ELU. Dichas rótulas pueden identificarse fácilmente mediante un análisis elastoplástico o gráfico.

Los análisis no consideran todas las tolerancias de los perfiles, las tensiones residuales o las tolerancias en la especificación de los materiales. Deberían tomarse las precauciones oportunas para coaccionar los puntos en los que estos efectos podrían afectar a las posiciones de las rótulas (por ejemplo, en el extremo más estrecho de la cartela en vez de la parte superior del pilar). Allá donde los momentos flectores se aproximen a la capacidad de momento plástico, debería considerarse la posibilidad de existencia de una rótula.

9.6 Resumen de las consideraciones de cálculo

Se debe disponer un arriostramiento con suficiente fuerza y rigidez que actúe conjuntamente con las correas de cubierta, de fachada y las vigas de alero para soportar las acciones horizontales, incluyendo acciones de viento, para proporcionar la estabilidad global al edificio y la estabilidad local a los pilares y a los dinteles. Se debe disponer arriostramiento:

- En las fachadas laterales, en un plano vertical (véase el apartado 9.2)
- En horizontal, en la cubierta o cerca de ella (véase el apartado 9.3)
- Será necesario usar arriostramientos diagonales para proporcionar estabilidad a las alas interiores comprimidas de los pilares y los dinteles, potencialmente inestables (véase el apartado 9.4)
- En las rótulas plásticas o cerca de ellas, para proporcionar coacción a torsión (véase el apartado 9.5).

10 CIERRES FRONTALES

10.1 Tipos de estructura del cierre frontal

La estructura del cierre frontal tiene dos configuraciones típicas:

- Un pórtico idéntico al resto de la estructura. Los pilares del cierre no soportan los dinteles. Este tipo de cierre se utiliza para simplificar el cálculo, o bien porque existe la posibilidad de ampliar la estructura en el futuro.
- Una estructura de cierre compuesta por unos soportes y dinteles simplemente apoyados. Los soportes soportan los dinteles. En los cierres que presentan esta estructura se debe disponer arriostramiento en el plano del cierre, tal como se muestra en la Figura 10.1. La ventaja de este tipo de cierre es que los dinteles y los pilares exteriores son de menor tamaño que los de un pórtico.

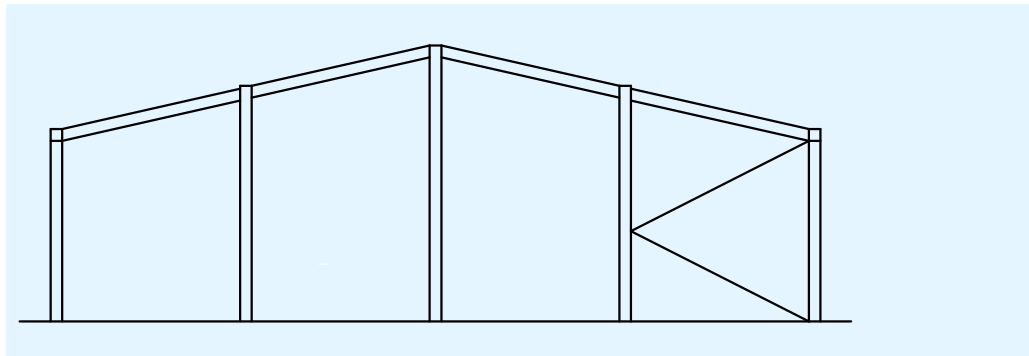


Figura 10.1 Estructura de cierre con pilares, vigas y arriostramiento

10.2 Pilares de cierre frontal

Los pilares de cierre frontal se diseñan como vigas verticales, con una luz que va desde la base hasta el dintel. Al nivel del dintel, la carga horizontal soportada por el pilar del cierre, se transmite al arriostramiento de la cubierta, al alero y seguidamente al terreno, a través de los arriostramientos verticales.

El pilar de cierre frontal se calcula para soportar los efectos de presión y succión. La succión máxima puede producirse cuando el cierre frontal se encuentra en la fachada situada a sotavento, tal como se muestra en la Figura 10.2(a) o, con mayor probabilidad, cuando el cierre frontal se encuentre situado paralelo a la dirección del viento, tal como se muestra en la Figura 10.2(b).

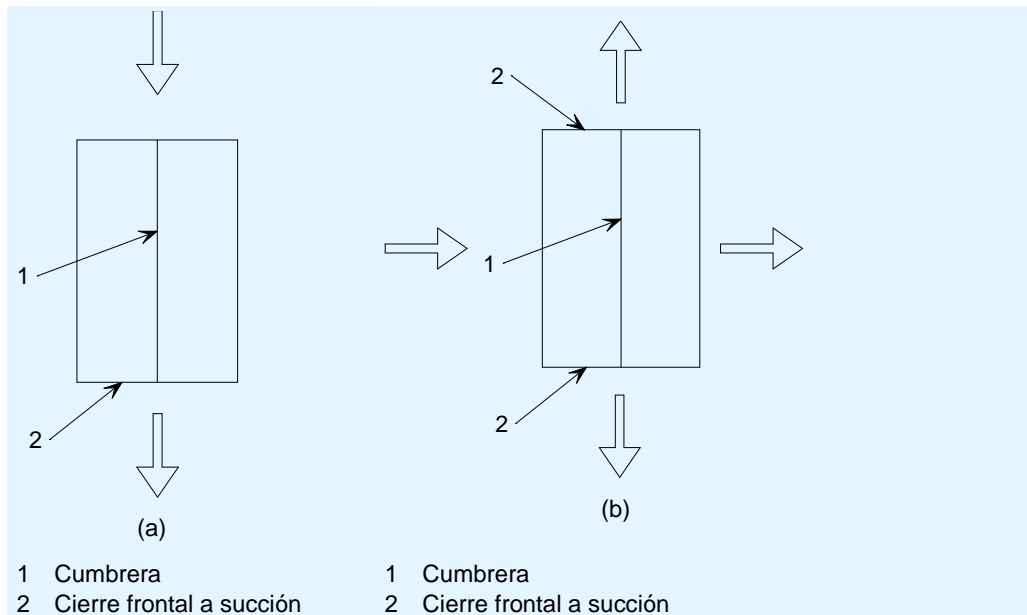


Figura 10.2 Cargas de viento en los cierres frontales

La presión interna o la succión generan una contribución a las cargas netas ejercidas sobre el cierre frontal. Cuando las cargas netas sean equivalentes a una presión externa, las alas exteriores de los pilares del cierre frontal se verán sometidas a compresión, pero estarán coaccionadas fuera del plano por las correas del cierre. Cuando las cargas netas sean equivalentes a una succión externa, las alas interiores de los pilares del cierre frontal se verán sometidas a compresión. Este último caso de cálculo puede ser el más desfavorable de ambos. Se podría reducir la longitud sin coacción del ala interior de los pilares del cierre utilizando arriostramientos diagonales desde las correas del cierre, tal como se muestra en la Figura 6.3.

10.3 Dinteles de cierre frontal

Si el cierre frontal presenta la configuración que se muestra en la Figura 10.1, los dinteles del cierre generalmente serán elementos de perfil en I simplemente apoyados. Además de soportar las cargas verticales, los dinteles del cierre frontal a menudo actúan como cordones en el sistema de arriostramiento de la cubierta, por lo que deberá verificarse este caso.

Si se adopta la configuración de pórtico para el cierre frontal, es habitual utilizar un pórtico de idénticas dimensiones, aunque las cargas verticales en el pórtico del extremo son considerablemente inferiores. Generalmente, esa reducción de las cargas verticales permitirá que el dintel pueda soportar el esfuerzo axial como parte del sistema de arriostramiento de la cubierta, sin que sea necesario incrementar el tamaño de la sección.

11 UNIONES

Las uniones principales de un pórtico son las existentes en los aleros y la cumbrera, ambas resistentes a momento. En particular, las uniones de los aleros deben soportar habitualmente momentos flectores muy elevados. Es probable que tanto las uniones de los aleros como de la cumbrera puedan experimentar una inversión cuando se encuentren sometidas a determinadas combinaciones de acciones, lo que puede dar lugar a un caso de cálculo a tener en cuenta. Con el fin de economizar el diseño, las uniones deberían disponerse de modo que minimicen la necesidad de incluir refuerzos adicionales (los denominados elementos rigidizadores). Esto generalmente se consigue:

- Aumentando el canto de la cartela (es decir, aumentando el brazo de palanca)
- Ampliando la unión por encima del ala superior del dintel (utilizando una fila de tornillos adicional)
- Añadiendo filas de tornillos
- Seleccionando un perfil más resistente para el pilar.

El cálculo de las uniones resistente a momento se trata en detalle en el documento *Edificios de acero de una sola planta. Parte 11: Uniones de momentos*^[5].

11.1 Uniones de alero

En la Figura 11.1 se muestra una unión típica de alero. Además de aumentar la resistencia a momento del dintel, la presencia de la cartela incrementa el brazo de palanca de los tornillos de la zona sometida a tracción, lo que resulta importante si la unión soporta un momento flector elevado. Generalmente, la función específica de los tornillos de la zona sometida a tracción (los tornillos superiores, cuando existen cargas convencionales por gravedad) es soportar las fuerzas de tracción generadas por el momento aplicado, mientras que la de los tornillos inferiores (adyacentes al elemento rigidizador sometido a compresión) es soportar el esfuerzo cortante vertical, cuyo valor suele ser moderado.

Dado que los elementos de los pórticos se seleccionan en función de su resistencia a flexión, es habitual encontrar en los pórticos elementos de canto grande con almas de espesores relativamente pequeños. Normalmente se debe incluir un elemento rigidizador que trabaje a compresión en el pilar. También podría resultar necesario reforzar el alma del pilar utilizando un elemento rigidizador dispuesto en diagonal o chapas de refuerzo del alma adicionales (normalmente denominadas chapas de alma suplementarias).

La chapa frontal y el pilar se pueden extender más allá de la parte superior del dintel empleando un par de tornillos adicionales. Es poco probable que sea necesario aumentar la rigidez de la chapa frontal del dintel ya que bastaría con aumentar su espesor, aunque es habitual encontrarse con la situación en la que se deba reforzar localmente el ala del pilar de cara a la colocación de los tornillos sometidos a tracción. Los rigidizadores son caros, de modo que un

buen cálculo de las uniones permitirá minimizar la necesidad de emplearlos mediante una elección adecuada de la geometría de las uniones.

Cuando se produce una inversión del momento flector podría ser necesario disponer un elemento rigidizador para el alma del pilar en la parte superior de este último, alineado con el ala superior del dintel .

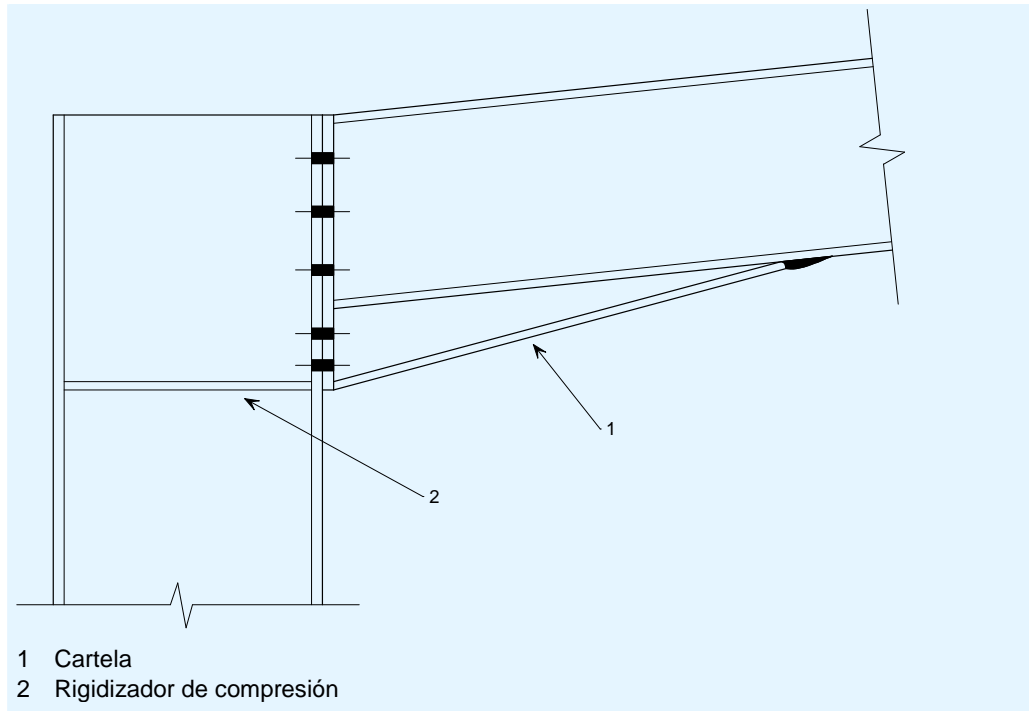


Figura 11.1 Unión típica de alero

11.2 Uniones de cumbrera

En la Figura 11.2 se muestra una unión típica de cumbrera. Bajo condiciones de carga normales, la parte inferior de la unión se encuentra sometida a tracción. La parte acartelada bajo el dintel, que en estructuras sometidas a cargas ligeras, puede ser simplemente una chapa frontal extendida, permite incrementar el brazo de palanca de los tornillos sometidos a tracción, aumentando de este modo la resistencia a momentos. La cartela normalmente es pequeña y corta, por lo que no se tiene en cuenta para el diseño de la estructura.

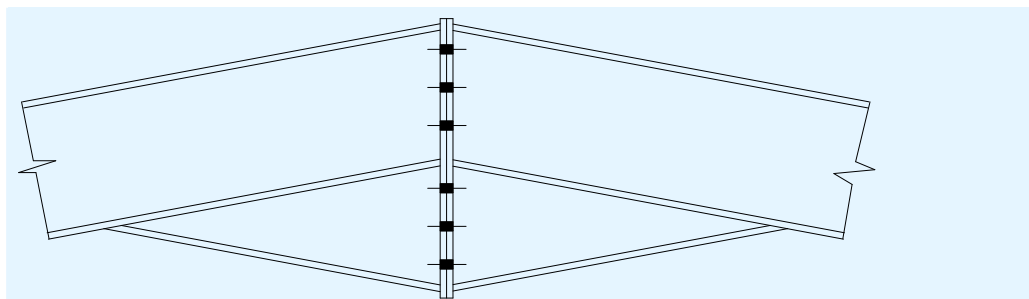


Figura 11.2 Unión típica de cumbrera

11.3 Bases, placas base y cimentación

11.3.1 Aspectos generales

En el presente documento se emplean los siguientes términos relativos a los elementos de la cimentación:

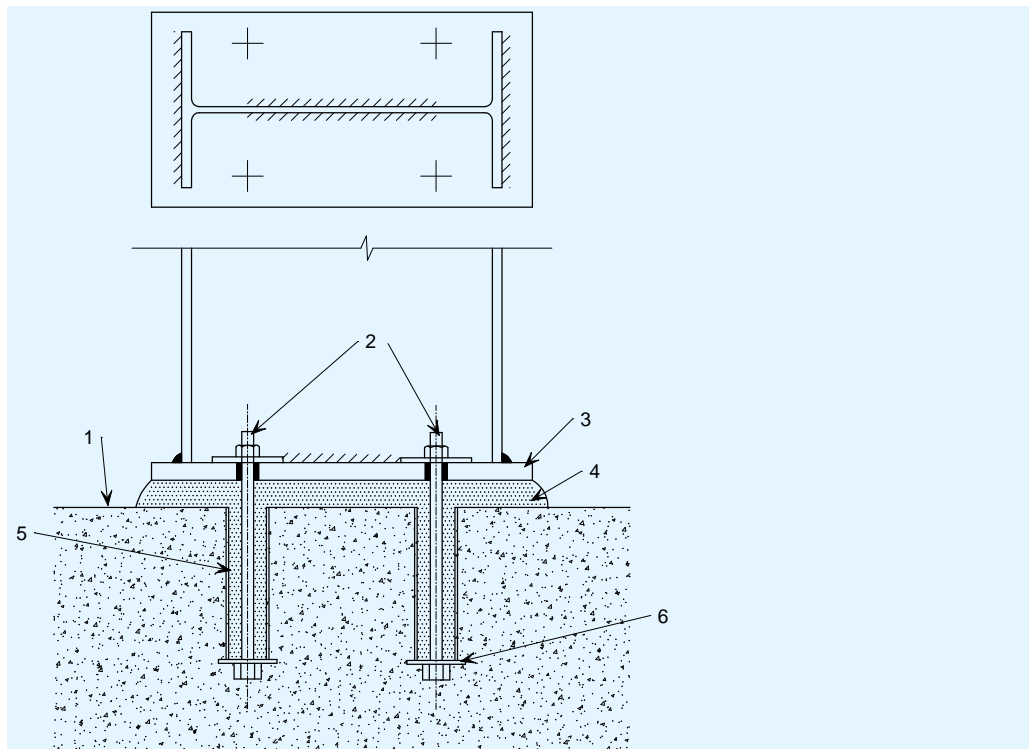
- Base: Combinación de la placa base, los pernos de anclaje y la cimentación de hormigón. Los términos *nominalmente articulado* y *nominalmente rígido* se aplican normalmente al comportamiento de la base en relación con su rigidez.
- Placa base: Placa de acero situada en la base del pilar, unida a este mediante cordones de soldadura.
- Pernos de anclaje: Pernos que atraviesan la placa base y se encuentran anclados a la cimentación de hormigón.
- Cimentación: Apoyo de hormigón necesario para resistir compresión, levantamiento y cuando sea necesario, el vuelco.
- Chapa de anclaje: Placas o angulares utilizados para anclar los pernos de anclaje a la cimentación. Su tamaño debería ser el necesario para proporcionar un factor de seguridad adecuado frente a un posible fallo por aplastamiento del hormigón.

En la mayoría de los casos se utiliza una base nominalmente articulada, debido a las dificultades y los gastos que conlleva disponer una base nominalmente rígida resistente a momento. No sólo es significativamente más caro realizar las uniones de la base de acero sino que la cimentación también debe resistir los momentos, lo que incrementa los costes de manera importante.

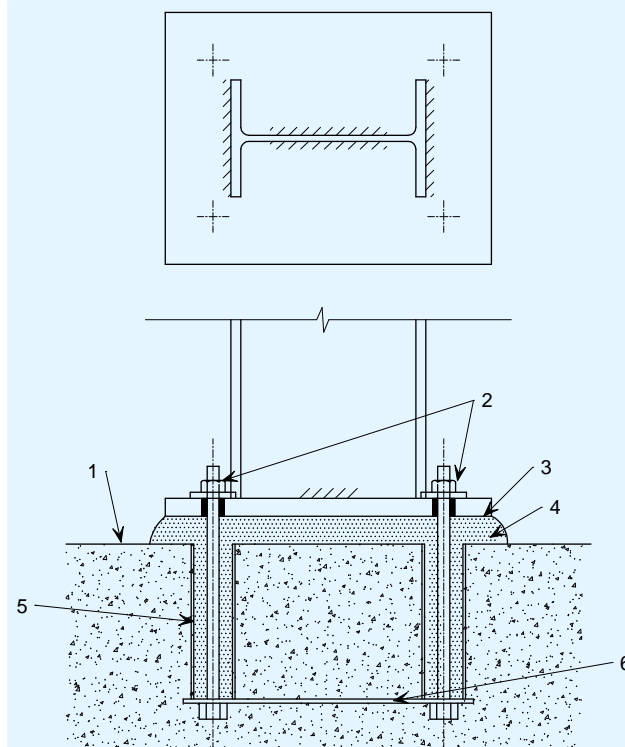
En aquellos casos en los que los pilares soporten una viga carril, puede que sea necesario utilizar bases resistentes a momento para reducir las posibles deformaciones hasta límites aceptables. En la Figura 11.3 a la Figura 11.5 se muestran detalles típicos de placas base/cimentación.

En una base nominalmente articulada para pilares grandes, los pernos pueden situarse por completo dentro del perfil de los pilares (Figura 11.3(a)). Para pilares de menor tamaño (con un tamaño inferior a 400 mm aproximadamente), se construye una placa base de mayores dimensiones que permita desplazar los pernos fuera de las alas (Figura 11.3(b)).

Puede conseguirse una base nominalmente rígida resistente a momento empleando un brazo de palanca mayor para los pernos y una placa base más rígida mediante el aumento del espesor de la misma, tal como se muestra en la Figura 11.4. Adicionalmente, podría ser necesario disponer una cartelas en las uniones sometidas a grandes momentos flectores, tal como se muestra en la Figura 11.5.



(a) Para pilares con canto superior o igual a 400 mm, los pernos de anclaje pueden situarse totalmente dentro del perfil de la sección.



