
USO RESIDENCIAL VIVIENDA

Documento de Aplicación **DA**

**Vivienda: Seguridad estructural:
Acero**

16 de mayo del 2007



Índice

1 Generalidades

- 1.1 Ámbito de aplicación

2 Materiales

- 2.1 Acero
- 2.2 Perfiles
- 2.3 Medios de unión
- 2.4 Resistencia de cálculo del material
- 2.5 Capacidad resistente de las secciones

3 Elementos estructurales

- 3.1 Tipos de elementos estructurales
- 3.2 Análisis de estructuras porticadas

4 Soportes

- 4.1 Compresión centrada
- 4.2 Compresión excéntrica
- 4.3 Basas
- 4.4 Placas intermedias
- 4.5 Placas superiores
- 4.6 Capiteles

5 Vigas

- 5.1 Flexión
- 5.2 Cortante
- 5.3 Flecha
- 5.4 Combinación de cortante y momento
- 5.5 Pandeo lateral
- 5.6 Comprobaciones locales: cargas puntuales
- 5.7 Abolladura de alma
- 5.8 Reglas complementarias
 - 5.8.1 Vigas alveoladas
 - 5.8.2 Vigas debilitadas por agujeros
 - 5.8.3 Vigas reforzadas con hormigón
- 5.9 Arranque de vigas

6 Otros elementos

- 6.1 Chapas grecadas
- 6.2 Correas
- 6.3 Vigas de alma en celosía
- 6.4 Arriostrado
- 6.5 Tirantes

7 Ejecución y control

- 7.1 Fabricación de piezas en taller
- 7.2 Ejecución
- 7.3 Control

El contenido de este documento corresponde a un borrador en ejecución. Aunque el tono general puede ser acertado, las expresiones, valores, casos, figuras, y tablas están pendientes de revisión y confirmación.

1 Generalidades

1.1 Ámbito de aplicación

- 1 Esta sección del DA-V ofrece reglas acerca de la seguridad estructural de elementos realizados con acero en perfiles laminados o tubos de chapa laminados o conformados, simples o agrupados unidos por soldadura.
- 2 Las reglas particulares acerca de la prefabricación de sistemas completos, con montaje mecanizado mediante tornillos, o con dispositivos especiales como bulones o tensores, quedan fuera del alcance de este documento, que en esos casos puede usarse en lo relativo a las reglas generales de análisis y comprobación de secciones y piezas.
- 3 Salvo en lo establecido en 6.1, en cuanto a chapas grecas, se excluyen las piezas de sección abierta con paredes delgadas, que pueden sufrir pandeo por torsión, las que se realicen con chapas de más de 40 mm de grueso, o con más de 35 mm de grueso sometidas a temperaturas inferiores a -10°C , y las soluciones que necesiten inevitablemente piezas sometidas a torsión para conseguir el equilibrio.

NOTA: Para la correcta interpretación de las fórmulas y expresiones de este documento, a la regla habitual de que lo primero que se ejecutan son las potencias y funciones, y lo último las sumas y restas se añade la de que la ejecución de productos precede a la de divisiones. Las alteraciones a este orden se establecen mediante paréntesis.

2 Materiales

2.1 Acero

1 El acero considerado en esta sección del DAV es el S 275, correspondiendo al que posee una tensión en el límite elástico de 275 N / mm², para espesores que no superen 16 mm, y cuya tensión de rotura no sea inferior a 410 N / mm².

2 Las características mecánicas del acero S275, son las siguientes:

- tensión en el límite elástico	f_y	275	N/mm ²
- módulo de elasticidad:	E	210.000	N/mm ²
- módulo de rigidez:	G	81.000	N/mm ²
- coeficiente de Poisson:	v	0,3	
- coeficiente de dilatación térmica:	α	1,2·10 ⁻⁵	°C ⁻¹
- densidad:	ρ	7.850	kg/m ³

2.2 Perfiles

1 Se denomina delgadez de una chapa comprimida al cociente, en su sección, del ancho entre bordes dividido por el espesor. Este DAV considera, en general, únicamente los perfiles y secciones formadas por chapas con una delgadez no superior a 9 en alas, 30 en almas y 40 en paredes de tubos, tales como los laminados de las series IPE, HEB, HEA, UPN, PNL de grueso al menos el décimo del lado, y los tubos circulares cuya relación de diámetro a grueso sea menor de 40.

2.3 Resistencia de cálculo del material

1 La resistencia de cálculo, **f_d**, es igual al cociente de la tensión correspondiente al límite elástico y el coeficiente de seguridad del material, que tiene los siguientes valores:

- 1,05 para comprobaciones de resistencia o inestabilidad (pandeo) de piezas;
- 1,25 para comprobaciones de resistencia de los medios de unión y
- 1,00 para todos los tipos de comprobación en situaciones extraordinarias

2 En las comprobaciones ordinarias relativas a resistencia última, se adopta como resistencia de cálculo el valor de la tensión de rotura dividida por 1,25

2.4 Capacidad resistente de las secciones

2.4.1 Generalidades

1 La capacidad resistente de las secciones establecida en este apartado corresponde a posiciones de éstas alejadas de extremos de barra, cambios bruscos de sección o de aplicación de cargas puntuales o reacciones, por tanto en zonas no afectadas por muescas ni taladros de empalme por tornillos.

2 En todos los casos resulta segura la comprobación, basada en una distribución elástica de las tensiones, de que en todo punto de las chapas de la sección se cumple:

$$\sigma_{xd}^2 + \sigma_{zd}^2 - \sigma_{xd} \cdot \sigma_{zd} + 3 \cdot \tau_{xzd}^2 \leq f_d^2 \quad [2.1]$$

donde:

σ_{xd} , σ_{zd}	tensiones normales en dos direcciones ortogonales
τ_{xzd}	tensión de cortadura entre ambas direcciones
f_d	resistencia de cálculo del acero, correspondiente a la situación considerada

3 Como alternativa, puede obtenerse la capacidad resistente para cualquier esfuerzo o combinación de esfuerzos a partir de la distribución de tensiones que optimice su valor, y que equilibre el es-

fuerzo o la combinación de esfuerzos actuante sobre la sección, respetando en todo punto la limitación [2.1].

2.4.2 Tracción o compresión

- 1 Como capacidad resistente a tracción o compresión, puede tomarse el producto de la sección total multiplicada por la resistencia de cálculo del acero, f_d .

2.4.3 Cortadura

- 1 Como capacidad resistente a cortante, puede tomarse el área de la sección a cortante, reflejada en la figura 2.1, multiplicada por la resistencia a tensión tangencial, igual a $0,57 \cdot f_d$.

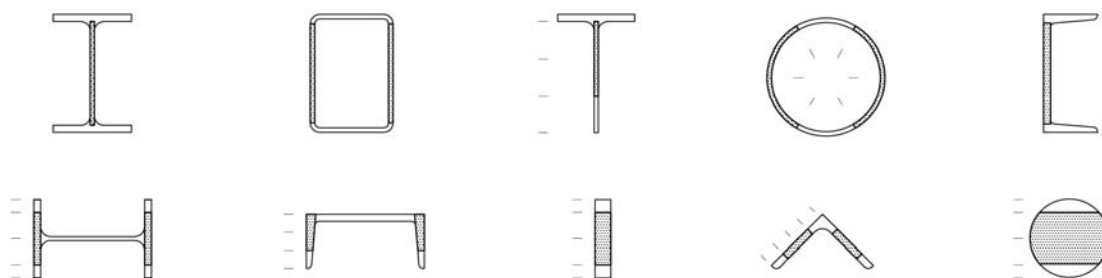


Figura 2.1 Sección resistente a cortante

2.4.4 Flexión

- 1 Como capacidad resistente de la sección puede tomarse la capacidad plástica, igual al módulo resistente plástico, W_{pl} , (producto del área a cada lado de la línea que divide la total en dos partes iguales, por la distancia entre los centros de gravedad de ambas), multiplicado por la resistencia de cálculo del acero, f_d .

2.4.5 Solicitaciones combinadas

- 1 Como capacidad resistente a una sollicitación combinada, puede tomarse la deducida de atribuir cada esfuerzo aisladamente a una región de la sección (figura 2.2).

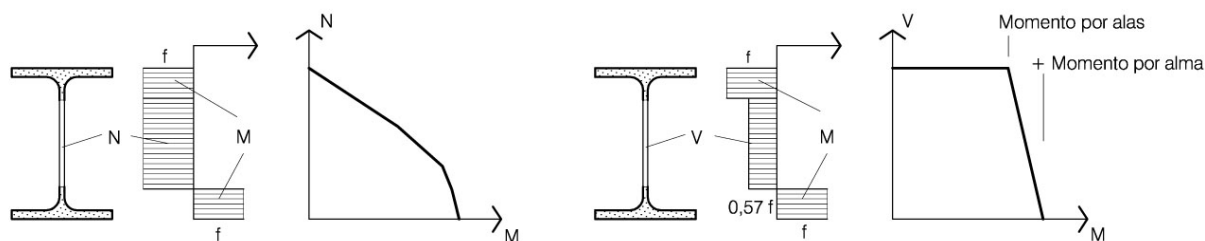


Figura 2.2 Capacidad resistente por asignación de esfuerzos a regiones de la sección

- 2 Flexión y compresión. En cualquier caso es segura la simplificación de reservar una fracción de la resistencia para cada esfuerzo por separado (figura 2.2)
- 3 Flexión y cortante. Puede suponerse que, mientras el cortante de cálculo es inferior a la mitad de la capacidad resistente a cortante, se mantiene la capacidad a momento. Si existen alas marcadas,

como en el caso de piezas en doble te o tubos, mientras el momento de cálculo es inferior a la capacidad de la región de las alas, no se reduce la capacidad a cortante. Entre ambos puntos es suficientemente segura una interpolación lineal, (figura 2.3).

- 4 Flexión, axil y cortante. Puede suponerse que, mientras el cortante de cálculo es inferior a la mitad de la capacidad resistente a cortante, se mantiene la capacidad a compresión combinada con momento definida antes. Si existen alas marcadas, mientras el momento de cálculo o la compresión o la combinación de ambos, no exceda de la capacidad de las alas, no se reduce la capacidad a cortante. Entre ambos casos es suficientemente segura una interpolación lineal, (figura 2.3).

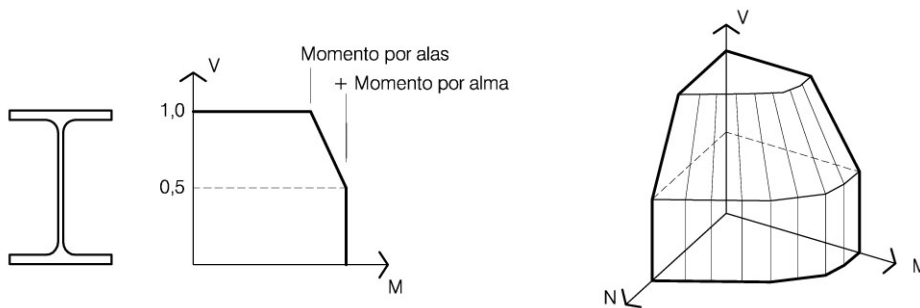


Figura 2.3 Capacidad a esfuerzos combinados 0,5 a 0,6)

2.4 Medios de unión

- Las características mecánicas de los materiales de aportación para soldadura deben ser en todos los casos superiores a las del acero S 275. En particular son aceptables los ajustados a la norma UNE-EN ISO 14555:1999.
- Las características mecánicas de los aceros de los tornillos para unir piezas de acero, según norma ISO, son las siguientes:

- clase (tornillo, tuerca y arandela)	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
- tensión de límite elástico, f_y (N/mm ²)	240	300	480	640	900
- tensión de rotura, f_u (N/mm ²)	400	500	600	800	1000
- Las características de los tornillos y accesorios para la fijación de elementos de acero a otros materiales se deben tomar de la información técnica del fabricante.

3 Elementos estructurales

3.1 Tipos de elementos estructurales

- 1 En este documento se consideran las soluciones en acero de cualquiera de los elementos pertenecientes a los siguientes tipos de sistemas estructurales:
 - a- estructuras porticadas, como sistema de soportes que sustentan uno o varios forjados, formando un conjunto arriostrado. Las reglas relativas al análisis del conjunto se establecen en el apartado 3.2, y las reglas de comprobación de cada uno de los tipos de elementos, en los capítulos posteriores.
 - b- estructuras de cubierta, chapa, correas, vigas, formas y el arriostramiento del conjunto. Las reglas de determinación de acciones y el análisis se ofrecen en el apartado de cada tipo de elemento.
- 2 Los tipos con los que se pueden resolver los elementos de esos sistemas, desarrollados en este documento en los capítulos posteriores, son:
 - a- soportes de acero, que sustentan forjados o cubiertas de cualquier material
 - b- vigas, viguetas y correas o elementos a flexión para pisos o cubiertas
 - c- idem cuando sustentan forjados de hormigón, formando con ellos una solución conjunta
 - d- chapas para formación de cubierta o forjados de hormigón
 - e- vigas planas de celosía, trianguladas
 - f- cruces o diagonales de arriostramiento de sistemas de soportes
 - g- tirantes como elementos auxiliares

3.2 Análisis de estructuras porticadas

- 1 El tipo estructural de referencia de este apartado es el formado por un conjunto de soportes de acero que sustentan forjados resueltos bien con vigas y viguetas de acero, o vigas y losa de hormigón sobre chapa grecada, o bien cualquier solución con losa de hormigón, maciza o aligerada, o vigas y forjado, unidireccional o bidireccional.
- 2 Como estructura de arriostramiento se supone que el conjunto está eficazmente triangulado con al menos tres planos diagonalizados por planta, no paralelos ni concurrentes. En el caso de edificios de porte reducido puede suponerse que cumple este papel cualquier elemento lo suficientemente rígido, tal como paños de albañilería que satisfacen los requisitos del documento DAV de Fábricas, o la zanca de escalera, si está sustentada directamente en soportes.
- 3 En las condiciones anteriores, para el análisis de la estructura podrá suponerse que los efectos de las acciones horizontales, de viento o sismo, se canalizan al sistema de arriostramiento. En cualquier caso debe suponerse además que el conjunto tiene un desplome inicial accidental de 1/300 de la altura total del edificio, que puede simularse por una acción horizontal de valor 1/300 de la vertical, actuando en cada nivel de forjado. En edificios ordinarios, en zona urbana, es suficiente adoptar, como acción combinada de viento y desplome, por m² de fachada, el valor de la tabla 3.1

Tabla 3.1 Acción total, viento más desplome⁽¹⁾ (kN / m²)

Fondo del edificio en la dirección del viento	Altura del edificio (m)							
	3	6	9	12	15	18	24	30
8 m	0,5	0,7	0,9	1,0	1,1	1,2	+	+
12 m	0,5	0,7	0,8	1,0	1,2	1,2	1,3	+
20 m	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1	1,2	1,3	1,5
30 m	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,4

- (1) Procedente de la suma de la acción de viento del DAV-SE más la acción equivalente al desplome accidental, su poniendo que la edificación pesa del orden de 7 kN/m²
- +
- El valor debe deducirse de cálculos adecuados al caso.

