

CAPÍTULO VIII:

PIEZAS A FLEXIÓN

8.1. INTRODUCCIÓN

Las vigas son tal vez los elementos estructurales más básicos. Es posible utilizar una gran variedad de formas de sección para las vigas dependiendo de la magnitud de las cargas y de la luz, como se muestra en la Tabla 1

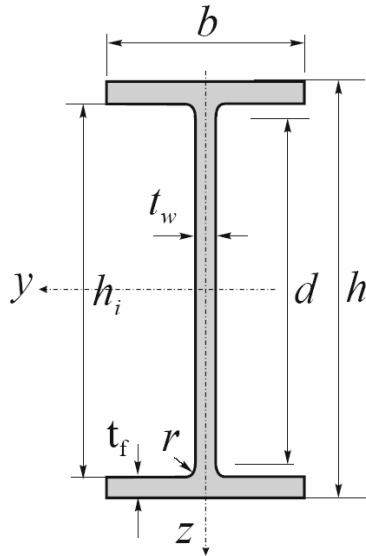
Tipo de sección	Rango de luces (m)	Notas
0. Angulares	3 - 6	Empleados para correas de cubierta, fachadas, etc. Allí donde se requiera soportar cargas ligeras.
1. Perfiles conformado en frío	4 - 8	Empleados para correas de cubierta, fachadas, etc. Allí donde se requiera soportar cargas ligeras.
2. Perfiles laminados IPE, UPN, HE, UB, UC, etc..	1 - 30	Resultan ser los tipos de sección más utilizados; las relaciones espesor/ancho de sus elementos están pensadas para evitar diversos tipos de fallos
3. Viguetas de alma abierta	4 - 30	Se trata de vigas prefabricadas a partir de angulares o tubos como cordones y redondos para las diagonales del alma. Empleadas en lugar de perfiles laminados.
4. Vigas de alma aligerada	6 - 40	Utilizadas para luces importantes y/o cargas ligeras, la altura del perfil de base se incrementa en un 50%. Las aberturas del alma se pueden emplear para paso de servicios, etc.
5. Secciones compuestas p.e. IPE + UPN	5 - 15	Empleadas cuando un único perfil laminado no proporciona la suficiente capacidad resistente. A menudo se disponen de modo que sean capaces de desarrollar también, buena resistencia a la flexión horizontal.
6. Vigas armadas en I	10 - 100	Elaboradas soldando 3 chapas (típico: alas + alma). La altura del alma puede llegar hasta los 3-4m. Con frecuencia precisan ser rigidizadas.
7. Vigas en cajón	15 - 200	Fabricadas a partir de chapas casi siempre rigidizadas. Utilizadas para puentes y mástiles de grúas dado su buen comportamiento a torsión y su elevada rigidez transversal.

Tabla 1. Típicas secciones de vigas para varias aplicaciones

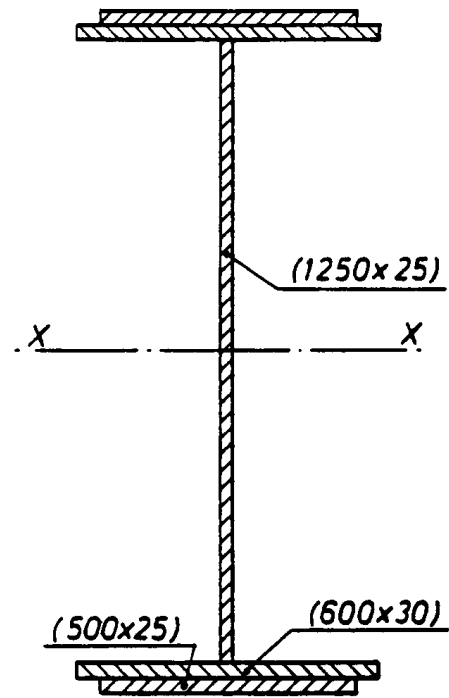
8.2. TIPOS DE VIGAS

1) Vigas de canto constante

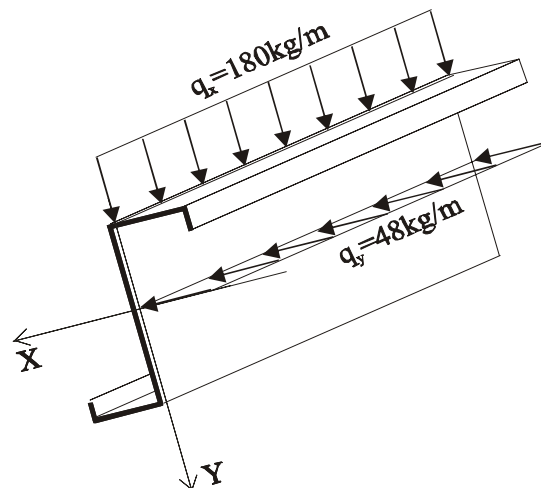
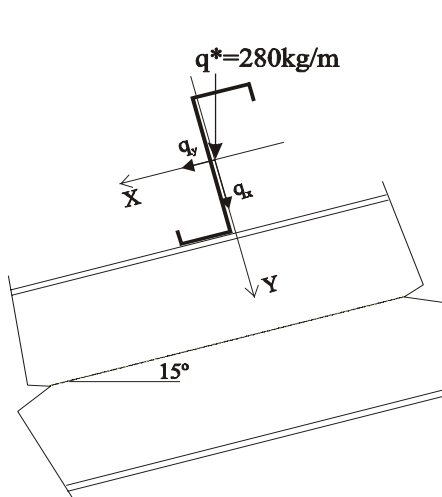
1-a) Vigas de alma llena



Secciones laminadas



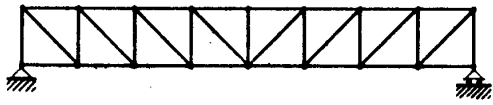
Vigas armadas



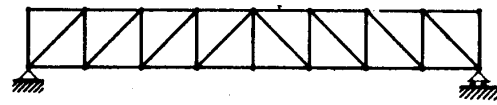
Perfiles conformados en frío

1-b) Vigas de celosía

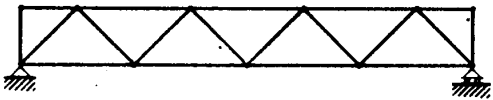
VIGA PRATT



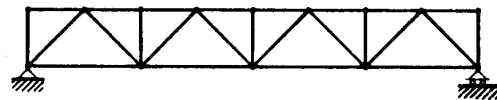
VIGA HOWE



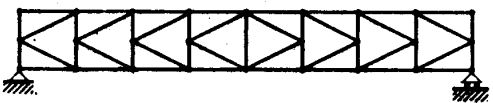
VIGA WARREN



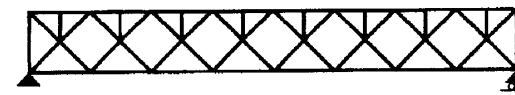
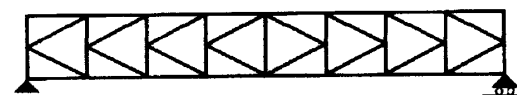
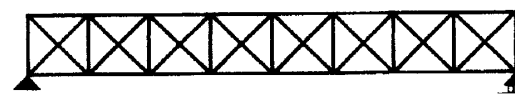
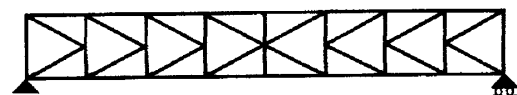
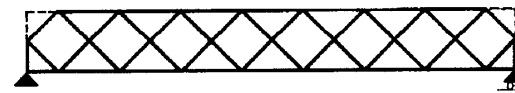
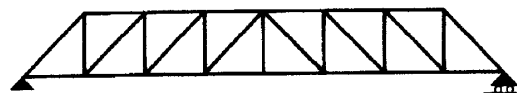
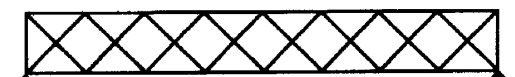
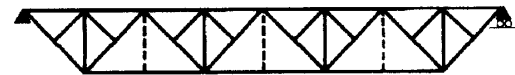
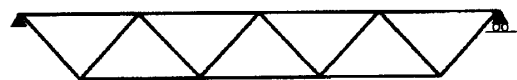
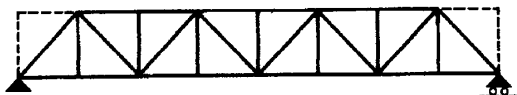
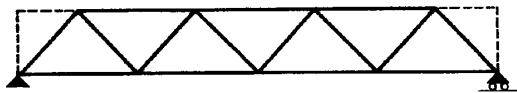
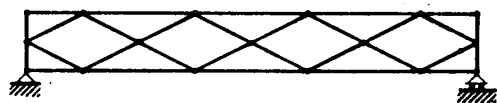
VIGA WARREN CON MONTANTES INTERCALADOS



VIGA EN K

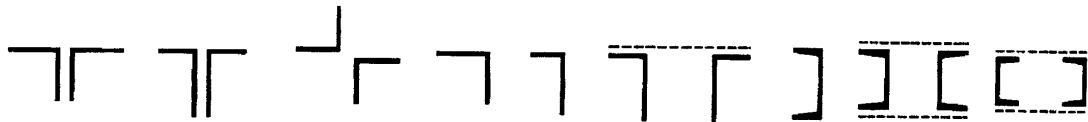
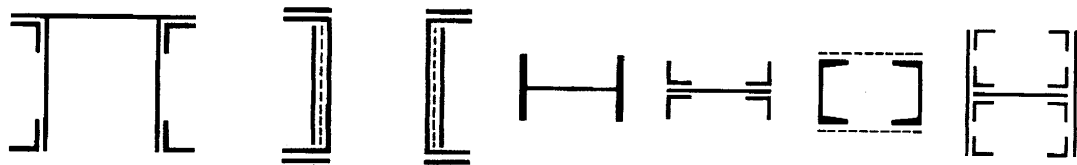


VIGA EN ROMBO

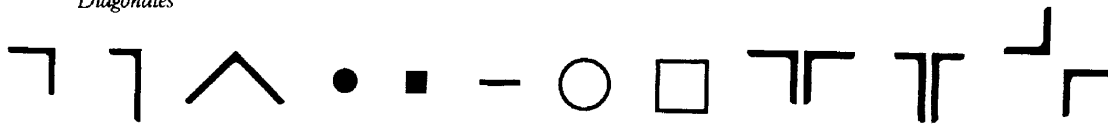
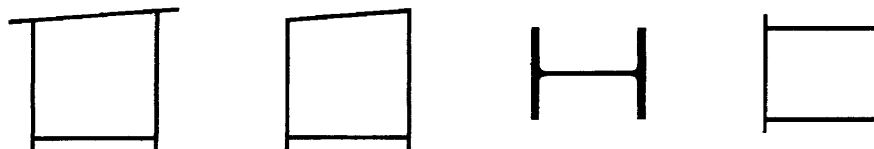