(b) Para pilares con canto inferior a 400 mm los pernos pueden situarse fuera del perfil

- | | | | |
|---|--|---|----------------------------|
| 1 | Parte superior de la cimentación de hormigón | 4 | Relleno (≈ 50 mm) |
| 2 | Pernos de anclaje en agujero pasante (diámetro del perno + 6 mm) | 5 | Tubo posicionador |
| 3 | Placa base, normalmente con un espesor de 15 mm | 6 | Chapa de anclaje |

Figura 11.3 Típicas bases nominalmente articuladas

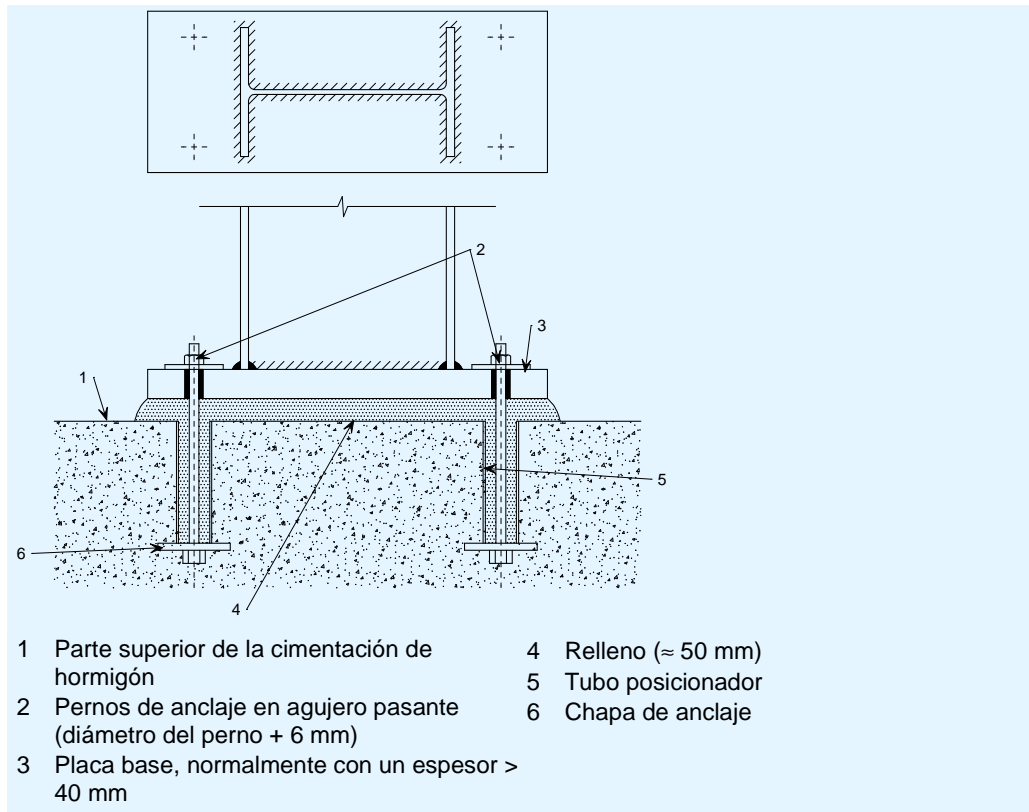


Figura 11.4 Típica base nominalmente rígida y resistente a momento

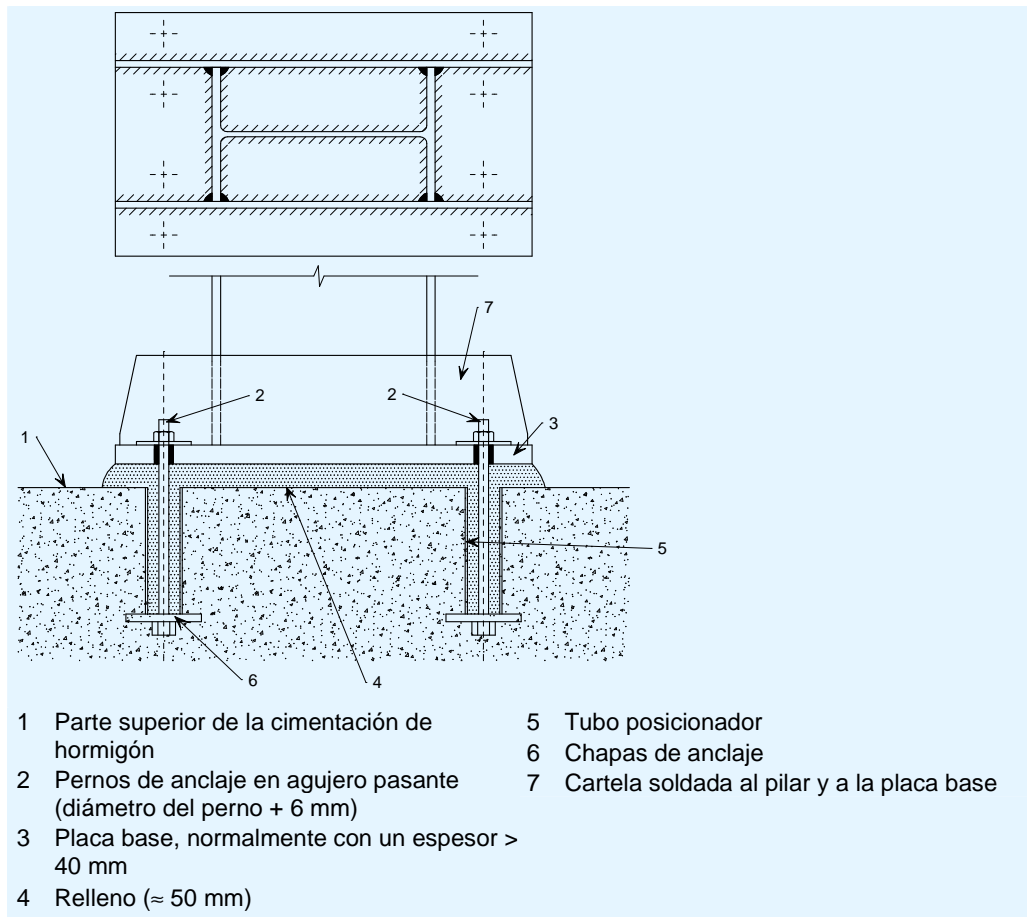


Figura 11.5 Base nominalmente rígida y resistente a momento con cartelas para momentos elevados

11.3.2 Seguridad durante el montaje

Para poder conseguir la estabilidad necesaria durante el montaje lo habitual es utilizar al menos cuatro pernos en la placa base. La alternativa sería colocar un soporte provisional inmediatamente después de realizar el montaje del pilar, lo que en la mayoría de los casos resulta poco práctico y probablemente originaría situaciones de riesgo.

11.3.3 Resistencia a fuerzas horizontales

Las fuerzas horizontales de mayor valor que actúan sobre la base del pilar son generalmente aquéllas que actúan en dirección hacia el exterior como resultado de la flexión del pilar provocada por las cargas verticales aplicadas sobre la cubierta.

Existen diversos métodos para soportar las reacciones horizontales que actúan en dirección hacia el exterior, mediante:

- La presión pasiva del terreno sobre el lateral de la cimentación, tal como se indica en la Figura 11.6(a)
- Un atado hormigonado en la losa y unido a la base del pilar, tal como se muestra en la Figura 11.6(b)
- Un atado a lo largo de todo el ancho de la estructura que una ambos pilares por debajo o por dentro de la losa, tal como se muestra en la Figura 11.6 (c) y (d).

El método más extendido para conseguir resistencia a las fuerzas horizontales es, con diferencia, el uso de la presión pasiva del terreno. Este método presenta una ventaja económica debido a que el tamaño de la cimentación necesaria para resistir el levantamiento normalmente también consigue una acción portante pasiva adecuada contra el terreno. Sin embargo, la resistencia pasiva del terreno circundante puede ser menor de lo previsto si no se compacta correctamente, y las zanjas de drenaje y servicio situadas a lo largo de la estructura pueden reducir considerablemente la resistencia pasiva.

Una alternativa relativamente económica podría ser disponer una barra unida al pilar y hormigonada en la losa, con una vaina en su extremo para permitir el movimiento vertical. Esta situación podría provocar un cierto agrietamiento localizado de la losa, lo que podría invalidar la garantía de ésta en aquellos casos en los que se utilice una losa de alta calidad. La longitud de la barra debería determinarse a partir de la resistencia última de *pull-out* necesaria para resistir la fuerza horizontal.

El modo más seguro de proporcionar la resistencia necesaria a las fuerzas horizontales es situar un atado a lo largo de todo el ancho de la estructura unido a los pilares de cada lado. Sin embargo, resulta más caro en términos de material y mano de obra y puede resultar dañado por las actividades que se lleven a cabo en el edificio. Generalmente, la colocación de un tirante a lo ancho dificultará el montaje de la estructura, que se llevará a cabo desde el interior de la superficie ocupada por el edificio.

11.3.4 Placas base y pernos de anclaje

Normalmente, el estructurista metálico será el responsable de determinar los detalles de la placa base y los pernos de anclaje. No obstante, en los documentos del contrato debería especificarse claramente en quién recae la responsabilidad del cálculo de los detalles de la cimentación, ya que podría ser necesario incluir una separación especial entre armaduras u otros detalles adicionales.

Las placas base serán generalmente de acero S235 o S275.

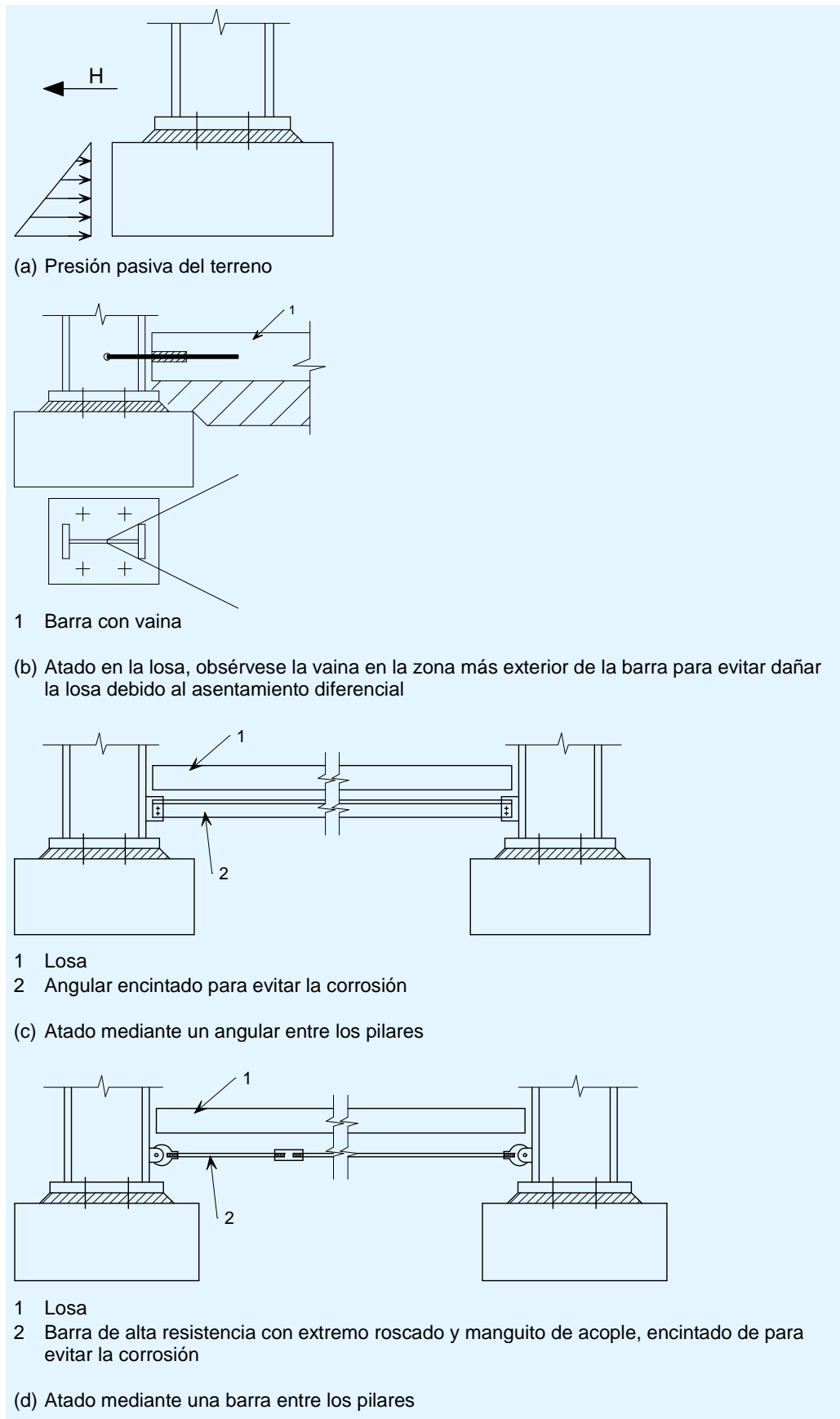


Figura 11.6 Métodos para proporcionar resistencia a los esfuerzos horizontales en la cimentación

El diámetro de los pernos se determinará generalmente considerando los esfuerzos de levantamiento y cortantes aplicados en los pernos, aunque normalmente no será inferior a 20 mm. Es habitual utilizar un sobredimensionamiento amplio para que puedan soportar los efectos difícilmente cuantificables de su ubicación incorrecta y de la combinación de esfuerzo cortante y momento flector que soportan aquellos tornillos en los que no se haya terminado el enlechado.

La longitud del perno debería determinarse a partir de las propiedades del hormigón, la separación entre los pernos y la fuerza de tracción. Un método sencillo para determinar la longitud de los pernos es asumir que la resistencia a la fuerza del perno se consigue mediante una superficie cónica de hormigón. En el caso que se requiera una mayor resistencia al levantamiento pueden utilizarse angulares o chapas para unir los pares de pernos, como alternativa al uso de chapas de anclaje individuales. El proyectista debería realizar los cálculos oportunos en la etapa final de cálculo para comprobar la viabilidad de la separación propuesta entre pernos.

11.3.5 Cálculo de la cimentación en el estado límite de incendio

Si la cimentación se calcula para poder resistir un momento generado por el colapso del dintel debido a la acción del fuego, tanto la placa base como la propia cimentación deberían diseñarse para resistir dicho momento, tal como se muestra en la Figura 11.7(a). Se podría desplazar la base para reducir o eliminar la excentricidad generada por el momento, con el fin de obtener una distribución de presión uniforme bajo la base, tal como se muestra en la Figura 11.7(b).

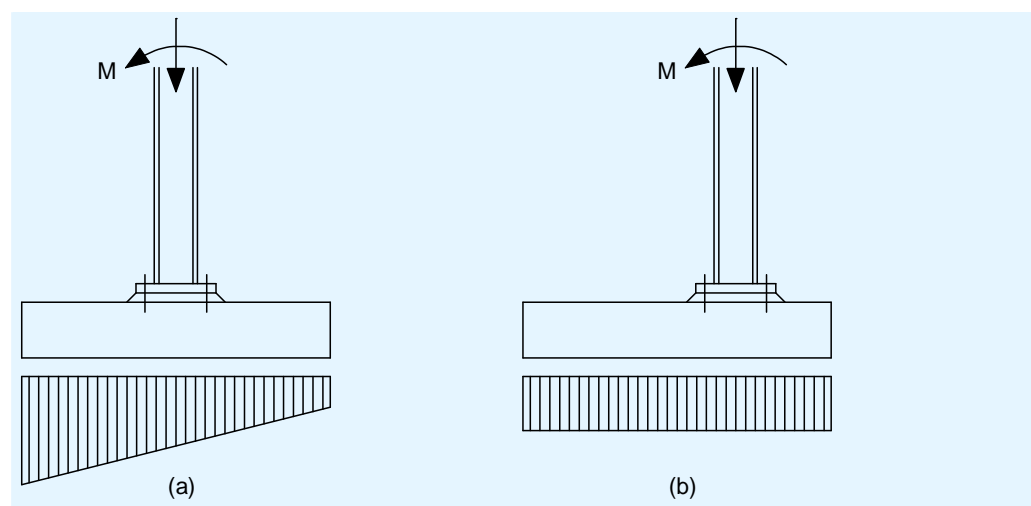


Figura 11.7 Cimentación de un pórtico con la condición de contorno de incendio

11.4 Resumen de las consideraciones de cálculo

- Las uniones resistentes a momento deberían adoptarse de tal forma que se minimice la necesidad de cualquier refuerzo local adicional.
- Habitualmente es más económico emplear bases de pilares nominalmente articuladas

- La experiencia ha demostrado que, una conexión con cuatro pernos y una placa base relativamente delgada, se comporta como una articulación, al mismo tiempo que proporciona suficiente rigidez para un montaje seguro.
- Es importante tener siempre en cuenta la resistencia a esfuerzos cortantes, tanto en la base del pilar como en la cimentación.

12 ELEMENTOS ESTRUCTURALES SECUNDARIOS

12.1 Viga de alero

El elemento conformado en frío que une las estructuras individuales al nivel de los aleros (señalado con un (2) en la Figura 12.1), generalmente se conoce como viga de alero.

La función principal de esta viga es soportar el cerramiento de la cubierta, las fachadas laterales y los canalones a lo largo del alero, pero también puede utilizarse como medio de coacción lateral para la parte superior del ala exterior del pilar.

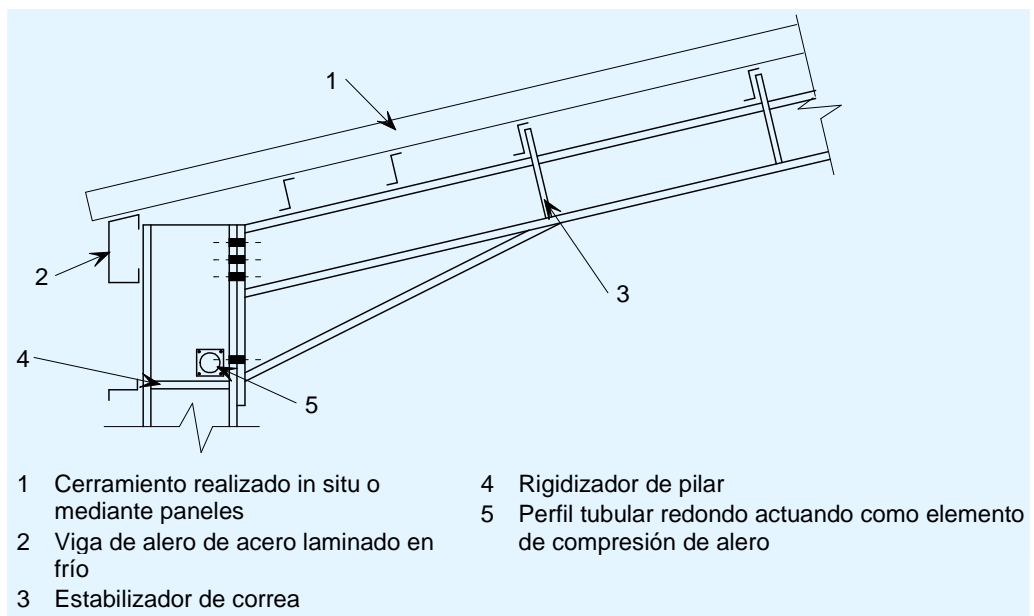


Figura 12.1 Detalle de la cartela con una viga de alero

12.2 Elemento de compresión de alero

Si en ambos extremos de la estructura se dispone un arriostramiento vertical en las fachadas laterales que sea capaz de resistir esfuerzos de tracción y compresión (véase el apartado 9.2), no será necesario utilizar un elemento de compresión de alero, salvo en las crujías de los extremos. Sin embargo, se recomienda disponer un elemento de atado entre pilares que será útil durante el montaje y proporcionará robustez adicional a la estructura.

Si se emplea un perfil tubular redondo para coaccionar la rótula plástica en la parte inferior de los aleros, tal como se ilustra en la Figura 12.1, dicho perfil puede cumplir el papel de elemento de compresión longitudinal, así como de coacción de la rótula plástica. La disposición de un elemento de compresión por encima de este nivel no resultará eficaz como coacción de la rótula plástica en la parte inferior de la cartela.

13 DISEÑO DE PÓRTICOS ADOSADOS

13.1 Aspectos generales

La mayoría de los aspectos asociados al comportamiento y al cálculo de las naves con pórticos adosados son similares a las de un solo pórtico. En este apartado se describen los tipos habituales de naves con pórticos adosados y se señalan las principales diferencias entre ellos.

13.2 Tipos de pórticos adosados

13.2.1 Vigas limahoya y pórticos “con” o “sin” pilar alternos

Una práctica común en los edificios de naves con pórticos adosados es emplear vigas limahoya para eliminar algunos pilares interiores. Lo más habitual es prescindir de pilares alternos, de forma que la limahoya se soporta por medio de la denominada viga limahoya que se apoya entre los pilares de las estructuras adyacentes tal como se muestra en la Figura 13.1. Esta distribución de pilares interiores supone que algunos pórticos se realizarán “con” pilares interiores, mientras que otros pórticos se realizarán “sin” disponer pilares interiores, de forma alterna. En ocasiones se prescinde de más de un pilar, aunque estos diseños requieren utilizar vigas limahoya muy largas y reducen la rigidez y la estabilidad de los pórticos, incluso en aquellos casos en los que se empleen los pórticos completos restantes para estabilizar las estructuras sin pilares.

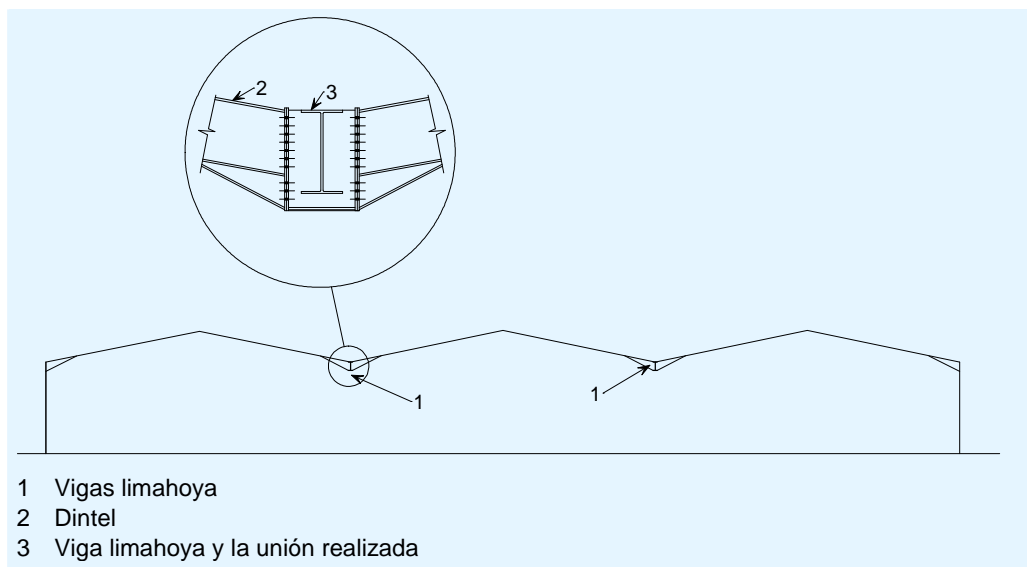


Figura 13.1 Vigas limahoya

Las vigas limahoya pueden ser simplemente apoyadas o continuas por medio de los pilares de apoyo. La elección normalmente dependerá de la comparativa de costes entre la opción de utilizar una viga más pesada para una construcción simplemente apoyada o una unión más cara que permitiría una construcción continua.

Con frecuencia las vigas limahoya forman una o más estructuras rígidas con los pilares interiores a lo largo de la limahoya para proporcionar una estabilidad estructural global en ángulo recto con respecto a los pórticos. Esto evita que tenga que disponerse un arriostramiento en cruz de San Andrés sobre las líneas de pilares interiores, lo que a menudo resulta inadecuado para el uso previsto del edificio.

13.3 Estabilidad

La mayoría de los pórticos de naves adosadas poseen pilares interiores esbeltos. Cuando se aplica una carga horizontal a estas estructuras, únicamente se generará un pequeño momento flector en estos pilares interiores esbeltos debido a que la rigidez de los pilares externos es mucho mayor. En la Figura 13.2 se muestra un diagrama típico de momento flector.

Estas diferencias en la distribución de momento flector y la reducción asociada de la rigidez de los pilares interiores presentan un impacto significativo sobre el comportamiento de la estructura. En el Estado Límite Último, es probable que la estructura trabaje a un valor de carga de entre el 20 y el 30 % de su carga elástica crítica total. La propagación de la plasticidad desde la posición de la rótula crítica hará que la carga crítica efectiva se reduzca, aumentando aún más la relación de carga crítica efectiva.

Este efecto se puede constatar utilizando un software apropiado de análisis elastoplástico de segundo orden.

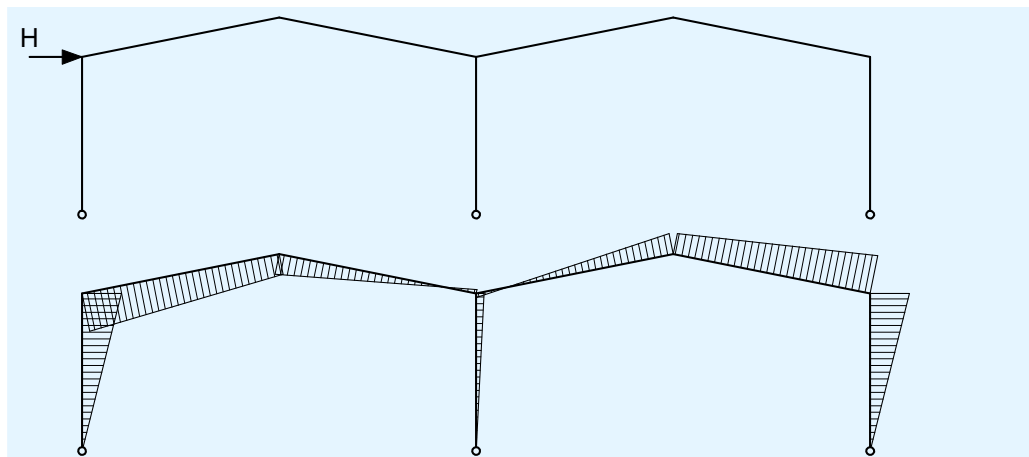


Figura 13.2 Momentos flectores en una estructura típica de dos pórticos adosados sometida a cargas horizontales

La estructura de la Figura 13.2 se puede considerar como dos subestructuras, cada una de las cuales consta de un pilar exterior y dos dinteles, tal como se muestra en la Figura 13.3. En general, en las naves de pórticos adosados, las dos subestructuras exteriores aportan la mayor parte de la rigidez, de modo que podría utilizarse el mismo modelo de dos subestructuras para realizar los cálculos a mano. Si debe tenerse en cuenta la rigidez de los pilares interiores sería preferible utilizar un software para el análisis del conjunto de la estructura.