- 4 Para el análisis de este tipo estructural ante acción vertical, puede suponerse que la estructura horizontal, continua sobre los soportes, se encuentra articulada a éstos, por lo que los soportes sólo están sometidos a las flexiones locales provenientes de la excentricidad de la acometida de la carga. En general, a los efectos de comprobaciones de resistencia, la estructura horizontal puede analizarse por métodos plásticos.
- 5 Si no se disponen arriostramientos explícitos, el conjunto debe diseñarse y analizarse como una estructura porticada, en general de nudos rígidos o como si el forjado de piso estuviera empotrado a los soportes, y, a efectos de estabilidad lateral, considerando los efectos del desplome ampliado por la compresión de los soportes. Para tener en cuenta estos efectos es suficiente multiplicar las solicitaciones de las acciones horizontales y el desplome accidental, por $1 / (1-r)$, siendo r el inverso del producto de la oblicuidad de la acción de viento (cociente de acción de viento a vertical), por el desplome local relativo a la altura de planta (véase SE), pero sólo si $r < 1/3$. Considerando que de acuerdo con SE, el desplome final relativo a la altura de las plantas no puede ser en promedio superior a $1/500$, en edificios de viviendas, dicha condición se cumple en todos los casos recogidos en la tabla 3.1. En general, en edificios situados en zona urbana, es suficiente adoptar, como acción combinada de viento más desplome accidental ampliada, el valor de la tabla 3.2.

Tabla 3.2 Acción total, viento más desplome, ampliado por la compresión (kN / m²)

Fondo del edificio en la dirección del viento	Altura del edificio (m)							
	3	6	9	12	15	18	24	30
8 m	0,5	0,7	0,9	1,0	1,1	1,2	+	+
12 m	0,6	0,8	0,9	1,1	1,3	1,3	1,4	+
20 m	0,7	0,8	1,0	1,2	1,4	1,5	1,6	1,7
30 m	0,9	1,1	1,3	1,6	1,7	1,7	1,8	1,9

+ El valor debe deducirse de cálculos adecuados al caso.

- 6 Como alternativa, si los soportes tienen una disposición regular, el efecto de la acción de la tabla 3.2 puede sustituirse por la consideración de una excentricidad en extremos de soportes, con el valor indicado en la tabla 3.3 con las solicitaciones en los elementos de dintel que sean necesarias para equilibrarlos.
- 7 Si el soporte se enlaza al forjado de manera muy diferente en sus dos extremos, por ejemplo, por continuidad de fuste en uno, y a través de chapa en otro, (figura 4.6 a, c, d, y 4.8) puede ser conveniente considerar excentricidades distintas de acuerdo con la diferente rigidez o resistencia de los extremos, manteniendo la suma de ambas. Puede considerarse que las soluciones de las figuras 4.2 d, 4.6 b, y 5.2 son ejemplos de enlace similar, mientras que las de las figuras 4.2 a, b, c, no son aptas para soportes sin arriostrar.

Tabla 3.3 Excentricidad en extremo de soportes equivalente a la acción total ampliada (m)

Fondo del edificio en la dirección del viento	Altura del edificio (m)							
	3	6	9	12	15	18	24	30
8 m	0,04	0,06	0,07	0,09	0,09	0,10	+	+
12 m	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,07	0,08	0,08
20 m	-	0,03	0,03	0,04	0,04	0,04	0,05	0,05
30 m	-	-	0,03	0,03	0,03	0,04	0,04	0,04

+ El valor debe deducirse a partir de cálculos adecuados al caso

- La excentricidad no supera el valor mínimo de 0,02 m

- 8 En general para el dimensionado de los soportes de una solución porticada de nudos rígidos, como para el de los elementos de triangulación, suele resultar crítica la condición de desplome establecida en el apartado 4.2, procedente de cálculos elásticos, de acuerdo con las leyes establecidas más adelante.

4 Soportes

- 1 Los soportes de edificios deben cumplir requisitos de capacidad resistente a compresión en todas sus secciones, incluyendo las de unión en sus extremos, combinada con flexión en su caso, y con el pandeo debido a la deformación lateral, inducida por la compresión a partir de las imperfecciones latentes y en su caso excentricidades.

4.1 Compresión centrada

- 1 En sección constante, que es lo habitual, la condición crítica para compresión simple (compresión centrada), es la de pandeo. Como capacidad resistente de una barra comprimida, debido al pandeo por flexión lateral, para compresión simple centrada, puede tomarse:

$$N_d \leq A \cdot f_d \cdot \chi \quad [4.1]$$

donde:

A sección de la pieza

f_d resistencia de cálculo del acero para el caso considerado

χ (χ); coeficiente de reducción por pandeo para compresión simple, que representa el cociente de tensión media en la sección puramente comprimida y la máxima en la sección de mayor flexión lateral, función de la *esbeltez de la pieza* y la *sensibilidad a pandeo* de su tipo de sección.

La esbeltez mecánica de la pieza es el cociente de *longitud de pandeo*, **L**, entre el *radio de giro* de la sección, **i**, en el plano de pandeo considerado, el menor para pandeo libre.

La longitud de pandeo es la distancia entre puntos de inflexión de la deformación de pandeo que la tenga mayor; para piezas cuyos extremos puedan girar libremente es igual a su longitud; si los tiene impedidos, la mitad de su longitud; y si un extremo está impedido y el otro libre, el doble de su longitud.

El radio de giro es $i = \sqrt{I/A}$, siendo **I** el momento de inercia de la sección en el plano de pandeo considerado y **A** la sección de la pieza. Para una primera aproximación puede tomarse $0,40 \cdot h$ siendo **h** el canto de la sección en doble te o en tubo, con pandeo en la dirección fuerte, o $0,25 \cdot b$ siendo **b** el ancho de alas, para sección en doble te con pandeo en la dirección débil.

La sensibilidad a pandeo es una variable determinable experimentalmente a partir de especímenes del tipo de sección considerado. En la figura 4.1 se establece la sensibilidad (curva de pandeo) para cada eje de pandeo de algunos perfiles usuales. Para casos no representados, puede usarse la **c**.

El valor del coeficiente de reducción por pandeo, con acero S275, correspondiente al problema de compresión simple, es:

Esbeltez mecánica	20	40	60	80	100*	120	150	200**	250
Sensibilidad curva a	0,99	0,93	0,85	0,70	0,55	0,40	0,30	0,18	0,12
a pandeo curva b	0,98	0,90	0,78	0,66	0,49	0,37	0,27	0,16	0,12
curva c	0,97	0,87	0,72	0,60	0,44	0,35	0,25	0,15	0,12

* Si el coeficiente de pandeo es menor de 0,5 el borde menos comprimido de la sección o secciones con momento máximo por pandeo, está en tracción, lo que debe tenerse en cuenta si en esos puntos hay empalme o unión.

** No pueden usarse piezas con esbeltez mecánica superior a 150, salvo si son de mero arriostamiento.

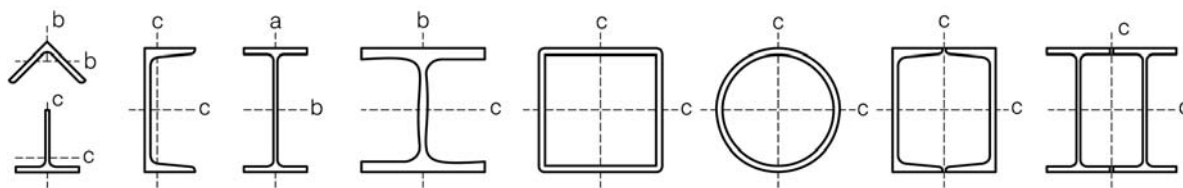


Figura 4.1 Sensibilidad a pandeo de distintos tipos de secciones según el plano de pandeo

- 2 Como longitud de pandeo de un tramo de pilar de una estructura porticada en la que ya se hayan considerado las solicitaciones provenientes del desplazamiento de los nudos, puede tomarse la altura entre plantas. Si los extremos se unen rígidamente al resto de piezas, puede tomarse la altura entre plantas reducida por el factor $(5 - 3 \cdot K) / (5 - K)$, siendo K la rigidez relativa de las piezas de la planta al total de las que acometen al nudo, (variable pues entre 0 y 1), factor que oscila desde 1 a 0,5
- 3 En la tabla 4.1 se ofrecen los resultados de la capacidad resistente a compresión centrada de soluciones usuales de piezas comprimidas.

4.2 Compresión excéntrica

- 1 Si la carga acomete al soporte de manera excéntrica, o los tramos de soporte no están enfrentados a ejes, las secciones del soporte deben ser capaces de resistir la solicitación resultante de la compresión compuesta con flexión, ampliada por pandeo debido a la compresión, sin superar en ningún punto la resistencia del acero.
- 2 Para los casos de la figura 4.2 el momento en extremo tiene el valor $M_d = V_d \cdot e/2$. En el de la figura 4.7-a es $M_d = V_d \cdot e$, y en el de la 5.2.a es $M_d = N_d \cdot e/2$.

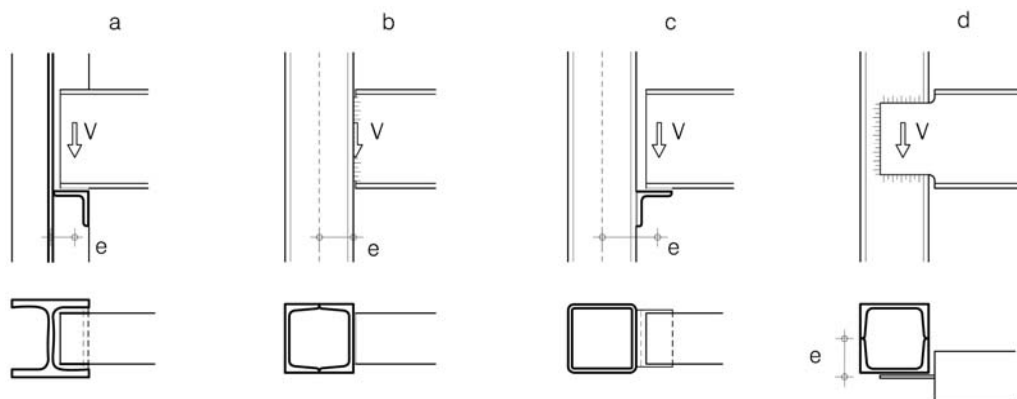


Figura 4.2 Excentricidad por acometida de carga a un soporte

- 3 Para la comprobación de la pieza, la ley de excentricidad puede considerarse suma de tres términos: la ley lineal original, procedente de los momentos de extremo, la ley sinoidal procedente de suponer una imperfección, ampliada por la compresión, y, en caso de momentos en extremo iguales y de signo contrario, que es lo más frecuente, la ley sinoidal de dos ondas, procedente de la ampliación por compresión de la lineal (figura 4.3).

Tabla 4.1 Capacidad a compresión centrada ⁽¹⁾ (kN)

Tipo de sección	Masa (kg/m)	Longitud de pandeo (m)											
		(*)	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	4,00	5,00	6,00	8,00	10,0	
PNL	40.4	2,42	60	20	10	-	-	-	-	-	-	-	-
	50.5	3,77	90	40	25	15	-	-	-	-	-	-	-
	60.6	5,42	130	80	45	30	20	-	-	-	-	-	-
	70.7	7,38	180	120	75	50	35	25	-	-	-	-	-
IPN	80	5,94	140	60	35	20	-	-	-	-	-	-	-
	100	8,34	200	110	60	40	25	-	-	-	-	-	-
	120	11,1	260	170	100	65	40	30	-	-	-	-	-
	140	14,3	340	240	150	100	70	50	-	-	-	-	-
IPE	160	15,8	380	300	250	160	120	90	55	-	-	-	-
	180	18,8	450	370	310	230	160	130	75	55	-	-	-
UPN	80	8,64	200	130	80	50	35	25	-	-	-	-	-
	100	10,6	250	170	110	75	55	35	-	-	-	-	-
	120	13,4	320	220	150	110	75	55	-	-	-	-	-
	140	16,0	380	280	210	140	100	80	50	-	-	-	-
T de ½ IPE	160	7,90	190	150	120	80	60	40	25	-	-	-	-
	180	9,40	220	190	150	110	80	65	35	25	-	-	-
	200	11,2	260	220	180	140	100	80	50	35	-	-	-
TUBO (cuadrado)	40.2	2,36	55	40	25	20	15	10	-	-	-	-	-
	50.2	2,86	70	55	45	30	25	20	10	8	-	-	-
	60.3	5,32	130	110	90	70	50	40	25	20	-	-	-
	70.3	6,43	150	130	110	100	80	60	40	30	20	-	-
	80.3	7,10	170	160	140	120	100	80	55	40	30	-	-
	90.4	10,9	260	240	220	190	170	140	95	70	50	35	-
	100.4	11,9	280	270	250	220	200	170	120	95	70	45	-
	120.5	17,9	420	420	390	360	330	300	240	180	140	90	60
	140.6	25,0	500	500	460	450	410	380	320	250	200	130	90
	160.7	33,3	800	800	760	720	700	640	560	480	380	260	180
TUBO (circular)	50.2	2,36	55	40	30	20	15	10	7	-	-	-	-
	60.3	4,21	100	80	65	45	35	25	15	10	-	-	-
	75.3	5,32	130	110	90	75	60	45	30	25	15	-	-
	90.4	8,48	200	180	160	140	120	90	65	45	30	-	-
	100.4	9,50	230	210	190	160	140	120	80	60	45	30	-
2 IPN	120	22,2	530	480	430	370	320	250	170	120	90	-	-
	140	28,6	680	620	580	500	450	390	260	190	140	95	-
2 IPE	160	31,6	750	720	680	620	560	500	390	290	230	140	100
	180	37,6	890	860	820	780	700	640	540	400	310	200	130
	200	44,8	1050	1050	1000	940	880	800	680	540	420	280	190
2 UPN (en cajón)	80	17,3	410	380	340	300	260	210	140	100	80	55	-
	100	21,2	500	470	440	390	340	300	210	160	120	70	-
	120	26,8	640	600	570	510	460	410	300	220	170	110	85
	140	32,0	760	720	700	640	580	520	400	300	240	150	110
	160	37,6	900	900	820	780	720	720	540	400	310	200	130
	180	44,0	1050	1050	980	920	880	800	680	540	420	270	190
	200	50,6	1200	1200	1150	1100	1050	950	810	670	520	360	250
HEB (dirección débil)	100	20,4	480	420	350	290	210	170	110	75	65	-	-
	120	26,7	640	580	500	440	370	280	200	140	110	-	-
	140	33,7	800	740	680	600	520	460	310	220	170	100	-
	160	42,6	1000	960	900	800	720	640	450	340	260	150	120
	180	51,2	1200	1150	1100	1000	920	840	660	490	380	240	170
	200	61,3	1450	1450	1350	1250	1150	1050	870	660	510	330	220
HEB (dirección fuerte)	100	20,4	480	460	440	400	380	340	250	180	140	85	65
	120	26,7	640	630	600	560	540	500	420	310	230	160	100
	140	33,7	800	800	780	740	700	660	580	500	380	260	180
	160	42,6	1000	1000	980	960	920	880	860	700	580	390	280
	180	51,2	1200	1200	1200	1150	1150	1100	1000	910	820	560	410
	200	61,3	1450	1450	1450	1400	1350	1350	1250	1150	1050	790	550

(1) Procedente de acciones en valor característico, sin afectar de coeficiente de seguridad. Los valores incluyen el 1,05 del material y 1,4 de las acciones en situación ordinaria.

(*) Los valores de esta columna sirven para comprobación de sección por aplastamiento o en tracción.