Secciones más comunes en las vigas de celosía

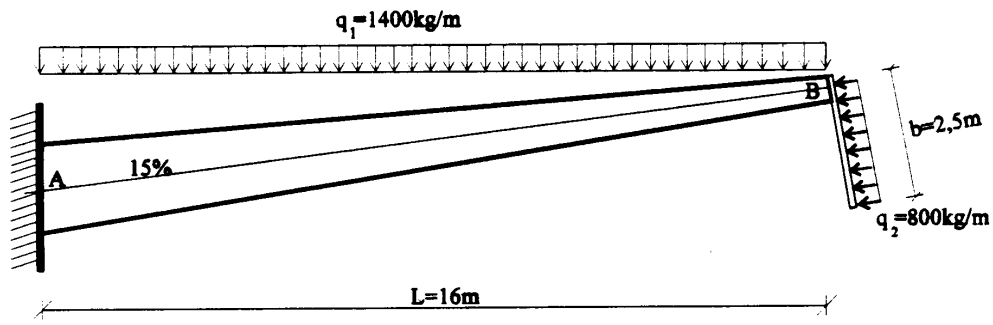
Construcción atornillada

Cordones*Diagonales**Cordones y diagonales en construcción de puentes*

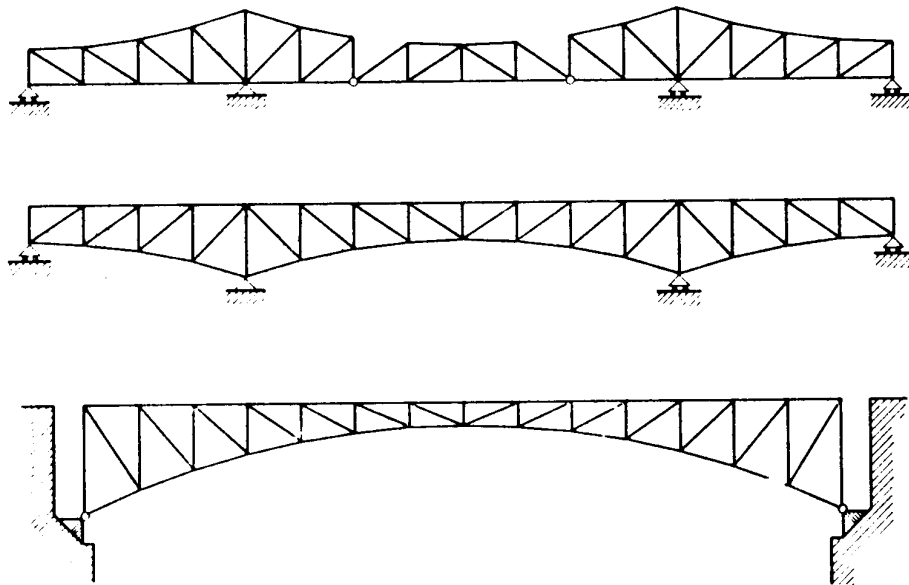
Construcción soldada

Cordones*Diagonales**Cordones y diagonales en construcción de puentes*

2) Vigas de canto variable



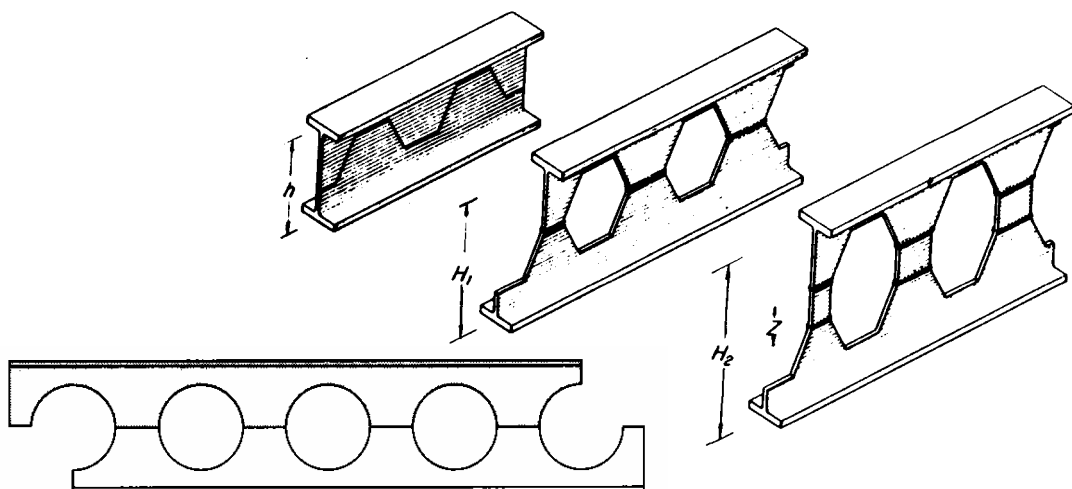
Laminadas o armadas de alma llena



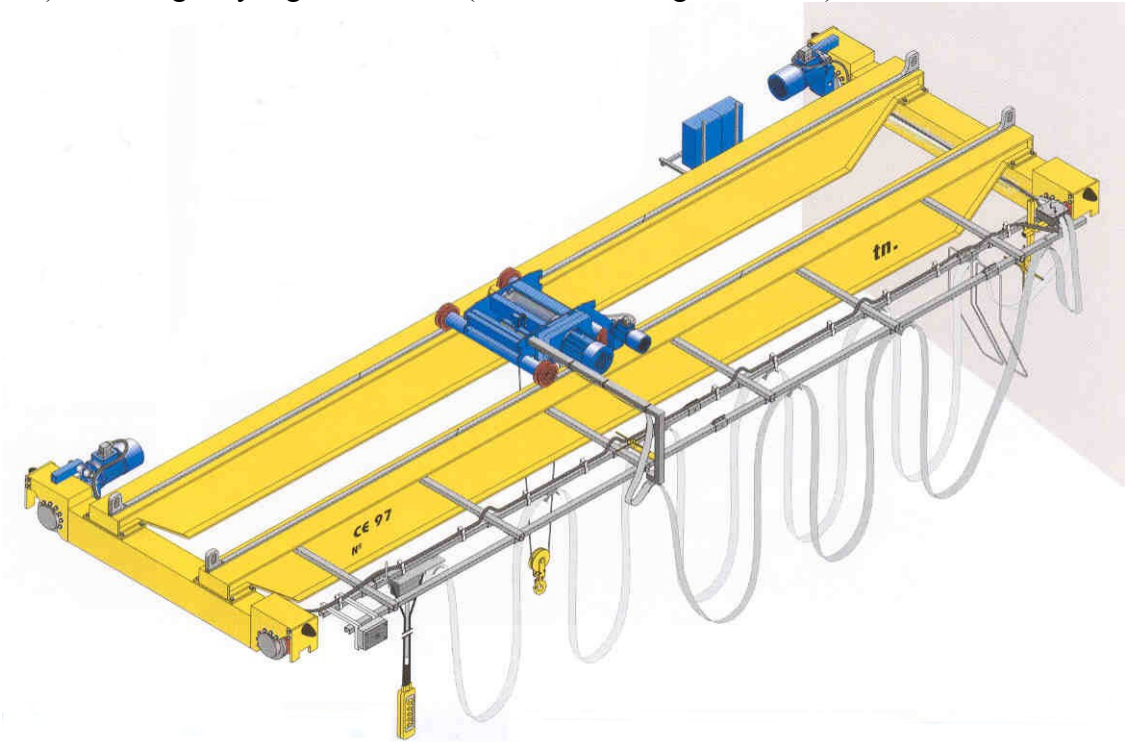
Vigas de celosía

3) Vigas especiales

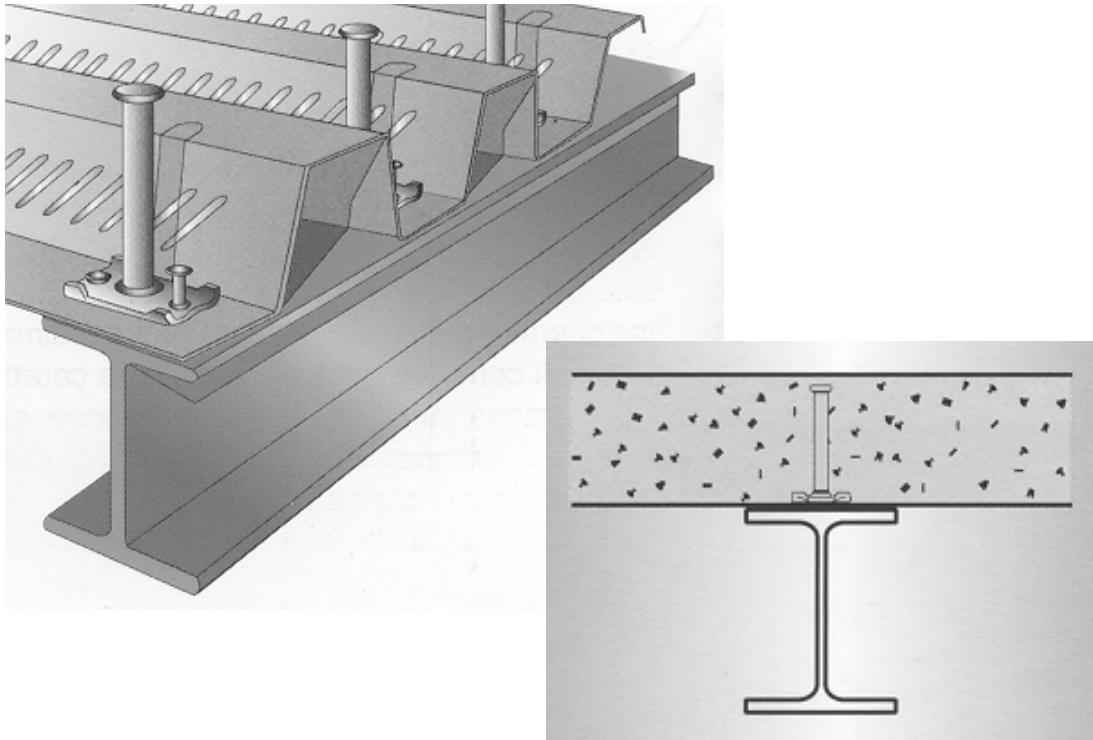
3-a) Vigas de alma aligerada



3-b) Puentes grúa y vigas carrileras (sometidas a cargas móviles)



3-c) Vigas mixtas



8.3 E.L.U. DE AGOTAMIENTO RESISTENTE EN VIGAS ARRIOSTRADAS

Las vigas que son incapaces de desplazarse lateralmente y salirse por tanto de su plano de flexión las denominamos “vigas lateralmente arriostradas”, y debido a su restricción lateral no se encuentran afectadas por situaciones de pandeo lateral. Las vigas se pueden considerar arriostradas si disponen de un arriostramiento transversal eficaz.

- Un arriostramiento transversal completo lo puede proporcionar por ejemplo un forjado acoplado al ala superior de la viga que lo soporta (muchos diseñadores consideran la fricción generada entre losa de hormigón y viga de acero para constituir una sujeción efectiva).
- El adecuado arriostramiento transversal del ala comprimida lo puede proporcionar, por ejemplo la chapa perfilada de cubierta.
- Se puede considerar un arriostramiento eficaz si se disponen elementos de arriostramiento suficientemente próximos entre sí de modo que la esbeltez relativa al eje débil sea menor (véase vigas no arriostradas para detalles).

Adicionalmente, las secciones flectadas alrededor de su eje débil no fallan debido a inestabilidad por pandeo lateral y es improbable que secciones que dispongan de una elevada rigidez torsional y lateral (p.e. secciones tubulares rectangulares) fallen por este motivo. En la práctica es responsabilidad del diseñador asegurar que los detalles estructurales son consistentes con la suposición de disponer de un sistema eficaz de arriostramiento transversal.

Las vigas de acero arriostradas pueden diseñarse, a menudo, considerando simplemente su resistencia al momento flector (asegurándonos de que el momento de agotamiento de la sección transversal seleccionada supera el máximo momento aplicado) y su rigidez, esto es, que la viga no se deforme tanto que pueda afectar sus condiciones de servicio.

8.3.1 RESISTENCIA A MOMENTO FLECTOR

En una viga simplemente apoyada de un solo vano, como se muestra en la figura 1, el fallo se produce cuando el valor de cálculo del momento flector (M_{sd}) supera la resistencia de cálculo a flexión de la sección transversal, cuya magnitud depende de la forma de la sección, la resistencia del material y de la clasificación de la sección. En situaciones en las que el esfuerzo cortante sobre la sección transversal sea suficientemente pequeño para poder despreciar su influencia sobre la resistencia a

flexión de la sección (el EC3 establece un valor del cortante del 50% de la resistencia plástica a cortante), la resistencia de cálculo a flexión de la sección ($M_{c,Rd}$) se puede tomar como:

El momento resistente plástico de cálculo de la sección bruta en secciones clases 1 y 2.

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

El momento resistente elástico de cálculo de la sección bruta en secciones de clase 3.

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

La resistencia a pandeo local de cálculo para secciones de clase 4.

$$M_{c,Rd} = M_{o,Rd} = \frac{W_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

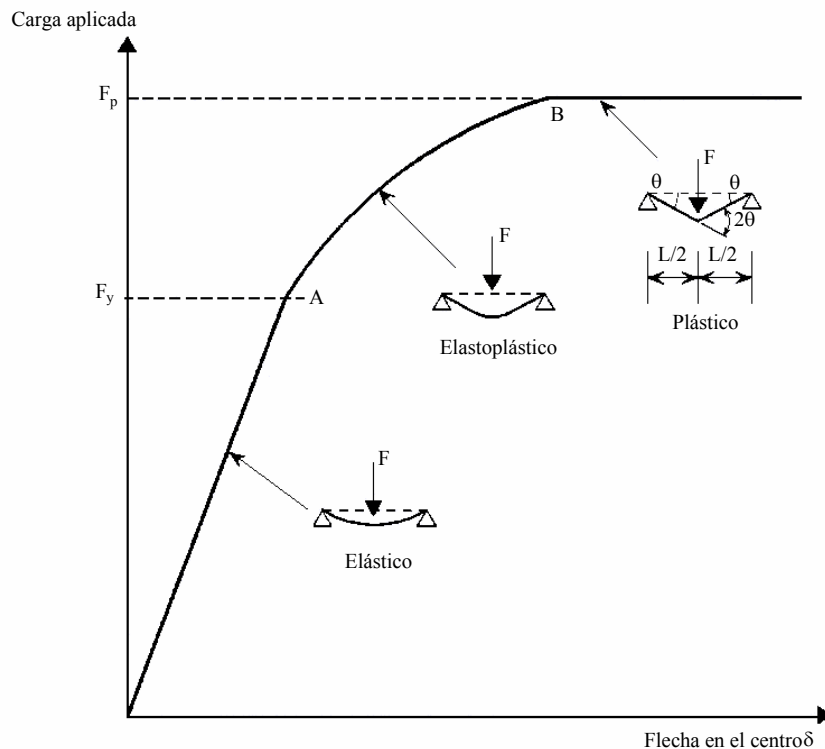


Figura 1. Comportamiento de una viga simplemente apoyada

Si hubiera agujeros para tornillos en el ala traccionada de la sección transversal que se comprueba, se requiere adicionalmente chequear que la relación entre la sección neta y la bruta del ala no es tan pequeña como para que se produzca el fallo por tracción en la sección neta antes de que la sección bruta haya superado el límite elástico.

Esta verificación que es la misma de las piezas dúctiles traccionadas, queda satisfecha probando que la relación $A_{f.net}/A_f$ en el ala traccionada no es menor que 0,81 o 0,88 para aceros S275 y S355 respectivamente siempre que los espesores del ala sean menores de 40mm. Cuando la relación $A_{f.net}/A_f$ sea inferior al límite dado, se puede tomar un área reducida del ala (A_f) que satisfaga el límite establecido. Es decir el área reducida del ala será el resultado de dividir $A_{f.net}$ por el valor límite. Los agujeros para los tornillos en la zona traccionada del alma deberían ser considerados de modo similar.

