

donde:

- $\sigma_u$  es la resistencia de cálculo del acero;
- $N^*$  es el esfuerzo normal ponderado, en la sección considerada;
- $A$  es el área de la sección bruta de la pieza;
- $A_n$  es el área de la sección neta de la pieza;
- $F$  es la suma de los esfuerzos que transmiten los tornillos situados en la sección neta que se comprueba.

**3.3.4.2 Variaciones de sección** Salvo justificación especial, las piezas sometidas a tracción, cuya tensión calculada sea próxima a la resistencia de cálculo del acero o estén sometidas a cargas dinámicas o que provoquen esfuerzos alternados, no presentarán variaciones bruscas de sección, ni diferencias considerables entre el área de la sección bruta y el de la neta.

**3.3.5 Cálculo de las piezas solicitadas a tracción excéntrica** En todas las piezas, simples o compuestas, solicitadas a tracción excéntrica, se verificará en toda sección,

$$\sigma^* = \frac{N^*}{A_n} + \frac{M^*}{W_n} \leq \sigma_u$$

donde:

- $\sigma_u$  es la resistencia de cálculo del acero;
- $N^*$  es el esfuerzo normal ponderado, en la sección considerada;
- $M^*$  es el momento flector ponderado, en la sección considerada;
- $A_n$  es el área de la sección neta (3.2.3);
- $W_n$  es el módulo resistente de la sección neta (3.2.3).

En las piezas de sección asimétrica se comprobará, además, la eventual tensión de compresión.

**3.3.5.1 Piezas unidas con tornillos de alta resistencia** Cuando los medios de unión de una pieza solicitada a tracción excéntrica sean, exclusivamente, tornillos de alta resistencia, se verificarán las dos condiciones siguientes:

$$\sigma^* = \frac{N^*}{A} + \frac{M^*}{W} \leq \sigma_u \quad \sigma^* = \frac{N^* - 0,4F}{A_n} + \frac{M^*}{W_n} \leq \sigma_u$$

En cuyas expresiones todos los símbolos tienen el mismo significado que en 3.3.5 y son, además:

- $A$  el área de la sección bruta de la pieza;
- $W$  el módulo resistente de la sección bruta, correspondiente al borde en el que el momento origina tensiones de tracción;
- $F$  la suma de los esfuerzos que transmiten los tornillos situados en la sección neta que se comprueba.

**3.3.5.2 Barras constituidas por un perfil L ó T** Cuando una pieza constituida por un ángular enlazado por una de sus alas o por un perfil T enlazado por su ala, esté sometida a tracción, se podrá prescindir del momento debido a la excentricidad en la unión, si se verifica que,

$$\sigma^* = 1,25 \cdot \frac{N^*}{A_n} \leq \sigma_u$$

**3.4 Piezas de directriz recta sometidas a flexión**

**3.4.1 Vigas de alma llena**

**3.4.1.1 Vigas múltiples**

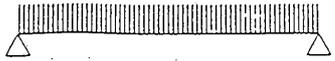
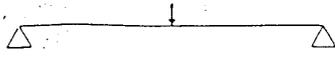
Las vigas constituidas por dos o más perfiles adosados se proveerán de los elementos de unión necesarios, como presillas, tornillos, pasadores, etc., que solidaricen eficazmente los perfiles componentes. Habrá de justificarse la eficacia de esta solidarización siempre que la viga reciba cargas diferentes sobre cada uno de los perfiles componentes.

**3.4.1.2 Vigas armadas**

En las vigas armadas con alas compuestas de una o varias plantabandas, el diagrama de momentos de agotamiento a lo largo de la viga debe envolver al de momentos flectores ponderados que actúa sobre ella.