NOTA: Los valores en cursiva sólo valen para piezas de arriostamiento

4 La comprobación a compresión excéntrica es del tipo:

$$N_d \leq A \cdot f_d / (1 + 3 \cdot e / c) \quad [4.2]$$

donde:

- A** sección de la pieza
f_d resistencia de cálculo del acero para la situación considerada
e la excentricidad de la compresión en la sección considerada, (figura 4.3), siendo suficiente adoptar, cuando los momentos actúan en la dirección débil:
- sección extrema: $e_1 = M_d / N_d$
sección central: $e_2 = e_o / (1-r)$ siendo $e_o = H/200$ y $r = N_d \cdot H^2 / 10 \cdot E \cdot I$
sección intermedia: $e_3 = 0,5 \cdot e_1 + 0,75 \cdot e_2 + 0,14 \cdot e_1 \cdot r / (1-r/4)$
donde: **H** longitud de pandeo, del lado seguro, la altura entre plantas
E módulo de elasticidad del acero, según 2.1
I momento de inercia débil de la sección del soporte
- c** el canto del perfil en la dirección de la excentricidad, para tubo cuadrado, y 0,6 del diámetro en los circulares; para una sección cualquiera, el término 3/c debe sustituirse por **A/W**, siendo **W** el módulo resistente en la dirección de la excentricidad; y en secciones tipo H, por **7,5/b** siendo **b** el ancho del perfil.

En general, puede prescindirse del tercer sumando de e_3 que apenas añade un 5% al total. La comprobación con e_3 afecta sólo a los casos en que los otros dos son similares. Cuando son muy diferentes, la sección pésima es la extrema o una próxima a la central, con excentricidad muy similar. Con excentricidades de momento en extremo menores de 0,02 m, la sección pésima es la intermedia o la central. Con excentricidades de extremo superiores a 0,04 m, el problema suele estar gobernado por esa sección, sin influencia del pandeo.

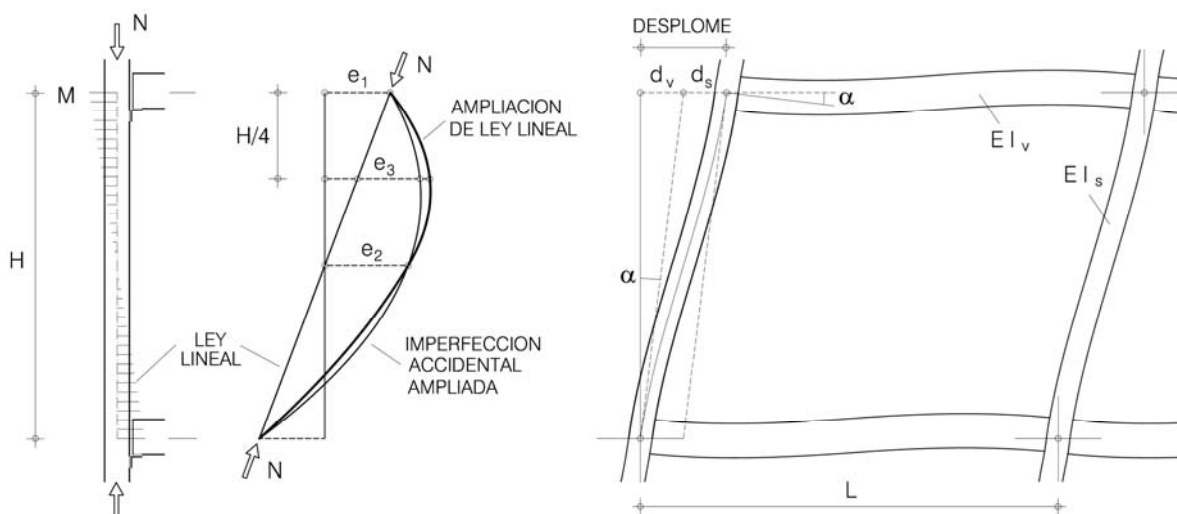


Figura 4.3 Excentricidad y desplome de soportes

- 5 El planteamiento de [4.2] es fácilmente generalizable al caso de momentos en extremo distintos, o en plano diferente al de pandeo. En la tabla 4.2 se ofrecen los valores de capacidad a compresión para soportes con momentos en extremo opuestos, y con longitud de pandeo de hasta 3,0 m.
- 6 En el caso de que el conjunto de soportes no cuente con arriostramiento explícito, y en los nudos se puedan equilibrar los momentos actuantes de los soportes, la comprobación sigue siendo la [4.2], partiendo de que la excentricidad en extremos, e_1 , es la procedente de la acción horizontal más el desplome accidental, y en su caso más el local procedente de la acometida de carga, ampliada por la compresión (véase tabla 3.3), resultando pésima casi siempre la sección extrema. Pero en general la condición crítica suele ser la de desplome, sin que influya el pandeo, ni el tipo de sección a esos efectos, ni siquiera la resistencia del acero.

- 7 Como desplome, d , para un tramo de soporte tipo interior, puede tomarse la suma de los términos por flexión de soporte, e inclinación por giro de viga, (figura 4.3), de valor:

$$d = M_d \cdot H^2 / 6 \cdot E \cdot I_s + M_d \cdot H \cdot L / 6 \cdot E \cdot I_v \quad [4.3]$$

donde además:

M_d valor de cálculo del momento en extremo, igual a $N_d \cdot e_1$. Si los valores de d en los distintos soportes de una misma planta son diferentes, se puede redistribuir el momento entre ellos hasta que se igualen.

$E \cdot I_s$ rigidez del soporte, producto del módulo de elasticidad del material por el momento de inercia de su sección para el plano de desplome considerado

$E \cdot I_v$ idem de la viga

- 8 El desplome, debe ser, en cada planta, inferior a 1/350 de su altura, y el total de todas ellas, a 1/500 de la altura del edificio. Dado que esta condición puede significar una sección entre vez y media y dos veces superior a la necesaria para resistir la excentricidad e_1 , siempre resulta más eficaz disponer diagonales, que se traducen además en la desaparición en los soportes de los efectos de la acción horizontal, desplome accidental, y su ampliación (véase apartado 3.2)

Tabla 4.2 Capacidad a compresión excéntrica (kN); longitud de pandeo de hasta 3,00 m

Tipo de sección		débil excentricidad en extremos (m)												
		0,06	0,04	0,03	0,02	0,01	0,00	0,01	0,02	0,04	0,06	0,08	0,10	
TUBO (cuadrado)	80.3	50	65	70	70	75	80	75	70	65	50	40	35	
	90.4	80	100	110	120	130	140	130	120	100	80	65	55	
	100.4	100	120	140	150	160	170	160	150	120	100	80	65	
	120.5	160	200	230	250	270	300	270	250	200	160	130	110	
	140.6	231	281	316	337	361	380	361	337	281	231	196	170	
	160.7	358	438	497	531	569	640	569	531	438	358	303	262	
	(redondo)	75.3	28	35	38	40	42	45	42	40	35	28	22	19
		90.4	52	67	72	78	82	90	82	78	67	52	41	34
		100.4	63	82	89	97	103	120	103	97	82	63	50	42
		120	120	160	190	220	250	275	250	220	160	120	100	80
2 IPN IPE	140	170	220	270	310	300	390	403	388	348	292	245	211	
	160	220	290	340	390	400	500	519	491	433	357	304	264	
	180	280	360	420	480	510	640	654	618	540	451	387	339	
	200	350	460	530	610	640	800	813	769	671	567	490	432	
	80	119	151	161	173	181	210	191	191	155	118	95	80	
2 UPN	100	161	209	231	250	264	300	264	264	219	170	139	118	
	120	222	284	322	348	367	410	367	367	299	237	196	167	
	140	282	357	412	445	468	520	468	468	393	316	264	227	
	160	353	442	507	553	581	720	582	582	491	400	338	292	
	180	435	541	615	674	708	800	711	711	600	494	420	365	
	200	525	646	731	802	843	950	848	848	719	599	513	448	
	100	85	114	123	134	142	170	142	142	142	142	142	125	
HEB	120	131	178	197	216	233	280	233	233	233	233	220	189	
	140	188	253	288	317	347	460	347	347	347	347	310	269	
	160	258	343	399	439	485	640	564	465	485	485	424	370	
	180	340	447	525	577	639	840	641	641	641	636	548	482	
	200	437	570	673	738	815	1050	822	822	822	802	697	616	

Los valores en negrita son la suma y en cursiva son por momento. Los normales son pandeo.

4.3 Basas

- 1 En el arranque inferior de un soporte debe disponerse una placa para repartir la compresión, de manera segura, en el material inferior, de ordinario, hormigón.
- 2 En el caso de que la placa sobresalga de una cara de un soporte, (figura 4.4, a), el momento del vuelo procedente de la presión con que reacciona el hormigón, debe ser soportado por la capacidad plástica a momento de la placa, lo que lleva a la condición $p_d \cdot v^2 / 2 \leq f_d \cdot t^2 / 4$, por lo que es suficiente con que tenga un grueso,

$$t \geq v \cdot \sqrt{(2 \cdot p_d / f_d)} \quad [4.2]$$

donde:

- t** grueso de la placa. Si se disponen dos (figura 4.4, b) deben realizarse dos comprobaciones con [4.2]. La del vuelo exterior, v_1 con el grueso de la placa inferior, t_1 , y la del vuelo del conjunto, v_o con el módulo resistente suma de los de ambas placas; si ambas son del mismo grueso, con $1,4 \cdot t_1$, en cuyo caso resulta $v_o = 1,4 \cdot v_1$
 - v** vuelo de la placa desde el borde de la traza del soporte
 - p_d** presión uniforme de cálculo bajo la placa
 - f_d** resistencia de cálculo del acero de la placa o placas, para S275, de ordinario 250 N/mm²
- 3 Si bajo un soporte, se dispone una placa de grueso t , se puede considerar, como zona eficaz, la que existe en derredor de la traza del soporte, a una distancia no superior al valor v dado por [4.2], que resulte cobaricéntrica con la compresión. Como valor p_d puede tomarse el cociente de la compresión y la superficie de esa zona eficaz, que para hormigón, sin confinar, no puede superar su resistencia de cálculo; con HA25 en situación ordinaria es 16 N/mm². En el caso de hormigón suficientemente confinado se puede tomar hasta 3,3 veces más. Con esas condiciones, con hormigón HA25 confinado, resulta $t \geq 0,6 \cdot v$

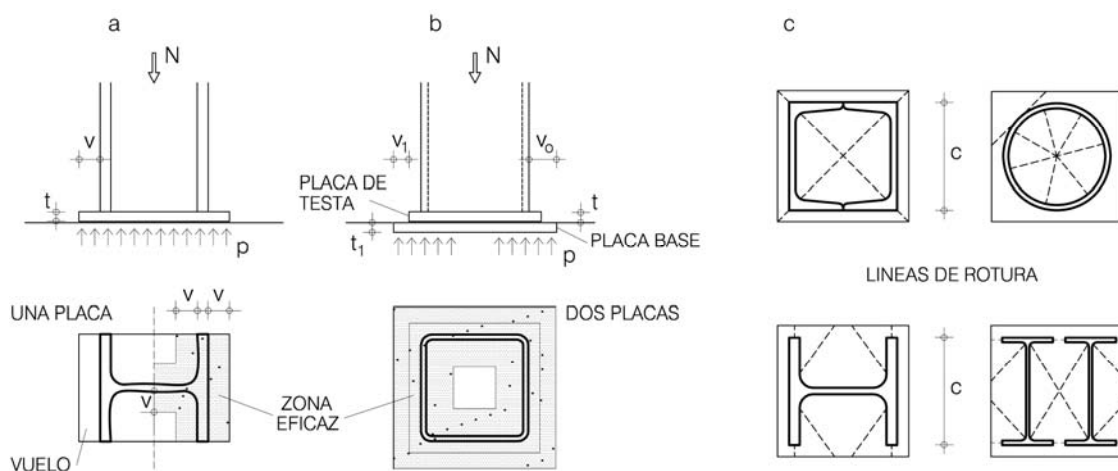


Figura 4.4 Basas de soporte con compresión centrada

- 4 Siempre puede tomarse como zona eficaz cualquier parte de la placa, con tal que sea cobaricéntrica con la compresión, y capaz de soportar los momentos flectores que resultan de la configuración más desfavorable de líneas de rotura que da cuenta del equilibrio entre la sollicitación del soporte y la reacción del hormigón (figura 4.4-c). Aun necesitando toda la superficie dentro de la envolvente de la traza, con hormigón confinado no es necesario superar el valor $t = 0,12 \cdot c$ en fustes tubulares, ni $t = 0,20 \cdot c$ con fustes en H.
- 5 El hormigón situado bajo la placa se puede considerar suficientemente confinado si se trata de un soporte dispuesto en el interior de un forjado o centrado sobre una zapata o encepado en las condiciones de la figura 4.5. Debe considerarse hormigón no confinado cuando el pilar arranca del borde de una zapata medianera o encepado o está situado al borde de un forjado. En la tabla 4.3 se ofrece la solución de las placas base de soportes usuales en ambos casos.

- 6 Si el soporte se sitúa al borde de una tabica, se puede conseguir el confinamiento disponiendo una armadura perpendicular a la misma, con una capacidad resistente de al menos $N/4$, convenientemente anclada para impedir el deslizamiento en cuña que se indica en la figura 4.5.

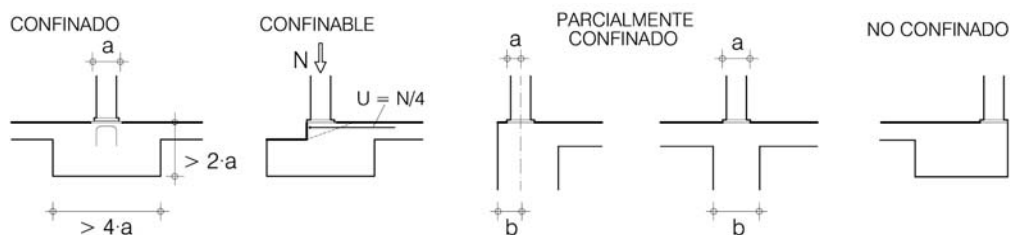


Figura 4.5 Grado de confinamiento del hormigón bajo el soporte

- 7 Se pueden considerar situaciones intermedias, con hormigón medianamente confinado. En ese caso, como resistencia del hormigón se puede considerar la del hormigón no confinado multiplicada por un factor no superior a b/a , con los significados de la figura 4.5

Tabla 4.3 Bases y placas de soporte con compresión centrada⁽¹⁾ (mm) superior una placa

Hormigón HA25		Tipo de soporte ⁽²⁾		
		confinado una placa ⁽³⁾ grueso	sin confinar dos placas ⁽⁴⁾	
			vuelos ⁽³⁾	gruesos
TUBO	100.5	-	-	15
	120.5	-	-	20
	140.6	-	-	20
	160.8	-	15 + 20	20
2 UPN	80	-	15 + 25	-
	100	12	15 + 25	-
	120	12	15 + 35	12
	140	14	20 + 40	14
	160	14	20 + 40	14
	180	16	25 + 45	16
HEB	200	16	25 + 50	18
	140	-	15 + 30	-
	160	-	20 + 40	-
	180	12	20 + 40	12

(1) Para la carga máxima del perfil, con una longitud de pandeo de más de 2,5 m

(2) Con tubos de menos de 100 mm de lado o 5 mm de grueso, o menos de HEB 140, es suficiente placa o placas de espesor y grueso mínimos.

(3) Como vuelo, en los casos tabulados, es suficiente el mínimo para disponer los elementos de enlace, pero no menos de 10 mm.

(4) Vuelo de placa de testa alrededor del fuste, más el de la placa base en derredor de la de testa. Es aconsejable una placa base de tamaño superior para poder corregir los errores en su ubicación.