En las estructuras continuas el momento resistente de cálculo en el punto de máximo momento obtenido a partir de un análisis elástico no conduce necesariamente al colapso (figura 2). La sección transversal en dicho punto se comportará como una rótula (una vez probada la capacidad de rotación) y el modelo de momentos sobre la estructura variará de la distribución elástica original a medida que se formen las sucesivas rótulas.

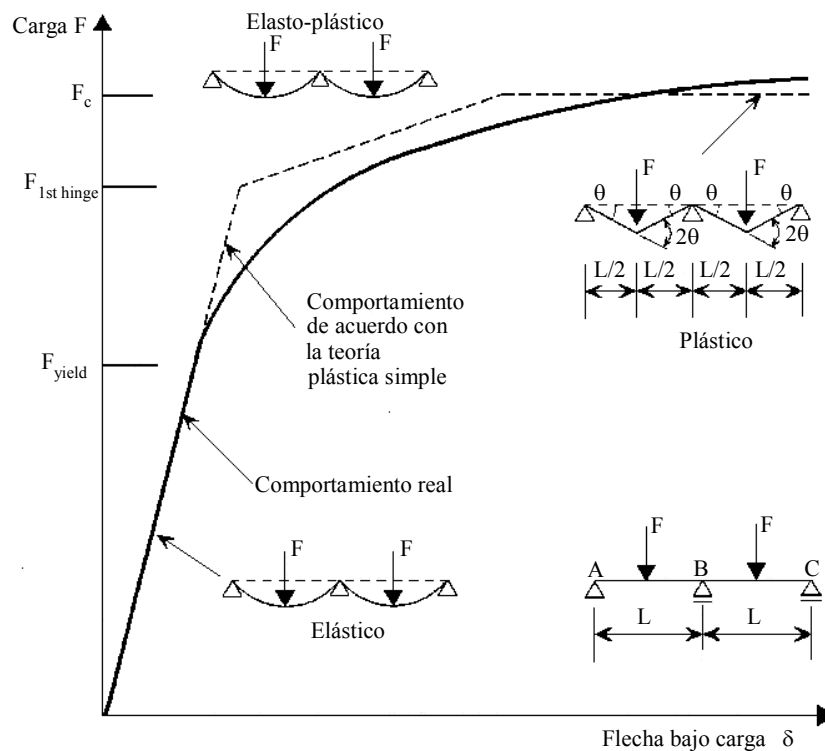


Figura 2. Curva carga flecha para una viga estáticamente indeterminada

8.3.2 RESISTENCIA A ESFUERZO CORTANTE

El momento flector gobierna el diseño de las vigas de acero pero la resistencia que se precisa a cortante puede ser significativa en el caso de vigas cortas con cargas concentradas elevadas. La figura 3 muestra la distribución de tensiones tangenciales en una sección I suponiendo un comportamiento elástico. Casi todo el esfuerzo cortante es soportado por el alma y dado que la variación de tensiones tangenciales a lo largo del alma es muy pequeña es suficientemente preciso suponer en el cálculo una tensión tangencial media uniforme sobre el alma.

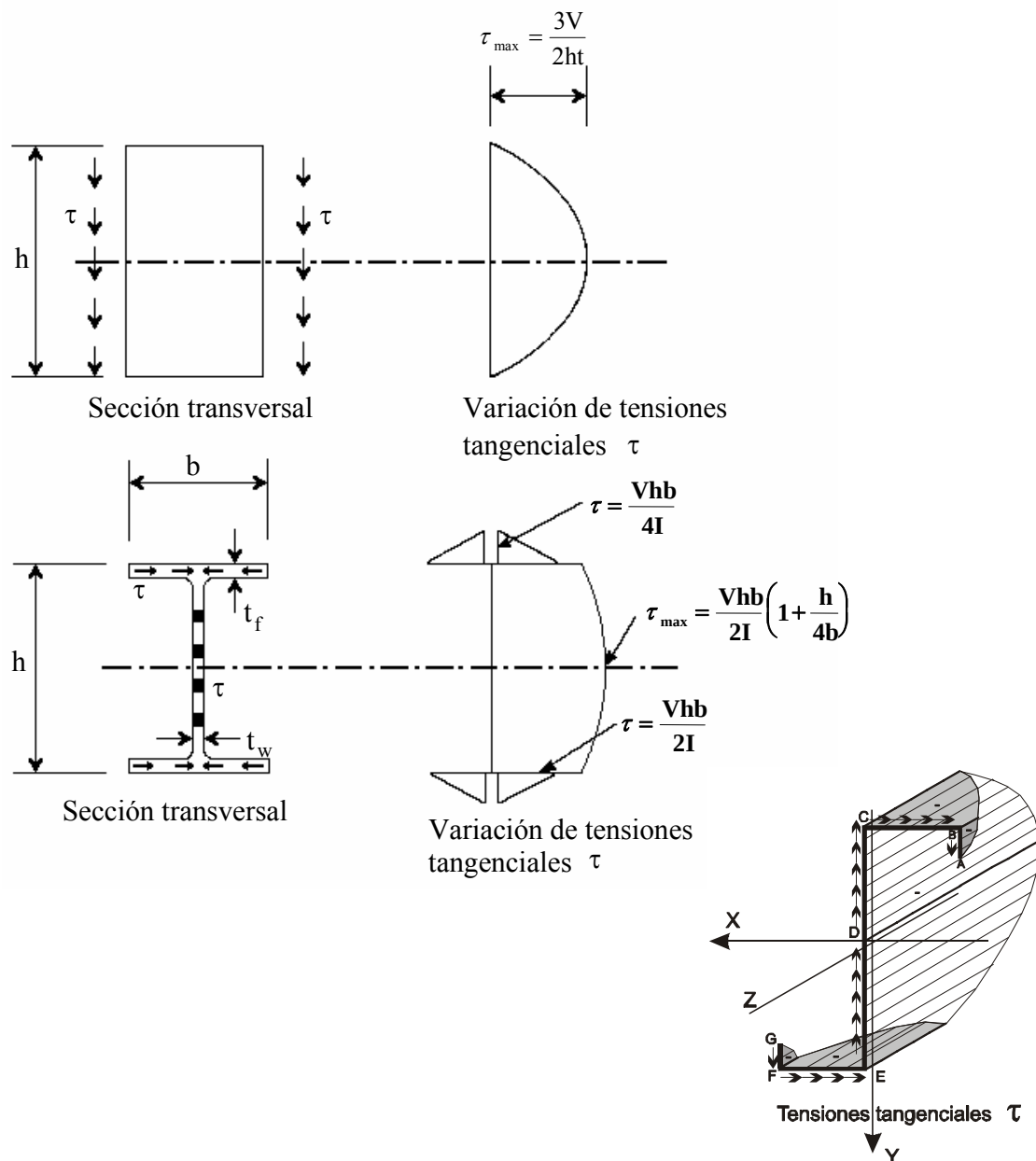


Figura 3. Distribución de tensiones tangenciales en vigas

En un estado tensional de cortadura simple (solo con tensiones tangenciales) el acero se agota al alcanzar una tensión tangencial de $1/\sqrt{3}f_y$. Por tanto, el valor de cálculo del esfuerzo cortante ($V_{s.d}$) en cada sección transversal se compara con el valor de cálculo de la resistencia plástica a cortante $V_{pl.Rd}$ del área de cortante (A_v).

$$V_{pl.Rd} = A_v \frac{(f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{MO}}$$

Esta ecuación es válida para almas que sean lo suficientemente robustas para que la abolladura por cortante no se presente en ningún caso. La resistencia a abolladura por cortante deberá comprobarse si la esbeltez del alma (d/t_w) supera los valores 63,8 ó 56,1 para aceros de grado S275 y S355 respectivamente.

En la tabla 2 se muestran las áreas de cortante para un rango de tipos de sección.

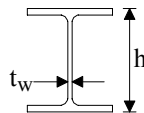
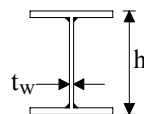
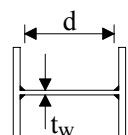
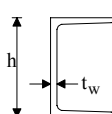
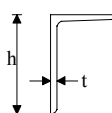
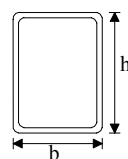
Perfiles I y H	Laminados	Carga paralela al alma	$1,04\ h\ t_w^*$	
	Armados	Carga paralela al alma	$(h - 2t_f)\ t_w$	
		Carga paralela a las alas	$A - (h - 2t_f)\ t_w^*$	
Perfiles laminados UPN		Carga paralela al alma	$1,04\ h\ t_w^*$	
Perfiles laminados angulares		Carga paralela al lado mayor	$h\ t$	
Perfiles laminados huecos rectangulares de espesor uniforme		Carga paralela al lado mayor	$A \cdot h / (b + h)^{**}$	

Tabla 2. Áreas de cortante A_v para secciones típicas

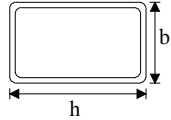
Perfiles laminados huecos rectangulares de espesor uniforme	Carga paralela al lado menor	$A \cdot b / (b + h) **$	
Perfiles huecos circulares y tubos de espesor uniforme		$0,6 A **$	
Chapas y piezas sólidas		$A **$	
* Se trata de una fórmula aproximada. Valores más precisos de A_v para perfiles laminados se pueden obtener a partir de las expresiones siguientes: • Para perfiles I y H: $A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f$ • Para perfiles en U: $A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f$ Es conveniente tener en cuenta que $1,04/\sqrt{3} = 0,60$ y así para perfiles laminados en I, H o U: $V_{pl.Rd} = 0,60 h t_w f_y / \gamma_{Mo}$			
** A es el área total de la sección transversal			

Tabla 2 (Cont.). Áreas de cortante A_v para secciones típicas

8.3.3 RESISTENCIA A MOMENTO FLECTOR Y ESFUERZO CORTANTE

Si el esfuerzo cortante supera el 50% del valor de cálculo de la resistencia plástica a esfuerzo cortante, el momento resistente de la sección transversal se debe de reducir para tener en cuenta la interacción flector+cortante. Se asume que bajo una combinación de tensiones normales y tangenciales el agotamiento viene dado por.

$$\left(\frac{\sigma}{f_y} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_y} \right)^2 = 1$$

El momento plástico de una sección que debe de soportar un cortante significativo coexistente con el momento flector se calcula empleando un límite elástico reducido. Este límite elástico reducido depende de la relación entre el esfuerzo cortante solicitante y el correspondiente valor de agotamiento y viene dado por la expresión.

$$\rho = \left(\frac{2V_{sd}}{V_{pl.Rd}} - 1 \right)^2$$

Siendo $(1-\rho)f_y$ el límite elástico reducido. Así, para una viga con sección en I o H, flectada alrededor de su eje de mayor inercia, lo anterior conduce a una resistencia plástica de cálculo a flexión reducida ($M_{v.Rd}$) en presencia de cortante significativo

$$M_{v.Rd} = \left[W_{pl} - \frac{\rho \cdot A_v^2}{4 \cdot t_w} \right] \frac{f_y}{\gamma_{Mo}}$$

8.3.4 CASO GENERAL DE FLEXIÓN EN SECCIONES ASIMÉTRICAS

Para el dimensionamiento y comprobación frente al agotamiento resistente de las secciones de acuerdo con criterios elásticos, puede emplearse el criterio de Von Mises para el punto crítico de la sección transversal. Es decir, en ningún punto de la sección, (y en clase 4, considerando sólo la sección eficaz), las tensiones de cálculo, combinadas conforme al criterio de plastificación, superarán la resistencia de cálculo.

$$\sqrt{\sigma_{xd}^2 + \sigma_{zd}^2 - \sigma_{xd} \cdot \sigma_{zd} + 3 \cdot \tau_{xzd}^2} \leq f_{yd}$$

$\sigma_{x,Ed}$ Tensión normal de cálculo en dirección longitudinal en el punto considerado

$\sigma_{z,Ed}$ Tensión normal de cálculo en dirección transversal en el punto considerado

τ_{Ed} Tensión tangencial de cálculo en el punto considerado

El criterio expresado es un criterio de agotamiento para un estado de tensión plana. Dicho criterio es conservador ya que no se considera la plastificación parcial en la distribución de tensiones en la sección transversal cuando esta pueda producirse.