- 3.4.3.3. Tensiones tangenciales
- El valor de las tensiones tangenciales ponderadas se calculará 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 que deben sumarse a las producidas por la flexión. En el anejo 3.A2 se resumen algunas de las fórmulas más usuales utilizadas para el cálculo de las tensiones tangenciales.
- En el anejo 3.A3 se resumen igualmente las fórmulas más usuales utilizadas para el cálculo de tensiones tangenciales producidas por una sollicitación de torsión.
- 3.4.3.4. Sección en doble T y en cajón
- En el caso frecuente de vigas constituidas por dos platabandas y un alma de sección  $A_2$ , con la condición de que la platabanda más pequeña represente, al menos, el 15 por 100 de la sección total, puede admitirse como tensión tangencial para todos los puntos del alma el valor:
- $$r^* = \frac{T}{A_2}$$
- Esta fórmula simplificada es aplicable a las vigas en doble T y a las vigas en simple cajón rectangular, tomando para estas últimas como valor de  $A_2$  la suma de las áreas de las almas.
- 3.4.3.5. Comprobación de la sección
- En todo punto de la sección debe verificarse:
- $$\sqrt{\sigma^2 + 3r^2} \leq \sigma_u$$
- donde:
- $\sigma^*$  es la tensión normal ponderada en dicho punto;  
 $r^*$  es la tensión tangencial ponderada en dicho punto.
- 3.4.4. Flechas
- Las flechas se calcularán con el momento de inercia de la sección bruta. La flecha de una viga de celosía puede asimilarse en primera aproximación a la de una viga de alma llena cuyo momento de inercia sea igual al 75% del correspondiente a los cordones.
- 3.4.4.1. Flechas en vigas de alma llena
- La flecha  $f$  en el centro del vano de una viga apoyada de sección constante, constituida por un perfil simétrico de canto  $h$  y luz  $l$  puede calcularse mediante la fórmula siguiente:
- $$f(\text{mm}) = \alpha \frac{\sigma(\text{kg/mm}^2) l^2(\text{m}^2)}{h(\text{cm})}$$
- donde:
- $\sigma$  es la tensión máxima producida por el máximo momento flector característico en  $\text{kg/mm}^2$ ;  
 $\alpha$  es un coeficiente que depende de la clase de sustentación y del tipo de carga.
- En la tabla 3.4.4.1 figuran los valores de  $\alpha$  para algunos casos usuales.

Tabla 3.4.4.1 Valores del coeficiente  $\alpha$ 

Clases de sustentación y tipo de carga	$\alpha$
	1.000
	0.800

(Continúa)

## 3.4.1.4 Unión de alas y alma

La unión de las platabandas a los angulares o al alma y la unión de los angulares al alma se calculará para resistir el esfuerzo rasante  $H^*$ , por unidad de longitud que vale:

$$H^* = T^* \frac{S_x}{I_x}$$

donde:

$T^*$  es el esfuerzo cortante ponderado;

$S_x$  es el momento estático respecto al eje X de la sección del ala hasta el plano de la unión;

$I_x$  es el momento de inercia respecto al eje X.

Por simplificación puede calcularse:

$$H^* = \frac{T^*}{h_a}$$

donde:

$h_a$  es la altura del alma.

## 3.4.1.5 Rigidizadores

En las vigas de alma llena se colocarán rigidizadores transversales en las secciones de apoyo y en todas aquellas en las que actúen cargas concentradas. Para dimensionar los rigidizadores se calculará la sollicitación local, considerando la sección compuesta por el rigidizador y una zona eficaz del alma igual a veinte veces su espesor.

La longitud de pandeo es en las vigas roblonadas igual a la distancia entre los gramíes de los angulares de unión, y en las vigas soldadas, igual a la altura del alma.

Podrá prescindirse de la colocación de rigidizadores, efectuando la comprobación del pandeo local del alma, considerando comprimida una zona eficaz del alma igual a veinte veces su espesor y con la longitud de pandeo anteriormente indicada.

Si dispondrán además, si fuesen necesarios, rigidizadores para evitar la abolladura del alma según 3.4.6.

## 3.4.2 Vigas de celosía

## 3.4.2.1 Excentricidades

Las directrices de las barras deben coincidir con los ejes de la celosía. En caso de imposibilidad de coincidencia, se considerará la excentricidad de la sollicitación en el dimensionamiento de las barras.

La unión de una barra se dispondrá, si es posible, de tal manera que el eje baricéntrico de los roblones, tornillos o soldaduras de la unión coincida con el de la barra, y si no es posible, se considerará la excentricidad en el cálculo.