- Mínimo de 10 mm

- 8 Si la excentricidad del soporte es elevada, lo que sucede raramente en soportes de edificios de viviendas si se disponen triangulaciones para resistir la acción horizontal, para reducir el grueso de la placa (figura 4.6-a) se puede acudir a disponer chapas de rigidización, enlazadas al fuste para soportar la tracción local, (figura 4.6-b) o vástagos de anclaje del lado traccionado. En ese caso el equilibrio ante la solicitación del soporte se produce entre una zona eficaz del borde opuesto y la capacidad resistente a tracción de los vástagos, y la comprobación de la placa debe considerar líneas de rotura locales alrededor de su traza (figura 4.6-c). Si, como es usual, puede que la excentricidad sea alternante, o en cualquier dirección en planta, deben disponerse vástagos perimetrales. En último término, si la excentricidad es muy fuerte en una dirección, cabe la solución "en caña", con un punto de amarre por encima de la base (figura 4.6-d)

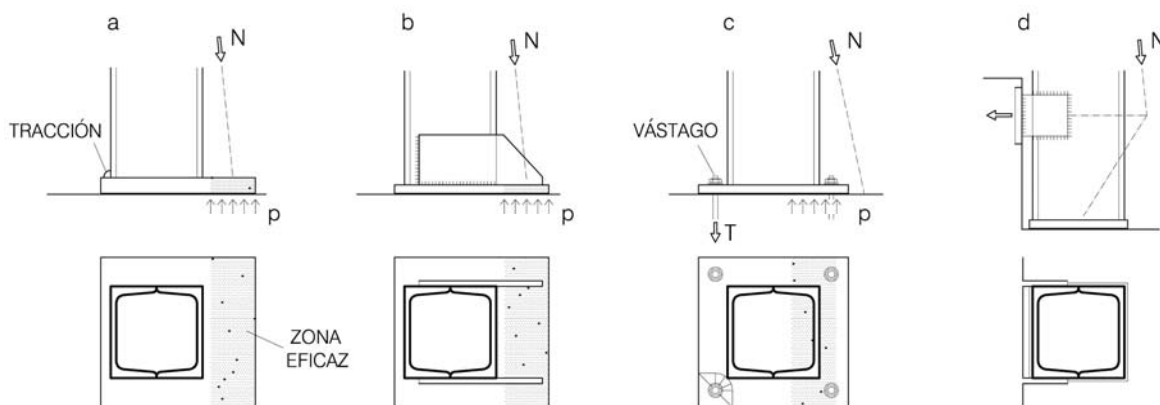


Figura 4.6 Basas de soporte con compresión excéntrica

- 9 Puede suponerse que la superficie entre el soporte y el hormigón es suficientemente resistente al esfuerzo cortante procedente de la acción horizontal, si se verifica que:

$$V_d \leq k \cdot N_d + f_{sd} \cdot A \quad [4.3]$$

donde:

- k** coeficiente de rozamiento, de valor 0,3 para hormigón y 0,2 para mortero
- N_d** compresión de cálculo entre la chapa y el hormigón
- f_{sd}** resistencia de cálculo a cortante del vástago; para acero B500, 115 N/mm²
- A** área transversal del conjunto de los vástagos o redondos de recibido

Salvo las bases que sirven simultáneamente a un soporte y una diagonal de arriostrado vertical, en general, si no hay cortante severo, como puede ser el procedente de una aceleración sísmica de más de 0,20-g, puede suponerse que se cumple la condición [4.3] aun sin vástagos.

4.4 Placas intermedias

- 1 Al disponer un tramo de soporte sobre otro (figura 4.7.a), el grueso de la placa o placas de transición puede obtenerse a partir del esquema de líneas de rotura que da cuenta del equilibrio entre ambos tramos, pudiendo considerar en cada uno, como sección eficaz, cualquier parte de su sección cobaricéntrica con la compresión, y que la pueda resistir.
- 2 En general, como grueso de la placa, **t**, puede tomarse la semisuma del grueso de la pared del soporte superior, **s**, y el vuelo neto con la del soporte inferior, **v**. Si los dos tramos forman un solo soporte a efectos de pandeo, y el coeficiente es menor de 0,5 debe considerarse que la unión debe resistir tracciones, algo que también puede suceder si los soportes no están arriostrados, y la excentricidad en extremo de soporte condiciona la aparición de tracciones en un borde de la placa.

Tabla.

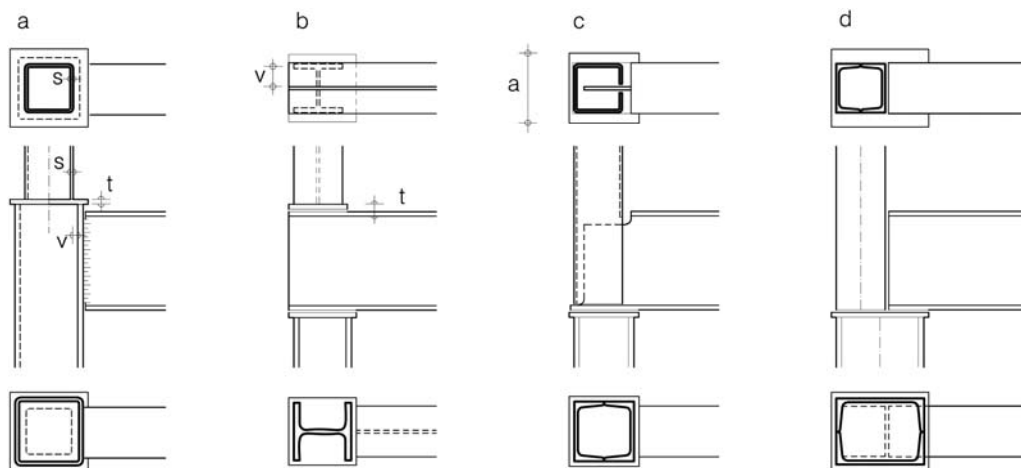


Figura 4.7 Empalme de soportes

- 3 Si el soporte arranca de una viga o la sustenta, (figura 4.7 b-c-d), el cálculo del grueso puede hacerse con el criterio anterior, considerando la suma de capacidades del ala y la placa del soporte si existe.

4.5 Placas superiores

- 1 La placa del piso superior que soporta una viga metálica puede comprobarse con el criterio de apartados anteriores. En general, en edificios de viviendas, con soportes arriostrados, estas placas suelen resultar dimensionadas por mínimos.

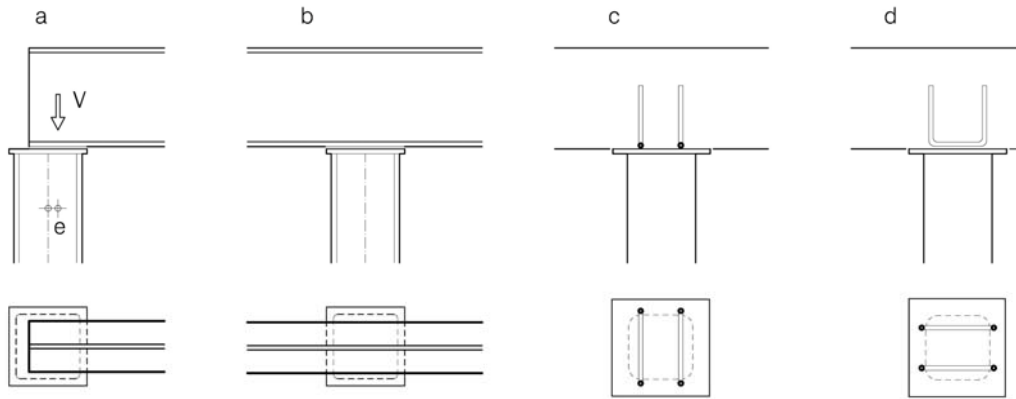


Figura 4.8 Placas superiores

- 2 Si la placa sustenta un forjado de hormigón, con independencia de las comprobaciones de punzonado a dos cantos del borde de la zona eficaz de la placa, su superficie debe ser suficiente para soportar con la resistencia del hormigón sin confinar, la carga que entra desde la planta al soporte. El grueso puede determinarse con las reglas definidas para las basas, y lo mismo sucede con las garras de enlace.

4.6 Capiteles

- 1 Si el soporte debe sustentar un forjado o losa de hormigón de un piso intermedio, puede disponerse una chapa en su cara inferior (figura 4.9.a). En ese caso, para reducir el vuelo de la placa, puede acudirse a que el trozo embebido tenga la misma sección que la del fuste superior. La comprobación de la chapa puede hacerse con el criterio dado para placas intermedias.
- 2 Con independencia de las comprobaciones de punzonado del hormigón, la superficie de contacto del hormigón con la chapa, o sección eficaz, debe ser suficiente para soportar, con la resistencia del hormigón sin confinar, la carga que entra desde esa planta en el soporte. Como grueso de la chapa, por fallo de vuelco, es suficiente $v/3$.

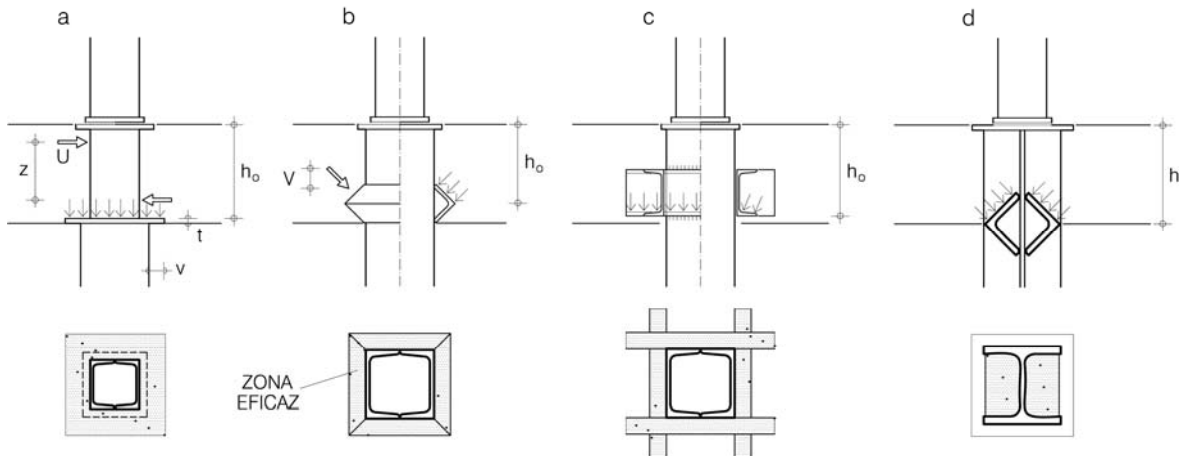


Figura 4.9 Capiteles de soportes para forjados de hormigón

- 3 Si se dispone un casquillo de angular al biés, (figura 4.9.b), la comprobación a punzonado del hormigón debe hacerse considerando el grueso reducido h_0 desde la arista del casquillo, comprobando la superficie eficaz, proyección del casquillo, como en el caso anterior. La **tabla 4.4** ofrece los valores de esta solución para casos usuales.

Tabla 4.4 Capiteles de angular al biés⁽¹⁾

Lado del soporte (m)	Angular	Grueso de la losa (m)	Capacidad de entrada de carga ⁽²⁾ (kN)	
			HA 25	HA 15 ⁽³⁾
0,08	PNL 30	0,15	85	50
	PNL 35	0,16	100	60
0,09	PNL 35	0,16	100	65
	PNL 35	0,17	110	65
0,10	PNL 40	0,18	130	80
	PNL 35	0,17	120	75
	PNL 40	0,18	135	85
	PNL 40	0,19	145	85
0,12	PNL 45	0,20	165	100
	PNL 40	0,18	140	100
	PNL 40	0,20	165	100
	PNL 45	0,18	130	100
	PNL 45	0,20	170	110
0,14	PNL 50	0,22	210	130
	PNL 40	0,20	185	115
	PNL 45	0,22	220	130
	PNL 50	0,24	245	150
	PNL 55	0,24	260	165

(1) Los valores de capacidad de carga sirven para cualquier otra solución que tenga un lado de soporte, un angular y un grueso reducido mayor. Incluye las condiciones de aplastamiento entre hormigón y ala, el punzonado a dos cantos, de acuerdo con las reglas de EHE-07, y la resistencia de la soldadura, suponiendo cordón continuo en todo el desarrollo, con un **espesor** al menos igual al del angular.

(2) Procedente de valores característicos, sin afectar de coeficiente de seguridad. Incluye los de 1,5 de seguridad del hormigón y 1,4 en promedio para las acciones.

(3) El hormigón HA25 es el ordinario, con control estadístico (con probetas); el HA15 es el hormigón con control reducido (sin probetas), denominado hormigón con control indirecto en EHE-07.

- 4 Puede asimismo disponerse una cruz de perfiles UPN en derredor del fuste. La comprobación de punzonado debe hacerse considerando el menor perímetro convexo en derredor de los perfiles, y el aplastamiento, con su cara inferior.
- 5 Si el soporte no es asimilable a un tubo cerrado, puede acudir a disponer angulares en las entrecalles (figura 4.9-d)
- 6 En los casos de borde o esquina de forjado, deben considerarse ineficaces las superficies de capitel del lado de la tabica. En general estos capiteles de borde deben acompañarse de armaduras que suministren la componente de tracción que equilibre las horizontales de su reacción, debiendo considerarse pues que la carga entra acompañada de momento.
- 7 A efectos del momento que ejerce el soporte contra el forjado, por ejemplo debido a la acción de viento cuando no se disponen arriostramientos, puede tenerse en cuenta las resultantes opuestas en bordes opuestos, de compresión horizontal sobre la parte de fuste embebida en el forjado. Si eso no es suficiente, o no puede darse, como en soportes de borde, puede ser necesario disponer armaduras, y en último término considerar una reacción no uniforme sobre el capitel, en cuyo caso será preciso tener en cuenta la capacidad del sistema de soldaduras que lo enlaza al fuste.
- 8 En caso de que el conjunto de soportes no disponga de arriostramientos, debe contarse con que la sollicitación del tramo superior del soporte al nudo se debe realizar a través de la placa, pudiendo exigir la aparición de tracciones, lo que exige comprobaciones explícitas, que quedan fuera del alcance de este documento. En último término la incapacidad para resistirlas o la excesiva deformación implicada en ello puede sugerir la necesidad de replantear el análisis de sollicitaciones desde otros supuestos (ver apartado 3.2).

5 Vigas

- 1 Las vigas de edificios deben cumplir requisitos de capacidad resistente ante las solicitaciones de flexión y cortante en todas sus secciones, incluyendo las locales en extremos o puntos de acometida de cargas, y de deformación para garantizar flechas suficientemente pequeñas.

5.1 Flexión

- 1 Una viga es suficientemente segura a flexión si, para toda sección, se verifica:

$$M_d \leq f_d \cdot W_{pl} \quad [5.1]$$

donde:

M_d valor de cálculo del momento flector en la sección considerada. En los casos hiperestáticos, puede tomarse el valor correspondiente a análisis plástico, en el caso de sección constante, igualando los momentos de continuidad con el de vano.

W_{pl} valor del módulo resistente plástico. Para perfiles en doble T ordinarios puede tomarse el valor $1,3 \cdot A \cdot h$, siendo A el área de cada una de las alas, y h su altura.

f_d resistencia de cálculo del acero.

5.2 Cortante

- 1 Una viga es suficientemente segura a cortante si, para toda sección, a más de medio canto de los extremos o de toda acometida de carga local importante, se verifica que:

$$V_d \leq 0,57 \cdot f_d \cdot B \quad [5.2]$$

donde además:

V_d valor de cálculo del esfuerzo cortante en la sección considerada.