En la mayoría de los casos sólo existirán tensiones normales longitudinales además de las tensiones tangenciales por lo que será suficiente verificar:

$$\sqrt{\sigma_{xd}^2 + 3 \cdot \tau_{xzd}^2} \leq f_{yd}$$

Las tensiones normales ponderadas σ_{xd} se calculan teniendo en cuenta las características geométricas de la sección y la magnitud y posición respecto a los ejes de la misma de los esfuerzos solicitantes de cálculo. Para el caso general de secciones asimétricas:

$$\sigma_{xd} = \frac{M_{y.Sd} \cdot (I_z \cdot z - I_{yz} \cdot y) - M_{z.Sd} \cdot (I_{yz} \cdot z - I_y \cdot y)}{I_y \cdot I_z - I_{yz}^2}$$

Las tensiones tangenciales τ_{xzd} se obtendrán asimismo teniendo en cuenta las características geométricas de la sección y la magnitud y posición respecto a los ejes de la misma de los esfuerzos solicitantes ponderados. *En secciones asimétricas, y en las simétricas cuando el esfuerzo cortante solicitante no pasa por el centro de esfuerzos cortantes de la sección, la flexión va acompañada de una torsión que produce tensiones tangenciales suplementarias tal como se indica en el tema dedicado a la torsión.*

En el caso general de secciones asimétricas se tiene:

$$\tau_{xzd} = \frac{-V_{z.Sd}}{t_o \cdot (I_y \cdot I_z - I_{yz}^2)} \cdot [I_z \cdot S_y - I_{yz} \cdot S_z] + \frac{-V_{y.Sd}}{t_o \cdot (I_y \cdot I_z - I_{yz}^2)} \cdot [-I_{yz} \cdot S_y + I_y \cdot S_z]$$

Las dos expresiones anteriores se simplifican notablemente cuando los ejes Y y Z de referencia de la sección transversal son ejes principales de inercia y el correspondiente producto de inercia de la sección transversal $I_{yz}=0$. En ese caso se tiene:

$$\sigma_{xd} = \frac{M_{y.Sd} \cdot z}{I_y} + \frac{M_{z.Sd} \cdot y}{I_z} \quad \tau_{xzd} = -\frac{V_{z.Sd} \cdot S_y}{t_o \cdot I_y} - \frac{V_{y.Sd} \cdot S_z}{t_o \cdot I_y}$$

Asimismo si el esfuerzo de flexión se presenta en un solo plano (plano fuerte XZ) los esfuerzos $M_{z.Sd}$ y $V_{y.Sd}$ no existen con lo que de nuevo las expresiones se simplifican.

$$\sigma_{xd} = \frac{M_{y.Sd} \cdot z}{I_y} \quad \tau_{xzd} = -\frac{V_{z.Sd} \cdot S_y}{t_o \cdot I_y}$$

Previamente se han expuesto planteamientos simplificados para determinar la tensión tangencial en el caso de diversas secciones típicas mediante el área de cortante A_v .

En el caso de piezas de sección cerrada y pared delgada las tensiones tangenciales vienen dadas por la expresión:

$$\tau = \tau_0 + \frac{\tau_1}{t}; \quad \tau_1 = -\frac{\oint \tau_0 \cdot ds}{\oint \frac{ds}{t}}$$

- τ_0 son las tensiones tangenciales en cada coordenada curvilínea s de la sección supuesta abierta mediante un corte ficticio.
- τ_1 tensiones tangenciales complementarias. Las integrales que definen τ_1 hay que extenderlas sólo al contorno cerrado, sin tener en cuenta las partes abiertas que se fijen a dicho contorno cerrado.
- t espesor de la pared delgada.

8.3.5 FLEXIÓN ESVIADA

Las vigas flectadas respecto de ambos ejes de la sección transversal poseen un eje neutro plástico inclinado respecto de los anteriores una magnitud que depende de la relación entre los momentos aplicados y de la forma precisa de la sección. La figura 4 (ESDEP 7.8.2. Fig11) muestra la curva de interacción para total plasticidad de una sección en I bajo carga biaxial. La forma de la interacción puede expresarse mediante

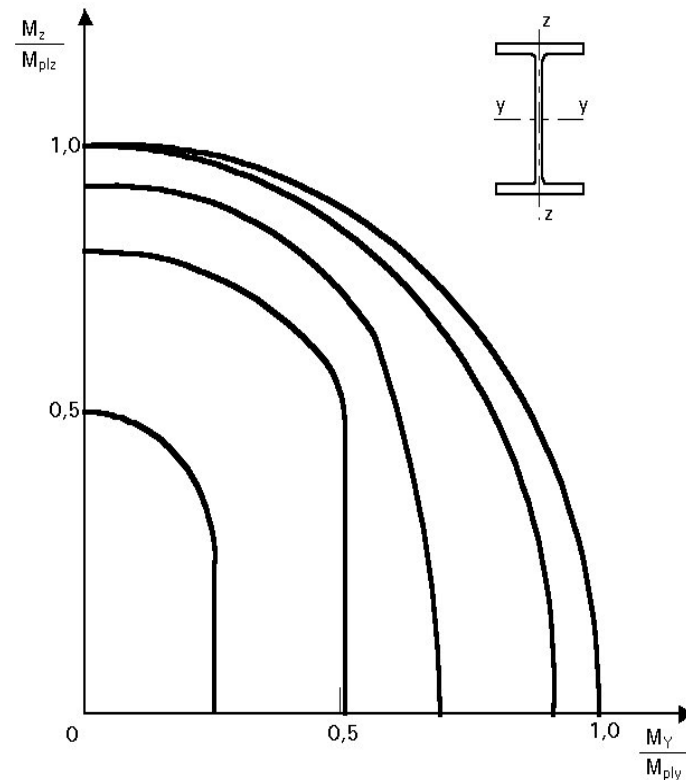


Figura 4. Curvas de interacción para flexión esviada en vigas

$$\left[\frac{M_{y.Sd}}{M_{c_{yRd}}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z.Sd}}{M_{c_{zRd}}} \right]^{\beta} \leq 1$$

α, β ctes :	Valor conserv.	$\alpha = \beta = 1$
	$\alpha = 2; \beta = 1$	para I, H
	$\alpha = 2; \beta = 2$	CHS
	$\alpha = \beta = 1,66$	RHS
	$\alpha = \beta = 1,73$	para chapas

8.3.6 TABLAS DE AGOTAMIENTO PARA FLECTORES Y CORTANTES

$$\text{Flectores (kNm)} \quad M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}; \quad M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Serie IPE	S235		S275		S355	
	$M_{pl,y,Rd}$	$M_{pl,z,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$	$M_{pl,z,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$	$M_{pl,z,Rd}$
100	9,3	2,2	10,8	2,5	14,0	3,2
120	14,3	3,2	16,7	3,7	21,6	4,8
140	20,8	4,5	24,3	5,3	31,4	6,8
160	29,1	6,1	34,1	7,2	44,0	9,3
180	39,1	8,1	45,8	9,5	59,1	12,3
200	51,8	10,5	60,7	12,3	78,3	15,8
220	67,1	13,7	78,5	16,0	101,3	20,6
240	86,2	17,4	100,8	20,3	130,1	26,2
270	113,7	22,8	133,1	26,7	171,8	34,4
300	147,7	29,4	172,8	34,4	223,1	44,4
330	189,0	36,1	221,2	42,3	285,5	54,6
360	239,5	44,9	280,2	52,6	361,7	67,8
400	307,1	53,8	359,4	63,0	464,0	81,3
450	400,0	65,0	468,1	76,0	604,2	98,1
500	515,6	78,9	603,4	92,4	778,9	119,2
550	654,9	94,1	766,4	110,1	989,4	142,2
600	825,3	114,1	965,8	133,5	1246,8	172,4

$$\text{Cortantes (kN)} \quad V_{pl,y,Rd} = \frac{A_{v,z} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}; \quad V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{v,y} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

Serie IPE	S235		S275		S355	
	$V_{pl,y,Rd}$	$V_{pl,z,Rd}$	$V_{pl,y,Rd}$	$V_{pl,z,Rd}$	$V_{pl,y,Rd}$	$V_{pl,z,Rd}$
100	68,7	85,2	80,4	99,7	103,7	128,7
120	85,2	109,2	99,7	127,8	128,7	165,0
140	103,4	136,2	121,0	159,3	156,2	205,7
160	131,1	164,6	153,4	192,6	198,0	248,6
180	146,4	197,3	171,3	230,9	221,1	298,1
200	190,1	230,8	222,4	270,1	287,1	348,7
220	215,5	274,5	252,2	321,2	325,6	414,7
240	259,2	318,9	303,4	373,2	391,6	481,8
270	300,0	373,6	351,1	437,1	453,2	564,3
300	348,8	435,4	408,2	509,6	526,9	657,8
330	418,0	498,8	489,1	583,7	631,4	753,5
360	476,2	585,4	557,3	685,1	719,4	884,4
400	579,6	659,0	678,3	771,2	875,6	995,5
450	689,6	750,0	807,0	877,7	1041,7	1133,0
500	822,8	866,5	962,9	1014,0	1243,0	1309,0
550	975,7	983,0	1141,8	1150,4	1474,0	1485,0
600	1135,9	1135,9	1329,3	1329,3	1716,0	1716,0

Tabla 3. Muestra de tablas de agotamiento por momento flector y por cortante

8.4 E.L.U. POR PANDEO LATERAL

Cuando un elemento estructural esbelto es cargado en su plano de mayor rigidez surge una tendencia de dicho elemento a agotarse por pandeo en un plano más flexible. En el caso de una viga sometida a flexión alrededor de su eje de mayor inercia, el fallo puede sobrevenir debido a un modo de pandeo que incluye tanto la deformación lateral como el alabeo de la viga y que denominamos pandeo lateral. La figura 5 ilustra el fenómeno sobre una ménsula solicitada por una carga puntual vertical en su extremo libre.

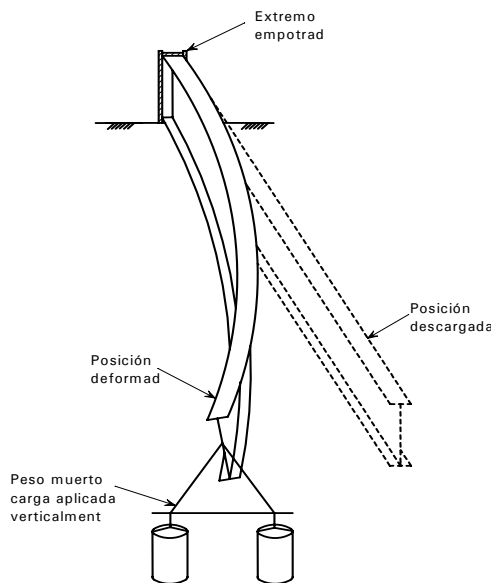


Figura 5. Pandeo lateral de una ménsula esbelta

Si la ménsula fuera perfectamente recta y su sección perfectamente elástica y estuviera inicialmente libre de tensiones, el extremo se deformaría solamente según el plano vertical hasta que el momento aplicado alcanzase un valor crítico a partir del cual la viga pandease lateralmente. Un procedimiento de diseño para vigas susceptibles de fallar por pandeo lateral precisa tener en cuenta un gran número de factores – incluyendo la forma de la sección, el grado de arriostramiento, el tipo de carga, la distribución de tensiones residuales, las imperfecciones iniciales . Es conveniente considerar en un principio un modelo básico que posteriormente pueda desarrollarse para incluir casos más generales.

En el CTE se indica que no será necesaria la comprobación a pandeo lateral cuando el ala comprimida se arriostra de forma continua o bien de forma puntual a distancias menores de 40 veces el radio de giro mínimo. Debiendo asegurar en estos casos una rigidez y una resistencia adecuadas de los apoyos laterales.

8.4.1 PANDEO LATERAL ELÁSTICO DE VIGA SIMPLEMENTE APOYADA

La figura 6 muestra una viga en I inicialmente recta y perfectamente elástica, solicitada por dos momentos iguales y de sentido contrario aplicados en los extremos respecto del eje de mayor inercia (en el plano del alma). La viga no se encuentra arriostrada a lo largo de su longitud salvo en las secciones extremas donde tienen impedidos mediante un apoyo de horquilla, el desplazamiento lateral y el alabeo pero tienen libertad para girar tanto en el plano del alma como en el plano horizontal. La forma de la viga alabeada y las deformaciones resultantes se muestran también en la figura (sólo se muestra media viga, y las deformaciones acotadas se refieren a la mitad de la luz).

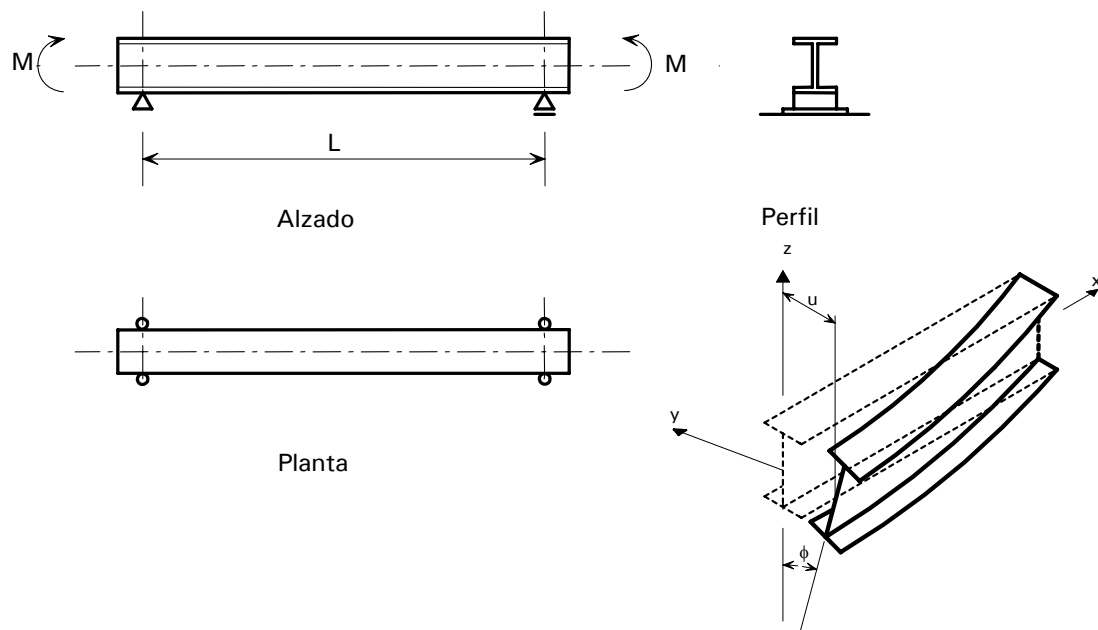


Figura 6. Pandeo lateral de una viga I simplemente apoyada por flector uniforme

El momento necesario para provocar el pandeo lateral puede obtenerse teniendo en cuenta el efecto perturbador de los momentos aplicados en los extremos, actuando a través de la viga deformada, sobre la resistencia interna de la sección (torsional y a flexión). El valor crítico de los momentos aplicados en los extremos, *el denominado momento crítico elástico* (M_{cr}), vale en este supuesto:

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} \right]^{0.5}$$

I_t es el módulo de torsión; I_w es el módulo de alabeo

I_z momento de inercia respecto del eje débil; L es la longitud sin arriostrar de la viga

La presencia de rigidez a flexión (EI_z) y rigidez torsional (GI_t y EI_w) es consecuencia directa de los componentes laterales y torsionales en las deformaciones. La importancia relativa de éstos depende del tipo de sección transversal considerada. La figura 7 ilustra este punto comparando el momento crítico elástico de una sección en cajón (con elevadas rigideces torsional y de flexión) con secciones abiertas de diversas formas.