## 3.4.2.2 Cartelas

Se proyectarán las cartelas con forma sencilla, sin ángulos entrantes y sus dimensiones serán las menores posibles para reducir los esfuerzos secundarios.

## 3.4.2.3 Peso propio

Las cargas de peso propio de las barras se supondrán aplicadas en los nudos. En las barras cuya proyección horizontal exceda de 6 m se tendrá en cuenta, además, el efecto de la flexión debido a dicho peso propio.

## 3.4.3 Cálculo de tensiones

## 3.4.3.1 Luz de cálculo

Se tomará como luz de cálculo la distancia entre ejes de dos apoyos consecutivos. Cuando las vigas apoyen sobre elementos de fábrica u hormigón, se tomará como eje de apoyo el que pasa por el punto de paso de la reacción. En elementos secundarios puede tomarse como luz de cálculo la longitud del vano incrementada en el 5 por 100.

## 3.4.3.2 Tensiones normales

El valor de las tensiones normales ponderadas se calculará teniendo en cuenta las características geométricas de la sección y la magnitud y posición, respecto a los ejes de la misma, de los esfuerzos sollicitantes ponderados.

Para su cálculo se utilizarán los momentos de inercia y módulos resistentes de la sección semineta. Por simplificación pueden utilizarse los valores de la sección neta. En todo caso, sus valores pueden calcularse con relación a los ejes que pasan por el baricentro de la sección bruta.

En el anejo 3.A2 se resumen algunas de las fórmulas más usuales para el cálculo de las tensiones normales.

Se aconseja que en todos los elementos importantes se prevean contraflechas de ejecución que igualen, por lo menos, a las flechas calculadas para las cargas permanentes. Estas contraflechas se indicarán en los planos.

### 3.4.5 Pandeo lateral de vigas

En las piezas flechadas debe comprobarse su seguridad al pandeo lateral. Para las vigas de alma llena podrán utilizarse los métodos expuestos en 3.4.5.1, 3.4.5.2 y 3.4.5.3. Cuando la viga sea de celosía, se comprobará el pandeo del cordón comprimido fuera del plano de la viga, de acuerdo con las indicaciones de 3.2.

No es necesaria la comprobación de seguridad al pandeo lateral cuando la viga soporte o esté unida a un forjado o cubierta de rigidez suficiente para que, si los elementos de anclaje son los adecuados, pueda considerarse que se realiza un arriostamiento continuo del cordón comprimido. En estos casos hay que asegurarse de que no se producirá un pandeo prematuro en alguna de las fases de la construcción.

Tampoco es necesaria la comprobación cuando el cordón comprimido de la viga esté firmemente inmovilizado en sentido transversal en puntos aislados, cuya distancia sea igual o menor que cuarenta veces el radio de giro  $I_y$  de dicho cordón comprimido.

Se entiende por  $I_y$  el radio de giro correspondiente al eje de inercia contenido en el plano del alma siempre que, a los efectos de pandeo lateral, el cordón comprimido de la viga esté constituido por:

- las platabaridas y las alas horizontales de los angulares, en las vigas armadas roblonadas;
- las platabandas en las vigas armadas soldadas;
- el ala, más las eventuales platabandas de refuerzo, en las vigas laminadas.

#### 3.4.5.1 Comprobación a pandeo lateral

Debe cumplirse en las vigas la condición:

$$M^* \leq M_{cr}$$

donde:

$M^*$  es el máximo momento flector ponderado que actúa sobre la viga, o tramo de la misma considerado;

$M_{cr}$  es el momento crítico de pandeo lateral.

#### 3.4.5.2 Momento crítico

El momento crítico de pandeo lateral depende de la forma de la sección, de la distribución de las cargas solicitantes y de la posición de las mismas respecto al baricentro.