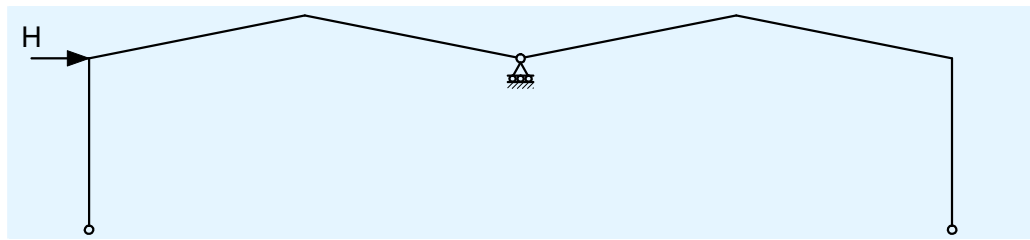


Figura 13.3 Subestructuras para una estructura típica de dos naves adosadas

Si los pilares interiores aportan una rigidez significativa no resulta lógico ignorarlos desde el punto de vista económico, por lo que sería preferible realizar un análisis detallado del conjunto de la estructura utilizando un software adecuado.

13.4 Inestabilidad de un pórtico interior

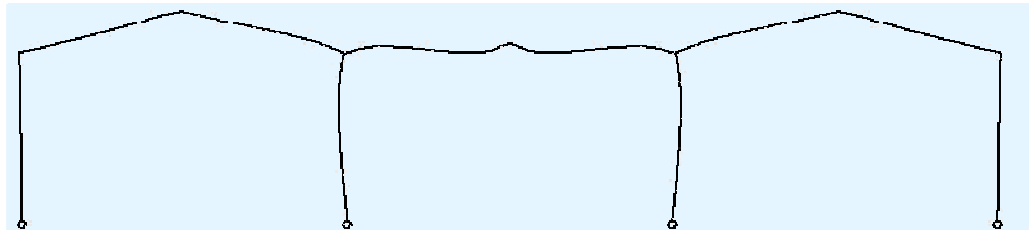


Figura 13.4 Inestabilidad de pórtico interior

Tal como se muestra en la Figura 13.4, la rigidez lateral reducida en estructuras de tres o más naves adosadas puede provocar la inestabilidad de uno de los pórticos interiores. Se pueden comprobar estas estructuras utilizando un software apropiado para garantizar que su comportamiento sea satisfactorio. Se puede utilizar el Anexo B para obtener una estimación de la sensibilidad a la inestabilidad de un pórtico interior.

13.5 Resumen de las consideraciones de cálculo

- La mayoría de los aspectos asociados al comportamiento y al cálculo de los pórticos de naves adosadas son similares a los de las estructuras de un solo pórtico.
- Es importante tener en cuenta la estabilidad lateral y la inestabilidad de pórticos interiores en estructuras de naves adosadas

REFERENCIAS

- ¹ EN 1993-1-1: Eurocode 3 Design of steel structures. General rules and rules for building
- ² Steel Buildings in Europe
Single-storey steel buildings. Part 2: Concept design
- ³ FISHER, J.M.
Industrial buildings
Chapter 6.1 in Construction steel design: an international guide
Elsevier Applied Science, Londres, 1992
- ⁴ HORNE, M.R. and AJMANI, J.L.
Failure of columns laterally supported on one flange: Discussion
The structural Engineer, Vol. 51, No. 7, Julio 1973
- ⁵ Steel Buildings in Europe
Single-storey Buildings. Part 11: Moment connections
- ⁶ LIM, J, KING, C.M, RATHBONE, A, DAVIES, J.M and EDMONDSON, V
Eurocode 3: The in-plane stability of portal frames
The Structural Engineer, Vol. 83. No 21, 1st Noviembre 2005

APÉNDICE A Límites prácticos de deformaciones para edificios de una sola planta

A.1 Flecha horizontal en pórticos

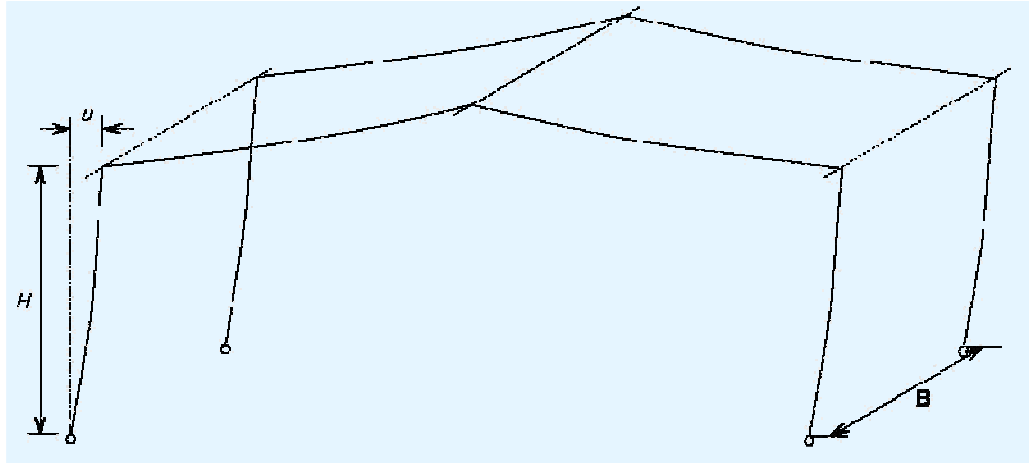


Figura A.1 Definición de flecha horizontal

Los límites de flecha para pórticos no se definen de forma explícita en los Eurocódigos. Por regla general, dichos límites son establecidos a nivel nacional tanto mediante las normativas nacionales como por medio de las prácticas habituales en la industria.

En la Tabla A.1 se resumen los valores límite típicos para flechas horizontales.

Tabla A.1 Límites típicos de flecha horizontal

País	Estructura	Límites de Flecha u	Observaciones
Francia	Pórticos sin puente grúa Edificios sin requisitos específicos en lo que concierne flechas		Se dan estos valores en el Anexo Nacional Francés de la norma EN 1993-1-1 y se deberán utilizar a menos que se acuerde otro límite con el cliente. Los valores de las flechas calculados a partir de las combinaciones características se deberán comparar con estos límites.
	Flecha en cabeza de pilar	$H/150$	
	Diferencia entre flechas de dos pórticos adyacentes	$B/150$	
	Elemento que soporta un cerramiento metálico		
	Soporte	$H/150$	
	Correa	$B/150$	
Francia	Otro tipo de edificios de una planta Edificios con requisitos específicos en lo que concierne a flechas (tabiques frágiles, aspecto, etc.)		
	Flecha en cabeza de pilar	$H/250$	
	Diferencia entre flechas de dos pórticos adyacentes	$B/200$	
Alemania			No existen límites nacionales de flecha. Se deberán tomar los límites de las instrucciones de los fabricantes (homologaciones técnicas) o bien, conforme lo acordado con el cliente.
España	Pórticos (sin elementos frágiles susceptibles de fallo en envolventes, fachada y cubierta)	$H/150$	Estos valores se dan en la Instrucción de Acero Estructural (EAE) y en el Código Técnico de la Edificación (CTE) y se deberán utilizar a menos que se acuerde otro límite con el cliente
	Edificios de una planta con cubierta horizontal, sin elementos frágiles susceptibles de fallo en envolventes, fachada y cubierta.	$H/300$	

A.2 Flechas verticales en pórticos

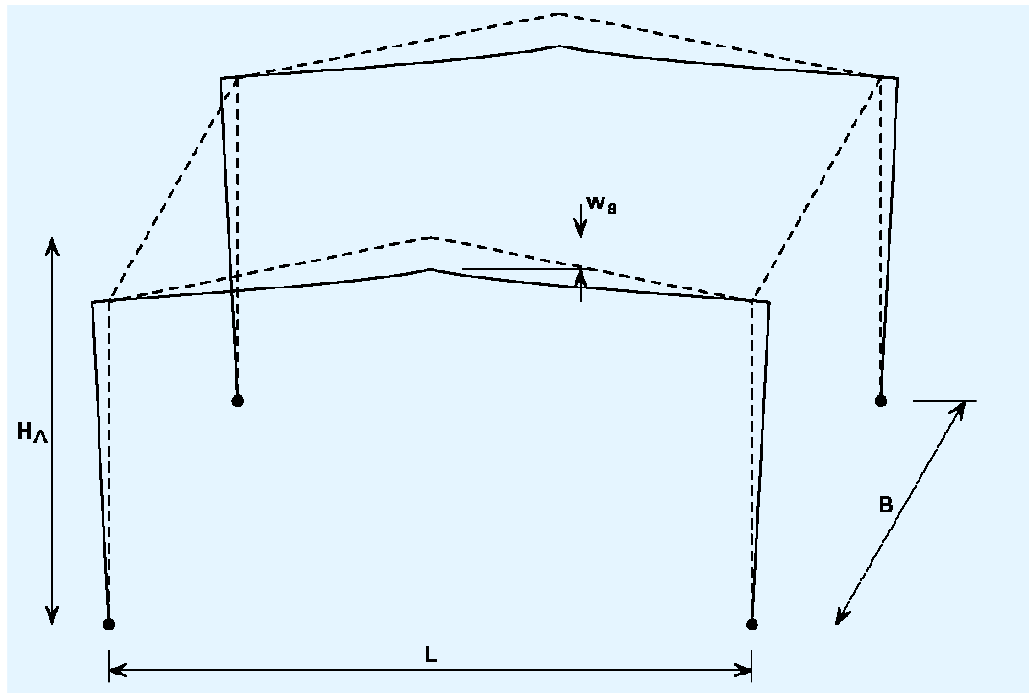


Figura A.2 Definición de flecha vertical en la cumbrera de un pórtico

En la Tabla A.2 pueden hallarse los valores límite típicos de algunos países para la flecha vertical.

Tabla A.2 Límites de flecha vertical

País	Estructura	Límites de flecha		Observaciones
		$w_{m\acute{a}x}$	w_a	
Francia	Cubiertas en general	$L/200$	$L/250$	Se deben usar los valores que vienen dados en el Anexo Nacional de la norma EN 1993-1-1 a menos que se acuerde lo contrario con el cliente. Los valores de las flechas, calculados a partir de las combinaciones características, se deben comparar con estos límites.
	Cubiertas transitables que con frecuencia soportan un uso además del de mantenimiento.	$L/200$	$L/300$	
	Cubiertas con revestimiento de yeso u otros acabados frágiles o componentes no flexibles.	$L/250$	$L/350$	
Alemania				No existen límites nacionales de flecha. Se deberán tomar los límites indicados por los fabricantes (homologaciones técnicas) o bien, los indicados y acordados con el cliente.

A.2.1 Flechas verticales para elementos horizontales de cubierta

Estados límite de servicio

En la Tabla A.3 pueden hallarse los límites de flecha para diferentes países europeos. En la Figura A.3 se reproduce la definición de flecha vertical indicada en el Anexo A de la norma EN 1990.

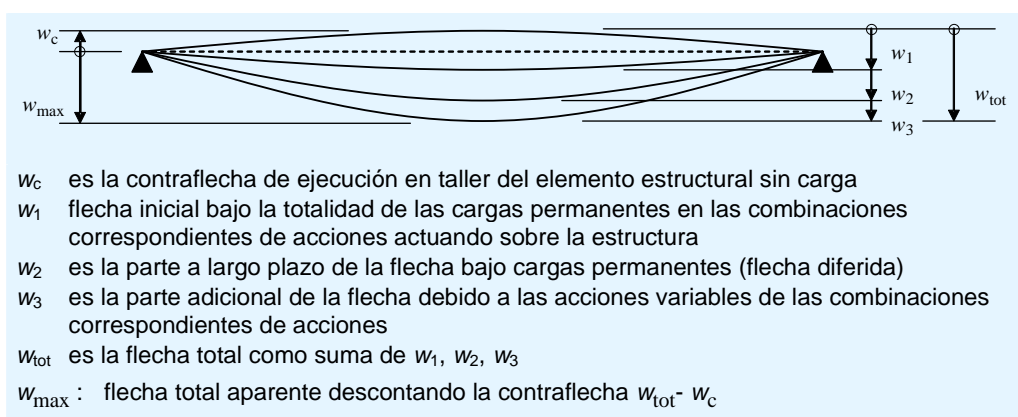


Figura A.3 Definición de flechas verticales

Tabla A.3 Valores límite recomendados para flechas verticales

País	Estructura	Límites de flecha		Observaciones
		w_{max}	w_3	
Francia	Cubiertas en general	$L/200$	$L/250$	Se dan estos valores en el Anexo Nacional de la norma EN 1993-1-1 y se deberán utilizar a menos que se acuerde lo contrario con el cliente. Los valores de las flechas calculados a partir de las combinaciones características se deberán comparar con estos límites.
	Cubiertas transitables que con frecuencia soportan un uso además del de mantenimiento.	$L/200$	$L/300$	
	Cubiertas con revestimiento de yeso u otros acabados frágiles o componentes no flexibles.	$L/250$	$L/350$	
Alemania				No existen límites nacionales de flecha. Se deberán tomar los límites de las instrucciones de los fabricantes (homologaciones técnicas) o bien, conforme lo acordado con el cliente.
España	Cubiertas en general	$L/300(*)$	-	Estos valores se dan en la Instrucción de Acero Estructural (EAE) y en el Código Técnico de la Edificación (CTE) y se deberán utilizar a menos que se acuerde otro límite con el cliente
	Cubiertas, con acceso para mantenimiento únicamente	$L/250(*)$		

(*) Estos valores hacen referencia a $w_2 + w_3$ pero $w_2 = 0$ en estructuras de acero

Estado límite último: Embalsamiento de agua y acumulación de nieve

Cuando la pendiente de la cubierta es inferior a 5%, se deben llevar a cabo cálculos adicionales para evitar colapsos debido al peso del agua:

- por embalsamientos bajo la deformación de los elementos estructurales o del material de la cubierta
- por acumulación de nieve.

Estas comprobaciones adicionales deben basarse en las combinaciones de Estado Límite Último.

La contraflecha de las vigas puede reducir las probabilidades de formación de embalsamientos de agua de lluvia, siempre que el sistema de drenaje sea adecuado.

APÉNDICE B Cálculo del $\alpha_{cr,est}$

B.1 Aspectos generales

En el apartado 5.2.1 (4) B de la norma EN 1993-1-1 se indica la siguiente expresión:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right)$$

Sin embargo, esta expresión sólo se aplica cuando la carga axil del dintel no es significativa. Según lo indicado en la Nota 2B del apartado 5.2.1(4)B, se considera significativa cuando

$$\bar{\lambda} \geq 0,3 \sqrt{\frac{Af_y}{N_{Ed}}}, \text{ expresión que se puede escribir de otra forma, para indicar que}$$

la carga axil no es significativa cuando $N_{Ed} \leq 0,09N_{cr}$

donde:

N_{cr} es la carga crítica de pandeo elástico para la luz completa abarcada por los dos dinteles, es decir, $N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$

L es la longitud de los dos dinteles, desde un pilar hasta el otro pilar, que se calcula mediante el cociente luz/cos θ (siendo θ la pendiente de la cubierta)

Cuando la carga axil supere este límite no se podrá utilizar la expresión indicada en la norma EN 1993-1-1.

Conforme se ilustra a continuación, para tener en cuenta el esfuerzo axil en el dintel, se utiliza la expresión alternativa desarrollada por J. Lim y C. King^[6].

En el caso de estructuras con dinteles inclinados:

$$\alpha_{cr,est} = \min(\alpha_{cr,s,est}; \alpha_{cr,r,est})$$

donde:

$\alpha_{cr,s,est}$ Es la estimación de α_{cr} para el modo de pandeo por inestabilidad lateral

$\alpha_{cr,r,est}$ Es la estimación de α_{cr} para el modo de pandeo por inestabilidad de un pórtico interior. Este modo sólo debe ser comprobado cuando existan tres o más pórticos adosados, o el dintel sea horizontal, o cuando los pilares no sean verticales.

B.2 Factor $\alpha_{cr,s,est}$

En la Figura B.1 pueden hallarse los parámetros necesarios para calcular el $\alpha_{cr,s,est}$ de un pórtico. δ_{NHf} es la flecha lateral en la parte superior de cada pilar

al estar sujeto a una fuerza lateral hipotética H_{NHF} . (La magnitud de la fuerza lateral total es arbitraria, ya que simplemente se utiliza para calcular la rigidez lateral). La fuerza horizontal aplicada en la parte superior de cada pilar debe ser proporcional a la reacción vertical.

En la práctica se recomienda calcular H_{NHF} como 1/200 de la reacción vertical en la base del pilar. En combinaciones de acciones que incluyan la acción de viento, también se debe calcular el H_{NHF} como 1/200 de la reacción vertical en la base.

Al calcular δ_{NHF} , sólo se aplican las fuerzas laterales hipotéticas H_{NHF} en la estructura. Se podrá incluir en el análisis la rigidez en la base (conforme se describe en el apartado 3.4).

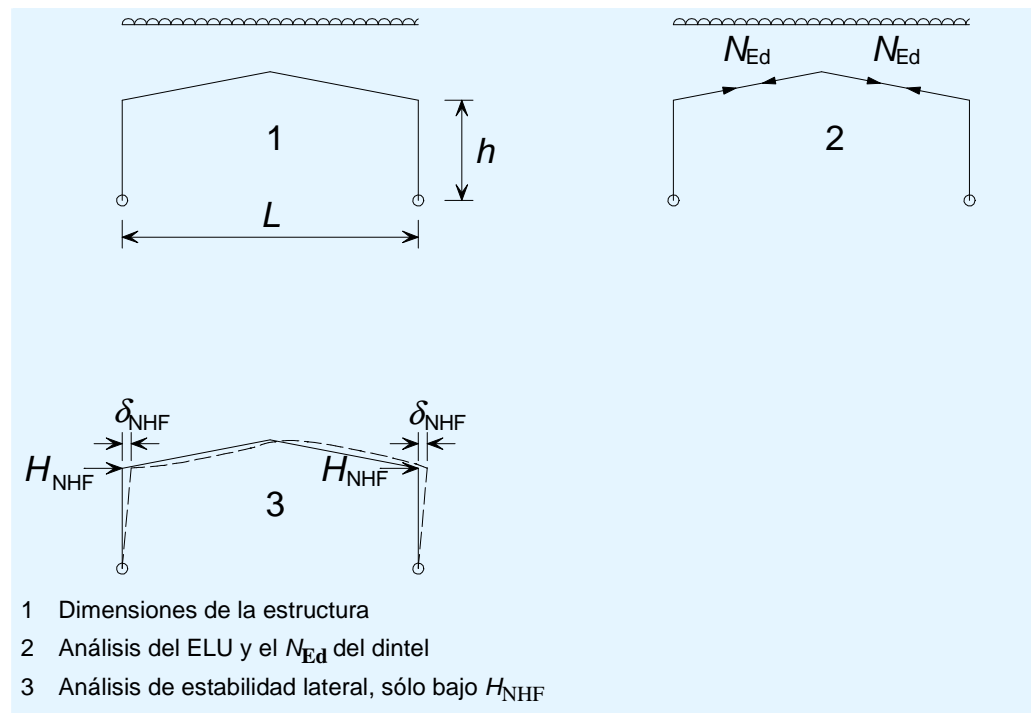


Figura B.1 Cálculo del α_{cr}

α_{cr} se calcula de la siguiente manera:

$$\alpha_{cr} = \frac{h}{200\delta_{NHF}}$$

Se empleará el valor mínimo de α_{cr} , de cualquier pilar, para toda la estructura.

$\alpha_{cr,s,est}$ se calcula de la siguiente manera:

$$\alpha_{cr,s,est} = 0,8 \left\{ 1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{cr,R}} \right)_{m\acute{a}x} \right\} \alpha_{cr}$$

donde:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{cr,R}} \right)_{m\acute{a}x}$$

es el ratio máximo en cualquier dintel

N_{Ed}	es el esfuerzo axial en el dintel en el ELU (véase la Figura B.1)
$N_{cr,R} = \frac{\pi^2 EI_r}{L^2}$	es la carga crítica de Euler del dintel para la luz completa abarcada por los dos dinteles (suponiéndolo articulado)
L	es la longitud de los dos dinteles, desde un pilar hasta el otro pilar, que se calcula mediante el cociente luz/cos θ (siendo θ la pendiente de la cubierta)
I_r	es el momento de inercia del dintel en su plano.

B.3 Factor $\alpha_{cr,r,est}$

Este cálculo se utiliza cuando la estructura contiene tres o más pórticos, o el dintel es horizontal.

En estructuras que contienen dinteles con pendientes inferiores a 1:2 (26°), el $\alpha_{cr,r,est}$ se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\alpha_{cr,r,est} = \left(\frac{D}{L} \right) \left(\frac{55,7(4 + L/h)}{\Omega - 1} \right) \left(\frac{I_c + I_r}{I_r} \right) \left(\frac{275}{f_{yr}} \right) (\tan 2\theta_r)$$

Pero cuando $\Omega \leq 1$, $\alpha_{cr,r,est} = \infty$

donde:

D	es el canto del dintel, h
L	es la luz de la nave
h	es la altura media del pilar desde la base hasta los aleros o la limahoya
I_c	es el momento de inercia del pilar en su plano (se toma como cero cuando el pilar no esté rígidamente unido al dintel o cuando el dintel esté apoyado sobre la viga de limahoya)
I_r	es el momento de inercia del dintel en su plano
f_{yr}	es el límite elástico nominal de los dinteles en N/mm ²
θ_r	es la pendiente de la cubierta cuando la cubierta es simétrica, o si no $\theta_r = \tan^{-1}(2h_r/L)$
h_r	es la altura de la cumbre de la cubierta por encima de la línea recta que une la cabeza o parte superior de los pilares
Ω	es el ratio de arco, dado por $\Omega = W_r/W_0$
W_0	es el valor de W_r para el agotamiento plástico de los dinteles considerados como una viga biempotrada de luz L
W_r	es la carga vertical mayorada en los dinteles de la nave.

Debe utilizarse el valor medio de I_c o I_r cuando los pilares o los dinteles de los pórticos son diferentes.

APÉNDICE C Cálculo de M_{cr} y N_{cr}

C.1 M_{cr} para elementos uniformes

C.1.1 Expresión general

El método indicado en el C.1.1 se aplica únicamente a elementos rectos y uniformes en los que la sección transversal es simétrica respecto al plano de flexión.

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g \right\}$$

En el caso de pórticos, $k = 1$ y $k_w = 1$. Se presupone que la carga transversal está aplicada en el centro de esfuerzos cortantes, entonces $C_2 z_g = 0$. La expresión se podrá simplificar de la siguiente manera:

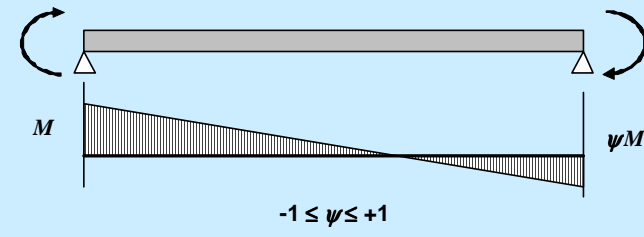
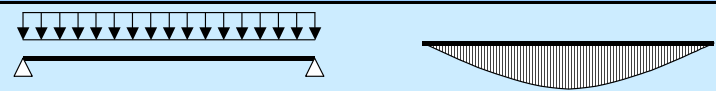
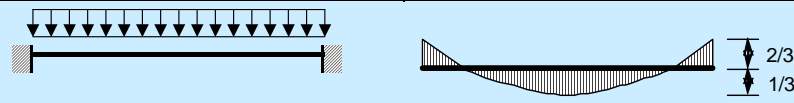
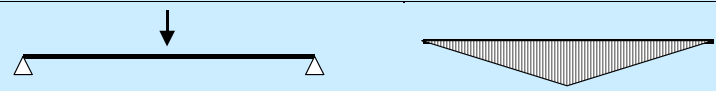

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}}$$

- E es el módulo de Young ($E = 210000 \text{ N/mm}^2$)
- G es el módulo de cortadura ($G = 81000 \text{ N/mm}^2$)
- I_z es el momento de inercia respecto del eje débil
- I_t es el módulo de torsión
- I_w es el módulo de alabeo
- L es la longitud entre puntos con coacción lateral
- C_1 depende de la forma del diagrama de momento flector

C.1.2 Factor C_1

En el caso de elementos sometidos a momentos en sus extremos y elementos con carga transversal, el factor C_1 se calcula conforme a lo indicado en la Tabla C.1.