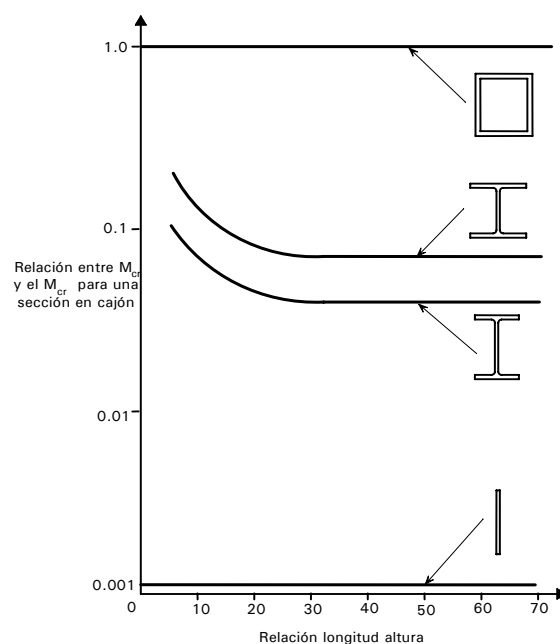


Figura 7. Efecto de la forma de la sección transversal sobre el M_{cr} elástico teórico

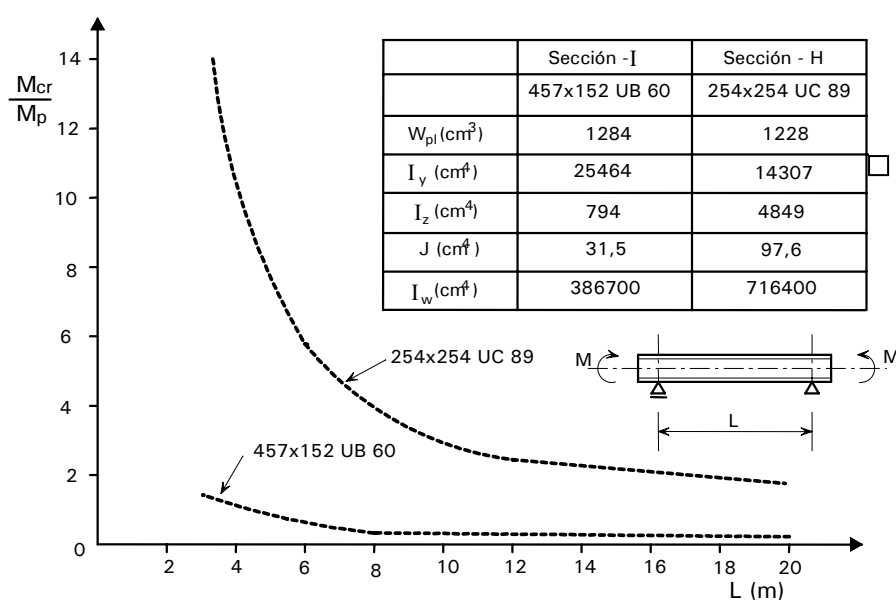


Figura 8. Comparación de momentos críticos elásticos para secciones en I y H

La figura 8 compara valores del momento crítico elástico (M_{cr}) para una viga en I y otra en H con capacidades similares de momento plástico en el plano de flexión. El pandeo lateral es una consideración de diseño potencialmente más significativa para la sección de viga que presenta una rigidez lateral y torsional mucho menor.

8.4.2 PLANTEAMIENTO DE UN PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

En la realidad las vigas no son perfectamente rectas ni el material es elástico. La Figura 9 muestra los efectos de las tensiones residuales y del endurecimiento por deformación sobre la resistencia a pandeo lateral. Nótese que para valores de esbeltez elevada el comportamiento está bien representado por la teoría de pandeo elástico pero en las vigas robustas hay una interacción compleja a medida que el comportamiento anelástico provoca una reducción de la capacidad, y para vigas muy robustas la capacidad esta limitada por la resistencia plástica de la sección. La aplicación de un tratamiento teórico del problema sería demasiado complejo para el diseño habitual diario, de modo que se precisa combinar la teoría con los resultados de ensayos para disponer de un método de cálculo que resulte fiable y eficiente.

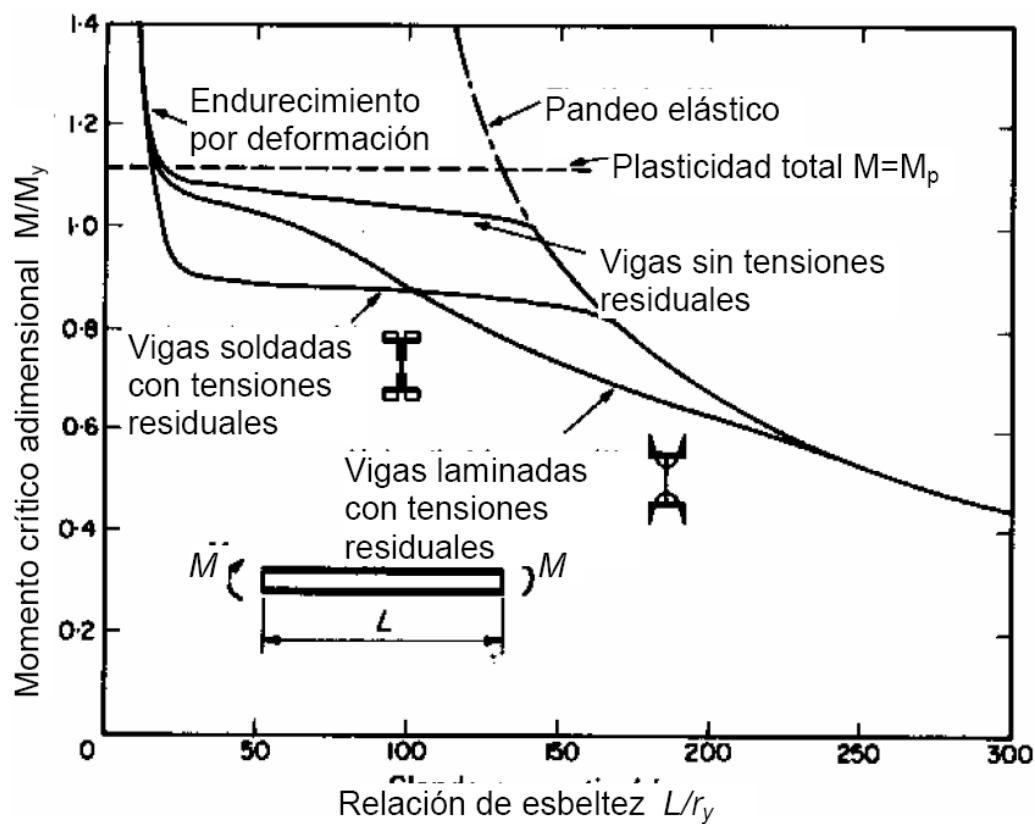


Figura 9. Resistencias de pandeo lateral de vigas I biapoyadas

La Figura 10 compara un conjunto de datos obtenidos de ensayos de pandeo lateral con los momentos críticos elásticos teóricos. Es un gráfico adimensional que permite representar los resultados de diferentes series de ensayos (que presentan diferentes secciones transversales y resistencias del material) para ser comparados directamente por medio de una esbeltez adimensional, $\bar{\lambda}_{LT}$.

Para vigas robustas ($\bar{\lambda}_{LT} < 0.4$) la capacidad resistente no se encuentra afectada por el pandeo lateral y esta gobernada por el momento resistente plástico $M_{pl,Rd}$ de la sección transversal. Las vigas esbeltas ($\bar{\lambda}_{LT} > 1.2$) tienen capacidades resistentes próximas al momento crítico elástico teórico, M_{cr} . Sin embargo, las vigas con una esbeltez intermedia, que son la mayoría en la práctica, están afectadas negativamente y de modo significativo por la inelasticidad y por las imperfecciones geométricas y por ello la teoría elástica proporciona una envolvente superior de la solución. Se requiere una expresión de cálculo que permita ligar la capacidad plástica de las vigas robustas con el comportamiento elástico de vigas esbeltas. El EC3 proporciona en este sentido una solución mediante el empleo de un coeficiente de reducción por pandeo lateral, χ_{LT} .

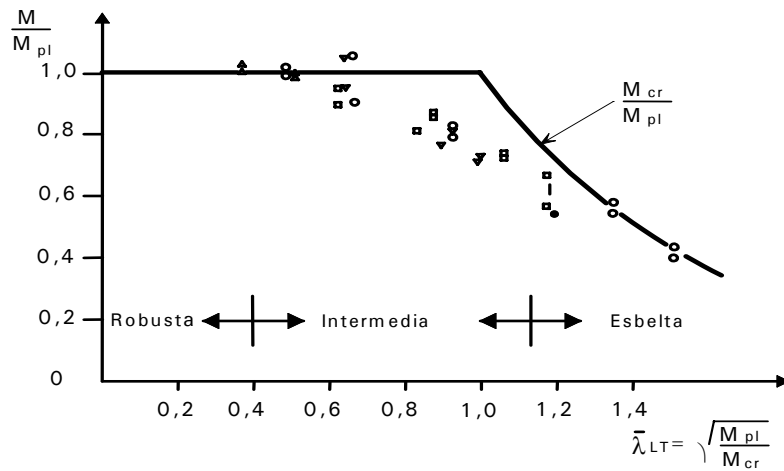


Figura 10. Comparación de datos de ensayos con momentos críticos elásticos teóricos

La resistencia de cálculo al pandeo lateral ($M_{b,Rd}$) de una viga sin arriostramiento lateral viene dada entonces como la resistencia plástica de la sección multiplicada por χ_{LT}

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\beta_w = \begin{cases} 1 & \text{Clases 1 y 2} \\ W_{el} / W_{pl} & \text{Clase 3} \\ W_{eff} / W_{pl} & \text{Clase 4} \end{cases}$$

El coeficiente χ_{LT} se obtiene de las curvas de pandeo o de modo analítico sabiendo que:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}}$$

siendo

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$\bar{\lambda}_{LT}$ representa la esbeltez adimensional

α_{LT} es el denominado coeficiente de imperfección dado por la tabla 4

Elemento	Límites	Curva de pandeo	α_{LT}
Perfil laminado con sección en doble T	$h/b \leq 2$	a	0,21
	$h/b > 2$	b	0,34
Elemento armado con sección en doble T	$h/b \leq 2$	c	0,49
	$h/b > 2$	d	0,76
Elementos con otras secciones	-	d	0,76

Tabla 4. Coeficientes de imperfección para pandeo lateral según curva de pandeo

La esbeltez adimensional $\bar{\lambda}_{LT}$, definida como $\sqrt{M_{pl,Rd} / M_{cr}}$, puede obtenerse bien calculando el momento resistente plástico de la sección y el momento crítico elástico o de modo más conveniente por medio de la relación

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \beta_w^{0.5}$$

donde

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5}$$

y λ_{LT} puede calcularse utilizando las expresiones apropiadas para una variedad de secciones (Apéndice F.2.2. ENV 1993). Por ejemplo, para una viga sin rebordes en I ó H con alas iguales, y sometida a momento uniforme con apoyos extremos simples:

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\left[1 + \frac{1}{20} \cdot \left[\frac{L/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0.25}}$$

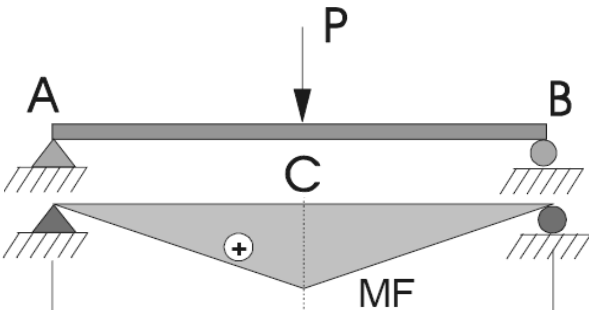
8.4.3 EXTENSIÓN A OTROS CASOS

8.4.3.1 Influencia del tipo de carga

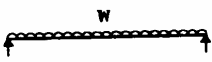
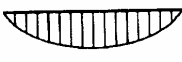
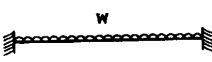
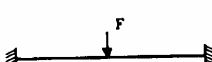
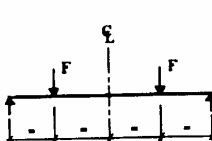
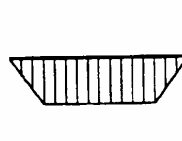
Un momento uniforme aplicado a una viga no arriostrada es la situación más severa que podemos considerar para el pandeo lateral. Un análisis elástico de casos de carga alternativos proporciona valores más altos para los correspondientes momentos críticos. Así por ejemplo, el momento crítico elástico para una momento uniforme es:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_z GI_t} \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EI_w}{L^2 GI_t}}$$

Pero para una viga con una carga puntual en el centro el momento crítico es:

$$M_{cr} = \frac{4.24}{L} \sqrt{EI_z GI_t} \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EI_w}{L^2 GI_t}}$$


lo que significa un valor $4.24/\pi$ veces mayor que el caso de partida.