Para vigas de sección simétrica con relación a un eje horizontal que pase por el baricentro (eje x), como son los perfiles I, H, U y también las secciones con centro de simetría, para cualquier tipo de sollicitación y posición de cargas puede adoptarse el siguiente valor del momento crítico:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{l} \sqrt{E G I_y I_T}$$

donde:

$l$  es la longitud teórica de pandeo lateral, o sea, la máxima distancia entre puntos del cordón comprimido firmemente inmovilizados en el plano normal a la viga;

$I_y$  es el momento de inercia de la sección total de la viga respecto al eje contenido en el plano de flexión;

$E$  es el módulo de elasticidad del acero;

$G$  es el módulo de rigidez del acero;

$I_T$  es el módulo de torsión de la sección total de la viga.

La fórmula anterior es aproximada, aplicable en vigas simplemente apoyadas cuya sección tenga eje de simetría horizontal o centro de simetría.

Si quiere realizarse una comprobación más exacta, o considerar otros tipos de sustentación, pueden utilizarse las fórmulas incluidas en el anejo 3.A4.

#### 3.4.5.3 Pandeo lateral en el dominio elástico

Las fórmulas anteriores son válidas para el caso de pandeo lateral en el dominio elástico, es decir, si la tensión crítica es:

$$\sigma_{cr,i} = \frac{M_{cr}}{W_x} \leq \sigma_p$$

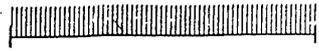
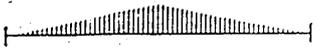
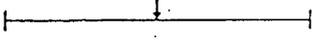
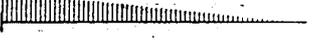
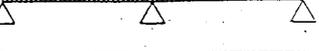
donde:

$W_x$  es el módulo resistente de la sección;

$\sigma_p$  es el límite de proporcionalidad del acero, de valor:

$$\sigma_p = 0,8\sigma_e$$

**Tabla 3.4.4.1** Valores del coeficiente  $\alpha$  (fin)

Clases de sustentación y tipo de carga	$\alpha$
	0.300
	0.250
	0.340
	0.400
	2.380
	1.930
	2.650
	3.180
	0.415
	0.448

## 3.4.4.2

## Limitaciones de las flechas

Las flechas serán compatibles con las necesidades específicas en cada caso. A menos que se establezcan exigencias especiales, se adoptarán los siguientes valores máximos de la relación flecha/luz bajo la acción de la carga característica.

Vigas o viguetas de cubierta .....	1/250
Vigas hasta 5 m de luz y viguetas de forjado, que no soporten muros de fábrica .....	1/300
Vigas de más de 5 m de luz, que no soporten muros de fábrica .....	1/400
Vigas y viguetas de forjado, que soporten muros de fábrica .....	1/500
Ménsulas, con la flecha medida en el extremo libre .....	1/300

En cualquier otro elemento solicitado a flexión y no mencionado anteriormente, la relación flecha/luz no excederá de 1/500, a menos que se justifique debidamente que superarla no comporta consecuencias perjudiciales para el servicio o buen aspecto de la construcción.

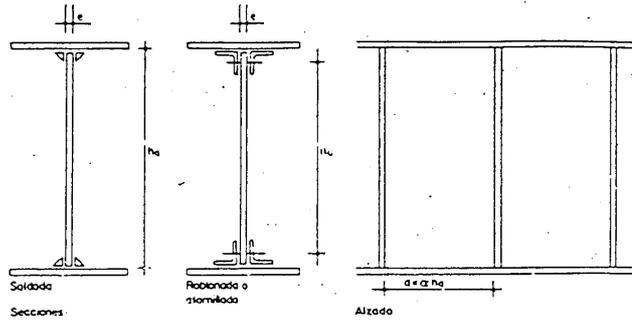


Figura 3.4.6 Rectángulos de alma entre cordones y rigidizadores

3.4.6.1 Abolladura en el dominio elástico

En el caso de que el valor de la relación  $e/h_s$  sea menor que el indicado, será preciso estudiar el comportamiento del alma frente a la abolladura, según las reglas simplificadas que se exponen a continuación.

No es recomendable que el valor de la relación  $e/h_s$  sea menor que 0.006 para cualquier tipo de acero.