B valor de la sección resistente a cortante (figura 2.1)

5.3 Flecha

- 1 Un tramo de viga es suficientemente rígido si la flecha para la carga total, incluyendo nieve en cubierta, o sobrecarga de uso en pisos, es inferior al valor establecido como límite, de ordinario $L/400$ en pisos y $L/300$ en cubiertas. Para sección constante, si se cumple que:

$$L/h \leq (L/h)_{cr} \cdot f_d / \sigma_d \quad [5.3]$$

donde:

L/h esbeltez, o relación de luz L a canto h de la pieza

$(L/h)_{cr}$ esbeltez crítica, o valor de esbeltez con la que se alcanza la flecha tolerable, cuando la pieza está ajustada de resistencia a flexión, de valor:

	Voladizo	Apoyada	Empotrada-apoyada	Empotrada
Flecha 1/400	5	13	20	30
Flecha 1/300	7	17	26	40

σ_d tensión de cálculo en la fibra que la tiene máxima, de la sección sometida a momento máximo, que puede tomarse de valor M_d / W_{pl}

5.4 Combinación de cortante y momento

- 1 En extremos en continuidad, en los que tanto el momento como el cortante presentan un máximo, no puede alcanzarse simultáneamente la capacidad a ambas solicitaciones, ya que en la misma sección se superponen las tensiones elevadas de cada una (véase 2.5.5). En perfiles tipo IPE, como condición por este motivo, a medio canto de la cara de la sustentación, puede tomarse:

$$0,75 \cdot M_d + 0,65 \cdot V_d \cdot h \leq f_d \cdot W_{pl} \quad [5.4]$$

con los significados anteriores, lo que origina bajas de hasta el 15% de la capacidad de carga que permitirían las condiciones citadas, consideradas por separado.

- 2 En las tablas 5.1 se ofrece la solución de vigas IPE con carga uniforme, teniendo en cuenta las condiciones anteriores.

Tabla 5.1.a Viga IPE, doblemente apoyada, luz⁽¹⁾ (m)

IPE	masa (kg/m)	Carga uniforme ⁽²⁾ (kN/m)																	
		0,5	1,0	2,0	3,0	4,0	6,0	8,0	10	15	20	25	30	35	40	50	60	80	100
80*	6,0	4,3	3,3	2,5	2,6	2,1	1,8	1,7	1,5	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0	-	-	-	-	-
100*	8,1	3,5	4,3	3,4	3,1	2,8	2,4	2,2	2	1,7	1,5	1,4	1,3	1,3	1,2	1	-	-	-
120*	10,4	6,8	5,3	4,2	3,5	3,3	2,9	2,6	2,4	2,1	1,9	1,8	1,7	1,6	1,5	1,3	1,2	1,0	-
140*	12,9	8,1	6,3	5,0	4,5	4,0	3,5	3,1	2,9	2,5	2,3	2,1	2,0	1,9	1,8	1,6	1,4	1,2	1,1
160	15,8	9,5	7,4	5,8	5,2	4,8	4,0	3,7	3,4	3,0	2,7	2,5	2,3	2,2	2,1	1,9	1,7	1,5	1,3
180	18,8	11,0	8,5	6,7	6,0	5,5	4,7	4,3	3,9	3,5	3,1	2,9	2,7	2,5	2,4	2,2	2,0	1,7	1,5
200	22,4	12,5	9,7	7,5	7,0	6,0	5,3	4,8	4,5	4,0	3,5	3,3	3,1	2,9	2,8	2,5	2,3	2,0	1,8
220	26,2	13,5	10,9	8,5	7,5	7,0	6,0	5,5	5,0	4,5	4,0	3,7	3,4	3,3	3,1	2,9	2,6	2,3	2,0
240	30,7	15,5	12,2	9,6	8,5	7,5	6,5	6,0	5,5	5,0	4,4	4,1	3,9	3,7	3,5	3,2	3,0	2,6	2,3
270	36,1	17,5	14,0	13,0	10,0	9,0	7,5	7,0	6,5	5,5	5,1	4,7	4,4	4,2	4,	3,7	3,4	3,0	2,6
300	42,2	20,0	15,8	13,5	11,0	10,0	8,5	7,8	7,0	6,0	5,7	5,3	5,0	4,7	4,5	4,2	3,9	3,4	3,0
330	49,1		17,7	15,0	12,5	11	9,5	8,8	8,0	7,0	6,4	6,0	5,6	5,3	5,1	4,7	4,4	3,8	3,4
360	57,1		19,7	15,5	14,0	12,5	11	9,8	9,0	8,0	7,2	6,6	6,2	5,9	5,7	5,2	4,9	4,3	3,9
400	66,3		22,2	19,0	16,0	14	12	11	10	9,0	8,1	7,5	7,0	6,7	6,4	5,9	5,6	4,9	4,4
450	77,6			21,0	18,0	16	14	12,5	11,5	10	9,2	8,5	8,0	7,6	7,2	6,7	6,3	5,6	5,0
500	90,7				20,5	18	15,5	14	13	11,5	10,3	9,6	9,0	8,6	8,2	7,6	7,1	6,5	5,7
550	106					20,5	17,5	16	14,5	12,5	11,5	10,7	10,1	9,6	9,1	8,5	8,0	7,2	6,4
600	122						19,5	17,5	16	14	12,8	11,9	11,2	10,6	10,2	9,4	8,9	8,0	7,2

Tabla 5.1.b Vigas IPE, empotrada-apoyada, luz⁽¹⁾ (m)

80*	6,0	5,5	4,3	3,4	2,9	2,7	2,3	2,1	1,9	1,7	1'5	1'4	1'2	1'1	1'0	-	-	-	-
100*	8,1	7,1	5,6	4,4	3,8	3,4	3,0	2,7	2,5	2,2	2,0	1'8	1'6	1'5	1'4	1'2	1'1	-	-
120*	10,4	8,8	6,8	5,4	4,7	4,2	3,7	3,3	3,1	2,7	2,4	2'2	2'0	1'8	1'7	1'5	1'3	1'1	1'0
140*	12,9	10,5	8,2	6,4	5,6	5,0	4,4	4,0	3,7	3,2	2,9	2'7	2'5	2'3	2'1	1'8	1'6	1'4	1'2
160	15,8	12,3	9,5	7,5	6,4	5,9	5,2	4,7	4,3	3,8	3,4	3,2	2'9	2'7	2'5	2'2	1'9	1'5	1'4
180	18,8	14,1	11,0	8,6	7,5	6,8	5,9	5,4	5,0	4,2	3,9	3,7	3'4	3'1	2'9	2'5	2'3	1'8	1'7
200	22,4	16,0	12,5	9,8	8,5	7,7	6,7	6,1	5,7	5,0	4,5	4,2	3,9	3'6	3'4	3'0	2'6	2'2	1'9
220	26,2	18,0	14,0	11,0	9,6	8,7	7,6	6,9	6,4	5,6	5,1	4,7	4,4	4'2	3'9	3'4	3'0	2'5	2'2
240	30,7	20,2	15,7	12,4	10,8	9,8	8,5	7,7	7,2	6,2	5,7	5,3	4,9	4,7	4'4	3'9	3'5	2'9	2'5
270	36,1		17,9	14,1	12,3	11,1	9,7	8,8	8,2	7,1	6,5	6,0	5,6	5,4	5'1	4'5	4'0	3'4	2'9
300	42,2		20,3	16,0	13,8	12,6	11,0	10,0	9,2	8,1	7,3	6,8	6,4	6,1	5'8	5'1	4'6	3'9	3'4
330	49,1			17,9	15,6	14,1	12,3	11,2	10,4	9,0	8,2	7,6	7,2	6,8	6'5	5'8	5'2	4'4	3'8
360	57,1			19,9	17,4	15,7	13,7	12,5	11,6	10,1	9,2	8,5	8,0	7,6	7,2	6'6	5'9	5'0	4'4
400	66,3			22,4	19,5	17,7	15,4	14,0	13,0	11,3	10,3	9,6	9,0	8,5	8,2	7'5	6'7	5'7	5'0
450	77,6				22,2	20,1	17,6	15,9	14,8	12,9	11,7	10,9	10,2	9,7	9,3	8'5	7'7	6'5	5'7
500	90,7						19,8	18,0	16,7	14,5	13,2	12,3	11,5	10,9	10,5	9'7	8'8	7'3	6'5
550	106						22,1	20,1	18,6	16,3	14,8	13,7	12,9	12,3	11,7	10,9	9'9	8'4	7'4
600	122							20,7	18,1	16,4	15,2	14,3	13,6	13,0	12,1	11'2	9'5	8'3	

Tabla 5.1 Vigas IPE, doblemente empotrada, luz⁽¹⁾ (m)

80*	6,0	7,1	5,5	4,4	3,8	3,4	3,0	2,7	2,5	2,1	1,8	1'6	1'5	1'3	1'2	1'1	1'0	-	-
100*	8,1	9,2	7,0	5,6	4,9	4,4	3,9	3,5	3,2	2,8	2,4	2,1	1'9	1'8	1'6	1'4	1'3	1'1	-
120*	10,4	11,3	8,8	6,9	6,0	5,4	4,7	4,3	4,0	3,4	3,0	2,6	2'4	2'2	2'0	1'8	1'6	1'3	1'1
140*	12,9	13,5	10,5	8,2	7,2	6,5	5,7	5,1	4,8	4,2	3,6	3,2	2,9	2'9	2'5	2'2	1'9	1'6	1'4
160	15,8	15,8	12,3	9,6	8,4	7,6	6,6	6,0	5,6	4,9	4,3	3,8	3,5	3'2	3'0	2'6	2'3	1'9	1'7
180	18,8	18,1	14,1	11,1	9,6	8,7	7,6	6,9	6,4	5,6	4,9	4,5	4,0	3'7	3'4	3'0	2'7	2'3	2'0
200	22,4	20,6	16,0	12,6	11,0	10,0	8,7	7,9	7,3	6,4	5,7	5,1	4,6	4,3	4'0	3'5	3'2	2'6	2'3
220	26,2		18,1	14,2	12,4	11,2	9,8	8,9	8,2	7,2	6,5	5,9	5,3	4,9	4,6	4'0	3'6	3'0	2'7
240	30,7		20,2	15,9	13,8	12,5	10,9	9,9	9,2	8,0	7,3	6,6	6,0	5,6	5,2	4'6	4'1	3'5	3'0
270	36,1			18,1	15,8	14,3	12,5	11,3	10,5	9,2	8,3	7,6	6,9	6,4	6,0	5'3	4'8	4'0	3'5
300	42,2			20,5	17,9	16,2	14,1	12,8	11,9	10,4	9,4	8,7	7,9	7,3	6,8	6'1	5'5	4'6	4'0
330	49,1				20,0	18,2	15,8	14,4	13,3	11,6	10,6	9,9	8,9	8,2	7,7	6,9	6'2	5'3	4'6
360	57,1					20,2	17,6	16,0	14,9	13,0	11,8	10,9	10,0	9,3	8,7	7,8	7'0	6'0	5'2
400	66,3						19,9	18,0	16,7	14,6	13,2	12,3	11,4	10,5	9,8	8,8	8'0	6'8	5'9
450	77,6						22,6	20,5	19,0	16,6	15,1	14,0	13,0	12,0	11,2	10,0	9'1	7'7	6'8
500	90,7							21,4	18,7	17,0	15,8	14,8	13,7	12,8	11,4	10,4	8'8	7'7	
550	106								21,0	19,0	17,6	16,6	15,4	14,4	12,9	11,7	10'0	8'8	
600	122									21,1	19,6	18,4	17,3	16,2	14,5	13,2	11'3	9'9	

(1) Para una flecha de 1/400 de la luz

(2) Situación ordinaria; carga total en valor característico, sin afectar de coeficiente de seguridad.

* Los perfiles menores de IPE 160 son de perfil IPN

- 3 En el caso de vigas apoyadas casi sistemáticamente la condición crítica es la de flecha (valores con coma en la tabla 5.1). En la empotrada-apoyada la combinación de flexión y cortante (valores con comilla) domina sobre la de flexión (en cursiva). En ninguna de las combinaciones tabuladas resulta crítico el cortante.

5.5 Pandeo lateral

- 1 Se puede suponer que no hay incidencia de pandeo lateral cuando el cordón comprimido se arriostra al menos cada 40 veces su radio de giro a flexión lateral, lo que, en piezas en doble T, equivale a 10 veces el ancho del ala. La conclusión se predica también de todo tipo de vigas de alma llena, con canto no superior al doble de su ancho, si el arriostramiento se dispone en cualquiera de los cordones. Varias vigas paralelas pueden autoarriostrarse entre sí. El sistema de arriostramiento o autoarriostramiento debe cumplir la condición establecida en 6.3.
- 2 En el caso de vigas peraltadas de alma llena, con canto mayor que el doble del ancho, o alma en celosía, si lo que está arriostrado es el cordón traccionado, el cordón comprimido debe soportar el pandeo lateral, partiendo de una imperfección como la indicada en 4.2, tomando para **H** la longitud comprimida, y como sensibilidad a pandeo, la curva "c".
- 3 No quedan cubiertas por este documento las vigas exentas, con posibilidad no coaccionada de flexión lateral y torsión.

5.6 Comprobaciones locales: cargas puntuales

- 1 Si el extremo de la viga se sustenta por alma, (figura 5.1,a), es suficiente comprobar el cortante, con [5.2] hasta la cara del elemento sustentante.