Condiciones de carga y de apoyo	Diagrama de momentos flectores	Valor de k	Valores de coeficientes		
			C ₁	C ₂	C ₃
		1,0 0,5	1,132 0,972	0,459 0,304	0,525 0,980
		1,0 0,5	1,285 0,712	1,562 0,652	0,753 1,070
		1,0 0,5	1,365 1,070	0,553 0,432	1,730 3,050
		1,0 0,5	1,565 0,938	1,257 0,715	2,540 4,800
		1,0 0,5	1,046 1,010	0,430 0,410	1,120 1,890

El EC3 emplea un factor C_1 (dependiente del aspecto del diagrama de momentos), para permitir que en otras situaciones de carga, el momento crítico se pueda aumentar adecuadamente. El coeficiente C_1 aparece como un simple multiplicador en las expresiones del M_{cr} o bien como $1/\sqrt{C_1}$ en las expresiones que permiten obtener λ_{LT} .

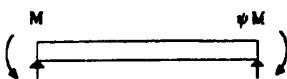
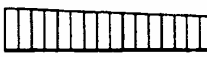
Tabla F.1.1 Valores de los coeficientes C_1, C_2 y C_3 correspondientes a valores del coeficiente k: solicitud de momentos en los extremos					
Condiciones de carga y de apoyo	Diagrama de momentos flectores	Valor de k	Valores de coeficientes		
			C_1	C_2	C_3
	$\psi = +1$ 	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	—	1,000 1,113 1,144
	$\psi = +3/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	—	0,998 1,565 2,283
	$\psi = +1/2$ 	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	—	0,992 1,556 2,271
	$\psi = +1/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,52 1,563 1,739 1,788	—	0,977 1,531 2,235
	$\psi = 0$ 	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	—	0,939 1,473 2,150
	$\psi = -1/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	—	0,855 1,340 1,957
	$\psi = -1/2$ 	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	—	0,676 1,059 1,546
	$\psi = -3/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,927 3,009 3,093	—	0,366 0,575 0,837
	$\psi = -1$ 	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	—	0,000 0,000 0,000

Tabla 5. Coeficientes C_1 para corregir momento crítico de pandeo lateral

8.4.3.2 Influencia del punto de aplicación de la carga

La estabilidad lateral de una viga no solo depende de la disposición de las cargas a lo largo de su luz sino también de la posición en donde se aplica la carga. La Figura 11 ilustra el efecto que tendría el posicionar la carga por encima o por debajo del centroide para una viga de un solo vano con una carga puntual en el centro del vano.

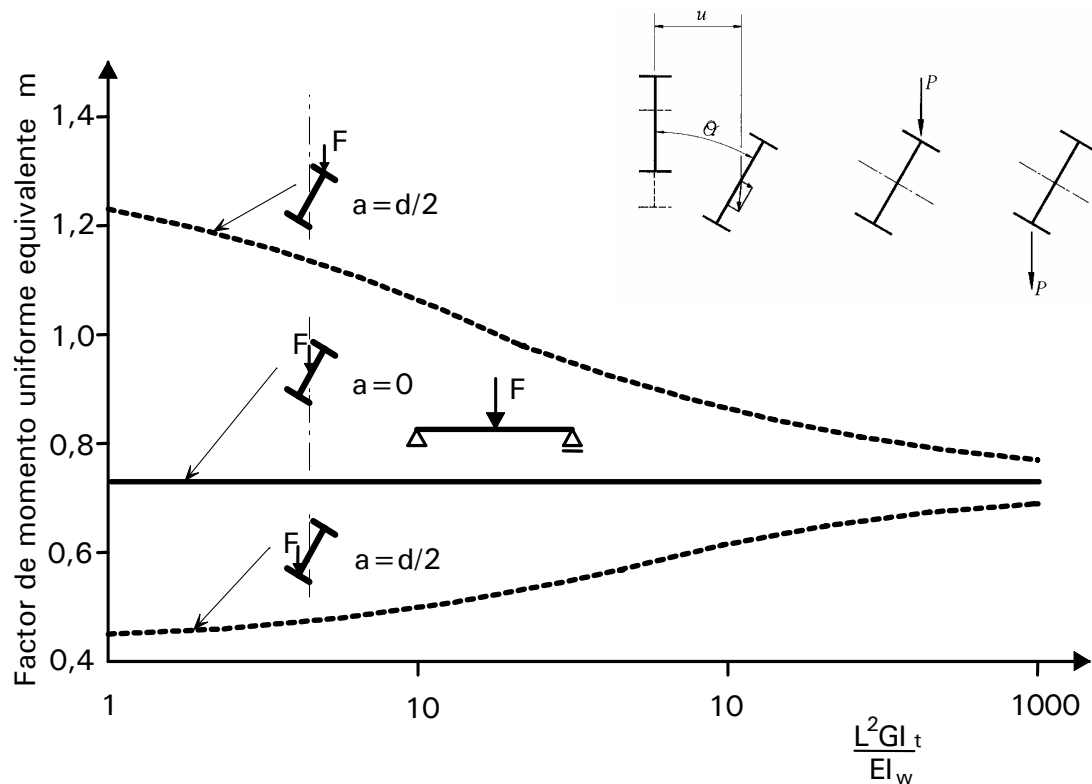


Figura 11. Efecto de posición de la carga en la estabilidad de la viga

Las cargas aplicadas sobre el ala superior aumentan el efecto desestabilizador como consecuencia del momento de alabeo adicional provocado por la acción de la carga que no pasa por el c.d.g. de la sección. La influencia de este comportamiento se hace más significativa a medida que el canto de la viga aumenta y/o la luz se reduce dado que $L^2 G I_t / E I_w$ se hace menor. De nuevo el EC3 tiene en cuenta esta situación introduciendo un factor C_2 en la ecuación general del momento crítico elástico y en las expresiones para λ_{LT} (ENV 1993 ec. F.27 - F.31).

8.4.3.3 Influencia de las condiciones de vinculación en los extremos

En todo el planteamiento anterior se han supuesto condiciones de vinculación en los extremos que no permiten el movimiento lateral ni el alabeo de dichas secciones pero si permiten su giro en el plano de la viga. Las vinculaciones extremas que restringen el giro en el plano, aumentan la resistencia a pandeo elástico (igual que las capacidades resistentes de los pilares se incrementan con las restricciones al giro de sus extremos).

Un modo apropiado de incluir el efecto de diversas condiciones de vinculación es redefinir la longitud sin arriostrar de la viga como un longitud efectiva, o bien de forma más precisa mediante dos coeficientes de longitud efectiva, K y K_w , que reflejan los dos tipos posibles de restricción en los extremos, coacción a la flexión y al alabeo.

Sin embargo debe tenerse en cuenta que resulta recomendable que K_w valga 1,0 a no ser que se hayan tomado medidas especiales para evitar el alabeo de los extremos. El EC3 recomienda valores para K de 0.5 en extremos empotrados, 0.7 para piezas con un extremo articulado y el otro empotrado y por supuesto 1.0 para piezas con sus dos extremos articulados. La elección de K se deja al criterio del diseñador.

8.4.3.4 Vigas con puntos de arriostramiento lateral intermedios

Cuando las vigas dispongan de puntos de arriostramiento lateral intermedios a lo largo de su luz, cada segmento de viga entre arriostramientos puede estudiarse por separado. En este caso el diseño de la viga estará basado en el segmento más crítico. Para las longitudes de las vigas entre arriostramientos deberemos emplear un coeficiente de longitud efectiva K de 1.0 no 0.7, dado que en la forma pandeada la longitud sin arriostrar adyacente pandeara en sintonía.

8.4.3.5 Vigas continuas

Las vigas continuas por encima de un número de vanos pueden tratarse como vanos individuales teniendo en cuenta la forma del diagrama de momentos flectores en cada uno de los vano como un resultado de la continuidad y empleando el coeficiente C_1 .

8.4.4 PARTICULARIDADES DEL PLANTEAMIENTO CON EL CTE-DB-SE-A

El Código Técnico admite que en la mayoría de los casos prácticos es admisible adoptar un cálculo simplificado del momento crítico elástico de pandeo lateral, a pesar de las diferencias en las condiciones de apoyo, la introducción de las cargas y la ley de distribución de los momentos flectores.

En los casos en los que los apoyos en los extremos de una barra impidan su deformación por torsión (alabeo), y si la carga actúa en el eje de la barra, el momento crítico elástico de pandeo lateral se podrá determinar según la ecuación:

$$M_{cr} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2}$$

M_{LTv} componente de M_{cr} que representa la resistencia por torsión uniforme (S. Venant)

M_{LTw} componente de M_{cr} que representa la resistencia por torsión no uniforme.

El valor de M_{LTv} se puede obtener a partir de la expresión:

$$M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_c} \sqrt{EI_z \cdot GI_t}$$

C_1 factor que depende de las condiciones de apoyo y de la ley de momentos (Tabla)

L_c longitud de pandeo lateral (distancia entre apoyos o restricciones laterales)

E, G módulos de elasticidad longitudinal y transversal

I_T módulo de torsión (constante de torsión uniforme)

I_z momento de inercia de la sección respecto al eje débil z

Para las vigas con secciones esbeltas (apartado 5.2.3 CT-SE-A) se adoptará $M_{LTv}=0$.

La componente M_{LTw} del momento crítico elástico de pandeo lateral viene determinada por la carga crítica elástica de pandeo de la *parte comprimida* del perfil. Ésta, está formada por el ala comprimida y la tercera parte de la zona comprimida del alma, adyacente al ala comprimida. La componente M_{LTw} se podrá determinar a partir de

$$M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_c^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2$$

$W_{el,y}$ módulo resistente elástico según el eje fuerte, para la fibra más comprimida.

$i_{f,z}$ radio de giro, con respecto al eje de menor inercia de la sección, de la parte comprimida formada por el ala comprimida y la tercera parte de la zona comprimida del alma, adyacente al ala comprimida.

8.4.5 PARTICULARIDADES DEL PLANTEAMIENTO CON LA EAE.

La instrucción EAE siguiendo fielmente en este apartado al EC3 (EN1993) propone que en el caso de vigas con $\bar{\lambda}_{LT} < 0,2$ o para relaciones $M_{Ed}/M_{cr} \leq 0,04$ pueda omitirse el dimensionamiento y comprobación frente a pandeo lateral, ya que la capacidad resistente estaría gobernada por el momento resistente plástico $M_{pl,Rd}$ de la sección.

***Procedimiento para comprobación a pandeo lateral de vigas de edificios con puntos de arriostramiento lateral.**

Es un método simplificado para determinar la resistencia a pandeo lateral. Previamente se da una condición que evita llevar a cabo la comprobación cuando la viga dispone de puntos de arriostramiento transversal del ala comprimida a distancia L_c tal que la esbeltez $\bar{\lambda}_f$ del ala comprimida equivalente satisfaga el siguiente criterio:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c \cdot L_c}{i_{f,z} \cdot \lambda_E} \leq \bar{\lambda}_{c0} \cdot \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}}$$

siendo

$\bar{\lambda}_f$ esbeltez adimensional del ala comprimida equivalente entre puntos arriostrados.

$M_{y,Ed}$ valor de cálculo del momento flector máximo entre puntos de arriostramiento.

$M_{c,Rd}$ momento flector resistente con respecto al ala comprimida ($M_{c,Rd} = W_y \cdot f_y / \gamma_{M1}$)

k_c factor de corrección de la esbeltez que considera la distribución de momentos flectores existente entre puntos de arriostramiento (ver tabla 6)

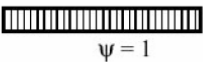
Distribución de momentos flectores	k_c
 $\psi = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

Tabla 6. Factor de corrección de la esbeltez k_c (Tabla 6.6 del EC3 1-1)

$i_{f,z}$ radio de giro, con respecto al eje débil, del ala comprimida y la tercera parte de la zona comprimida del alma, adyacente al ala comprimida.