Tabla C.1 Factor C_1

Momentos en los extremos		ψ	C_1
		+1,00	1,00
		+0,75	1,17
		+0,50	1,36
		+0,25	1,56
		0,00	1,77
		-0,25	2,00
		-0,50	2,24
		-0,75	2,49
	-1,00	2,76	
Carga transversal			
		0,94	1,17
		0,62	2,60
		0,86	1,35
		0,77	1,69

C.2 M_{cr} para elementos con coacciones en el ala traccionada

Es posible sacar provecho de los beneficios que ofrece la coacción del ala traccionada. Y de este modo, proporcionar al elemento una mayor resistencia al pandeo.

La coacción del ala traccionada la proporcionan los elementos conectados al ala a tracción del elemento (por ejemplo las correas).

El espacio entre las coacciones del ala traccionada debe cumplir con los requisitos para L_m indicados en el apartado BB.3.1.1 de la norma EN 1993-1-1.

C.2.1 Expresión general

Para el caso general de una viga de canto variable pero simétrica respecto del eje débil, sometida a momento no uniforme:

$$M_{cr} = c^2 C_m M_{cr0} \quad \text{para vigas con un diagrama de momento que varía de forma lineal}$$

o

$$M_{cr} = c^2 C_n M_{cr0} \quad \text{para vigas con un diagrama de momento que varía de forma no lineal}$$

donde

M_{cr0} es el momento crítico de una viga sometida a momentos uniformes. En el apartado C.2.2 se incluyen las expresiones para M_{cr0}

c tiene en cuenta el canto variable ($c = 1$ para elementos rectos uniformes)

El valor de c se indica en el Anexo BB.3.3.3 de la norma EN 1993-1-1 en función del canto en el extremo de menor canto del elemento y limitado a elementos donde $1 \leq h_{m\acute{a}x}/h_{m\acute{i}n} \leq 3$. Es preciso tener en cuenta que la expresión para c se obtiene de la referencia 4 para elementos con $\bar{\lambda} \leq 1.05$, que es el caso habitual para las cartelas en pórticos

C_m es el valor para variación lineal de momentos. El valor viene dado por la expresión BB.13 en el Anexo BB de la norma EN 1993-1-1. Se recomienda que $C_m \leq 2,7$

C_n es el valor para variación no lineal de momentos. El valor viene dado por la expresión BB.14 en el Anexo BB de la norma EN 1993-1-1. Se recomienda que $C_n \leq 2,7$

Al emplear el Anexo BB.3.3.2 de la norma EN 1993-1-1 deben considerarse los siguientes puntos:

Será de aplicación la misma definición de momentos “positivos” y “negativos” dada en el BB.3.3.1: Los momentos que producen compresión en el ala no coaccionada se consideran como “positivos”.

Esto es importante pues sólo se deben considerar los valores positivos de R.

En el BB.3.3.2 se presume que las cargas son aplicadas en el centro de esfuerzos cortantes.

C.2.2 Cálculo del M_{cr0}

Para secciones uniformes, simétricas respecto del eje débil, con coacciones intermedias a lo largo del ala traccionada:

$$M_{cr0} = \frac{1}{2a} \left(\frac{\pi^2 EI_z a^2}{L_t^2} + \frac{\pi^2 EI_w}{L_t^2} + GI_t \right)$$

$$\text{pero } M_{cr0} \leq \frac{\pi^2 EI_z}{s^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{s^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}}$$

donde:

a es la distancia entre el eje longitudinal coaccionado (por ejemplo, el centroide de las correas) y el centro de esfuerzos cortantes del elemento. De este modo se tiene en cuenta que la coacción efectiva se aplica ligeramente fuera del ala.

L_t es la longitud del segmento en el elemento entre las coacciones a torsión de las dos alas.

s es la distancia entre las coacciones a lo largo del eje longitudinal coaccionado (por ejemplo, la distancia entre correas)

En el caso de elementos de sección variable y elementos con cartela, el valor de M_{cr0} se calcula usando las propiedades de la sección en los extremos de menor canto.

Los valores para a , L_t y s se muestran en la Figura C.1.

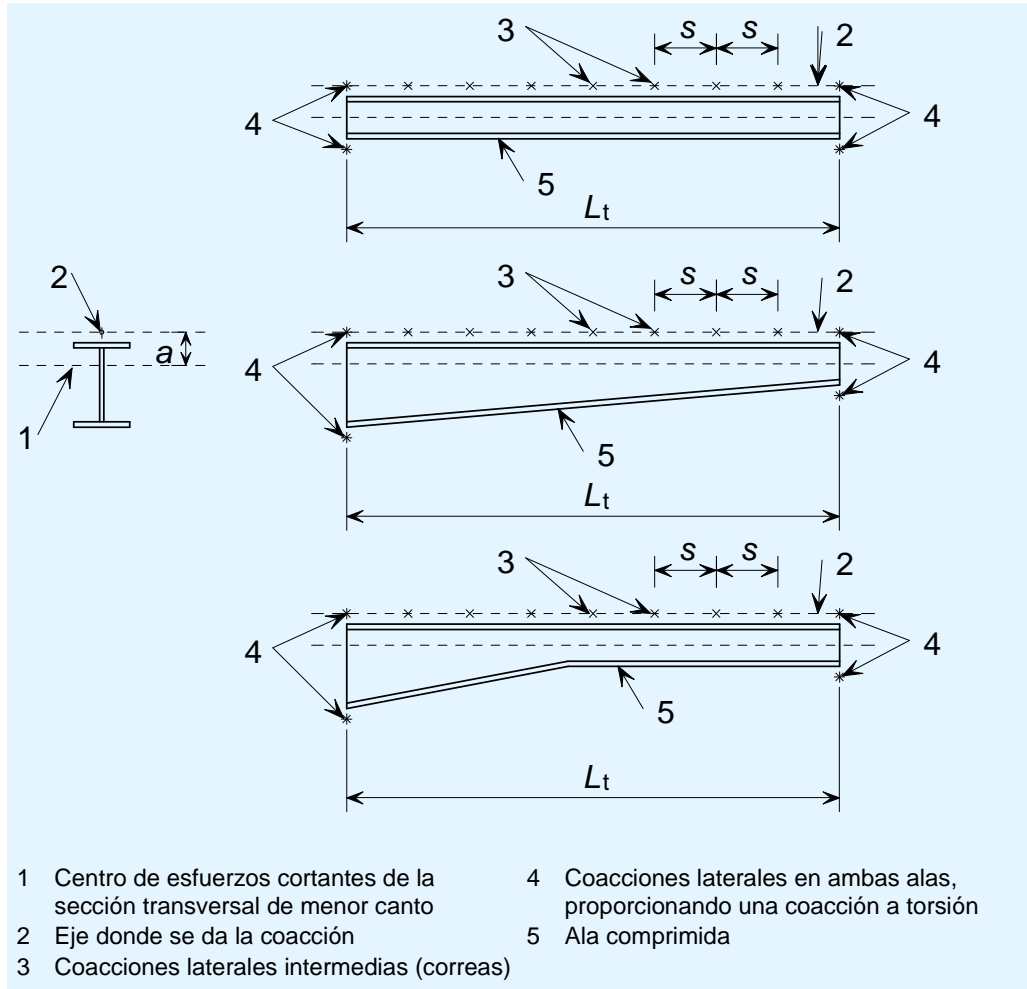


Figura C.1 Disposición de las coacciones del ala traccionada

C.3 N_{crT} para elementos uniformes con coacciones en el ala traccionada

Es posible sacar provecho de los beneficios que ofrece la coacción del ala traccionada y de este modo, proporcionar al elemento una mayor resistencia al pandeo.

La coacción del ala traccionada lo proporcionan los elementos conectados al ala traccionada del elemento (por ejemplo las correas).

C.3.1 Expresión general

Para secciones transversales de clase 1, 2 y 3 en el apartado 6.3.1.2 de la norma EN 1993-1-1 se indica la siguiente fórmula:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} \text{ donde } N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \text{ para pandeo por flexión}$$

C.3.2 N_{crT} para elementos uniformes con coacciones del ala traccionada

El esfuerzo axial crítico elástico para un perfil en I con coacciones intermedias en el ala traccionada se puede obtener según el apartado BB.3.3.1 como:

$$N_{crT} = \frac{1}{i_s^2} \left(\frac{\pi^2 EI_z a^2}{L_t^2} + \frac{\pi^2 EI_w}{L_t^2} + GI_t \right)$$

donde:

$$i_s^2 = i_y^2 + i_z^2 + a^2$$

L_t es la longitud del segmento en el elemento entre las coacciones a torsión de las dos alas

a se ha definido en C.1.

En el caso de elementos de sección variable y elementos con cartela, el valor de N_{crT} se calcula usando las propiedades de la sección en los extremos de menor canto.

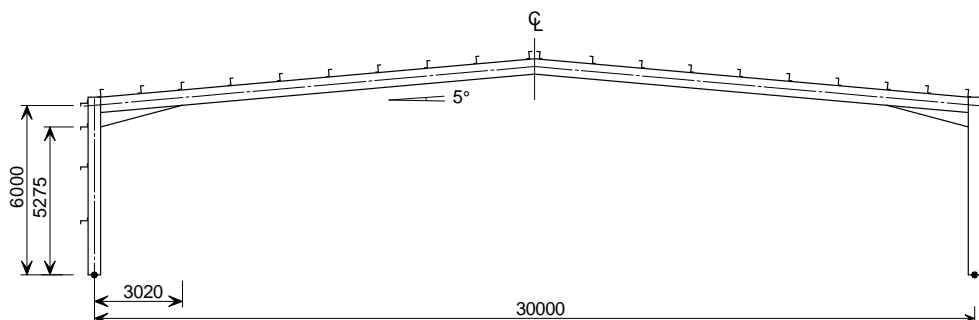
APÉNDICE D

Ejemplo resuelto: Cálculo de pórticos mediante análisis elástico

1. Análisis elástico de una nave de un pórtico

Este ejemplo abarca el cálculo de pórticos de edificios de una sola planta, usando el método elástico de análisis global. En este ejemplo se contemplan sólo las cargas gravitatorias. En la estructura se emplean perfiles I laminados en caliente para los dinteles y pilares.

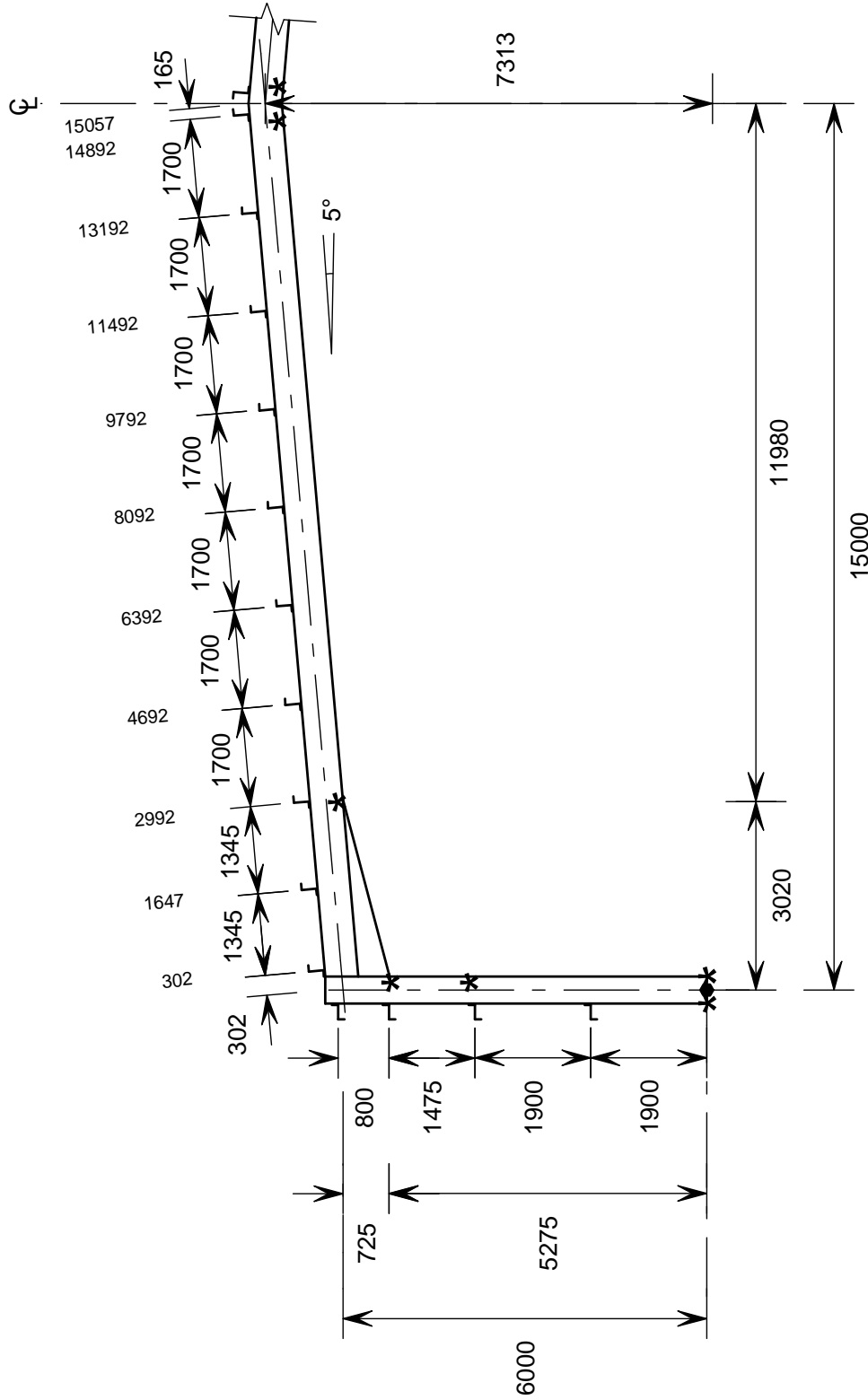
2. Geometría de la estructura



Modulación entre pórticos = 7.2 m

El cerramiento de la cubierta y las fachadas es soportado por correas de cubierta y de fachada.

Provisionalmente, las correas de cubierta se posicionan con un espaciado entre 1500 mm y 1800 mm, tal y como se muestra en la figura. Las correas de fachada se posicionan provisionalmente con un espaciado no superior a 2000 mm. Una vez realizadas las comprobaciones del dintel y pilar, es posible que se tengan que cambiar estas posiciones.



* coacción a torsión en el ala interior

3. Cargas

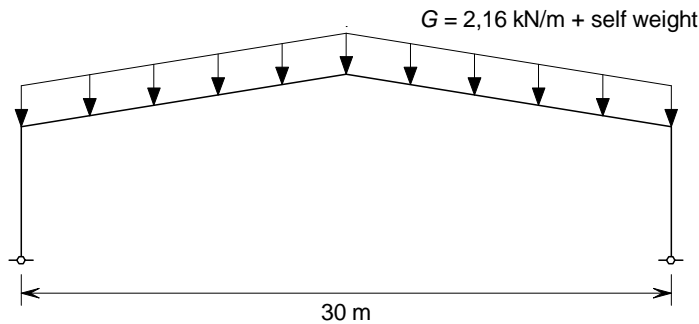
3.1. Cargas permanentes

$$G = G_{\text{peso propio}} + G_{\text{cubierta}}$$

$G_{\text{peso propio}}$: Peso propio de las vigas

G_{cubierta} : Cubierta con correas $G_{\text{cubierta}} = 0,30 \text{ kN/m}^2$

$$\Rightarrow \text{para un pórtico interior: } G_{\text{cubierta}} = 0,30 \times 7,20 = 2,16 \text{ kN/m}$$



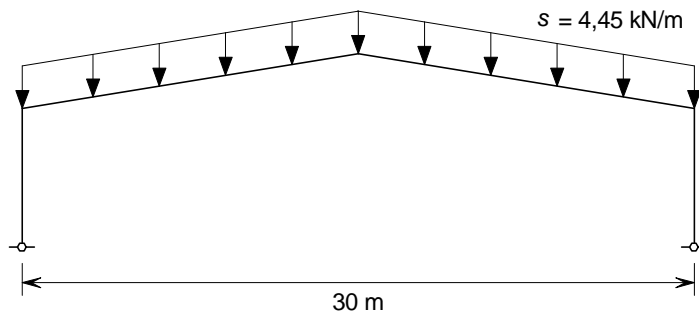
EN 1991-1-1

3.2. Cargas de nieve

El valor característico de las cargas de nieve sobre la cubierta en una localidad específica de un determinado país y a una determinada altitud, es:

$$s_k = 0,618 \text{ kN/m}^2$$

$$\Rightarrow \text{para un pórtico interior: } s = 0,618 \times 7,20 = 4,45 \text{ kN/m}$$



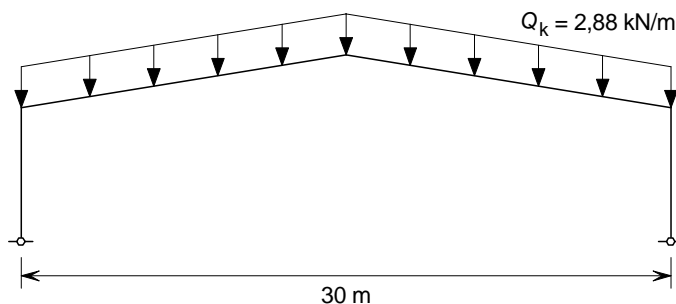
EN 1991-1-3

3.3. Sobrecarga en cubierta

Los valores característicos para cargas en cubierta (tipo H: no transitable).

$$q_k = 0,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\Rightarrow \text{para un pórtico interior: } q_k = 0,4 \times 7,20 = 2,88 \text{ kN/m}$$



EN 1991-1-1
Tabla 6.10

Título	APÉNDICE D Ejemplo resuelto: Cálculo de pórticos mediante análisis elástico	4 de 46
<p>3.4. Combinaciones de carga</p> <p>Por simplificar, las acciones de viento no se han considerado en este ejemplo. Por tanto, la combinación crítica de cálculo para el dimensionado del elemento, es: $\gamma_G G + \gamma_Q Q$</p> <p>Donde:</p> <p>Q es el valor máximo de la carga de nieve o de la sobrecarga.</p> <p>$\gamma_G = 1,35$ (acciones permanentes)</p> <p>$\gamma_Q = 1,50$ (acciones variables)</p> <p>Las cargas de nieve son mayores que las sobrecargas en la cubierta, por tanto $Q = 4,45$ kN/m</p> <p>4. Dimensionamiento preliminar</p> <p>En la guía <i>Edificios de acero de una sola planta. Parte 2: Diseño conceptual</i> [2] puede hallarse una tabla con las dimensiones preliminares de los elementos, en base a la carga del dintel y a la altura del alero.</p> <p>Carga del dintel = $1,35(2,16 + \text{peso propio}) + 1,5 \times 4,45 = 9,6$ kN/m + peso propio. Digamos que 10 kN/m incluyendo el peso propio.</p> <p>El perfil seleccionado para el dintel es un perfil IPE 450, S355</p> <p>El perfil seleccionado para el pilar es un perfil IPE 500, S355</p> <p>5. Factor α_{cr} de amplificación de pandeo</p> <p>Para determinar la sensibilidad de la estructura a efectos de 2º orden, se debe calcular el factor de amplificación de pandeo (α_{cr}). Para llevar a cabo este cálculo hace falta conocer las deformaciones de la estructura cuando es sometida a una combinación de cargas.</p> <p>Mediante un análisis elástico determinamos las reacciones bajo cargas verticales para el ELU, lo que nos proporciona la siguiente información:</p> <p>La reacción vertical en cada base: $V_{Ed} = 168$ kN</p> <p>La reacción horizontal en cada base: $H_{Ed} = 116$ kN</p> <p>Esfuerzo axil máximo en los dinteles: $N_{R,Ed} = 130$ kN</p> <p>5.1. Compresión axil en el dintel</p> <p>Según la normativa, si la compresión axil en el dintel es significativa, no se podrá utilizar el valor α_{cr}. Para dichas situaciones, el Anexo B del presente documento recomienda el uso de $\alpha_{cr,est}$.</p> <p>La compresión axil es significativa cuando $\bar{\lambda} \geq 0,3 \sqrt{\frac{Af_y}{N_{Ed}}}$</p> <p>o si $N_{Ed} \geq 0,09 N_{cr}$, que es una expresión equivalente.</p>		
		EN 1990
		EN 1993-1-1 §5.2.1
		EN 1993-1-1 §5.2.1(4) Nota 2B

N_{Ed} es la carga axial de cálculo en el dintel en el ELU, expresada como $N_{R,Ed}$ en este ejemplo.

L_{cr} es la longitud del par de dinteles, entre pilares.

$$L_{cr} = \frac{30}{\cos 5^\circ} = 30,1 \text{ m}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 \times 210000 \times 33740 \times 10^4}{(30,1 \times 10^3)^2} \times 10^{-3} = 772 \text{ kN}$$

$$0,09 N_{cr} = 0,09 \times 772 = 69 \text{ kN}$$

$$N_{R,Ed} = 130 \text{ kN} > 69 \text{ kN}$$

Por ello, la compresión axial en el dintel es significativa y no se debe utilizar el α_{cr} indicado en la norma EN 1993-1-1.

Siguiendo las indicaciones del Anexo B, la estabilidad de la estructura se evalúa mediante el $\alpha_{cr,est}$, en el apartado 5.2.

5.2. Cálculo del $\alpha_{cr,est}$

Para pórticos a dos aguas: $\alpha_{cr,est} = \text{mín}(\alpha_{cr,s,est}; \alpha_{cr,r,est})$

$\alpha_{cr,r,est}$ sólo debe ser comprobado en naves de 3 o más pórticos adosados.

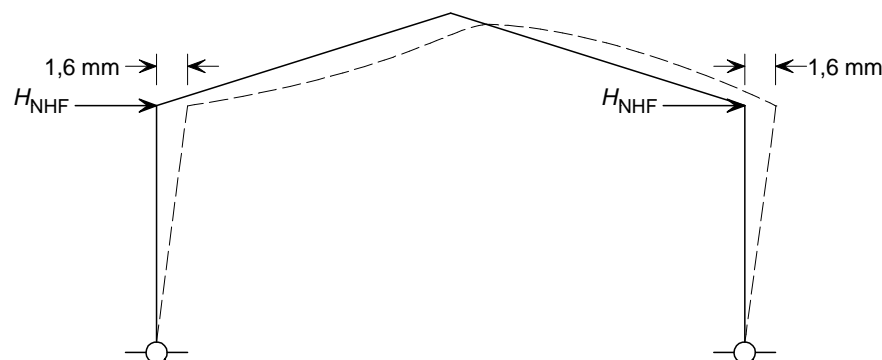
Para determinar la estabilidad de la estructura debe tenerse en cuenta la rigidez de la base. En el presente ejemplo, trabajamos con la suposición de una rigidez en la base igual al 10% de la rigidez del pilar que nos permite considerar las bases nominalmente articuladas.

Para calcular α_{cr} , se aplica una fuerza horizontal hipotética en la estructura y se calcula la flecha horizontal en cabeza de pilares empleando esta carga.

La fuerza horizontal hipotética es:

$$H_{NHF} = \frac{1}{200} V_{Ed} = \frac{1}{200} \times 168 = 0,84 \text{ kN}$$

La flecha horizontal en cabeza de pilar sometido a esta fuerza, obtenida mediante el análisis elástico, es 1,6 mm.