- a) Se considerarán independientemente los distintos rectángulos comprendidos entre los dos cordones de la pieza y dos rigidizadores transversales ultrarrigididos, o entre dos longitudinales y dos transversales, todos ellos ultrarrigididos.  
Se califica de ultrarrigido un rigidizador que pueda considerarse que permanece rectilíneo durante el proceso de abolladura del alma, para lo cual debe cumplir las condiciones indicadas en 3.4.7.1 y 3.4.7.2.

- b) Los rectángulos de alma se supondrán simplemente apoyados en sus cuatro bordes.  
La tensión crítica ideal de abolladura de uno de estos rectángulos sometido a tensiones normales en dos de sus bordes opuestos es:

$$\sigma_{cr1} = \kappa_1 \sigma_E$$

Cuando sobre los bordes del rectángulo actúan únicamente tensiones tangenciales, la tensión crítica ideal de abolladura es:

$$\tau_{cr1} = \kappa_2 \sigma_E$$

donde:

$\kappa_1$  y  $\kappa_2$  son coeficientes de abolladura que se obtienen de la tabla 3.4.6.A en función del tipo de las tensiones en los bordes del rectángulo y de la relación  $\alpha = d/h_s$ .

$d$  es la distancia entre rigidizadores consecutivos;  
 $\sigma_E$  es la tensión crítica de Euler dada por:

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left( \frac{e}{h_s} \right)^2$$

tomando los valores de  $E = 2.1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$  y  $\nu = 0.3$  resulta:

$$\sigma_E = 189.8 \cdot 10^4 \left( \frac{e}{h_s} \right)^2 \text{ kg/cm}^2$$

- c) Cuando en un rectángulo actúen simultáneamente tensiones normales cuyo valor máximo en compresión es  $\sigma_1^*$  y tensiones tangenciales de valor  $\tau^*$ , la tensión crítica de abolladura  $\sigma_{co1}$  viene dada por:

$$\sigma_{co1} = \frac{\sqrt{\sigma_1^{*2} + 3\tau^{*2}}}{\frac{1+\psi}{4} \cdot \frac{\sigma_1^*}{\sigma_{cr1}} + \sqrt{\left( \frac{3-\psi}{4} \cdot \frac{\sigma_1^*}{\sigma_{cr1}} \right)^2 + \left( \frac{\tau^*}{\tau_{cr1}} \right)^2}}$$

El significado de  $\psi$  viene indicado en la tabla 3.4.6.A.

En la fórmula anterior:

si  $\tau^* = 0$ :  $\sigma_{co1} = \sigma_{cr1}$  y si  $\sigma_1^* = 0$ :  $\sigma_{co1} = \tau_{cr1} \sqrt{3}$

Si esta condición no se verifica, la comprobación indicada en 3.4.5.1 se efectuará como sigue: se hallará la tensión crítica ideal indicada anteriormente; entrando con su valor en la tabla 3.4.5.3 se obtiene el coeficiente K, en función del tipo de acero.

El valor del momento crítico real,  $M_{cr,r}$ , viene dado por:

$$M_{cr,r} = K_r M_{cr}$$

debiendo verificarse, al igual que en 3.4.5.1, que:

$$M^* \leq M_{cr,r}$$

donde:

$M^*$  es el máximo momento flector ponderado que actúa sobre la viga.

Tabla 3.4.5.3 Coeficiente de reducción anelástica

Tensión crítica ideal $\sigma_{cr,i}$ kg/cm <sup>2</sup>	Coeficiente K, para cada tipo de acero			Tensión crítica ideal $\sigma_{cr,i}$ kg/cm <sup>2</sup>	Coeficiente K, para cada tipo de acero		
	A37	A42	A52		A37	A42	A52
1920	1.000	—	—	3600	0.616	0.662	0.872
2000	0.990	—	—	3800	0.587	0.631	0.835
2050	0.966	1.000	—	4000	0.550	0.602	0.800
2100	0.960	1.999	—	4200	0.535	0.576	0.768
2200	0.930	0.980	—	4400	0.512	0.552	0.738
2300	0.900	0.953	—	4600	0.492	0.530	0.710
2400	0.872	0.926	—	4800	0.473	0.509	0.684
2500	0.844	0.898	—	5000	0.455	0.490	0.660
2600	0.817	0.872	—	5500	0.416	0.448	0.605
2700	0.792	0.846	—	6000	0.383	0.413	0.560
2800	0.768	0.821	—	6500	0.355	0.383	0.518
2880	0.750	0.802	1.000	7000	0.330	0.357	0.465
2900	0.745	0.798	0.999	8000	0.290	0.314	0.429
3000	0.724	0.775	0.987	10000	0.234	0.253	0.346
3200	0.684	0.734	0.950	20000	0.119	0.128	0.177
3400	0.649	0.696	0.910	99999	0.024	0.026	0.036