Para secciones de clase 4, $i_{f,z}$ puede obtenerse mediante la siguiente expresión:

$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_{eff,f}}{A_{eff,f} + \frac{1}{3} A_{eff,w,c}}}$$

donde

$I_{eff,f}$ momento de inercia del ala comprimida reducida respecto del eje débil.

$A_{eff,f}$ área reducida del ala comprimida.

$A_{eff,w,c}$ área reducida de la parte comprimida del alma.

$$\lambda_E = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon; \quad \text{siendo} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ en } N/mm^2)$$

$\bar{\lambda}_{c0}$ parámetro de esbeltez para el ala comprimida equivalente. Valor dado en Anexo Nacional. En la EAE se recomienda adoptar $\bar{\lambda}_{c0}=0,3$.

En caso de que no se cumpla el criterio anterior de separación L_c , la resistencia de cálculo a pandeo lateral puede obtenerse de:

$$M_{b,Rd} = k_{fl} \cdot \chi \cdot M_{c,Rd} \quad \text{con} \quad M_{b,Rd} \leq M_{c,Rd}$$

χ coeficiente de reducción del ala comprimida obtenido a partir de $\bar{\lambda}_f$

k_{fl} factor de corrección que tiene en cuenta que el método del ala comprimida equivalente resulta conservador. El valor debe darse en Anexo Nacional. En la EAE se recomienda tomar $k_{fl}=1,10$.

Las curvas de pandeo a considerar para obtener el coeficiente χ en función de $\bar{\lambda}_f$ serán:

-curva *d* para secciones de vigas armadas soldadas en las que $(h/t_f \leq 44 \varepsilon)$

-curva *c* para el resto de secciones.

h canto total de la viga armada

t_f espesor del ala

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ en } N/mm^2)$$

8.5 E.L.U. DE ABOLLADURA DEL ALMA POR CORTANTE

Con relación a este estado límite, el CTE especifica que no se precisa comprobar la resistencia a la abolladura del alma en aquellas vigas en las que se cumpla:

$$\frac{d}{t_w} < 70 \cdot \varepsilon; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235 \text{ N/mm}^2}{f_y}} \rightarrow \frac{t_w}{d} \geq \begin{cases} 0,0143 (S235) \\ 0,0155 (S275) \\ 0,0176 (S355) \end{cases}$$

ni en aquellas en las que, disponiendo de rigidizadores, se cumpla:

$$\frac{d}{t_w} < 30 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau} \rightarrow \begin{cases} k_\tau = 4 + \frac{5,34}{\left(\frac{a}{d}\right)^2} & \text{con rigidizadores a distancia : } a < d \\ k_\tau = 5,34 + \frac{4}{\left(\frac{a}{d}\right)^2} & \text{con rigidizadores a distancia : } a \geq d \\ k_\tau = 5,34 & \text{con rigidizadores sólo en secciones extremas} \end{cases}$$

d, t_w representan las dimensiones del panel de alma considerado (altura y espesor)

La inercia I_s de la sección formada por el rigidizador más una anchura de alma a cada lado del rigidizador igual a $15t_w\varepsilon$, (ver figura) con relación a su fibra neutra, paralela al plano del alma, ha de ser (condición de ultrarrígidez):

$$I_s \geq 1,5 \cdot \frac{d^3 \cdot t^3}{a^2} \quad \text{si} \quad \frac{a}{d} < \sqrt{2}$$

$$I_s \geq 0,75 \cdot d \cdot t^3 \quad \text{si} \quad \frac{a}{d} \geq \sqrt{2}$$

En caso necesario, **la resistencia del alma a abolladura por cortante** se obtiene de:

$$V_{b,Rd} = \frac{d \cdot t \cdot \tau_b}{\gamma_{M1}} \begin{cases} \tau_b = \frac{f_y}{\sqrt{3}} & \text{si } \bar{\lambda}_w \leq 0,8 \\ \tau_b = \frac{f_y}{\sqrt{3}} (1 - 0,625 \cdot (\bar{\lambda}_w - 0,8)) & \text{si } 0,8 < \bar{\lambda}_w \leq 1,2 \\ \tau_b = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \left(\frac{0,9}{\bar{\lambda}_w}\right) & \text{si } 1,2 \leq \bar{\lambda}_w \end{cases} \quad \text{con } \bar{\lambda}_w = \frac{d/t}{37,4 \cdot \varepsilon \sqrt{k_\tau}}$$

Verificación de los rigidizadores

Para comprobar la integridad de los rigidizadores intermedios, éstos se dimensionarán como un soporte solicitado por el esfuerzo de compresión N_{Ed} :

$$N_{Ed} = V_{Ed} - V_{b,Rd}$$

siendo

V_{Ed} Valor de cálculo del esfuerzo cortante

$V_{b,Rd}$ Valor de cálculo de la resistencia a abolladura por cortante

En caso de existir cargas exteriores que puedan actuar directamente sobre el rigidizador, éstas se añadirán al valor de N_{Ed} . La sección resistente incluirá el rigidizador más una anchura de alma a cada lado del rigidizador, igual a $10t_w$. La verificación de la seguridad estructural del rigidizador se llevará a cabo utilizando la curva de pandeo c con una longitud de pandeo de $0,8 d$.

8.6 E.L.U. DE ABOLLADURA DEL ALMA POR CARGAS CONCENTRADAS

A este respecto el Código Técnico especifica que no se precisa comprobar la resistencia del alma frente a la aplicación de una carga concentrada (o una reacción en un apoyo) que actúa sobre las alas si se disponen rigidizadores transversales dimensionados tal como se indicó en el apartado anterior, para resistir una compresión igual a la fuerza concentrada aplicada (o la reacción).

Asimismo se indica que no es necesario rigidizar el alma de una pieza sometida a cargas concentradas actuando sobre las alas si se cumple que:

$$F_{Ed} \leq F_{b,Rd} ; \quad \text{con} \quad F_{b,Rd} = \frac{f_y \cdot \chi_F \cdot l_y \cdot t_w}{\gamma_{M1}}$$

donde

F_{Ed} valor de cálculo de la fuerza transversal aplicada

$F_{b,Rd}$ resistencia de cálculo del alma frente a cargas transversales concentradas

l_y longitud efectiva de la carga

χ_F coeficiente de reducción de abolladura local; $\chi_F = \frac{0,5}{\bar{\lambda}_F} \leq 1,0$

$$\bar{\lambda}_F = \sqrt{\frac{l_y \cdot t_w \cdot f_y}{F_{cr}}} ; \quad \text{siendo} \quad F_{cr} = 0,9 \cdot k_F \cdot E \cdot \frac{t_w^3}{h_w}$$

Los valores de la longitud efectiva de la carga l_y y del factor k_F dependen del caso a considerar de los representados en la figura 12

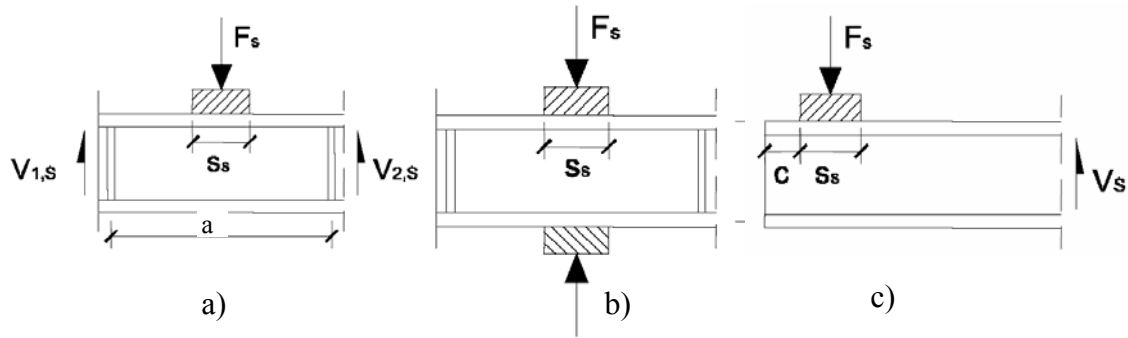


Figura 12. Modos de transferencia de cargas concentradas o reacciones

Caso a): carga (o reacción) aplicada a un ala y equilibrada por cortantes en el alma.

$$k_F = 6 + 2 \cdot \left(\frac{d}{a} \right)^2$$

$$l_y = s_s + 2 \cdot t_f \cdot \left(1 + \sqrt{m_1 + m_2} \right) \leq a$$

Caso b): carga (o reacción) transferida de un ala al otro a través del alma. En caso de haber cortantes, se considera la fuerza concentrada de mayor valor de las dos.

$$k_F = 3,5 + 2 \cdot \left(\frac{d}{a} \right)^2$$

$$l_y = s_s + 2 \cdot t_f \cdot \left(1 + \sqrt{m_1 + m_2} \right) \leq a$$

Caso c): carga (o reacción) aplicada a un ala cerca de una sección extrema no rigidizada y equilibrada por un cortante en la otra sección.

$$k_F = 2 + 6 \cdot \left(\frac{s_s + c}{d} \right) \leq 6$$

$$l_y = \text{Min}(l_{y1}, l_{y2}, l_{y3}) \begin{cases} l_{y1} = l_{eff} + t_f \cdot \sqrt{m_1 + m_2} \\ l_{y2} = l_{eff} + t_f \cdot \sqrt{\frac{m_1}{2} + \left(\frac{l_{eff}}{t_f} \right)^2 + m_2} \\ l_{y3} = s_s + 2 \cdot t_f \cdot \left(1 + \sqrt{m_1 + m_2} \right) \end{cases}$$

siendo:

$$m_1 = \frac{f_{yf} \cdot b_f}{f_{yw} \cdot t_w}$$

$$m_2 = \begin{cases} 0,02 \cdot \left(\frac{d}{t_f} \right) & \text{si } \bar{\lambda}_F > 0,5 \\ 0 & \text{si } \bar{\lambda}_F \leq 0,5 \end{cases} \quad \left(\text{cabe aproximar } \bar{\lambda}_F \text{ con la de } m_2=0 \text{ para aproximar } l_y \right)$$

$$l_{eff} = \frac{k_F \cdot E \cdot t_w^2}{2 \cdot f_y \cdot d} \leq s_s + c$$

donde

s_s longitud de la entrega rígida de la carga (véase la figura 13)

t_w espesor del alma

t_f espesor del ala

f_{yw} tensión de límite elástico del alma

f_{yf} tensión de límite elástico del ala

E módulo de elasticidad

d canto del alma

Si la carga concentrada actúa en el eje de una sección sometida a esfuerzos axiales y de flexión que produzcan una tensión $\sigma_{x,Ed}$ en el punto del ala situado bajo la carga, deberá verificarse que:

$$\frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} + 0,8 \cdot \frac{\sigma_{x,Ed}}{\left(\frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} \right)} \leq 1,4$$

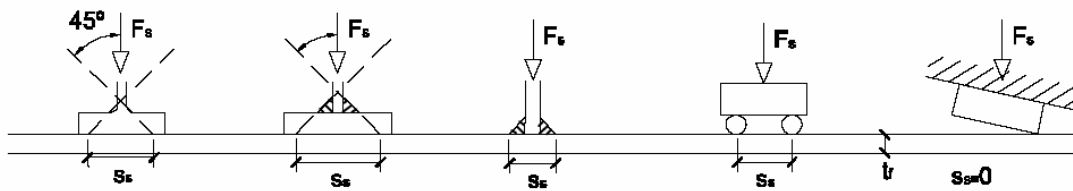


Figura 13. Longitud de ala sobre la cual se aplica la carga distribuida

La longitud efectiva de carga l_y depende del modo en como se aplique la carga y de la longitud del ala s_s sobre la cual se aplica directamente la misma, suponiendo un reparto a 45°. En cualquier caso s_s deberá ser inferior a d . Ver figura 13.

8.7 ABOLLADURA DEL ALMA INDUCIDA POR EL ALA COMPRIMIDA

Es este un apartado no considerado en el Código Técnico pero que queda contemplado en la Instrucción EAE. Concretamente se especifica que para prevenir la posibilidad de abolladura del alma por efecto de las tensiones transversales que transmite el ala comprimida por efecto de la propia deformación por flexión, la esbeltez del alma tomada como el cociente de su altura por su espesor deberá satisfacer la condición:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \cdot \frac{E}{f_{yf}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$



donde

A_w área del alma

A_{fc} área eficaz del ala comprimida

f_{yf} límite elástico del acero del ala comprimida

El valor del coeficiente k se tomará:

$k = 0,3$ cuando se utilice la capacidad de rotación plástica

$k = 0,4$ cuando se utilice la resistencia plástica a flexión

$k = 0,55$ cuando se utilice la resistencia elástica a flexión

En presencia de vigas curvas en alzado, con el ala comprimida en el lado cóncavo, la condición a cumplir será entonces:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{k \cdot \frac{E}{f_{yf}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}}{\sqrt{1 + \frac{h_w \cdot E}{3 \cdot r \cdot f_{yf}}}}$$

siendo r el radio de curvatura del ala comprimida.

8.8 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

8.8.1 LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO EN LA ENV-1993

Además de las comprobaciones de ELU, es necesario verificar el comportamiento de las vigas frente a los estados límites de servicio. Las flechas y vibraciones de las vigas deben de limitarse para evitar situaciones indeseables que afecten a la apariencia o al uso eficaz de la estructura, provocando problemas a sus usuarios o dañando otros elementos del edificio. Los límites admisibles para las flechas deberían ser acordados entre el cliente de la estructura, su diseñador y las autoridades competentes. Como guía la tabla 7 da unos valores límites recomendados para flechas verticales.