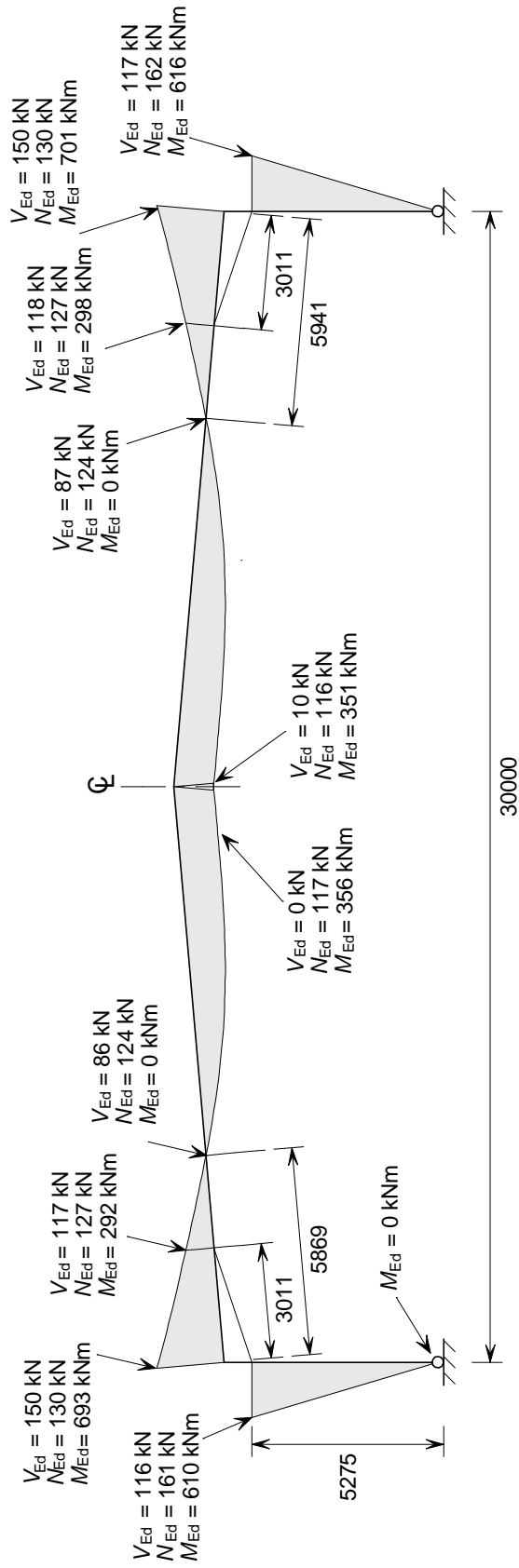
$\alpha_{cr,s,est}$ se calcula mediante:

Anexo B del presente documento

Anexo B del presente documento

Título	APÉNDICE D Ejemplo resuelto: Cálculo de pórticos mediante análisis elástico	6 de 46																						
<p> $\alpha_{cr,s,est} = 0,8 \left\{ 1 - \left(\frac{N_{R,Ed}}{N_{R,cr}} \right)_{\max} \right\} \left\{ \frac{1}{200} \frac{h}{\delta_{NHF}} \right\}$ $= 0,8 \left\{ 1 - \left(\frac{130}{772} \right) \right\} \left\{ \frac{1}{200} \frac{6000}{1,6} \right\} = 12,5$ </p> <p>Así $\alpha_{cr,est} = \alpha_{cr,s,est} = 12,5 > 10$</p> <p>Por lo que podemos utilizar el análisis elástico de primer orden, ignorando los efectos de segundo orden.</p> <h2>6. Imperfecciones de la estructura</h2> <p>La imperfección lateral global inicial se calcula mediante:</p> $\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$ $\phi_0 = 1/200$ $\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} = \frac{2}{\sqrt{6,0}} = 0,82$ $\alpha_m = \sqrt{0,5(1 + \frac{1}{m})} = \sqrt{0,5(1 + \frac{1}{2})} = 0,87$ $m = 2 \text{ (número de pilares)}$ $\phi = \frac{1}{200} \times 0,82 \times 0,87 = 3,56 \times 10^{-3}$ <p>Las imperfecciones laterales iniciales podrán considerarse mediante:</p> <ul style="list-style-type: none"> • La modelización de la estructura con desplome • La aplicación de fuerzas horizontales equivalentes (FHE). <p>La aplicación de fuerzas horizontales equivalentes es la opción preferida y se ha empleado en este ejemplo resuelto. Las fuerzas horizontales equivalentes se calculan mediante:</p> $H_{EHF} = \phi V_{Ed}$ <p>Sin embargo, se podrán ignorar las imperfecciones laterales cuando $H_{Ed} \geq 0,15 V_{Ed}$.</p> <p>En la Tabla 1 se muestran todas las reacciones de la estructura necesarias para calcular H_{Ed} y V_{Ed}.</p> <table border="1" data-bbox="193 1776 1182 1951"> <caption>Tabla 1 Reacciones verticales y horizontales</caption> <thead> <tr> <th rowspan="2"></th> <th colspan="2">Pilar izquierdo (kN)</th> <th colspan="2">Pilar derecho (kN)</th> <th colspan="2">Reacción total (kN)</th> <th rowspan="2">0,15 V_{Ed} (kN)</th> </tr> <tr> <th>H_{Ed}</th> <th>V_{Ed}</th> <th>H_{Ed}</th> <th>V_{Ed}</th> <th>H_{Ed}</th> <th>V_{Ed}</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Reacciones</td> <td>116</td> <td>168</td> <td>-116</td> <td>168</td> <td>0</td> <td>336</td> <td>50</td> </tr> </tbody> </table> <p>$H_{Ed} = 0 < 0,15 V_{Ed}$</p>			Pilar izquierdo (kN)		Pilar derecho (kN)		Reacción total (kN)		0,15 V _{Ed} (kN)	H _{Ed}	V _{Ed}	H _{Ed}	V _{Ed}	H _{Ed}	V _{Ed}	Reacciones	116	168	-116	168	0	336	50	<p>Anexo B del presente documento</p> <p>Apartado 2.2 del presente documento</p> <p>EN 1993-1-1 §5.3.2</p> <p>EN 1993-1-1 §5.3.2(4)</p>
	Pilar izquierdo (kN)		Pilar derecho (kN)		Reacción total (kN)		0,15 V _{Ed} (kN)																	
	H _{Ed}	V _{Ed}	H _{Ed}	V _{Ed}	H _{Ed}	V _{Ed}																		
Reacciones	116	168	-116	168	0	336	50																	

Título	APÉNDICE D Ejemplo resuelto: Cálculo de pórticos mediante análisis elástico	7 de 46
<p>Por lo que, deberían considerarse las imperfecciones laterales iniciales.</p> <p>Fuerzas horizontales equivalentes:</p> $H_{EHF} = \phi V_{Ed,column} = 3,56 \times 10^{-3} \times 168 = 0,60 \text{ kN}$ <p>Esta fuerza se aplica en la cabeza de los dos pilares, en combinación con las acciones permanentes y variables.</p> <p>Para el análisis del ELU, se consideran las bases como articuladas. En caso contrario, los detalles de la base y la cimentación deberán ser calculados para considerar el momento resultante.</p> <p>En la figura siguiente se muestran los esfuerzos a los que se somete a la estructura debido a las cargas del ELU, incluidas las fuerzas horizontales equivalentes.</p>		



Título	APÉNDICE D Ejemplo resuelto: Cálculo de pórticos mediante análisis elástico	9 de 46
<p>7. Resumen de las comprobaciones de los elementos</p> <p>Para cada elemento se comprueba la resistencia de la sección transversal y la resistencia al pandeo. En los apartados 7.1 y 7.2 se resumen las comprobaciones llevadas a cabo en cada elemento de la estructura.</p> <p>7.1. Comprobación de la sección transversal</p> <p>La resistencia de la sección transversal debe comprobarse siguiendo lo indicado en la sección 6.2 de la norma EN 1993-1-1.</p> <p>Las comprobaciones de la sección transversal llevadas a cabo en el presente ejemplo resuelto, son las siguientes:</p> <p>La resistencia a cortante</p> $V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$ <p>EN 1993-1-1 §6.2.6</p> <p>Resistencia a compresión</p> $N_{Ed} \leq N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$ <p>EN 1993-1-1 §6.2.4</p> <p>Resistencia a flexión</p> $M_{Ed} \leq M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}}$ <p>EN 1993-1-1 §6.2.5</p> <p>Además hay que comprobar la interacción de esfuerzos de flexión y cortante, así como la interacción de flexión y compresión.</p> <p>EN 1993-1-1 §6.2.8 §6.2.9</p> <p>7.2. Comprobación de pandeo</p> <p>Los dinteles y los pilares deben ser comprobados para pandeo fuera del plano entre coacciones y pandeo en el plano.</p> <p>Debido a la interacción de la compresión axial y el momento flector, las comprobaciones de pandeo se realizan utilizando las expresiones 6.61 y 6.62 indicadas en la norma EN 1993-1-1.</p> $\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$ $\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$ <p>EN 1993-1-1 Expresiones (6.61) y (6.62)</p>		

En el caso de pórticos convencionales de edificios de una sola planta, estas expresiones se pueden simplificar, del modo indicado a continuación:

$$\Delta M_{y,Ed} = 0 \text{ y } \Delta M_{z,Ed} = 0 \text{ para los perfiles de Clase 1, Clase 2 y Clase 3.}$$

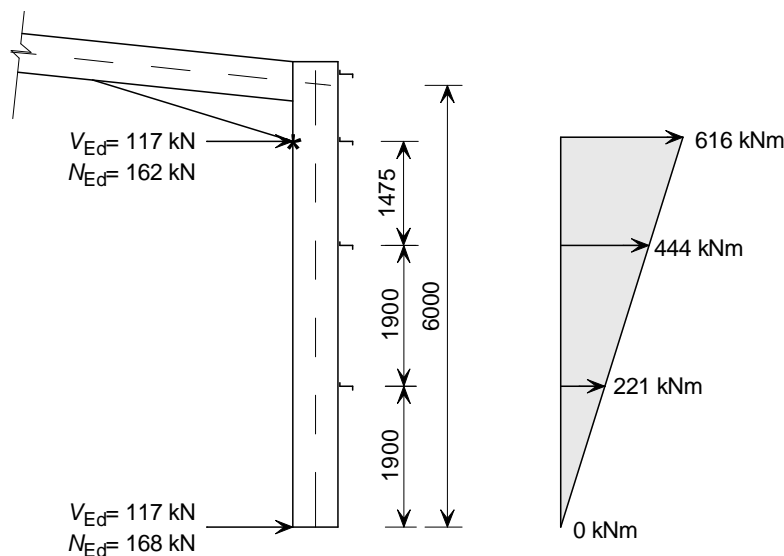
$$M_{z,Ed} = 0$$

Por lo tanto, las expresiones (6.61) y (6.62) podrán tomarse como:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \text{ y } \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

La expresión 6.61 se usa para comprobar el pandeo en el plano, y la expresión 6.62 para la comprobación de pandeo fuera del plano.

PILAR: IPE 500, S355



Características de la sección:

- $h = 500 \text{ mm}$ $A = 11600 \text{ mm}^2$
- $b = 200 \text{ mm}$ $W_{pl,y} = 2194 \times 10^3 \text{ mm}^3$
- $t_w = 10,2 \text{ mm}$ $I_y = 48200 \times 10^4 \text{ mm}^4$ $i_y = 204 \text{ mm}$
- $t_f = 16 \text{ mm}$ $I_z = 2142 \times 10^4 \text{ mm}^4$ $i_z = 43,1 \text{ mm}$
- $r = 21 \text{ mm}$ $I_t = 89,3 \times 10^4 \text{ mm}^4$
- $h_w = 468 \text{ mm}$ $I_w = 1249 \times 10^9 \text{ mm}^6$
- $d = 426 \text{ mm}$

7.3. Clasificación de la sección transversal

7.3.1. El alma

$$\frac{c}{t_w} = \frac{426}{10,2} = 41,8$$

EN 1993-1-1
Tabla 5.2
(Hoja 1)

Título	APÉNDICE D Ejemplo resuelto: Cálculo de pórticos mediante análisis elástico	11 de 46
<p> $d_N = \frac{N_{Ed}}{t_w f_y} = \frac{168000}{10,2 \times 355} = 46,4$ $\alpha = \frac{d_w + d_N}{2d_w} = \frac{426 + 46,4}{2 \times 426} = 0,55 > 0,50$ </p> <p>El límite para Clase 1 es: $\frac{396 \varepsilon}{13\alpha - 1} = \frac{396 \times 0,81}{13 \times 0,55 - 1} = 52,2$</p> <p>Entonces: $\frac{c}{t_w} = 41,8 \leq 52,2$</p> <p>→ El alma es de Clase 1.</p> <p>7.3.2. El ala</p> <p>$\frac{c}{t_f} = \frac{73,9}{16} = 4,6$</p> <p>El límite para Clase 1 es: $9 \varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,3$</p> <p>Entonces: $\frac{c}{t_f} = 4,6 \leq 7,3$</p> <p>→ El ala es de Clase 1.</p> <p>Por tanto, el perfil es de Clase 1. La comprobación del elemento se basará en la resistencia plástica de la sección transversal.</p> <p>7.4. Resistencia de la sección transversal</p> <p>7.4.1. Resistencia a cortante</p> <p>Área a cortante: $A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$ pero nunca inferior a $\eta h_w t_w$</p> <p>$A_v = 11600 - 2 \times 200 \times 16 + (10,2 + 2 \times 21) \times 16 = 6035 \text{ mm}^2$</p> <p>De manera conservadora $\eta = 1,0$. Por lo que:</p> <p>$A_v \not\leq \eta h_w t_w = 1,0 \times 468 \times 10,2 = 4774 \text{ mm}^2$</p> <p>$\therefore A_v = 6035 \text{ mm}^2$</p> <p>$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{6035 (355 / \sqrt{3})}{1,0} \times 10^{-3} = 1237 \text{ kN}$</p> <p>$V_{Ed} = 117 \text{ kN} < 1237 \text{ kN}$ OK</p> <p>Interacción de momento flector y esfuerzo cortante</p> <p>Cuando el esfuerzo cortante y el momento flector actúan simultáneamente en una sección transversal, la interacción con el esfuerzo cortante puede ignorarse si éste es inferior al 50% de la resistencia plástica de cálculo a cortante.</p> <p>$V_{Ed} = 117 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,Rd} = 0,5 \times 1237 = 619 \text{ kN}$</p>		<p>EN 1993-1-1 Tabla 5.2 (Hoja 2)</p> <p>EN 1993-1-1 §6.2.6 η de la EN 1993-1-1 §6.2.6(3)</p> <p>EN 1993-1-1 §6.2.8</p>

Título	APÉNDICE D Ejemplo resuelto: Cálculo de pórticos mediante análisis elástico	12 de 46
<p>Por lo que, se puede ignorar el efecto del esfuerzo cortante en la resistencia a flexión.</p> <p>7.4.2. Resistencia a compresión</p> $N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{11600 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 4118 \text{ kN}$ <p>$N_{Ed} = 168 \text{ kN} \leq N_{c,Rd} = 4118 \text{ kN}$ OK</p> <p>Interacción de momento flector y esfuerzo axial</p> <p>Cuando el esfuerzo axial y el momento flector actúan de modo simultáneo en una sección transversal, el esfuerzo axial se puede ignorar siempre y cuando se cumplan las siguientes condiciones:</p> $N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd} \quad \text{y} \quad N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$ <p>$0,25 N_{pl,Rd} = 0,25 \times 4118 = 1030 \text{ kN}$</p> $\frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \times 468 \times 10,2 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 847 \text{ kN}$ <p>$168 \text{ kN} < 1030 \text{ kN}$ y 847 kN, OK</p> <p>Por lo que, se puede ignorar el efecto del esfuerzo axial en la resistencia a flexión.</p> <p>7.4.3. Resistencia a flexión</p> $M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2194 \times 10^3 \times 355}{1,0} \times 10^{-6} = 779 \text{ kNm}$ <p>$M_{y,Ed} = 616 \text{ kNm} < 779 \text{ kNm}$ OK</p> <p>7.5. Pandeo fuera del plano</p> <p>La interacción de pandeo fuera del plano se comprueba mediante la expresión 6.62 indicada en la norma EN 1993-1-1.</p> $\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$ <p>Esta expresión se debe comprobar entre coacciones a torsión.</p> <p>Si el ala traccionada está coaccionada en puntos intermedios entre las coacciones a torsión y la distancia entre las coacciones aplicadas al ala traccionada es suficientemente pequeña, se podrá considerar la ventaja de esta situación.</p>		
		<p>EN 1993-1-1 §6.2.4</p> <p>EN 1993-1-1 §6.2.9</p> <p>EN 1993-1-1 §6.2.5</p>

Titulo	APÉNDICE D Ejemplo resuelto: Cálculo de pórticos mediante análisis elástico	13 de 46
<p>En el Anexo BB de la norma EN 1993-1-1 puede hallarse una expresión para calcular la distancia máxima, que nos permite determinar si el espacio entre coacciones es suficientemente pequeño. Cuando la distancia real entre coacciones es inferior a la distancia máxima calculada, se podrán utilizar los métodos indicados en el Anexo C del presente documento para calcular el esfuerzo axial crítico elástico y el momento crítico de la sección.</p> <p>7.5.1. Comprobación de la distancia entre coacciones intermedias</p> <p>En este caso, la coacción aplicada al ala traccionada es debida a las correas de las fachadas laterales. La distancia entre correas es 1900 mm.</p> <p>El límite de distancia máxima definida en el Anexo de la norma EN 1993-1-1 es el siguiente:</p> $L_m = \frac{38i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left(\frac{N_{Ed}}{A} \right)^2 + \frac{1}{756C_1^2} \frac{W_{pl,y}^2}{AI_t} \left(\frac{f_y}{235} \right)^2}}$ <p>C_1 es un factor que tiene en cuenta la forma del diagrama de momento flector. En el Anexo C del presente documento se definen los valores de C_1 para diferentes formas de los diagramas de momento flector.</p> <p>Para el diagrama lineal, el valor de C_1 depende de la relación de momento flector mínimo y máximo en el segmento considerado.</p> <p>Las relaciones de momentos flectores para los segmentos central e inferior del pilar (sin considerar la cartela) son las siguientes:</p> $\psi = \frac{222}{444} = 0,50 \rightarrow C_1 = 1,31$ $\psi = \frac{0}{222} = 0 \rightarrow C_1 = 1,77$ <p>$C_1 = 1,31$ es el caso más desfavorable y por lo tanto el caso que requiere ser verificado.</p> $L_m = \frac{38 \times 43,1}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left(\frac{168 \times 10^3}{11600} \right)^2 + \frac{1}{756 \times 1,31^2} \frac{(2194 \times 10^3)^2}{11600 \times 89,3 \times 10^4} \left(\frac{355}{235} \right)^2}}$ $L_m = 1584 \text{ mm}$ <p>La distancia entre correas de fachada es 1900 mm > 1584 mm</p> <p>Por lo que se debe adoptar el procedimiento normal de cálculo que en este caso no nos permite sacar partido de las coacciones aplicadas al ala traccionada.</p>		

EN 1993-1-1
Anexo BB
§BB.3.1.1

Anexo C del
presente
documento

Título	APÉNDICE D Ejemplo resuelto: Cálculo de pórticos mediante análisis elástico	14 de 46
<p>7.5.2. Todo el pilar (5272 mm)</p> <p>Primero se comprueba el pilar. Cuando las comprobaciones demuestran que todo el pilar cumple (en toda su longitud) con los requisitos de pandeo por flexión, pandeo lateral e interacción, no serán necesarias coacciones. En caso contrario, deben utilizarse coacciones intermedias a torsión en el pilar, o alternativamente aumentar el tamaño del pilar.</p> <p>Resistencia al pandeo por flexión respecto al eje débil, $N_{b,z,Rd}$</p> $\frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2,5$ $t_f = 16 \text{ mm}$ <p>pandeo en el eje z-z:</p> <p>→ Curva b para perfiles en I laminados en caliente</p> <p>→ $\alpha_z = 0,34$</p> $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4$ $\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i_z} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{5275}{43,1} \times \frac{1}{76,4} = 1,60$ $\phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$ $= 0,5 \left[1 + 0,34(1,60 - 0,2) + 1,60^2 \right] = 2,02$ $\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{2,02 + \sqrt{2,02^2 - 1,60^2}} = 0,307$ $N_{b,z,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,307 \times 11600 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 1264 \text{ kN}$ <p>$N_{Ed} = 168 \text{ kN} < 1264 \text{ kN}$ OK</p> <p>Resistencia al pandeo lateral, $M_{b,Rd}$</p> <p>La resistencia al pandeo lateral de un elemento se calcula por medio de un factor de reducción, χ_{LT}, multiplicado por el módulo de la sección y el límite elástico. El factor de reducción se calcula como una función de la esbeltez, $\bar{\lambda}_{LT}$, dependiente del momento crítico del elemento. A continuación se indica la expresión para el momento crítico, M_{cr}. El factor C_1 tiene en cuenta la forma del diagrama de momento flector del elemento. En el Anexo C del presente documento pueden hallarse los valores de C_1 para las diferentes formas de los diagramas de momento flector. En el caso del diagrama lineal de momento flector, el valor C_1 será función de la relación de los momentos flectores en los extremos del elemento, que viene dada por ψ.</p>		

Título	APÉNDICE D Ejemplo resuelto: Cálculo de pórticos mediante análisis elástico	15 de 46
<p>Para la longitud total del pilar (sin cartela):</p> $\psi = \frac{0}{616} = 0 \quad \rightarrow C_1 = 1,77$ $M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}}$ $= 1,77 \times \frac{\pi^2 \times 210000 \times 2142 \times 10^4}{5275^2}$ $\times \sqrt{\frac{1249 \times 10^9}{2142 \times 10^4} + \frac{5275^2 \times 81000 \times 89,3 \times 10^4}{\pi^2 \times 210000 \times 2142 \times 10^4}}$ $M_{cr} = 909 \times 10^6 \text{ Nmm}$ <p>La esbeltez adimensional $\bar{\lambda}_{LT}$ se calcula utilizando la siguiente ecuación:</p> $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2194 \times 10^3 \times 355}{909 \times 10^6}} = 0,926$ <p>Para el cálculo del factor de reducción, χ_{LT}, la norma EN 1993-1-1 ofrece dos métodos. El método general, aplicable a cualquier sección, se define en el apartado 6.3.2.2. En el apartado 6.3.2.3 se define un método que sólo debe emplearse para perfiles laminados o secciones soldadas equivalentes.</p> <p>En el presente ejemplo se emplea el segundo método, es decir el método indicado en el apartado 6.3.2.3.</p> $\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$ <p>La norma EN 1993-1-1 recomienda los valores siguientes:</p> $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$ $\beta = 0,75$ <p>Los valores dados en el anexo nacional pueden ser diferentes. El proyectista deberá consultar el anexo nacional del país donde se vaya a edificar la estructura.</p> $\frac{h}{b} = 2,5$ <p>→ Curva c para perfiles en I laminados en caliente</p> <p>→ $\alpha_{LT} = 0,49$</p> $\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,49(0,926 - 0,4) + 0,75 \times 0,926^2 \right] = 0,950$		<p>Anexo C del presente documento</p> <p>Anexo C del presente documento</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.2.2</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.2.3</p> <p>EN 1993-1-1 Tabla 6.3 Tabla 6.5</p>

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,950 + \sqrt{0,950^2 - 0,75 \times 0,926^2}} = 0,685$$

$$\frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} = \frac{1}{0,926^2} = 1,17$$

$$\therefore \chi_{LT} = 0,685$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,685 \times 2194 \times 10^3 \times 355}{1,0} \times 10^{-6} = 534 \text{ kNm}$$

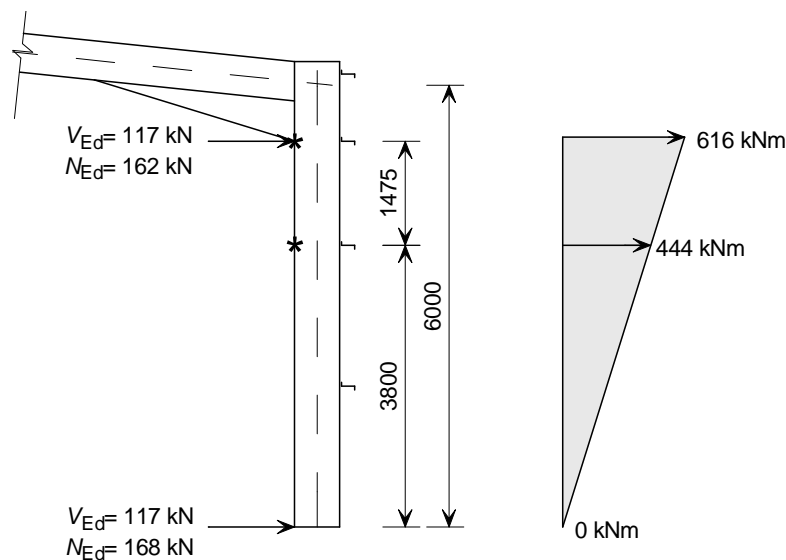
$$M_{b,Rd} = 616 \text{ kNm} \not\leq 534 \text{ kNm}$$

No válido

Considerando que la comprobación de resistencia al pandeo lateral nos ha indicado que el perfil no es válido, no se lleva a cabo la comprobación de interacción entre el esfuerzo axial y el momento flector.