#### 3.4.5.4 Arriostramiento

Siempre que se realice una comprobación más detallada, los elementos de arriostramiento del cordón comprimido de una pieza sometida a flexión se dimensionarán para resistir un esfuerzo normal al plano medio de la pieza de valor:

$$\frac{N^*}{100}$$

donde:

$N^*$  es el máximo esfuerzo ponderado de compresión existente a uno o a otro lado del punto de arriostramiento considerado.

Como cordón comprimido de las vigas de alma llena se considerará el definido en 3.4.5.

#### 3.4.6 Abolladura del alma en las vigas de alma llena

En vigas sometidas a flexión simple o compuesta no será preciso comprobar el alma a abolladura ni colocar más rigidizadores intermedios que los indicados en 3.4.1.5 cuando la relación  $\frac{e}{h_s}$  (figura 3.4.6) sea no menor que:

$$\frac{e}{h_s}$$

0.013 para acero A37  
0.014 para acero A42  
0.016 para acero A52

donde:

$e$  es el espesor del alma;

$h_s$  es la altura del alma medida entre caras interiores de las platabandas en el caso de vigas soldadas y entre ejes de costuras de los angulares de unión en las vigas roblonadas o atornilladas.

Tabla 3.4.6.B Abolladura anelástica de alma. Valores de  $\sigma_{cor}$

Tensión de comparación ideal $\sigma_{cor}$ kg/cm <sup>2</sup>	Tensión de comparación real $\sigma_{cor}$ en kg/cm <sup>2</sup> para acero			Tensión de comparación ideal $\sigma_{cor}$ kg/cm <sup>2</sup>	Tensión de comparación real $\sigma_{cor}$ en kg/cm <sup>2</sup> para acero		
	A37	A42	A52		A37	A42	A52
1920	1920	1920	1920	3600	2825	2929	3362
2000	1990	2000	2000	3800	2911	3018	3372
2080	2044	2080	2080	4000	2993	3103	3578
2100	2057	2099	2100	4200	3072	3187	3680
2200	2122	2178	2200	4400	3148	3269	3780
2300	2182	2245	2300	4600	3226	3349	3876
2400	2241	2309	2400	4800	3301	3424	3970
2500	2298	2369	2500	5000	3372	3500	4062
2600	2350	2428	2600	5500	3547	3681	4281
2700	2403	2483	2700	6000	3713	3856	4490
2800	2454	2537	2800	6500	3873	4022	4678
2880	2494	2579	2880	7000	4021	4182	4875
2900	2503	2591	2899	8000	4306	4463	5234
3000	2553	2641	2980	10000	4838	5030	5883
3200	2646	2741	3119	20000	6900	7154	8416
3400	2739	2836	3243	99999	15160	16130	18970

3.4.7 Rigidizadores

Cuando no fuesen suficientes los rigidizadores transversales para asegurar la estabilidad del alma frente al fenómeno de abolladura, se dispondrá además un rigidizador longitudinal en la zona comprimida (figura 3.4.7) de tal forma que la relación  $h/h_2$  sea 1/4 ó 1/5; se volverá a comprobar el rectángulo superior (rayado en la figura) y se utilizará en el cálculo de  $\sigma_e$   $h'$  en sustitución de  $h_2$ .