Condiciones	Límites	
	$\delta_{\max}$	δ_2
Techos en general	L/200	L/250
Techos con utilización frecuente por personas distintas de las encargadas del mantenimiento	L/250	L/300
Suelos en general	L/250	L/300
Suelos y techos que soporten escayola u otros acabados frágiles, o tabiques no flexibles.	L/250	L/350
Suelos que soporten pilares (a no ser que la flecha haya sido incluida en el análisis global para el ELU)	L/400	L/500
Donde $\delta_{\max}$ pueda empeorar la apariencia del edificio	L/250	-

Tabla 7. Valores límite recomendados para flechas verticales

Para estructuras abiertas al público es importante asegurar que las oscilaciones y vibraciones no son tan grandes como para causar molestias a sus usuarios. La verificación de la conveniencia de un diseño puede realizarse mediante un análisis dinámico pero en muchos casos con limitar la flecha es suficiente. Por ejemplo, la frecuencia natural más baja para los forjados de piso en viviendas y oficinas debería ser superior a 3 *ciclos/segundo*. Esta condición será satisfecha si la flecha total instantánea es menor de 28mm. Para pisos en gimnasios o salas de baile, la frecuencia natural más baja no debería ser inferior a 5 *ciclos/segundo*. En este caso una flecha límite de 10mm permitiría satisfacer la condición.

Las cubiertas planas (pendientes menores de 5°) son vulnerables a las goteras si la cubierta se deforma de modo que pueda embalsarse agua. Es por tanto necesario controlar cuidadosamente las deformaciones incluyendo las tolerancias de ejecución, asientos de cimentaciones, deformaciones de los materiales de cubierta, etc.

8.8.2 EL E.L. DE DEFORMACIONES EN EL EUROCÓDIGO 3 Y LA EAE

Deberá de comprobarse en todos aquellos casos en los que las deformaciones puedan afectar a la estética, funcionalidad o durabilidad de la propia estructura o de los elementos por ella soportados. El estudio debe hacerse para las condiciones de servicio.

Si la funcionalidad o deterioro de la estructura, maquinaria, equipamientos o elementos no estructurales (tabiques, barandillas, instalaciones, suelos, etc) pueden verse afectados por las deformaciones, su control se limitará a los efectos de las cargas permanentes o variables aplicadas después de la puesta en obra del elemento afectado.

Por su parte, cuando se considera la estética o apariencia de la estructura, se estudiará con la combinación casi-permanente de acciones.

Si se consideran el confort del usuario, o el funcionamiento de la maquinaria, la verificación debería tener en cuenta los efectos de las acciones variables pertinentes.

Para el control de las deformaciones verticales, se establecen las siguientes definiciones

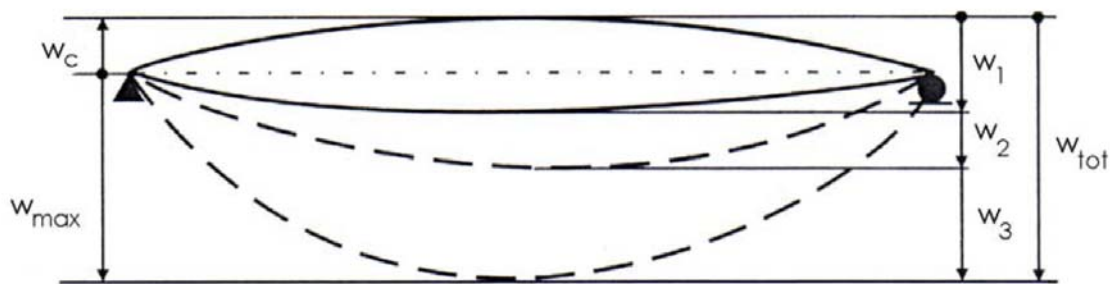


Figura 14. Definición de flechas verticales

w_c	contraflecha de ejecución en taller del elemento estructural sin carga
w_1	flecha inicial bajo todas las cargas permanentes que actúan sobre la estructura
w_2	componente a largo plazo de la flecha bajo cargas permanentes
w_3	flecha debida a las acciones variables, bajo la combinación pertinente
w_{tot}	flecha total, suma de $(w_1 + w_2 + w_3)$
w_{max}	flecha total aparente descontando la contraflecha $(w_{tot} - w_c)$
w_{act}	flecha activa, en general suma de $(w_2 + w_3) = (w_{tot} - w_1)$

En estructuras metálicas, cuando sea previsible una deformación importante bajo las cargas permanentes, puede ser aconsejable establecer una contraflecha de ejecución en taller de los elementos metálicos (w_c en figura 14), que contrarreste las deformaciones permanentes, tanto instantáneas como diferidas.

Los valores máximos admisibles de las deformaciones dependen del tipo y función de la estructura, de las exigencias funcionales y de confort que deba satisfacer y de las condiciones que puedan imponer otros elementos no estructurales que se apoyen en ella, que a su vez pueden estar afectadas por el tipo o procedimiento de fijación utilizado.

Por ello, los valores límites que se recomiendan (Tabla 8) son de carácter semiempírico y meramente indicativo. En cada Proyecto, los valores límites máximos deben ser acordados entre el cliente, el proyectista y la eventual Autoridad competente, según la naturaleza de las características particulares correspondientes.

Tipo de Elemento	Valores límite w_{activa}
Cubiertas (accesibles sólo para mantenimiento)	$L/250$
Cubiertas accesibles (con carácter general)	$L/300$
Vigas y forjados (en ausencia de elementos frágiles susceptibles de deterioro)	$L/300$
Vigas y forjados soportando tabiques ordinarios o solados rígidos con juntas	$L/400$
Vigas y forjados soportando elementos frágiles: tabiques, cerramientos o solados rígidos	$L/500$
Vigas soportando pilares	$L/500$
Vigas soportando muros de fábrica	$L/1000$
Vigas carrileras de pórticos grúa	$L/700$
Elementos vistos que afecten la apariencia	$w_{max} < L/250$ Comb. característica
Elementos vistos que afecten la apariencia	$w_{max} < L/300$ Comb. casi-permanente

Tabla 8. Valores límite indicativos recomendados con la combinación de acciones rara.

Se trata de flechas verticales referidas a un vano de luz L , adoptándose el doble de la longitud del voladizo en el caso de ménsulas.

Las limitaciones de flechas en estructuras metálicas pueden, en general, establecerse con criterios menos severos que para estructuras de hormigón, ya que la componente diferida (w_2) de la flecha activa es nula, eliminando gran parte de las incertidumbres que, junto con los efectos debidos a las fisuración del hormigón, pueden afectar al daño sobre los elementos no resistentes que descansan sobre la estructura.

Para el control de deformaciones horizontales, se establece el esquema representado en la figura 15 mientras que los valores límite recomendados se dan en la tabla 9.

- u flecha horizontal total del edificio o estructura de altura H
- u_2 flecha horizontal, relativa entre cotas de forjado, de cada nivel o planta de altura H_i

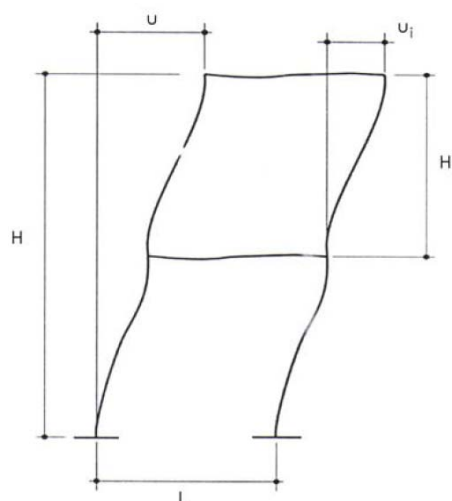


Figura 15. Deformaciones horizontales

Condiciones	Valores límite
Pórticos de cubiertas (en ausencia de elementos frágiles susceptibles de deterioro)	$u \leq H/150$
Edificios de una planta (en ausencia de elementos frágiles susceptibles de deterioro)	$u \leq H/300$
Edificios de varias plantas	
- total de la estructura	$u \leq H/500$
- en cada planta	$u_i \leq H_i/300$
- en cada planta con tabiques, cerramientos o solados frágiles	$u_i \leq H_i/500$
Edificios esbeltos de gran altura	$u \leq H/600$

Tabla 9. Valores límite indicativos recomendados con la combinación de acciones rara.

En vigas carrileras la f_{max} horizontal puede limitarse a $L/800$, aunque se recomienda fijar un valor específico para cada proyecto, en función del uso y tipo de equipamiento.

Asimismo, y con carácter indicativo, conviene limitar las flechas horizontales máximas en cabeza de los soportes de apoyo de las vigas carrileras, a $h/300$, siendo 'h' la altura real del soporte. La diferencia entre los desplazamientos horizontales en cabeza de dos soportes de apoyo enfrentados no debe superar los 20mm.

El estado límite de vibraciones se estudia en el artículo 38 de la Instrucción EAE.

8.8.3 LOS E.L.S. EN EL CÓDIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN

En el documento básico del Código Técnico dedicado al acero se especifica que los estados límite a considerar en las estructuras de acero y los valores límite de cada uno, flechas, desplomes y vibraciones, quedan establecidos en el libro 2 del CTE relativo a la seguridad estructural SE según el tipo de edificio, y el de los elementos implicados.

En este libro se indica que en el cálculo de las deformaciones se tendrá en consideración la rigidez de las uniones y de las secciones esbeltas, los efectos de 2º orden, la posible existencia de plastificaciones locales y el proceso constructivo.

8.8.3.1 Flechas

*Se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando sólo las deformaciones que se producen después de la puesta en obra del elemento, la flecha relativa (f/L) es menor que:

- a) **1/500** en pisos con tabiques frágiles (como los de gran formato, rasillones, o placas) o pavimentos rígidos sin juntas.
- b) **1/400** en pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas;
- c) **1/300** en el resto de los casos.

**Cuando se considere el confort de los usuarios*, se admite que la estructura horizontal es suficientemente rígida si, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando solamente las acciones de corta duración, la flecha relativa es $f/L < 1/350$.

**Cuando se considere la apariencia de la obra*, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, la flecha relativa es $f/L < 1/300$.

8.8.3.2 Desplazamientos horizontales

Cuando se considere la integridad de los elementos constructivos, en el Código Técnico se admite que la estructura global tendrá la suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones característica, el desplome (véase figura 16) es menor de:

- a) **desplome total:** **1/500** de la altura total del edificio;
- b) **desplome local:** **1/250** de la altura de la planta, en cualquiera de ellas.

Al considerar *la apariencia*, la estructura tiene suficiente rigidez lateral, si ante la combinación de acciones casi permanente, el desplome relativo es menor que **1/250**.

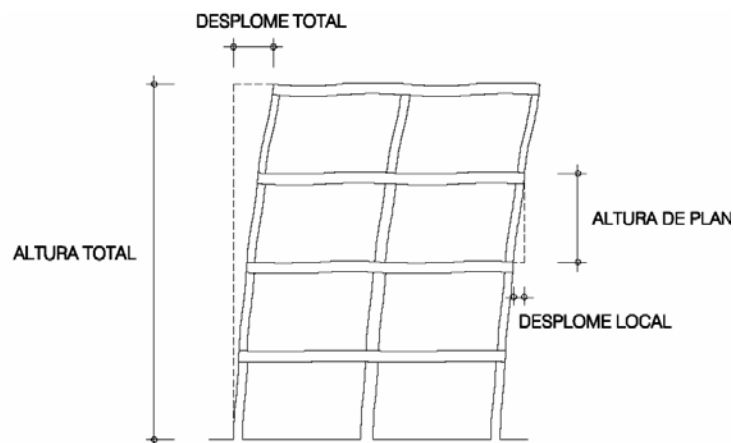


Figura 16. Definición de los desplomes

En general resulta suficiente que las condiciones anteriores se satisfagan en dos direcciones sensiblemente ortogonales en planta.

8.8.3.3 Vibraciones

Se admite que un edificio se comporta de modo adecuado ante vibraciones debidas a acciones dinámicas, si la frecuencia de la acción dinámica (frecuencia de excitación) se aparta suficientemente de sus frecuencias propias.

En el cálculo de la frecuencia propia se tendrán en cuenta las posibles contribuciones de los cerramientos, separaciones, tabiquerías, revestimientos, solados y otros elementos constructivos, así como la influencia de la variación del módulo de elasticidad.

Se admite que una planta de piso susceptible de sufrir vibraciones por efecto rítmico de las personas, es suficientemente rígida, si la frecuencia propia es mayor de:

- a) 8 *hertzios*, en gimnasios y polideportivos;
- b) 7 *hertzios* en salas de fiesta y locales de pública concurrencia sin asientos fijos;
- c) 3,4 *hertzios* en locales de espectáculos con asientos fijos.

En el apartado 7.2 del DB-SE-A del Código Técnico se presenta un procedimiento para establecer el límite de vibraciones transitorias en forjados a partir de la frecuencia de oscilación (se da una expresión para estimarla) y de la aceleración máxima para un determinado impulso (se da una expresión aproximada) para un amortiguamiento dado.

8.8.3.4 Deslizamiento de uniones

En el apartado 7.3 del DB-SE-A del Código Técnico se dan expresiones para estimar la resistencia al deslizamiento de los tornillos de alta resistencia.