Por lo que será necesario introducir una coacción a torsión entre la cartela y la base, conforme se indica en la figura siguiente. El momento flector es mayor en la parte superior del pilar y por lo tanto la coacción debe situarse lo más próxima posible del momento flector máximo, y no en el centro del pilar.

La coacción debe aplicarse en la posición de la correa de la fachada lateral, ya que el arriostramiento estabilizador desde la correa lateral hasta el ala interior, proporcionará la coacción a torsión requerida.



7.5.3. Segmento superior (1475 mm)

Conforme a lo indicado previamente, las comprobaciones de pandeo por flexión y el pandeo lateral se llevan a cabo por separado para determinar la interacción entre las dos.

EN 1993-1-1
§6.3.2.3

Resistencia al pandeo por flexión respecto al eje débil, $N_{b,z,Rd}$

$$\frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2,5$$

$$t_f = 16 \text{ mm}$$

pandeo en el eje z-z:

→ Curva **b** para perfiles en I laminados en caliente

$$\rightarrow \alpha_z = 0,34$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i_z} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{1475}{43,1} \times \frac{1}{76,4} = 0,448$$

$$\begin{aligned} \phi_z &= 0,5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] \\ &= 0,5 \left[1 + 0,34(0,448 - 0,2) + 0,448^2 \right] = 0,643 \end{aligned}$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,643 + \sqrt{0,643^2 - 0,448^2}} = 0,906$$

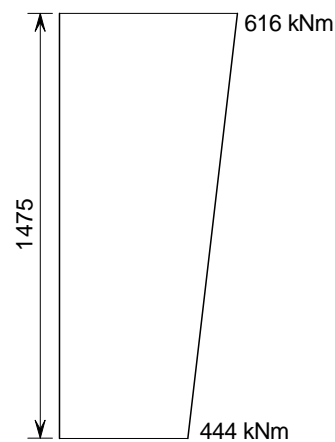
$$\chi_z = 0,906$$

$$N_{b,z,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,906 \times 11600 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 3731 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 168 \text{ kN} < 3731 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Resistencia al pandeo lateral, $M_{b,Rd}$

Conforme lo indicado previamente, para poder determinar el momento crítico del elemento hace falta calcular el factor C_1 .



$$\psi = \frac{444}{616} = 0,721 \quad \rightarrow C_1 = 1,16$$

EN 1993-1-1
Tabla 6.2
Tabla 6.1

EN 1993-1-1
§6.3.1.3

EN 1993-1-1
§6.3.1.2

Anexo C del
presente
documento

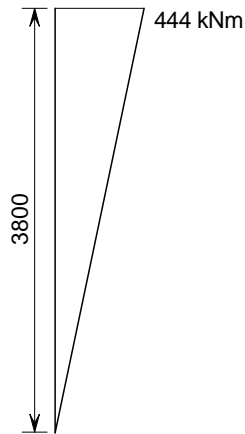
Titulo	APÉNDICE D Ejemplo resuelto: Cálculo de pórticos mediante análisis elástico	18 de 46
$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}}$ $= 1,16 \times \frac{\pi^2 \times 210000 \times 2142 \times 10^4}{1475^2}$ $\times \sqrt{\frac{1249 \times 10^9}{2142 \times 10^4} + \frac{1475^2 \times 81000 \times 89,3 \times 10^4}{\pi^2 \times 210000 \times 2142 \times 10^4}}$ $M_{cr} = 5887 \times 10^6 \text{ Nmm}$ $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2194 \times 10^3 \times 355}{5887 \times 10^6}} = 0,364$ <p>En perfiles laminados en caliente</p> $\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$ $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$ $\beta = 0,75$ <p>Conforme lo indicado previamente:</p> <p>→ Curva c para perfiles en I laminados en caliente</p> <p>→ $\alpha_{LT} = 0,49$</p> $\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,49(0,364 - 0,4) + 0,75 \times 0,364^2 \right] = 0,541$ $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}}$ $\chi_{LT} = \frac{1}{0,541 + \sqrt{0,541^2 - 0,75 \times 0,364^2}} = 1,02$ <p>χ_{LT} no puede ser superior a 1.0, por lo que:</p> $\chi_{LT} = 1,0$ $M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1,0 \times 2194 \times 10^3 \times 355}{1,0} \times 10^{-6} = 779 \text{ kNm}$ $M_{Ed} = 616 \text{ kNm} < 779 \text{ kNm} \quad \text{OK}$ <p>Interacción de esfuerzo axil de compresión y momento flector. Pandeo fuera del plano</p> <p>El pandeo fuera del plano, debido a la interacción de esfuerzo axil y momento flector, se comprueba mediante la expresión siguiente:</p> $\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$		<p>Anexo C del presente documento</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.2.2</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.2.3</p> <p>EN 1993-1-1 Tabla 6.3 Tabla 6.5</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.2.3</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.3(4)</p>

Titulo	APÉNDICE D Ejemplo resuelto: Cálculo de pórticos mediante análisis elástico	19 de 46
<p>Para $\bar{\lambda}_z \geq 0,4$, el factor de interacción, k_{zy} se calcula como:</p> $k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} \right); \left(1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} \right) \right]$ $C_{mLT} = 0,6 + 0,4\psi$ $\psi = \frac{444}{616} = 0,721$ $C_{mLT} = 0,6 + 0,4 \times 0,721 = 0,888 > 0,4$ $\therefore C_{mLT} = 0,888$ $k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0,1 \times 0,448}{(0,888 - 0,25)} \frac{168}{3731} \right); \left(1 - \frac{0,1}{(0,888 - 0,25)} \frac{168}{3731} \right) \right]$ $k_{zy} = \max (0,996; 0,993) = 0,996$ $\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{168}{3731} + 0,996 \frac{616}{779} = 0,832 < 1,0 \quad \text{OK}$ <p>7.5.4. Segmento inferior (3.800 mm)</p> <p>Conforme a lo indicado previamente, la resistencia al pandeo por flexión y la resistencia al pandeo lateral se verifican por separado y posteriormente se comprueba la interacción entre ambas mediante la expresión de interacción 6.62.</p> <p>Resistencia al pandeo por flexión respecto al eje débil, $N_{b,z,Rd}$</p> <p>Conforme a lo indicado previamente:</p> <p>→ Curva b para perfiles en I laminados en caliente</p> <p>→ $\alpha_z = 0,34$</p> $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4$ $\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i_z} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{3800}{43,1} \times \frac{1}{76,4} = 1,15$ $\phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$ $\phi_z = 0,5 \left[1 + 0,34(1,15 - 0,2) + 1,15^2 \right] = 1,32$ $\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1,32 + \sqrt{1,32^2 - 1,15^2}} = 0,508$ $N_{b,z,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,508 \times 11600 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 2092 \text{ kN}$		<p>EN 1993-1-1 Anexo B Tabla B.2</p> <p>EN 1993-1-1 Anexo B Tabla B.3</p> <p>EN 1993-1-1 Tabla 6.1 Tabla 6.2</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.1.3</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.1.2</p>

$$N_{Ed} = 168 \text{ kN} < 2092 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Resistencia al pandeo lateral, $M_{b,Rd}$

Conforme a lo indicado previamente, para poder determinar el momento crítico del elemento hace falta calcular el factor C_1 .



$$\psi = \frac{0}{444} = 0 \quad \rightarrow C_1 = 1,77$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}}$$

$$= 1,77 \times \frac{\pi^2 \times 210000 \times 2142 \times 10^4}{3800^2}$$

$$\times \sqrt{\frac{1249 \times 10^9}{2142 \times 10^4} + \frac{3800^2 \times 81000 \times 89,3 \times 10^4}{\pi^2 \times 210000 \times 2142 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 1556 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2194 \times 10^3 \times 355}{1556 \times 10^6}} = 0,708$$

En perfiles laminados en caliente

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4 \quad \text{y} \quad \beta = 0,75$$

Conforme a lo indicado previamente:

→ Curva **c** para perfiles en I laminados en caliente

$$\rightarrow \alpha_{LT} = 0,49$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,49(0,708 - 0,4) + 0,75 \times 0,708^2 \right] = 0,763$$

Anexo C del presente documento
Anexo C del presente documento

EN 1993-1-1 §6.3.2.2

EN 1993-1-1 §6.3.2.3

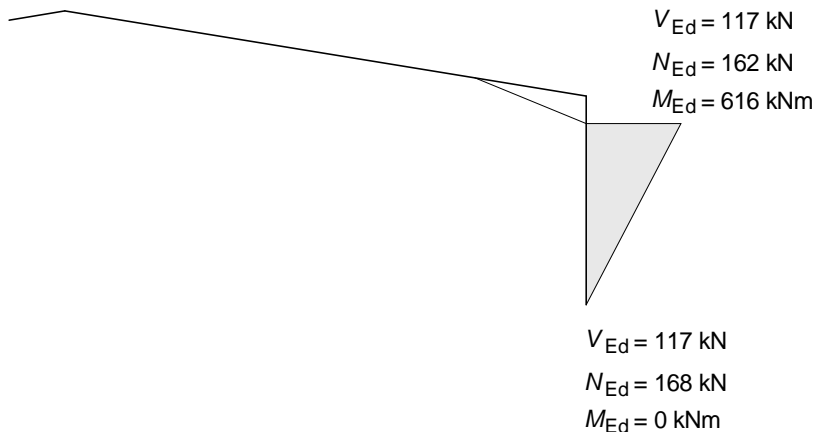
EN 1993-1-1 Tabla 6.3
Tabla 6.5

Titulo	APÉNDICE D Ejemplo resuelto: Cálculo de pórticos mediante análisis elástico	21 de 46
$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}}$ $\chi_{LT} = \frac{1}{0,763 + \sqrt{0,763^2 - 0,75 \times 0,708^2}} = 0,822$ $\frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} = \frac{1}{0,708^2} = 1,99$ $\therefore \chi_{LT} = 0,822$ $M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,822 \times 2194 \times 10^3 \times 355}{1,0} \times 10^{-6} = 640 \text{ kNm}$ $M_{Ed} = 444 \text{ kNm} < 640 \text{ kNm} \quad \text{OK}$		EN 1993-1-1 §6.3.2.3
<p>Interacción entre el esfuerzo axial de compresión y el momento flector. Pandeo fuera del plano</p>		
<p>El pandeo fuera del plano, debido a la interacción de esfuerzo axial y momento flector, se comprueba mediante la expresión siguiente:</p>		EN 1993-1-1 §6.3.3(4)
$\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$		
<p>Para $\bar{\lambda}_z \geq 0,4$, el factor de interacción, k_{zy} se calcula como:</p>		
$k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} \right); \left(1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} \right) \right]$		
$C_{mLT} = 0,6 + 0,4\psi$		EN 1993-1-1 Anexo B Tabla B.3
$\psi = \frac{0}{444} = 0$		
$C_{mLT} = 0,6 + 0,4\psi = 0,6 + 0,4 \times 0 = 0,6 > 0,4$		
$\therefore C_{mLT} = 0,6$		
$k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0,1 \times 1,15}{(0,6 - 0,25)} \frac{168}{2092} \right); \left(1 - \frac{0,1}{(0,6 - 0,25)} \frac{168}{2092} \right) \right]$		EN 1993-1-1 Anexo B Tabla B.2
$k_{zy} = \max (0,974; 0,977) = 0,977$		
$\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{168}{2092} + 0,977 \frac{444}{640} = 0,758 < 1,0 \quad \text{OK}$		

7.6. Pandeo en el plano

La interacción de pandeo en el plano se comprueba mediante la expresión (6.61) indicada en la norma EN 1993-1-1.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$



Los valores máximos de cálculo para ambos pilares se producen en el pilar derecho (considerando que las FHE se aplican de izquierda a derecha) y que son los siguientes:

$$M_{Ed} = 616 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 168 \text{ kN}$$

Primero se llevan a cabo las comprobaciones por separado para pandeo por flexión y para pandeo lateral. Seguidamente se aplica la expresión de interacción para pandeo en el plano para comprobar si la combinación de esfuerzo axial y momento flector producen o no un pandeo excesivo sobre los pilares.

7.6.1. Resistencia al pandeo por flexión respecto al eje fuerte, $N_{b,y,Rd}$

$$\frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2,5$$

$$t_f = 16 \text{ mm}$$

pandeo en torno al eje y-y:

→ Curva **a** para perfiles en I laminados en caliente

$$\rightarrow \alpha_y = 0,21$$

La longitud de pandeo es igual a la longitud del sistema, que es la distancia entre nudos (es decir, la longitud del pilar), $L = 6000 \text{ mm}$.

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4$$

EN 1993-1-1
 Tabla 6.2
 Tabla 6.1

EN 1993-1-1
 §6.3.1.3

Titulo	APÉNDICE D Ejemplo resuelto: Cálculo de pórticos mediante análisis elástico	23 de 46
<p> $\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr}}{i_y} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{6000}{204} \times \frac{1}{76,4} = 0,385$ $\phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$ $= 0,5 \left[1 + 0,21(0,385 - 0,2) + 0,385^2 \right] = 0,594$ $\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,594 + \sqrt{0,594^2 - 0,385^2}} = 0,956$ $N_{b,y,Rd} = \frac{\chi_y A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,956 \times 11600 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 3937 \text{ kN}$ $N_{Ed} = 168 \text{ kN} < 3937 \text{ kN} \quad \text{OK}$ </p> <p>7.6.2. Resistencia al pandeo lateral, $M_{b,Rd}$</p> <p>$M_{b,Rd}$ es el menor valor de entre los valores previamente calculados del momento resistente de pandeo lateral.</p> <p>$M_{b,Rd} = \text{mín}(779; 640)$</p> <p>$M_{b,Rd} = 640 \text{ kNm}$</p> <p>7.6.3. Interacción entre el esfuerzo axil de compresión y el momento flector. Pandeo en el plano</p> <p>El pandeo en el plano, debido a la interacción de esfuerzo axil y momento flector, se comprueba mediante la expresión siguiente:</p> $\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$ <p>Para C_{my}, los puntos arriostrados a considerar son las coacciones a torsión en el extremo del elemento.</p> <p>El factor de interacción k_{yy} se calcula así:</p> $k_{yy} = \text{mín} \left[C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} \right); C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} \right) \right]$ <p>Según lo indicado en la tabla B.3, C_{my} es:</p> $C_{my} = 0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$ $\psi = 0$ $C_{my} = 0,6 + 0,4 \times 0 = 0,6$ $k_{yy} = \text{mín} \left[0,6 \left(1 + (0,385 - 0,2) \frac{168}{3937} \right); 0,6 \left(1 + 0,8 \frac{168}{3937} \right) \right]$ $= \text{mín}(0,605; 0,620) = 0,605$		<p>EN 1993-1-1 §6.3.1.2</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.1.2</p>

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{168}{3937} + 0,605 \frac{616}{640} = 0,625 < 1,0 \quad \text{OK}$$

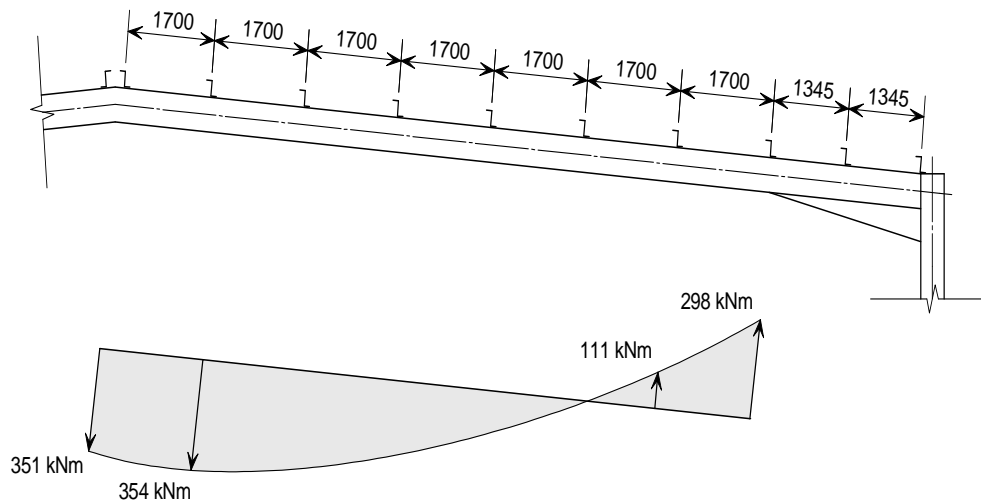
Validación de la sección del pilar

En el apartado 7.4 se demostró que la resistencia de la sección transversal del perfil es superior a los esfuerzos aplicados.

En los apartados 7.5 y 7.6 se realizaron las comprobaciones para pandeo fuera del plano y pandeo en el plano, requeridas para la adecuada elección de las coacciones a aplicar en toda la extensión del pilar.

Por lo que se puede concluir que el perfil IPE 500 en acero S355 es el adecuado para los pilares de este pórtico.

Dintel: IPE 450



$V_{Ed} = 118 \text{ kN}$ (valor máximo)

$N_{Ed} = 127 \text{ kN}$ (valor máximo)

$M_{Ed} = 356 \text{ kNm}$ (valor máximo)

Características de la sección

- $h = 450 \text{ mm}$ $A = 9880 \text{ mm}^2$
- $b = 190 \text{ mm}$ $W_{pl,y} = 1702 \times 10^3 \text{ mm}^3$
- $t_w = 9,4 \text{ mm}$ $I_y = 33740 \times 10^4 \text{ mm}^4$ $i_y = 185 \text{ mm}$
- $t_f = 14,6 \text{ mm}$ $I_z = 1676 \times 10^4 \text{ mm}^4$ $i_z = 41,2 \text{ mm}$
- $r = 21 \text{ mm}$ $I_t = 66,9 \times 10^4 \text{ mm}^4$
- $h_w = 420,8 \text{ mm}$ $I_w = 791 \times 10^9 \text{ mm}^6$
- $d = 378,8 \text{ mm}$

Título	APÉNDICE D Ejemplo resuelto: Cálculo de pórticos mediante análisis elástico	25 de 46
<p>7.7. Clasificación de la sección transversal</p> <p>7.7.1. El alma</p> $\frac{c}{t_w} = \frac{378,8}{9,4} = 40,3$ $d_N = \frac{N_{Ed}}{t_w f_y} = \frac{127000}{9,4 \times 355} = 38$ $\alpha = \frac{d_w + d_N}{2d_w} = \frac{378,8 + 38}{2 \times 378,8} = 0,55 > 0,50$ <p>El límite para Clase 1 es: $\frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1} = \frac{396 \times 0,81}{13 \times 0,55 - 1} = 52,1$</p> <p>Entonces : $\frac{c}{t_w} = 40,3 < 52,1$</p> <p>→ El alma es de Clase 1.</p> <p>7.7.2. El ala</p> $\frac{c}{t_f} = \frac{69,3}{14,6} = 4,7$ <p>El límite para Clase 1 es: $9\varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,3$</p> <p>Entonces : $\frac{c}{t_f} = 4,7 < 7,3$</p> <p>→ El ala es de Clase 1.</p> <p>Por tanto, el perfil es de Clase 1. La comprobación del elemento se basará en la resistencia plástica de la sección transversal.</p> <p>7.8. Resistencia de la sección transversal</p> <p>7.8.1. Resistencia a cortante</p> <p>Área a cortante: $A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$ pero nunca inferior a $\eta h_w t_w$</p> $A_v = 9880 - 2 \times 190 \times 14,6 + (9,4 + 2 \times 21) \times 14,6 = 5082 \text{ mm}^2$ $\eta h_w t_w = 1,0 \times 420,8 \times 9,4 = 3956 \text{ mm}^2$ <p>∴ $A_v = 5082 \text{ mm}^2$</p> $V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{5082 (355 / \sqrt{3})}{1,0} \times 10^{-3} = 1042 \text{ kN}$ <p>$V_{Ed} = 118 \text{ kN} < 1042 \text{ kN}$ OK</p>		
		EN 1993-1-1 Tabla 5.2 (Hoja 1)
		EN 1993-1-1 Tabla 5.2 (Hoja 2)
		EN 1993-1-1 §6.2.6(3)
		η de la EN 1993-1-1 §6.2.6(3)
		EN 1993-1-1 §6.2.6(3)

Titulo	APÉNDICE D Ejemplo resuelto: Cálculo de pórticos mediante análisis elástico	26 de 46
<p>Interacción de momento flector y esfuerzo cortante</p> <p>Cuando el esfuerzo cortante y el momento flector actúan simultáneamente en una sección transversal, se puede ignorar la interacción con el esfuerzo cortante si éste es inferior al 50% de la resistencia plástica de cálculo a cortante.</p> <p>$V_{Ed} = 118 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,Rd} = 521 \text{ kN}$ OK</p> <p>Por lo que, se puede ignorar el efecto del esfuerzo cortante en la resistencia a flexión.</p> <p>7.8.2. Resistencia a compresión</p> $N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{9880 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 3507 \text{ kN}$ <p>$N_{Ed} = 127 \text{ kN} < 3507 \text{ kN}$ OK</p> <p>Interacción de momento flector y esfuerzo axil</p> <p>Cuando el esfuerzo axil y el momento flector actúan de modo simultáneo en una sección transversal, el esfuerzo axil se puede ignorar siempre y cuando se cumplan las siguientes condiciones:</p> $N_{Ed} < 0,25 N_{pl,Rd} \quad \text{y} \quad N_{Ed} < \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$ <p>$0,25 N_{pl,Rd} = 0,25 \times 3507 = 877 \text{ kN}$</p> <p>y</p> $\frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \times 420,8 \times 9,4 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 702 \text{ kN}$ <p>$127 \text{ kN} < 877 \text{ kN}$ y 702 kN OK</p> <p>Por lo que, se puede ignorar el efecto del esfuerzo axil en la resistencia a flexión.</p> <p>7.8.3. Resistencia a flexión</p> $M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1702 \times 10^3 \times 355}{1,0} \times 10^{-6} = 604 \text{ kNm}$ <p>$M_{y,Ed} = 356 \text{ kNm} < 604 \text{ kNm}$ OK</p>		<p>EN 1993-1-1 §6.2.8</p> <p>EN 1993-1-1 §6.2.4</p> <p>EN 1993-1-1 §6.2.9</p> <p>EN 1993-1-1 §6.2.5</p>

7.9. Pandeo fuera del plano

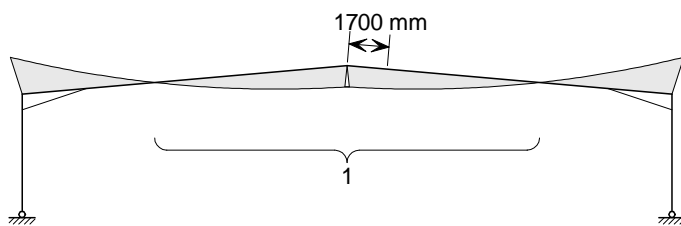
La interacción de pandeo fuera del plano se comprueba mediante la expresión 6.62 indicada en la norma EN 1993-1-1.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{z,b,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

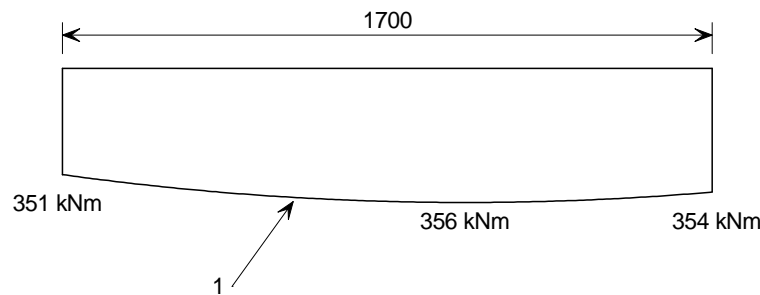
Se debe comprobar el dintel entre coacciones a torsión. Al hacer uso de coacciones intermedias en el ala traccionada, se debe igualmente comprobar la distancia entre coacciones intermedias.