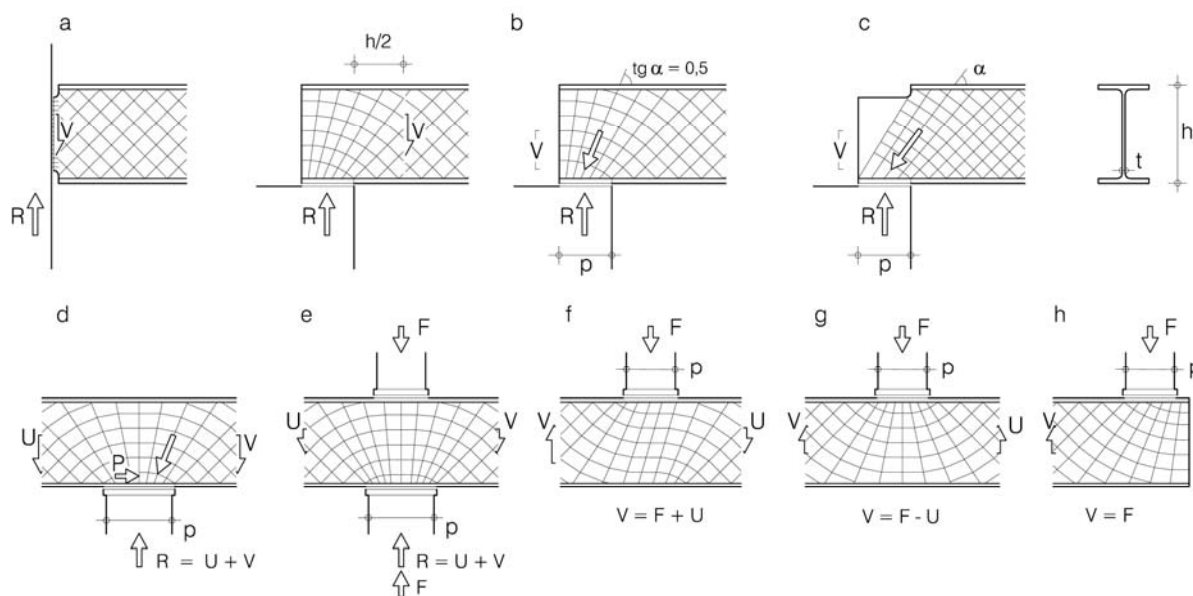


Figura 5.1 Acciones locales en vigas

- 2 En los casos en que hay una carga o reacción sobre el alma de la viga (figura 5.1 b .. h), la superficie del alma en la vertical de la entrega debe ser capaz de soportar, sin aplastamiento, el efecto de la carga y bielas de cortante, para lo que es suficiente que se cumpla:

$$Q_d \leq p \cdot t \cdot f_d \quad [5.5]$$

donde:

Q_d valor de cálculo de la fuerza local equivalente de la actuante y las bielas de alma, considerando el efecto de sus componentes tangenciales, según [2.1], de valor: $1,3 \cdot R_d$, en el caso de apoyo simple, (figura 5.1-b)

- $(1,3+p/h) \cdot R_d$, en el caso de apoyo con ala superior eliminada, (figura 5.1-c)
- $1,75 \cdot R_d$, en el caso de apoyo en continuidad, (figura 5.1-d)
- $1,75 \cdot R_d + F_d$, si además acomete una fuerza en la cara superior (figura 5.1-e)
- $1,75 \cdot V_d + 0,25 \cdot U_d$, si se trata de una carga en un punto intermedio de la viga, en el que el cortante se incrementa al paso de la carga (figura 5.1-f)
- $1,75 \cdot F_d$, si se trata de una carga en un punto intermedio de la viga, en el que el cortante cambia de signo (figura 5.1-g)
- $1,3 \cdot F_d$, si se trata de una carga en el extremo de la viga (figura 5.1-h)

- R_d valor de cálculo de la reacción de sustentación ante acción distribuida
- F_d valor de cálculo de la acción local
- p ancho del alma sobre la entrega o bajo la carga, **complementada si es preciso con rigidizadores tales como los de la figura 5.2**
- t grueso del alma
- f_d resistencia del cálculo del acero

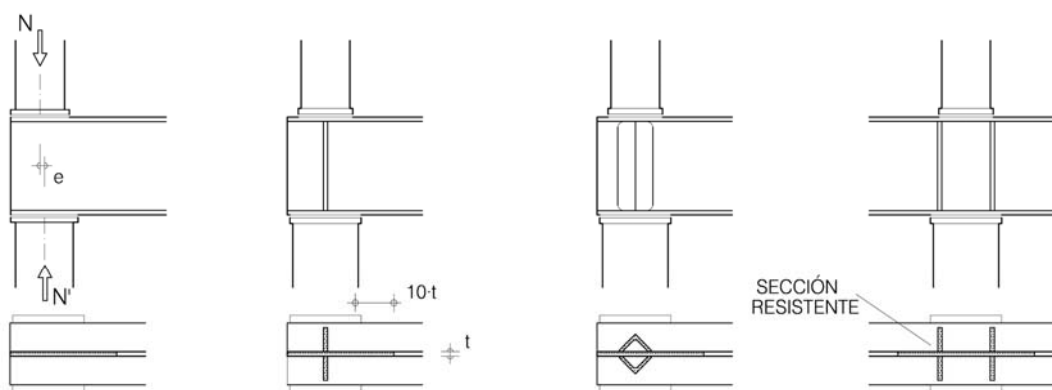


Figura 5.2 Rigidizadores bajo acciones o reacciones locales

- 3 Además, el alma, como pieza esbelta, debe soportar la compresión de la biela citada. Como compresión puede tomarse la que existe a mitad de su altura. Como longitud de pandeo puede tomarse 0,8 de la altura del alma con espesor t . Como sensibilidad a pandeo, puede tomarse la curva "c". Como ancho de la sección puede considerarse el de la entrega más hasta $10 \cdot t$ a cada lado. Para la comprobación de pandeo, con [4.1], puede suponerse, con perfiles IPE que el coeficiente de pandeo es 0,6.
- 4 En la tabla 5.2 aparece la entrega, p , mínima en extremos apoyados y en continuidad, para carga uniforme, y en la 5.3 la fracción de la capacidad a cortante que es capaz de soportar para cada ancho, p , de acometida de carga.

Tabla 5.2 Entrega relativa al canto (p/h) de vigas IPE con apoyo simple

Relación de luz a canto	10	12	15	20	30	40
empotrada en el otro extremo	0,7	0,6	0,5	0,4	0,2	0,1
apoyada en el otro extremo	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	
continuidad, empotrada en otro				0,5	0,2	0,05
Cont. apoyada en otro			0,5	0,3	0,03	
Con ala recortada		0,8	0,5	0,3	0,2	0,1

La condición de pandeo es la que gobierna el problema cuando la entrega es comparable al canto de la viga, y en el caso de ala superior eliminada.

5.7 Abolladura del alma

- 1 Se puede suponer que las almas con una delgadez, d/t , menor de 60, como son en general las de los perfiles ordinarios, como los IPE, aun sometidas al máximo cortante que permite la [5.2], soportan con seguridad la abolladura que induce la diagonal comprimida.
- 2 En las vigas con un alma de delgadez, d/t , mayor de 60, si el alma cumple [5.2], puede suponerse que la diagonal comprimida soporta la abolladura, si cuenta con rigidizadores, de ancho $d/8$, con grueso, r , igual al del alma, t , (véase figura 5.3), dispuestos en los extremos, y a lo largo de la directriz, con un intervalo, a , para S275, de valor:

Delgadez del alma d/t	65	70	75	80	90	100	120	140	170	200
Intervalo a/d	7,0	2,7	2,0	1,6	1,2	1,1	0,8	0,7	0,5	0,4

Si como es habitual, el cortante decrece linealmente hasta anularse en el centro de la viga, en el punto medio de la semiluz, los rigidizadores pueden disponerse a distancia doble de la señalada.

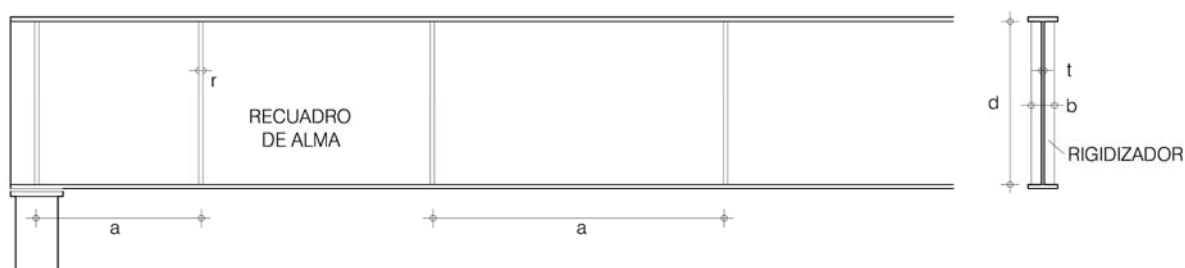


Figura 5.3 Rigidizadores de alma

5.8 Reglas complementarias

5.8.1 Vigas alveoladas

- 1 Si a una viga de alma llena se le da un corte en zigzag y se suelda consigo misma, una vez desplazadas las dos partes, puede obtenerse una viga alveolada con canto mayor que el original, incrementando su capacidad a momento y consecuentemente su rigidez, pero con una pérdida aparatosa de capacidad a cortante, (quedando entre la tercera y cuarta parte de la del perfil original).
- 2 La comprobación resistente puede limitarse en general a las esquinas interiores del alveolo más próximo al extremo sustentado, (figura 5.4), con la expresión.

$$M_d / A_o \cdot z + V_d a / 2 \cdot W_o \leq f_d \quad [5.7]$$

donde:

M_d, V_d	valores de cálculo de la sollicitación de momento y cortante en el centro del alveolo
z	distancia entre los centros de gravedad de ambos cordones (figura 5.4)
a	semilongitud del cordón en el alveolo
A_o, W_o	sección y módulo resistente mínimo del cordón
f_d	resistencia del acero para la situación considerada

- 3 Como comprobación de rigidez puede usarse la expresión [5.3] considerando una esbeltez crítica un 15% menor que la indicada en el apartado 2.3.1
- 4 En general, la comprobación a momento, por sí solo, no es relevante y puede obviarse.

- 5 El campo de utilización de este tipo de perfiles se limita a una estrecha banda de luces entre 7 y 14 m con una carga de 5 a 10 kN/m, y por tanto, en general, a cubiertas ligeras. Debe procurarse no disponer alveolos encima de los elementos de sustentación e incluso, para rentabilizar la expresión [5.6], proceder al taponado del orden del 15% de los alveolos en cada extremo.

5.8.2 Vigas debilitadas por agujeros

- 1 Si en una viga de alma llena se dispone un taladro local, puede prescindirse de la reducción de capacidad a momento flector, encomendada básicamente a las alas, pero la capacidad resistente a cortante puede verse afectada severamente.

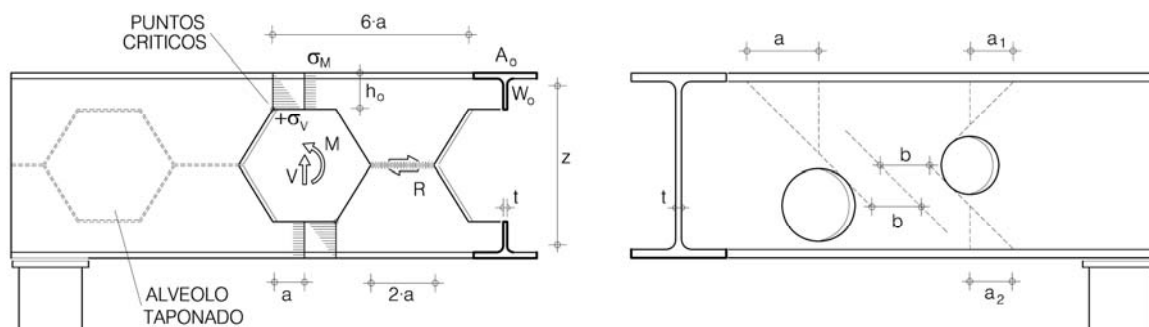


Figura 5.4 Vigas alveoladas y agujereadas

- 2 El modelo general es el de la figura 5.1, de un enrejillado a 45°, en el que la pérdida de capacidad a cortante viene definida por la amplitud de bielas intersecadas por el agujero. Para agujeros a más de medio canto del extremo, es suficiente que se verifique que:

$$V_d / a \cdot t \leq 0,57 f_d \quad [5.8]$$

donde

- V_d valor de cálculo de la sollicitación de cortante en el centro del taladro
 - a desarrollo, en el entronque de alma y ala, desde la vertical por el centro del agujero hasta la tangente que se cruza con ella, según se indica en la figura 5.4. Si hay desarrollo en ambos bordes, como valor de a se toma la suma de ambos, en la figura $a_1 + a_2$
 - t grueso del alma
 - f_d resistencia del acero para la situación considerada
- 3 Si hay dos taladros relativamente próximos, como comprobación local puede usarse la expresión [5.8], adoptando para el valor a la semidistancia en horizontal entre las tangentes internas a los dos huecos, en la figura, la cota anotada como b .
- 4 La regla anterior no cubre el caso en que el desarrollo citado sea negativo, como sucede en el caso de los perfiles alveolados.

5.8.3 Vigas reforzadas con hormigón

- 1 Si la viga de acero soporta un forjado de algunas de las variantes de hormigón, rellenándose el nudo con ese material, cabe considerar que la viga queda reforzada.
- 2 Para el estudio de esta solución se puede generalizar la regla de 2.5.1 por la que, como capacidad resistente puede tomarse la procedente de cualquier distribución de tensiones que optimice su valor, que equilibre el esfuerzo o la combinación de esfuerzos actuantes sobre la sección, respetando en todo punto la resistencia del material, ampliada al caso en que algunos de los puntos sean de hormigón.

- 3 El cálculo de este tipo de vigas, si no se apuntalan, debe hacerse en dos fases. En la primera se considera el peso propio de perfil y forjado, de acuerdo con el régimen de sustentación, continuidad y características de la sección de acero. En la segunda, con el hormigón ya fraguado, se considera el resto de cargas, con la sustentación, continuidad y sección conjunta. En general, para ambas fases puede aplicarse cálculo plástico.
- 4 Si el perfil queda embebido, pasando sólo algo de hormigón por encima, (figura 5.5-a) se produce, para la segunda fase, un ligero aumento del brazo de palanca, debido a que el canto total c es mayor que la altura del perfil, h , lo que repercute en un ligero incremento de la capacidad a momento positivo, con una mejora algo mayor de indeformabilidad, y, en cualquier caso, eliminando los problemas de abolladura del alma, sobre todo en los puntos de acometida de cargas locales, y, además, incrementando notablemente la resistencia a incendio.

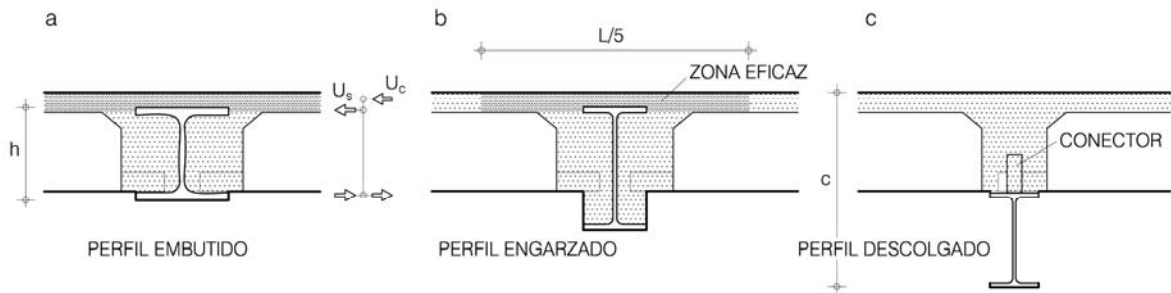


Figura 5.5 Vigas con hormigón

- 5 Aun cuando el perfil sobresalga por debajo del forjado (figura 5.5-b), mientras la cabeza en te quede embebida en hormigón, cabe suponer el conjunto monolítico, pudiéndose considerar, como zona eficaz a efectos de momento positivo en la segunda fase, la totalidad de la losa superior de hormigón, a ambos lados del perfil, en una amplitud de $L/5$, siendo L la longitud entre puntos de momento nulo de la viga.
- 6 Este apartado no cubre el caso en que el perfil queda totalmente descolgado, (figura 5.5-c), con una superficie de contacto con el hormigón trivialmente plana, que exige considerar además el problema de conexión, lo que queda fuera del alcance de este documento.