7.9.1. Zona central

La distancia entre correas en esta zona es 1700 mm.



1 Zona central



1: Momento flector

Resistencia al pandeo por flexión respecto al eje débil, $N_{b,z,Rd}$

$$\frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2,37$$

$$t_f = 14,6 \text{ mm}$$

pandeo en el eje z-z:

→ Curva **b** para perfiles en I laminados en caliente

$$\rightarrow \alpha_z = 0,34$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4$$

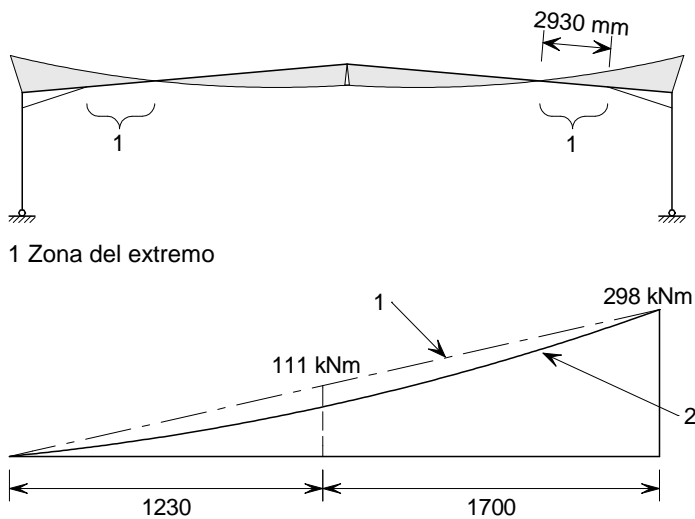
$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i_z} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{1700}{41,2} \times \frac{1}{76,4} = 0,540$$

EN 1993-1-1
Tabla 6.1
Tabla 6.2

EN 1993-1-1
§6.3.1.3

Título	APÉNDICE D Ejemplo resuelto: Cálculo de pórticos mediante análisis elástico	28 de 46
<p> $\phi_z = 0,5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$ $\phi_z = 0,5[1 + 0,34(0,540 - 0,2) + 0,540^2] = 0,704$ $\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,704 + \sqrt{0,704^2 - 0,540^2}} = 0,865$ $N_{b,z,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,865 \times 9880 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 3034 \text{ kN}$ $N_{Ed} = 127 \text{ kN} < 3034 \text{ kN} \quad \text{OK}$ <p>Resistencia al pandeo lateral, $M_{b,Rd}$</p> <p>En esta zona, se comprueba el pandeo lateral entre coacciones, las cuales se originan por las correas. Para igual distancia entre correas, la longitud crítica será la correspondiente al punto de momento flector máximo.</p> <p>En la determinación del momento crítico del dintel, el factor C_1 tiene en cuenta la forma del diagrama de momento flector.</p> <p>En este caso, el diagrama de momento flector es prácticamente constante en todo el segmento que se está analizando, con lo que $\psi = 1,0$. Así pues:</p> <p>→ $C_1 = 1,0$</p> $M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}}$ $= 1,0 \times \frac{\pi^2 \times 210000 \times 1676 \times 10^4}{1700^2} \times \sqrt{\frac{791 \times 10^9}{1676 \times 10^4} + \frac{1700^2 \times 81000 \times 66,9 \times 10^4}{\pi^2 \times 210000 \times 1676 \times 10^4}}$ $M_{cr} = 2733 \times 10^6 \text{ Nmm}$ $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1702 \times 10^3 \times 355}{2733 \times 10^6}} = 0,470$ $\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2]$ $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4 \quad \text{y} \quad \beta = 0,75$ $\frac{h}{b} = 2,37$ <p>→ Curva c para perfiles en I laminados en caliente</p> <p>→ $\alpha_{LT} = 0,49$</p> $\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,49(0,470 - 0,4) + 0,75 \times 0,470^2] = 0,60$ </p>		<p>EN 1993-1-1 §6.3.1.2</p> <p>Anexo C del presente documento</p> <p>Anexo C del presente documento</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.2.2</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.2.3</p> <p>EN 1993-1-1 Tabla 6.3 Tabla 6.5</p>

Título	APÉNDICE D Ejemplo resuelto: Cálculo de pórticos mediante análisis elástico	29 de 46
$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}}$ $\chi_{LT} = \frac{1}{0,60 + \sqrt{0,60^2 - 0,75 \times 0,470^2}} = 0,961$ $\frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} = \frac{1}{0,470^2} = 4,53$ $\therefore \chi_{LT} = 0,961$ $M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,961 \times 1702 \times 10^3 \times 355}{1,0} \times 10^{-6} = 581 \text{ kNm}$ $M_{Ed} = 356 \text{ kNm} < 581 \text{ kNm} \quad \text{OK}$		EN 1993-1-1 §6.3.2.3
<p>Interacción de esfuerzo axil de compresión y momento flector. Pandeo fuera del plano</p> <p>El pandeo fuera del plano, debido a la interacción de esfuerzo axil y momento flector, se comprueba mediante la expresión siguiente:</p> $\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$ <p>Para $\bar{\lambda}_z \geq 0,4$, el factor de interacción, k_{zy} se calcula como:</p> $k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \right); \left(1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \right) \right]$		EN 1993-1-1 §6.3.3(4)
<p>El momento flector es aproximadamente lineal y constante. Por lo tanto C_{mLT} es igual a 1.0.</p> $k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0,1 \times 0,540}{(1 - 0,25)} \frac{127}{3034} \right); \left(1 - \frac{0,1}{(1 - 0,25)} \frac{127}{3034} \right) \right]$ $= \max (0,997; 0,994) = 0,997$ $\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{127}{3034} + 0,997 \frac{356}{581} = 0,653 < 1,0 \quad \text{OK}$		EN 1993-1-1 Anexo B Tabla B.3 EN 1993-1-1 Anexo B Tabla B.2
<p>7.9.2. Zona del extremo</p> <p>En esta zona el ala comprimida es el ala inferior, por lo que hace falta comprobar la estabilidad entre coacciones a torsión.</p>		



1 Zona del extremo

1 Momento flector simplificado
2 Momento flector

Se considera la longitud de pandeo desde el punto de la coacción a torsión del extremo-punta de la cartela hasta la coacción “virtual” en el punto de cambio de flexión identificado en el diagrama de momento flector, es decir donde el momento flector es igual a cero. En algunos países es posible que la suposición de coacción virtual no sea aceptable como una práctica de uso habitual. Cuando esto no sea aceptable, debe considerarse la longitud de pandeo hasta la correa más próxima (es decir, la primera coacción del ala comprimida).

Según el análisis, la longitud de pandeo hasta el punto de cambio de flexión es 2930 mm.

Si el ala traccionada está coaccionada en puntos intermedios entre las coacciones a torsión y la distancia entre las coacciones aplicadas al ala traccionada es suficientemente pequeña, se podrá considerar la ventaja de esta situación.

En el Anexo BB de la norma EN 1993-1-1 puede hallarse una expresión para calcular la distancia máxima, que nos permite determinar si el espacio entre coacciones es suficientemente pequeño. Cuando la distancia real entre coacciones es inferior a la distancia máxima calculada, se podrán utilizar los métodos indicados en el Anexo C del presente documento para calcular el esfuerzo axial crítico elástico y el momento crítico de la sección.

Comprobación de la distancia entre coacciones intermedias

En este caso, la coacción aplicada al ala traccionada es debida a las correas de cubierta. La distancia entre correas es 1700 mm.

$$L_m = \frac{38i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left(\frac{N_{Ed}}{A} \right) + \frac{1}{756C_1^2} \frac{W_{pl,y}^2}{AI_t} \left(\frac{f_y}{235} \right)^2}}$$

EN 1993-1-1
Anexo BB
§BB.3.1.1

Titulo	APÉNDICE D Ejemplo resuelto: Cálculo de pórticos mediante análisis elástico	31 de 46
<p> $\psi = \frac{111}{298} = 0,37 \rightarrow C_1 = 1,42$ $L_m = \frac{38 \times 41,2}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left(\frac{127 \times 10^3}{9880} \right)^2 + \frac{1}{756 \times 1,42^2} \frac{(1702 \times 10^3)^2}{9880 \times 66,9 \times 10^4} \left(\frac{355}{235} \right)^2}}$ $L_m = 1669 \text{ mm}$ <p>La distancia entre correas de cubierta es 1.700 mm > 1.669 mm</p> <p>Por lo que se debe adoptar el procedimiento normal de cálculo que en este caso no nos permite sacar partido de las coacciones aplicadas al ala traccionada.</p> <p>Resistencia al pandeo por flexión respecto al eje débil, $N_{b,z,Rd}$</p> <p>Conforme a lo indicado previamente:</p> <p>→ Curva b para perfiles en I laminados en caliente</p> <p>→ $\alpha_z = 0,34$</p> $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4$ $\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i_z} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{2930}{41,2} \times \frac{1}{76,4} = 0,931$ $\phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$ $\phi_z = 0,5 \left[1 + 0,34(0,931 - 0,2) + 0,931^2 \right] = 1,06$ $\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1,06 + \sqrt{1,06^2 - 0,931^2}} = 0,638$ $N_{b,z,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,638 \times 9880 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 2238 \text{ kN}$ <p>$N_{Ed} = 127 \text{ kN} < 2238 \text{ kN}$ OK</p> <p>Resistencia al pandeo lateral, $M_{b,Rd}$</p> <p>Conforme a lo indicado previamente, se debe calcular el factor C_1 para determinar el momento crítico del elemento. Por simplificar, el diagrama de momento flector se considera como lineal, lo que es ligeramente conservador.</p> $\psi = \frac{0}{298} = 0 \rightarrow C_1 = 1,77$ </p>		<p>Anexo C del presente documento</p> <p>EN 1993-1-1 Tabla 6.2 Tabla 6.1</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.1.3</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.1.2</p> <p>Anexo C del presente documento</p>

Titulo	APÉNDICE D Ejemplo resuelto: Cálculo de pórticos mediante análisis elástico	32 de 46
$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}}$ $= 1,77 \times \frac{\pi^2 \times 210000 \times 1676 \times 10^4}{2930^2}$ $\times \sqrt{\frac{791 \times 10^9}{1676 \times 10^4} + \frac{2930^2 \times 81000 \times 66,9 \times 10^4}{\pi^2 \times 210000 \times 1676 \times 10^4}}$ $M_{cr} = 1763 \times 10^6 \text{ Nmm}$ $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1702 \times 10^3 \times 355}{1763 \times 10^6}} = 0,585$ <p>En perfiles laminados en caliente</p> $\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$ $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4 \quad \text{y} \quad \beta = 0,75$ <p>Conforme a lo indicado previamente:</p> <p>→ Curva c para perfiles en I laminados en caliente</p> <p>→ $\alpha_{LT} = 0,49$</p> $\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,49(0,585 - 0,4) + 0,75 \times 0,585^2 \right] = 0,674$ $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}}$ $\chi_{LT} = \frac{1}{0,674 + \sqrt{0,674^2 - 0,75 \times 0,585^2}} = 0,894$ $\frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} = \frac{1}{0,585^2} = 2,92$ <p>∴ $\chi_{LT} = 0,894$</p> $M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,894 \times 1702 \times 10^3 \times 355}{1,0} \times 10^{-6} = 540 \text{ kNm}$ <p>Interacción de esfuerzo axial de compresión y momento flector. Pandeo fuera del plano</p> <p>El pandeo fuera del plano, debido a la interacción de esfuerzo axial y momento flector, se comprueba mediante la siguiente expresión:</p> $\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$		<p>Anexo C del presente documento</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.2.2</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.2.3</p> <p>EN 1993-1-1 Tabla 6.3 Tabla 6.5</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.2.3</p> <p>EN 1993-1-1 §6.2.5(2)</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.3(4)</p>

Para $\bar{\lambda}_z \geq 0,4$, el factor de interacción k_{zy} se calcula mediante:

$$k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \right); \left(1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \right) \right]$$

$$\psi = \frac{0}{298} = 0$$

$$C_{mLT} = 0,6 + 0,4\psi = 0,6 + 0,4 \times 0 = 0,6$$

$$k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0,1 \times 0,931 \cdot 127}{(0,6 - 0,25) \cdot 2238} \right); \left(1 - \frac{0,1}{(0,6 - 0,25)} \frac{127}{2238} \right) \right]$$

$$= \max (0,985; 0,983) = 0,985$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{127}{2238} + 0,985 \frac{298}{540} = 0,601 < 1,0 \quad \text{OK}$$

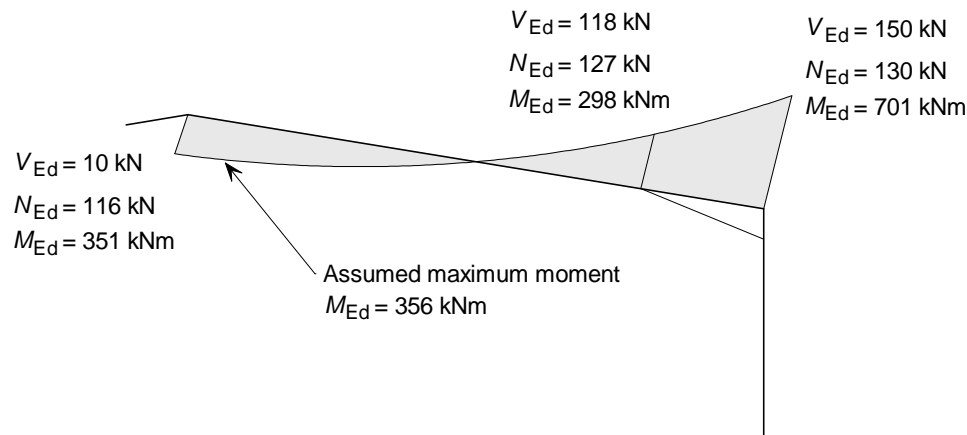
EN 1993-1-1
Anexo B
Tabla B.3

EN 1993-1-1
Anexo B
Tabla B.2

7.10. Pandeo en el plano

La interacción de pandeo en el plano se comprueba mediante la expresión (6.61) indicada en la norma EN 1993-1-1.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$



Se identifican el momento flector y esfuerzo axil máximos en el dintel, excluyendo la zona con cartela.

$$M_{Ed} = 356 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 127 \text{ kN}$$

La zona con cartela se analizará en el apartado 8.

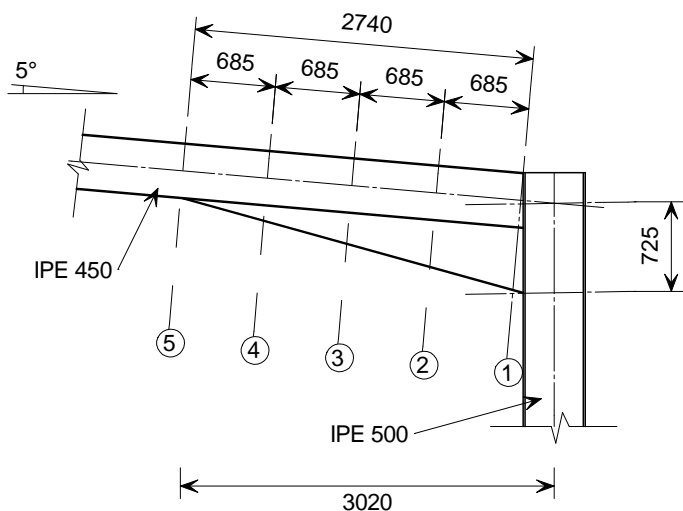
Titulo	APÉNDICE D Ejemplo resuelto: Cálculo de pórticos mediante análisis elástico	34 de 46
<p>7.10.1. Resistencia al pandeo por flexión respecto al eje fuerte, $N_{b,y,Rd}$</p> $\frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2,37$ <p>$t_f = 14,6 \text{ mm}$</p> <p>pandeo respecto al eje y-y: → Curva a para perfiles en I laminados en caliente → $\alpha = 0,21$</p> <p>La longitud de pandeo es igual a la longitud del sistema, que es la distancia entre nudos (es decir la longitud del dintel, incluyendo la cartela), $L = 15.057 \text{ mm}$.</p> $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4$ $\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr}}{i_y} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{15057}{185} \times \frac{1}{76,4} = 1,065$ $\phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$ $\phi_y = 0,5 \left[1 + 0,21(1,065 - 0,2) + 1,065^2 \right] = 1,158$ $\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1,158 + \sqrt{1,158^2 - 1,065^2}} = 0,620$ $N_{b,y,Rd} = \frac{\chi_y A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,620 \times 9880 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 2175 \text{ kN}$ <p>$N_{Ed} = 127 \text{ kN} < 2175 \text{ kN} \quad \text{OK}$</p> <p>7.10.2. Resistencia al pandeo lateral, $M_{b,Rd}$</p> <p>$M_{b,Rd}$ es el menor valor de entre los valores previamente calculados del momento resistente de pandeo lateral.</p> $M_{b,Rd} = \text{mín}(581; 540)$ <p>$M_{b,Rd} = 540 \text{ kNm}$</p> <p>7.10.3. Interacción entre el esfuerzo axil de compresión y el momento flector. Pandeo en el plano</p> <p>El pandeo en el plano, debido a la interacción de esfuerzo axil y momento flector, se comprueba mediante la expresión siguiente:</p> $\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$		

EN 1993-1-1
Tabla 6.1
Tabla 6.2

EN 1993-1-1
§6.3.1.3

EN 1993-1-1
§6.3.1.2

Título	APÉNDICE D Ejemplo resuelto: Cálculo de pórticos mediante análisis elástico	35 de 46
<p>El factor de interacción k_{yy}, se calcula así:</p> $k_{yy} = \min \left[C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} \right); C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} \right) \right]$ <p>La expresión de C_{my} depende de los valores de α_h y ψ.</p> $\psi = -\frac{298}{351} = -0,849.$ $\alpha_h = \frac{M_h}{M_s} = \frac{351}{356} = 0,986$ <p>Por lo tanto C_{my} se calcula mediante:</p> $C_{my} = 0,95 + 0,05 \alpha_h = 0,95 + 0,05 \times 0,986 \approx 1,0$ $k_{yy} = \min \left[1,0 \left(1 + (1,065 - 0,2) \frac{127}{2175} \right); 1 \left(1,0 + 0,8 \frac{127}{2175} \right) \right]$ $= \min[1,05; 1,047] = 1,047$ $\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{127}{2175} + 1,047 \frac{356}{540} = 0,749 < 1,0 \quad \text{OK}$ <p>El elemento satisface la comprobación de pandeo en el plano.</p> <p>7.11. Validación de la sección del dintel</p> <p>En el apartado 7.8 se comprobó que la resistencia de la sección transversal del perfil es superior a los esfuerzos aplicados.</p> <p>En los apartados 7.9 y 7.10 se realizaron las comprobaciones para pandeo fuera del plano y pandeo en el plano, requeridas para la adecuada elección de las coacciones a aplicar en toda la extensión del dintel.</p> <p>Por lo que se puede concluir que el perfil IPE 450 en acero S355 es el adecuado para el dintel en este pórtico.</p> <p>8. Zona con cartela</p> <p>La cartela se fabrica mediante corte de un perfil IPE 550. Las comprobaciones se llevan a cabo en los puntos extremos de la cartela y en los puntos correspondientes a la división en cuatro segmentos, tal y como se indica en la figura siguiente.</p>		<p>EN 1993-1-1 Anexo B Tabla B.3</p> <p>EN 1993-1-1 Anexo B Tabla B.2</p>



Se pueden obtener las propiedades de cada sección transversal (1 a 5) a partir de la geometría de la cartela, tal y como se muestra en la Tabla 2.

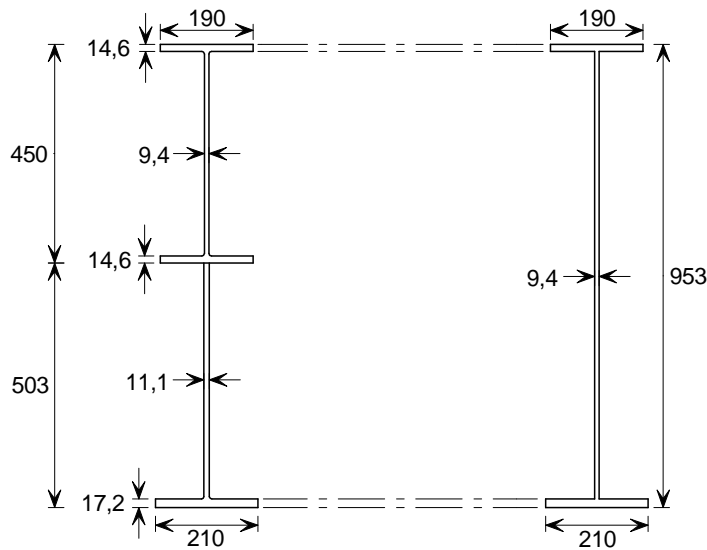
Tabla 2 Propiedades de cada sección transversal del elemento con cartela, según lo indicado en la figura anterior

Sección transversal N°.	Canto cartela (mm)	Canto total (mm)	Área bruta, A (mm ²)	I _y (cm ⁴)	W _{el,min} (cm ³)	N _{Ed} (kN)	M _{Ed} (kNm)
1	503	953	15045	200500	4055	129	661
2	378	828	13870	144031	3348	129	562
3	252	702	12686	98115	2685	128	471
4	126	576	11501	62258	2074	127	383
5	0	450	9880	33740	1500	127	298

Las propiedades de la sección se calculan normales respecto al eje de la sección.

Por simplificar, las propiedades de la sección anteriormente indicadas se han calculado considerando un espesor de alma constante de 9,4 mm e ignorando el ala central.

En la siguiente figura se muestra la sección transversal N° 1 real y equivalente:



Sección transversal real

Sección transversal equivalente

Para la sección transversal N° 1 se han tomado los valores N_{Ed} y M_{Ed} a la altura del ala del pilar.

8.1. Clasificación de la sección transversal

8.1.1. El alma

El alma se puede dividir en dos almas y clasificarse según la tensión y geometría de cada alma. La sección superior (es decir el dintel) se denomina alma superior y la sección inferior (es decir la cartela) se denomina alma inferior.

Alma superior

Se puede ver que el alma superior debe ser Clase 3 o mejor, pues se encuentra casi totalmente traccionada.