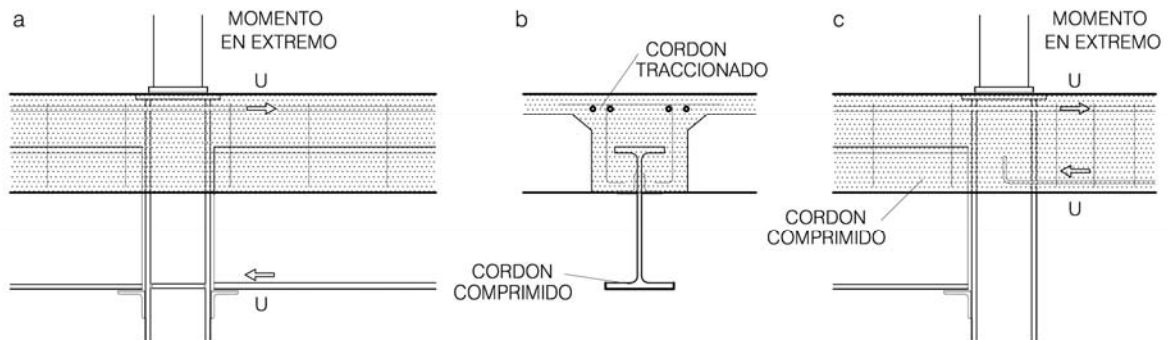


Figura 5.6 Nudos y continuidad de tramos de forjados

- 7 Para los cálculos de segunda fase, aunque el perfil metálico de la viga se encuentre interrumpido por el soporte, (figura 5.6-a), se puede conseguir continuidad a momentos negativos, a partir de la armadura superior pasante sobre el soporte, y la compresión del cordón inferior. Incluso donde no se prolongue el perfil (figura 5.6-c) cabe todavía considerar una continuidad parcial con el canto del forjado de hormigón.

5.9 Arranque de vigas

- 1 Si el perfil de la viga se dispone sobre un muro, de fábrica u hormigón, tal como es el caso de un cargadero, conviene disponer una placa de asiento, a la que se recibe el perfil de la viga (figura 5.7-a). Como luz se debe tomar la que hay entre centros de reacción de sustentación, pero no superior a la libre más medio canto en cada extremo. Si la entrega es muy superior, cabe considerar algún grado de empotramiento, si se consigue movilizar la fuerza para ello a la distancia adecuada.
- 2 Si la viga debe arrancar de la pared de un muro de hormigón, puede disponerse una chapa recibida en el muro, uniéndose posteriormente la viga a la chapa. Dada la poca precisión de la situación del muro, aunque la viga se corte en obra, es casi inevitable que el apoyo se realice en un casquillo (figura 5.7-b). la luz de la viga puede medirse al punto de la reacción del casquillo, y el cálculo de mismo con las reglas de apartados anteriores.
- 3 Si se trata de sustentar un forjado, losa, rampa, o meseta de hormigón, en un punto intermedio de un muro ya ejecutado, puede disponerse un angular atornillado (figura 5.7-c). De acuerdo con 4.6, como grueso del angular basta un tercio del ancho eficaz que se necesita para sustentar el forjado sin aplastamiento del hormigón. Bajo rasante, el cálculo del tornillo puede sacar partido de considerar la reacción con la máxima oblicuidad posible.

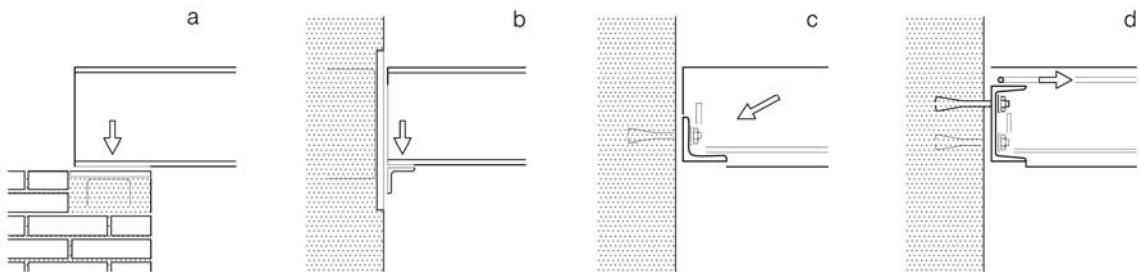


Figura 5.7 Vigas sustentadas en fábricas

- 4 Si se trata de sustentar una viga de hormigón en un punto intermedio de un muro ya ejecutado, cabe conseguir algo de empotramiento, disponiendo un perfil con canto apropiado (figura 5.7-d), en cuya cara superior se suelda la armadura de continuidad. En ese caso es imprescindible disponer dos filas de tornillos, calculando la superior para dar cuenta de la tracción.

6 Otros elementos

6.1 Chapas grecadas

- 1 Las chapas grecadas tienen, por lo general, una delgadez elevada, por lo que los cálculos deben hacerse con una parte, eficaz, de la sección, que, de manera simplificada, puede considerarse formada por la totalidad de la parte traccionada y trozos de amplitud $20 \cdot t$ a partir de la línea neutra, y de todo pliegue de la zona comprimida, (figura 6.1), siendo t el grueso de la chapa, que de ordinario, debe tener al menos 0,7 mm.

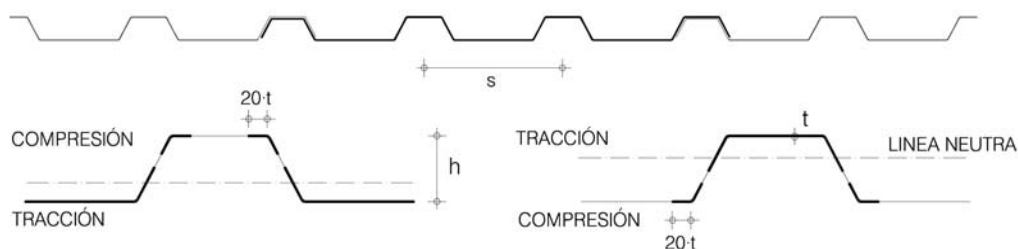


Figura 6.1 Sección eficaz de una chapa grecada

- 2 Cuando la chapa se usa por sí sola como elemento a flexión, como suele ser el caso de cubiertas, como comprobación resistente a momento puede usarse la expresión:

$$M_d \leq 64 \cdot t^2 \cdot h \cdot f_d / s \quad [6.1]$$

donde:

- M_d momento flector máximo, por unidad de ancho, positivo o negativo, obtenido del análisis de la chapa como viga continua de sección constante, pasante sobre los apoyos, procedente de la consideración de peso propio más la nieve y viento que resulten procedentes. En general basta tomar la suma de componentes perpendiculares al faldón de: peso propio, nieve y presión de viento, considerando un coeficiente global de seguridad de 1,25
- h canto del perfil
- f_d resistencia de cálculo del acero de la chapa; si es S235 el valor en situación ordinaria es 220 N/mm^2
- s intervalo entre ondas

Puede suponerse que si la chapa es segura a momento, lo es a cortante. Para controlar la deformación a límites aceptables, la esbeltez L/h no debe ser superior a 50 en tramos continuos.

NOTA: La solución de este párrafo es aplicable sólo si no se exige o no se necesita resistencia a incendio

- 3 Si la chapa se usa como base de un forjado, y no se apuntala, la comprobación debe hacerse en dos fases. En la primera se considera como carga el peso del hormigón colaborante, y como elemento resistente sólo la chapa, pudiéndose aplicar la [6.1], adoptando para f_d una fracción de resistencia del acero, reservando el resto para la segunda fase.

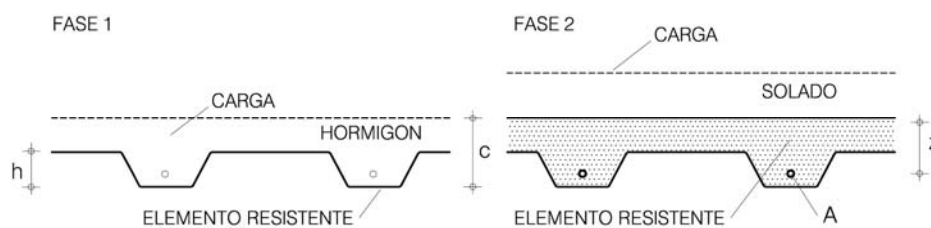


Figura 6.2 Forjado de chapa

- 4 Para la segunda fase, con el resto de cargas, dada la desproporción de inercia entre hormigón y chapa, lo más sencillo es prescindir de la colaboración de la chapa, comprobando con:

$$M_d \leq A \cdot z \cdot f_s / s \quad [6.2]$$

donde además:

- M_d momento flector máximo, por unidad de ancho, positivo o negativo, según que la armadura considerada se disponga en la parte inferior o superior respectivamente, obtenido del análisis como elemento de hormigón, pudiendo usar análisis plástico.
- A sección de la armadura, por cada onda.
- z brazo de palanca de la armadura, que puede tomarse igual al canto total del forjado, c , menos el recubrimiento, de ordinario 0,03 m
- f_{yd} resistencia de cálculo del acero de la armadura.

Puede suponerse que si el forjado es seguro a momento lo es a cortante. Para controlar la deformación a límites aceptables, la esbeltez L/c no debe ser superior a 30 en tramos continuos.

NOTA: En este apartado no se considera la adherencia entre hormigón y chapa, que permite tratar el conjunto como una sección mixta, reduciendo la armadura, a cambio de incrementar las tensiones de la chapa. Ello es debido a que, por incendio, debido al pequeño espesor de la chapa, no se puede contar con ella, debiendo disponerse, de todas formas, una armadura similar a la que se obtiene con [6.2]. Considerar indentaciones o contar con capacidad garantizada a rasante puede permitir que se soporten cargas muy superiores a las de vivienda, agotando las posibilidades de la chapa, sin demandar armadura, siempre que no se exija resistencia a incendio.

6.2 Correas

- 1 Se denomina correa a la pieza a flexión dispuesta en un faldón de cubierta, en una línea de nivel, horizontal, destinada a soportar el tablero o chapa con el que se resuelve.
- 2 Como acciones para el cálculo de las correas pueden tomarse las indicadas para el caso de la chapa de cubierta. Por lo general, el peso de la propia correa puede despreciarse. Si el ángulo de pendiente del faldón es α , y se dispone un elemento suficientemente rígido, tal como una chapa, panel o tablero eficazmente engarzado a las correas, como valor de carga transversal puede tomarse:

- de peso propio: $p \cdot \cos \alpha$, siendo p el peso vertical por unidad de superficie de faldón
- de nieve: $s \cdot \cos^2 \alpha$, siendo s la carga de nieve por unidad de superficie de planta
- de viento: w , siendo w la presión de viento por unidad de superficie de faldón

Si no existe el elemento citado, las correas deben calcularse para la composición vectorial de estas acciones, considerando flexión esviada, lo que excede del alcance de este documento.

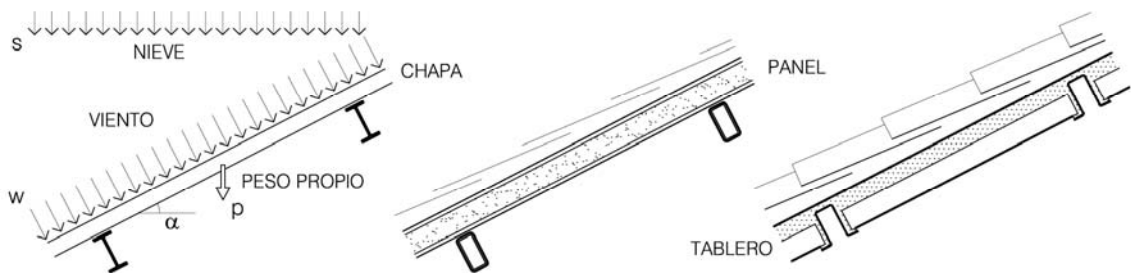


Figura 6.3 Correas de cubierta

- 3 En general el análisis de las correas puede hacerse como piezas continuas si se disponen pasantes sobre varios apoyos. Si se respetan las limitaciones de 2.2 en cuanto a la delgadez de las secciones, el análisis puede ser plástico, igualando momento de vano con los de continuidad.
- 4 Las correas pueden comprobarse con las reglas del apartado 5 para vigas, teniendo en cuenta:
- para resistencia a momento y cortante, como coeficiente de seguridad ante la carga total, de peso propio más nieve y viento, puede tomarse 1,25 en situación ordinaria.

- para el control de deformación, como flecha admisible puede tomarse $1/300$ de la luz.
- 5 Siempre resulta suficiente la sección indicada en la tabla 5.1 para perfiles IPE, u otro que posea la característica que corresponda, sección a cortante, módulo resistente a flexión, o inercia, al menos iguales.
 - 6 Si como elemento de cubierta se dispone un tablero con losa superior de hormigón, éste puede contarse favorablemente en los términos establecidos a propósito de las vigas, en 5.8.3

6.3 Vigas de alma en celosía

- 1 Se denominan formas, cerchas o celosías, las piezas planas formadas por elementos que constituyen un sistema triangulado, destinadas a salvar luces no rentables con la solución de perfiles simples, de altura constante o variable, o ajustadas a una forma compleja como la de cubierta.
- 2 En cuanto a la constitución interior no suelen ser eficaces las disposiciones redundantes tales como cruces, siendo en general preferible la de simples diagonales.
- 3 En cuanto a la sustentación exterior, si la pieza se enlaza a soportes de sección o rigidez mucho menor que la suya, puede considerarse que la unión de la celosía al soporte es una articulación o apoyo a efectos del análisis de acciones verticales, sin perjuicio de que, si no se dispone diagonales de arriostrado, para el análisis de la acción horizontal sobre el conjunto, deba suponerse que los soportes están rígidamente unidos a las celosías.



Figura 6.4 Elementos de una celosía

- 4 Si la sustentación es isostática, tal como la de piezas simplemente apoyadas, y no hay redundancia interior, el análisis de las solicitaciones axiales de cada elemento es inmediato por equilibrio, geométrico o algebraico, bien nudo a nudo, de manera ordenada, o por cortes, en orden cualquiera.
- 5 Si la sustentación es redundante, como en el caso de celosías pasantes sobre tres o más apoyos, para el análisis de solicitaciones con el modelo de viga continua, debe tenerse en cuenta la influencia de la rigidez a cortante, derivada de la deformación de montantes y diagonales de alma, lo que reduce sensiblemente los momentos de empotramiento en relación con los que se producirían en una viga de alma llena. En general, la sustentación redundante no gana en eficacia respecto a la de tramos independientes aislados.
- 6 Si los ángulos que forman los elementos entre sí son moderados, típicamente entre 15° y 75° , pueden despreciarse los momentos secundarios debidos a deformación de la celosía, siendo suficientemente seguro comprobar cada elemento para la solicitación axial que corresponda a cada caso de carga considerada, junto con los momentos locales procedentes de:
 - cargas que acometen a puntos intermedios de los elementos, distintos de los nudos, considerando el elemento como una pieza continua pasante sobre los nudos. Es el caso en el que la celosía sustente correas o vigas con una cadencia inferior a la de los nudos, o en la fase de peso propio, cuando se dispone un forjado de hormigón. La flexión local, debida a la acción de viento en celosías al exterior puede despreciarse. En general, aun considerando la flexión compuesta que pueda resultar, no suele ser eficaz disponer nudos a intervalos inferiores a dos metros.
 - la restitución del equilibrio en el caso en que las directrices de los elementos que concurren en un mismo nudo no se corten en un solo punto. En general resulta crucial que exista esa coincidencia en los nudos extremos.

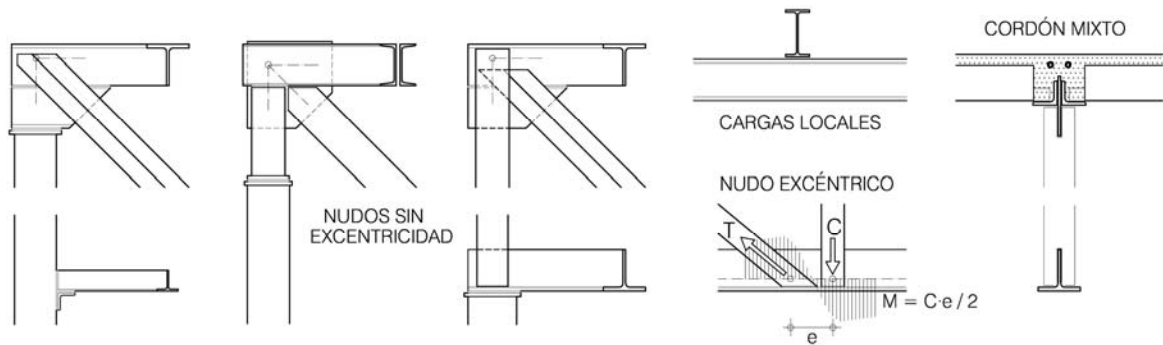


Figura 6.5 Momentos locales en elementos de celosía

- 7 Tras el análisis, la comprobación de los elementos a compresión simple puede hacerse con la expresión [4.1] considerando como longitud de pandeo:
- a- para los cordones y pandeo en el plano de la celosía, la distancia entre ejes de nudos;
 - b- para los montantes y diagonales, y pandeo en el plano de la celosía, la longitud libre entre barras;
 - c- para los montantes y diagonales, y pandeo fuera del plano de la celosía, la longitud entre ejes de nudos.
 - d- para los cordones y pandeo fuera del plano de la celosía:
 - en el caso del cordón superior, cuando sustenta vigas transversales, con un sistema horizontal de autoarriostrado, (véase párrafo siguiente), la distancia entre ejes de vigas.
 - en el caso del cordón superior, cuando sustenta un forjado con losa superior monolítica, puede prescindirse del pandeo para las cargas adicionales a las de peso propio; y puede considerarse el refuerzo que significa el hormigonado del nudo, en términos análogos a los del apartado 5.8.3.
 - en el caso del cordón superior, cuando va a sustentar un forjado, para la fase de peso propio, el intervalo o cadencia de piezas prefabricadas.
 - cuando no existen vigas ni forjado, como es el caso de celosías continuas, o cargadas en el cordón inferior, el pandeo se debe analizar como un problema de segundo orden, de acuerdo con los puntos que puedan considerarse fijos, y a partir de una excentricidad accidental, cuestión que excede del alcance de este documento.
 - e- para el caso de perfiles huecos en cordones continuos, diagonales o montantes, soldados en todo su perímetro, el valor correspondiente de entre los casos anteriores, aplicando el factor 0,9 a los cordones, y 0,75 a los montantes y diagonales.
- 8 Para que un conjunto de cordones comprimidos de celosías pueda considerarse autoarriostrado, debe disponerse en su plano un sistema de vigas enlazadas entre sí con un elemento de rigidización, (figura 6.6), dimensionado para soportar fuerzas, por valor de 1/65 de la suma de las compresiones de todos los cordones paralelos que se arriostran. Puede suponerse que un forjado enlazado al cordón, con losa superior monolítica y armada cumple esa condición.

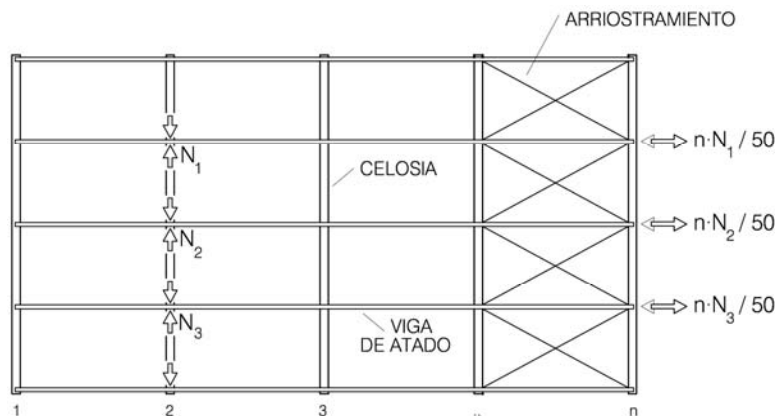


Figura 6.6 Autoarriostrado de un sistema de elementos paralelos

- 9 La comprobación de los elementos de la celosía, solicitados a tracción simple o compuesta puede hacerse, sección a sección, con los criterios establecidos en el capítulo 2 y en 6.5.
- 10 La comprobación de los elementos a flexión compuesta con pandeo puede hacerse en términos análogos a los establecidos en 4.2, siendo en general suficiente la comprobación en centro de vano a compresión, con la suma de la excentricidad accidental ampliada $e_o/(1-r)$, más la excentricidad debida al momento, así mismo ampliada, $e_M/(1-r)$

6.4 Arriostrado

- 1 Se denomina arriostrado al sistema de diagonales, cruces o elementos equivalentes, que se ocupan de soportar la acción horizontal sobre el conjunto del edificio y de inmovilizar todos los nudos entre soportes y forjados o cubiertas.
- 2 Si se disponen cruces, para cada análisis puede prescindirse del elemento que resultare comprimido. En general, cuando una diagonal ineludible para el equilibrio está comprimida, y tiene un coeficiente de pandeo inferior a $\frac{1}{2}$, resulta eficaz cambiarla por una cruz.

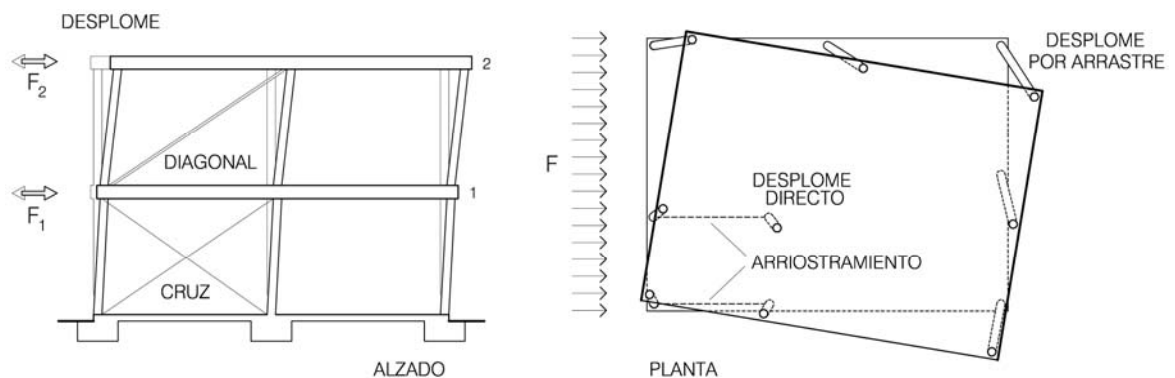


Figura 6.7 Sistema de arriostrado de soportes

- 3 El análisis debe hacerse planta a planta, equilibrando con la inferior las acciones horizontales que actúan sobre la superior, mediante las triangulaciones existentes entre ambas, que pueden disponerse en distinta posición en cada planta, si se dispone de un elemento intermedio capaz de dar de sí para equilibrarlas. La losa superior del forjado se considera suficiente para tal misión.
- 4 Cuando solo existan tres triangulaciones en planos no paralelos ni concurrentes, la sollicitación de cada una puede decidirse a partir del equilibrio en planta con la acción horizontal. No es preciso que la diagonal se disponga al centro del soporte, si los cálculos se hacen con su situación real.
- 5 Si existen varias triangulaciones paralelas en disposición simétrica, pueden sustituirse a efectos de análisis en su centro de gravedad repartiendo posteriormente su sollicitación en partes alcuotas.
- 6 La comprobación resistente de la sección de cada elemento de arriostrado debe hacerse con las reglas establecidas anteriormente para compresión o tracción, considerando como longitud de pandeo la distancia entre ejes de nudos, teniendo en cuenta, para los traccionados lo que se indica en 6.5
- 7 A partir de la variación en la longitud de cada elemento, y por tanto el cambio relativo de posición de los puntos directamente arriostrados se puede deducir en el resto de los de la planta por un procedimiento inverso al del análisis de sollicitaciones, o composición de movimientos, comprobando que, en todos los puntos de la planta, el desplome cumple las limitaciones citadas en 4.2. En particular cuando los planos triangulados se disponen muy próximos en planta, o en situación muy asimétrica, a efectos de desplome, estas segundas componentes de arrastre pueden ser mucho mayores que las directas.
- 8 Con el desplome debe procederse de manera inversa al del análisis, partiendo, en cada planta del de la inferior. En edificios de más de tres alturas es habitual que la sección de las triangulaciones

esté gobernada por el desplome, aun en el caso de planos en disposición simétrica y alejados entre sí.

- 9 Si el análisis conduce a tracciones netas en la base del edificio, debe comprobarse que existe una zapata eficazmente enlazada y de peso suficiente para anularlas.

6.5 Tirantes

- 1 Por tirante se entiende una pieza auxiliar, sometida a tracción, tal como generalmente son las de arriostrado, o las que se disponen como cuelgue para forjados o mesetas intermedias.
- 2 En tirantes pueden desprejarse las flexiones debidas a su peso propio, si tienen menos de 6 m, y las debidas a la excentricidad en las de arriostrado cuando su directriz no esté en el plano de la unión.
- 3 La esbeltez (apartado 4.1) de las piezas en tracción no debe superar el valor 250 en general, pudiendo llegar a 350 en las de arriostrado.

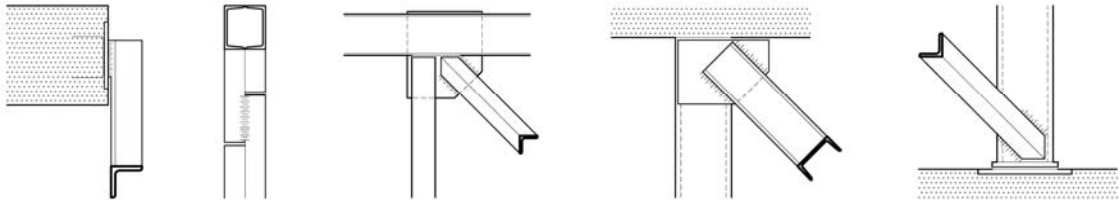


Figura 6.8 Extremos de tirantes

- 4 La capacidad a tracción viene en general condicionada por las condiciones de los extremos en cuanto al empalme o unión (figura 6.8).

7 Ejecución y control

7.1 Fabricación de piezas en taller

- 1 A partir de la documentación de proyecto, previo a la ejecución de la obra, se deben confeccionar planos de taller, que incluyan la totalidad de los detalles necesarios para la completa definición de los elementos a fabricar, incluyendo chapas auxiliares, soldadura, preparación de bordes, y acabado, y las reglas para la realización de las uniones en obra.
- 2 Si no se indica lo contrario, y se dan los datos para ello, en general, las chapas y soldadura entre piezas deben calcularse y ejecutarse para la capacidad que tienen las secciones implicadas, de acuerdo con las reglas del DB-SE-A, capítulo 8.
- 3 En cualquier caso, sean soldaduras en taller o en obra, son preferibles las opciones que no necesitan una unión de fuerza.
- 4 Para las reglas generales, en cuanto a operaciones de taller, tales como corte, perforación, empalmes, soldeo, incluida la cualificación exigible a los soldadores, ejecución de soldeo y montaje en taller en su caso, y control de fabricación, se debe seguir lo indicado en DB-SE-A, capítulo 10

7.2 Ejecución

- 1 Durante la ejecución debe comprobarse que las imperfecciones, tanto interiores a cada pieza, como las que se derivan de los errores de montaje entre piezas, son tolerables. Para facilitar esa tarea es conveniente que en el proyecto se indiquen los valores que, a tenor de los cálculos, son admisibles en cada caso.
- 2 Debido a que en las fases provisionales de ejecución, cuando todavía no existe parte de las piezas, el conjunto es mucho más inestable, deben preverse y en su caso, ordenar que se dispongan, elementos auxiliares de estabilización, tales como cabos, tirantes, vientos, o distanciadores.
- 3 Para el arranque del conjunto, tras el replanteo, es frecuente tener que hacer correcciones, lo que implica la disposición de elementos específicos, o la interposición de chapas, para llevar el elemento a su posición en todas las dimensiones y orientaciones en que se deba producir el ajuste.
- 4 En general, en un conjunto de soportes enlazado por forjados o una cubierta que forma un tablero rígido en su plano, los desplomes no tienen un efecto mecánico significativo si el conjunto está arriostrado, y en el caso de que no se disponga un arriostrado, mientras los desplomes se anulen entre sí. Casi cualquier grado de desplome, localizado o sistemático, puede corregirse, calculando la fuerza horizontal resultante, y proveyendo un arriostrado, o complemento del existente.
- 5 Aun pequeños quebrantos o pérdidas de rectitud de un soporte, supuesto recto en el proyecto, pueden potencialmente tener efectos mecánicos relevantes. Los efectos de un quebranto pueden estudiarse, añadiendo, vectorialmente, al valor e_0 de 4.2, la imperfección detectada. Pueden despreciarse los desvíos que sean menores que 1/500 de la distancia al extremo de la pieza más cercano.
- 6 Para dar por admisibles los descentramientos entre tramos sucesivos de soportes que se constaten durante la ejecución, pueden usarse los criterios indicado en 4.2 (figura 5.2 a).
- 7 En particular, durante el izado y la colocación de elementos de viga esbeltos, ligeros, o de gran canto, es especialmente necesario el cuidado y la introducción de elementos correctores para su enderezado y fuerze a su posición definitiva. En ocasiones debe acudirse al izado de módulos completos de dos o más vigas con los elementos transversales incluidos.
- 8 En fases intermedias de la carga de elementos a flexión, no es infrecuente que se produzca la carga asimétrica, con efectos no previstos de torsión, que pueden implicar, como en el caso anterior,

la necesidad de disponer provisionalmente elementos auxiliares correctores, o haberlo tenido en cuenta en el cálculo.

- 9 En general, en un conjunto de cordones comprimidos de vigas, incluidos o engarzados eficazmente a un forjado o elemento que cuente con una losa superior monolítica, la comba, o pérdida de rectitud en su plano no es significativa, y en el caso de que sólo estén enlazadas por vigas, mientras dichas combaduras se anulen entre sí. En otro caso, las pérdidas de rectitud pueden amortiguarse disponiendo un sistema de autoarriostrado o complementando el existente, para la resultante de la imperfección detectada.

7.3 Durabilidad

- 1 Las piezas que no tengan un tratamiento específico previo, tal como galvanizado, se deben imprimir lo antes posible, a ser posible en taller, tras su mecanizado total, con pintura antioxidante, dispuesta como mínimo, en todas las superficies exteriores que lo vayan a ser en la situación final. Si en obra hay que realizar cortes, se protegerán los cantos lo antes posible.
- 2 Debe evitarse el contacto de acero desnudo con pasta de yeso, interponiendo al menos una lechada de mortero.
- 3 Las comisuras entre elementos que no estén totalmente unidas por soldadura, tales como las de encuentro entre caras o placas, deben sellarse concienzudamente.
- 4 Todas las testas de tubos deben taponarse eficazmente para evitar que entre aire al interior. Esta operación es sobre todo indispensable en los elementos vistos en la proximidad del mar, y en este caso resulta recomendable que si se procede a galvanizado, el tratamiento se amplíe al interior.
- 5 Todos los elementos que queden exentos, aun los que queden en cámaras de falso techo, y cuya forma, cóncava desde arriba, permita que se deposite suciedad o agua, deben rellenarse con material inerte, tal como mortero, de manera que se evite el riesgo de pudrición. Esto es sobre todo importante en los elementos en los que la inspección sea difícil, tales como los sitios en cámaras de cubierta inaccesible, o en las sanitarias.
- 6 Todos los elementos que queden expuestos al aire, deben revestirse con pintura adecuada al ambiente y plan de conservación, cuyo estado debe revisarse periódicamente.