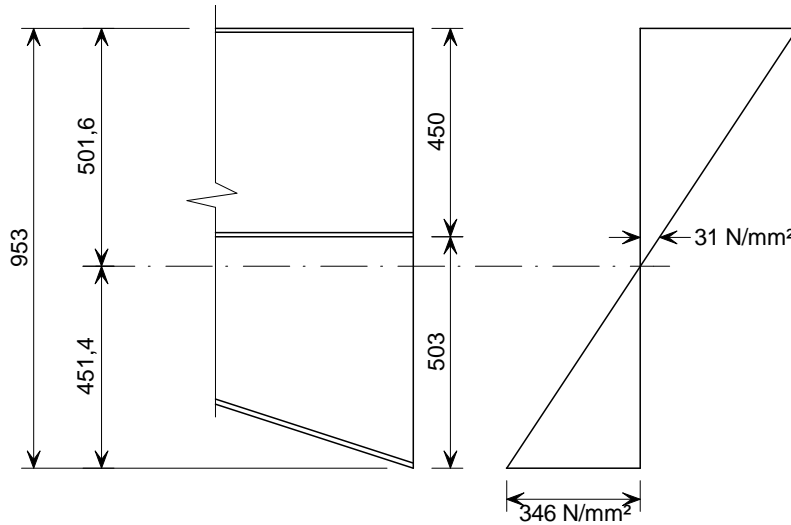
Alma inferior

El esfuerzo en la sección debido a la carga axil es:

$$\sigma_N = \frac{129}{15045} \times 10^3 = 8,57 \text{ N/mm}^2$$

Suponiendo una distribución elástica de tensiones en la sección transversal N° 1, el esfuerzo máximo disponible para resistencia a flexión es el siguiente:

$$\sigma_M = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} - \sigma_N = \frac{355}{1,0} - 8,57 = 346 \text{ N/mm}^2$$



La distancia entre el ala inferior y el eje neutro elástico es:

$$\bar{z} = 451,4 \text{ mm}$$

La distancia desde la parte inferior del ala central hasta el eje neutro: 51,6 mm

Esfuerzo flector + axil en la parte superior de la sección de cartela:

$$= 346(-51,6/451,4) + 8,57 = -31 \text{ N/mm}^2$$

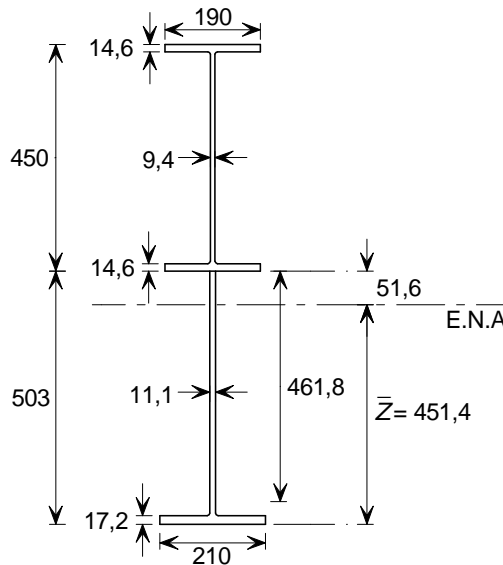
Para la comprobación de Clase 3, se determina ψ :

$$\psi = \frac{-31}{346} = -0,09$$

Suponiendo que la sección 1 es paralela al ala del pilar, el canto del alma excluyendo el radio de acuerdo es

$$c_w = 503 - 17,2 - 24 = 461,8 \text{ mm}$$

$$\frac{c_w}{t_w} = \frac{461,8}{11,1} = 41,6$$



EN 1993-1-1
Tabla 5.2

Cuando $\psi > -1$, el límite para Clase 3 es:

$$\frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi} = \frac{42 \times 0,81}{0,67 + 0,33(-0,09)} = 53,1$$

$$\frac{c}{t_w} = 41,6 < 53,1$$

→ El alma es Clase 3

EN 1993-1-1
Tabla 5.2

8.1.2. Las alas

Ala superior

$$\frac{c}{t_f} = \frac{69,3}{14,6} = 4,7$$

El límite para Clase 1 es: $9 \varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,3$

Entonces: $\frac{c}{t_f} = 4,7 < 7,3$

→ El ala superior es Clase 1.

Ala inferior

$$\frac{c}{t_f} = \frac{75,45}{17,2} = 4,4$$

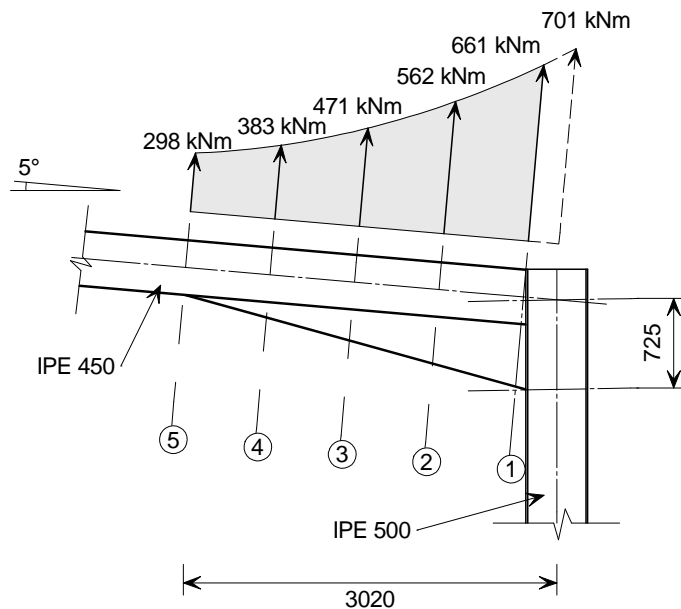
El límite para Clase 1 es: $9 \varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,3$

$$\frac{c}{t_f} = 4,4 < 7,3$$

→ El ala inferior es Clase 1.

Por ello, todo el perfil será Clase 3.

8.2. Resistencia de la sección transversal



8.2.1. Resistencia a cortante

El área a cortante de la sección transversal N° 1 puede calcularse de manera conservadora conforme se indica a continuación:

$$A_v = A - (bt_f)_{topfl} - (bt_f)_{botfl} = 15045 - 190 \times 14,6 - 210 \times 17,2 = 8659 \text{ mm}^2$$

EN 1993-1-1
Tabla 5.2
(Hoja 2)

Título	APÉNDICE D Ejemplo resuelto: Cálculo de pórticos mediante análisis elástico	40 de 46																																										
<p> $V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{8659 (355 / \sqrt{3})}{1,0} \times 10^{-3} = 1775 \text{ kN}$ </p> <p> $V_{Ed} = 147 \text{ kN} < 1775 \text{ kN} \quad \text{OK}$ </p> <p>Interacción de momento flector y esfuerzo cortante</p> <p>Cuando el esfuerzo cortante y el momento flector actúan simultáneamente en una sección transversal, se puede ignorar la interacción con el esfuerzo cortante si éste es inferior al 50% de la resistencia plástica de cálculo a cortante.</p> <p> $V_{Ed} = 147 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,Rd} = 888 \text{ kN}$ </p> <p>Por lo que, se puede ignorar el efecto del esfuerzo cortante en la resistencia a flexión.</p> <p>Para las demás secciones transversales debe emplearse el mismo método de cálculo. En la tabla siguiente se resumen las comprobaciones de resistencia a cortante para el elemento con cartela:</p> <p>Tabla 3 Comprobaciones de resistencia a cortante para las secciones transversales Nº 1 a 5</p> <table border="1" data-bbox="193 969 1185 1323"> <thead> <tr> <th>Sección transversal Nº</th> <th>V_{Ed} (kN)</th> <th>A_v (mm²)</th> <th>$V_{pl,Rd}$ (kN)</th> <th>$V_{Ed} \leq V_{Rd}$</th> <th>$0,5 V_{Rd}$ (kN)</th> <th>Interacción de momento flector y esfuerzo cortante</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>147</td> <td>8659</td> <td>1775</td> <td>Sí</td> <td>888</td> <td>No</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>140</td> <td>7484</td> <td>1534</td> <td>Sí</td> <td>767</td> <td>No</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>132</td> <td>6300</td> <td>1291</td> <td>Sí</td> <td>646</td> <td>No</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>125</td> <td>5115</td> <td>1048</td> <td>Sí</td> <td>524</td> <td>No</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>118</td> <td>5082</td> <td>1042</td> <td>Sí</td> <td>521</td> <td>No</td> </tr> </tbody> </table> <p>8.2.2. Resistencia a compresión</p> <p>La resistencia a compresión de la sección transversal Nº 1:</p> <p> $N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{15045 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 5341 \text{ kN}$ </p> <p> $N_{Ed} = 129 \text{ kN} < 5341 \text{ kN} \quad \text{OK}$ </p> <p>Interacción de momento flector y esfuerzo axial</p> <p>Cuando el esfuerzo axial y el momento flector actúan de modo simultáneo en una sección transversal, el esfuerzo total $\sigma_{x,Ed}$ debe ser inferior al esfuerzo admisible:</p> <p> $\sigma_{x,Ed} = \sigma_N + \sigma_M$ </p> <p> $\sigma_M = \frac{M_{Ed} \times z}{I_y} = \frac{661 \times 10^6 \times 501,6}{200500 \times 10^4} = 165 \text{ N/mm}^2$ </p> <p> $\sigma_{x,Ed} = \sigma_N + \sigma_M = 8,57 + 165 = 174 \text{ N/mm}^2$ </p>		Sección transversal Nº	V_{Ed} (kN)	A_v (mm ²)	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$	$0,5 V_{Rd}$ (kN)	Interacción de momento flector y esfuerzo cortante	1	147	8659	1775	Sí	888	No	2	140	7484	1534	Sí	767	No	3	132	6300	1291	Sí	646	No	4	125	5115	1048	Sí	524	No	5	118	5082	1042	Sí	521	No	<p>EN 1993-1-1 §6.2.6</p> <p>EN 1993-1-1 §6.2.4</p> <p>EN 1993-1-1 §6.2.9.2</p>
Sección transversal Nº	V_{Ed} (kN)	A_v (mm ²)	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$	$0,5 V_{Rd}$ (kN)	Interacción de momento flector y esfuerzo cortante																																						
1	147	8659	1775	Sí	888	No																																						
2	140	7484	1534	Sí	767	No																																						
3	132	6300	1291	Sí	646	No																																						
4	125	5115	1048	Sí	524	No																																						
5	118	5082	1042	Sí	521	No																																						

El esfuerzo máximo admisible es:

$$\sigma_{\max} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{x,Ed} = 174 \text{ N/mm}^2 < 355 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

Para las restantes secciones transversales debe emplearse un método similar de cálculo. En la tabla siguiente se resumen las comprobaciones de resistencia a compresión para el elemento con cartela:

Tabla 4 Comprobaciones de resistencia a compresión para las secciones transversales Nº 1 a 5

Sección transv. (i)	N_{Ed} (kN)	A (mm ²)	$N_{c,Rd}$ (kN)	$N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$	Interacción de momento flector y esfuerzo cortante
1	129	15045	5341	Sí	No
2	129	13870	4924	Sí	No
3	128	12686	4504	Sí	No
4	127	11501	4083	Sí	No
5	127	9880	3507	Sí	No

8.2.3. Resistencia a flexión

La resistencia a flexión de la sección transversal Nº 1 es:

$$M_{c,y,Rd} = M_{el,y,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4055 \times 10^3 \times 355}{1,0} \times 10^{-6} = 1440 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Ed} = 661 \text{ kNm} < 1440 \text{ kNm} \quad \text{OK}$$

Para las demás secciones transversales debe emplearse el mismo método de cálculo. En la tabla siguiente se resumen las comprobaciones de resistencia a flexión del elemento con cartela.

En este caso, se han considerado todas las secciones transversales de Clase 3 y por lo tanto se han utilizado las características elásticas de la sección. Se trata de una consideración conservadora. No obstante, en base a anteriores cálculos llevados a cabo en la comprobación del dintel, se determinó que la sección transversal Nº 1 es una sección de Clase 3. Es posible que otras secciones entre la Nº 1 y Nº 5 sean secciones plásticas, por lo que se podría obtener una mayor resistencia a flexión.

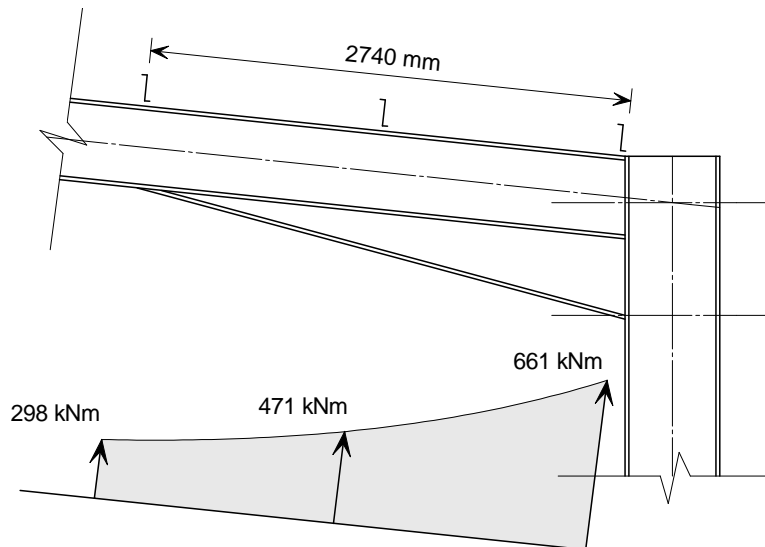
Tabla 5 Comprobaciones a flexión para secciones transversales Nº 1 a 5

Sección transv. (i)	M_{Ed} (kNm)	$W_{el,min}$ (mm ³) $\times 10^3$	$M_{el,Rd}$ (kNm)	$M_{Ed} \leq M_{el,Rd}$
1	661	4055	1440	Sí
2	562	3348	1189	Sí
3	471	2685	953	Sí
4	383	2074	736	Sí
5	298	1500	533	Sí

EN 1993-1-1
§6.2.5(2)

8.3. Resistencia al pandeo

Existe una coacción a torsión en cada extremo de la cartela.



Longitud de pandeo considerada

Si el ala traccionada está coaccionada en puntos intermedios entre las coacciones a torsión y la distancia entre las coacciones aplicadas al ala traccionada es suficientemente pequeña, se podrá considerar la ventaja de esta situación.

En el Anexo BB de la norma EN 1993-1-1 puede hallarse una expresión para calcular la distancia máxima, que nos permite determinar si el espacio entre coacciones es suficientemente pequeño. Cuando la distancia real entre coacciones es inferior a la distancia máxima calculada, se podrán utilizar los métodos indicados en el Anexo C del presente documento para calcular el esfuerzo axial crítico elástico y el momento crítico de la sección.

En caso contrario, si la distancia entre coacciones es superior al valor calculado, se podrá utilizar un perfil en T equivalente para comprobar la estabilidad de la cartela.

8.3.1. Comprobación de la distancia entre coacciones intermedias

$$L_m = \frac{38i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left(\frac{N_{Ed}}{A} \right) + \frac{1}{756C_1^2} \frac{W_{pl,y}^2}{AI_t} \left(\frac{f_y}{235} \right)^2}}$$

Por simplificar, la correa situada en el punto medio de la longitud del elemento con cartela, se presume que se encuentra alineada con la sección transversal N° 3.

Del mismo modo, la correa situada en el extremo del elemento con cartela, se presume que se encuentra alineada con la sección transversal N° 1.

EN 1993-1-1
Anexo BB
§BB.3.2.1

$$\psi = \frac{471}{661} = 0,71 \rightarrow C_1 = 1,2$$

Según el Eurocódigo, la relación $\frac{W_{pl}^2}{AI_t}$ debería tomarse como el máximo valor que se produce en el segmento.

En este caso, se consideran las secciones N° 1 y N° 3, tal y como se muestra en la Tabla 6.

Tabla 6 Relación $\frac{W_{pl}^2}{AI_t}$ para secciones transversales N° 1 y N° 3

Sección transversal (i)	A (mm ²)	I _t (mm ⁴) × 10 ⁴	W _{pl} (mm ³) × 10 ³	$\frac{W_{pl}^2}{AI_t}$
1	15045	81	4888	1961
3	12686	74	3168	1069

Por simplificar, no se ha considerado el ala central en el cálculo de I_t y W_{pl}.

Las características de la sección transversal N° 1 dan lugar a una relación máxima de $\frac{W_{pl}^2}{AI_t}$. Por lo tanto, L_m se calcula utilizando las propiedades de la sección transversal N° 1.

$$I_z = 2168 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{2168 \times 10^4}{15045}} = 38 \text{ mm}$$

$$L_m = \frac{38 \times 38}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left(\frac{129 \times 10^3}{15045} \right)^2 + \frac{1}{756 \times 1,2^2} \frac{(4888 \times 10^3)^2}{15045 \times 81 \times 10^4} \left(\frac{355}{235} \right)^2}}$$

$$L_m = 700 \text{ mm}$$

La distancia entre correas es 1.345 mm < 700 mm

Por lo que se puede concluir que en este caso no se podrá emplear el procedimiento de cálculo que considera el aprovechamiento de las coacciones aplicadas al ala traccionada, indicado en el apartado C.2 del Anexo C de este documento.

8.3.2. Comprobación del pandeo por flexión respecto al eje débil

Los esfuerzos máximos en el elemento con cartela (en el lado del pilar) son:

$$N_{Ed} = 129 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 661 \text{ kNm}$$

Anexo C del presente documento EN 1993-1-1 Anexo BB §BB.3.2.1

La norma EN 1993-1-1 no aborda el cálculo de perfiles de canto variable (es decir una cartela), por lo que en este ejemplo se ha llevado a cabo la comprobación de esfuerzos en un perfil equivalente en forma de T sometido a compresión y flexión.

La sección transversal del perfil en T, se ha tomado de la sección en el punto central del elemento con cartela.

El perfil en T equivalente se compone del ala inferior y 1/3 del área del alma comprimida, conforme a lo definido en el apartado 6.3.2.4 de la norma EN 1993-1-1.

La longitud de pandeo es 2740 mm (la longitud entre la parte superior del pilar y la primera coacción).

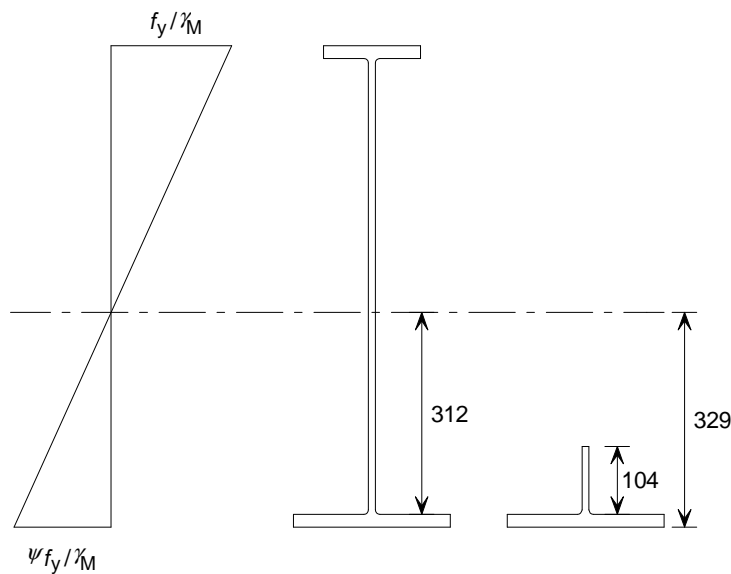
Características de la sección transversal Nº 1:

Área de la sección $A = 15045 \text{ mm}^2$

Módulo elástico del ala sometida a compresión $W_{el,y} = 4527 \times 10^3 \text{ mm}^3$

Características de la sección transversal Nº 3:

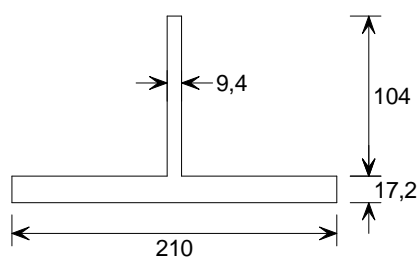
Características de toda la sección



Eje neutro elástico (desde el ala inferior): $\bar{z} = 329 \text{ mm}$

Área del perfil $A = 12686 \text{ mm}^2$

Características del perfil equivalente en forma de T sometido a compresión:



Área del perfil en forma de T:

$A_f = 4590 \text{ mm}^2$

Momento de inercia de este área respecto al eje menor de la sección:

$I_{f,z} = 1328 \times 10^4 \text{ mm}^4$

Compresión en el perfil en forma de T

La compresión total equivalente en el perfil en forma de T, para los esfuerzos correspondientes a la sección transversal N° 1, se obtiene sumando la compresión directa axial y la compresión debido a flexión.

$$N_{Ed,f} = N_{Ed} \times \frac{A_f}{A} + \frac{M_{Ed}}{W_{el,y}} \times A_f = 129 \times \frac{4590}{15045} + \frac{661 \times 10^6}{4527 \times 10^3} \times 4590 = 670 \text{ kN}$$

Comprobación de la resistencia a pandeo respecto al eje débil

Se usa la curva de pandeo **c** para perfiles laminados en caliente.

$$\rightarrow \alpha_z = 0,49$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4$$

$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_{f,z}}{A_f}} = \sqrt{\frac{1328 \times 10^4}{4590}} = 53,8$$

$$\bar{\lambda}_{f,z} = \frac{L_{cr}}{i_{f,z}} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{2740}{53,8} \times \frac{1}{76,4} = 0,667$$

$$\phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_{f,z} - 0,2) + \bar{\lambda}_{f,z}^2 \right]$$

$$\phi_z = 0,5 \left[1 + 0,49(0,667 - 0,2) + 0,667^2 \right] = 0,837$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_{f,z}^2}} = \frac{1}{0,837 + \sqrt{0,837^2 - 0,667^2}} = 0,745$$

$$N_{b,z,Rd} = \chi_z \frac{A_f f_y}{\gamma_{M0}} = 0,745 \frac{4590 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 1214 \text{ kN}$$

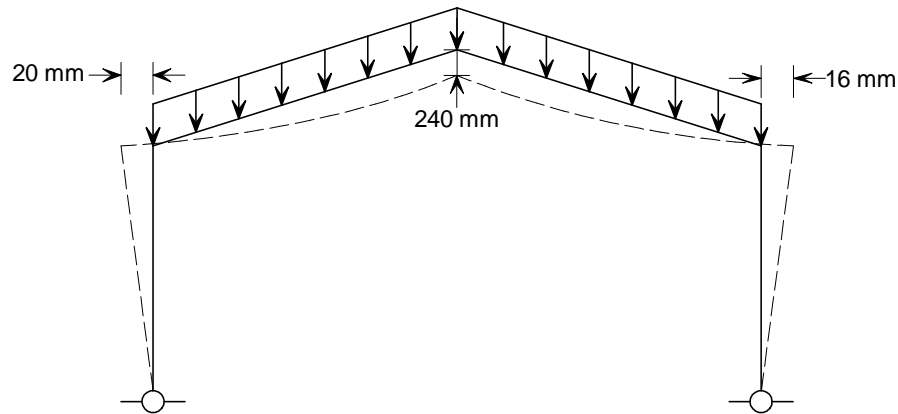
$$N_{Ed,f} = 670 \text{ kN} < 1214 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

EN 1993-1-1
§6.3.1.2

EN 1993-1-1
§6.3.1.2

9. Deformaciones

Las deformaciones horizontales y verticales del pórtico sometido a una combinación de cargas características según la expresión 6.14 de la norma EN 1990, son las siguientes:



En el Anexo A del presente documento pueden hallarse los límites típicos de deformación utilizados en algunos países europeos. Estos límites únicamente se ofrecen a título orientativo. Los requerimientos para el cálculo de cualquier pórtico deben ser previamente acordados con el cliente.