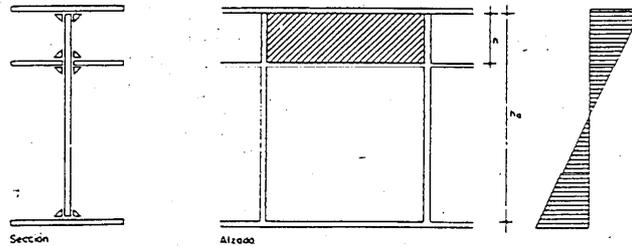


Figura 3.4.7 Rigidizadores

3.4.7.1 Rigidizador transversal

El momento de inercia de un rigidizador transversal, para que pueda considerarse como ultrarrígido, deberá cumplir la condición:

$$I_r \geq 1.5 \left( \frac{h_2}{50} \right)^4$$

Este momento de inercia deberá tomarse respecto a un eje contenido en el plano de simetría del alma (figura 3.4.7.1).

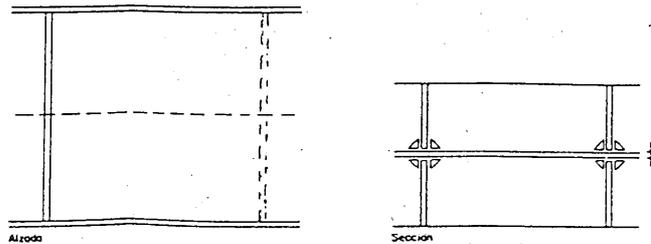


Figura 3.4.7.1 Rigidizadores transversales

d) En todos los rectángulos en los que se haya dividido el alma debe cumplirse:

$$\sigma_{co-i} \geq \sigma_{co} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}$$

Las fórmulas anteriores son válidas en el dominio elástico, es decir, cuando

$$\sigma_{co-i} \leq \sigma_p$$

donde:

$\sigma_p$  es el límite de proporcionalidad del acero, de valor  $\sigma_p = 0.8\sigma_e$

Tabla 3.4.6.A Valores de los coeficientes de abolladura

	Solicitación	Tensión de abolladura	Dominio de validez	Coefficiente de abolladura
1	Tensiones de compresión con ley de repartición lineal $0 \leq \psi \leq 1$	$\sigma_1 = \kappa_1 \sigma_e$	$\alpha \geq 1$ $\alpha < 1$	$\kappa_1 = \frac{10.5}{\psi + 1.1}$ $\kappa_1 = \left(\alpha + \frac{1}{\alpha}\right)^2 \frac{2.63}{\psi + 1.1}$
2	Tensiones de compresión y tracción con ley de repartición lineal y predominio de la compresión $-1 < \psi < 0$	$\sigma_1 = \kappa_1 \sigma_e$		$\kappa_1 = (1 + \psi)\kappa - \psi\kappa + 12.5\psi(1 + \psi)$ , siendo $\kappa$ el coeficiente para $\psi = 0$ (línea 1) y $\kappa$ el coeficiente para $\psi = -1$ (línea 3)
3	Tensión de compresión y tracción con ley de repartición lineal e iguales valores de borde $\psi = -1$ o con predominio de la tracción $\psi < -1$	$\sigma_1 = \kappa_1 \sigma_e$	$\alpha \geq \frac{2}{3}$	$\kappa_1 = 29.9$
			$\alpha < \frac{2}{3}$	$\kappa_1 = 19.84 + \frac{2.34}{\alpha^2} + 10.75\alpha^2$
4	Tensiones tangenciales repartidas uniformemente	$\tau_1 = \kappa_2 \sigma_e$	$\alpha \geq 1$	$\kappa_2 = 6.68 + \frac{5.00}{\alpha^2}$
			$\alpha < 1$	$\kappa_2 = 5.00 + \frac{6.68}{\alpha^2}$

### 3.4.6.2 Abolladura en el dominio anelástico

En el caso de que  $\sigma_{co-i} > \sigma_p$ , se obtendrá la tensión de comparación real de abolladura  $\sigma_{co-r}$  mediante la fórmula:

$$\sigma_{co-r} = \sqrt{K_1 \sigma_{co-i}}$$

donde:

$K_1$  es el indicado en 3.4.5.3 y se cumplirá

$$\sigma_{co-r} \geq \sigma_{co}$$

Los valores  $\sigma_{co-r}$  en función de  $\sigma_{co}$  vienen recogidos en la tabla 3.4.6.B

3.5.2

## 3.5.2.5 Criterios de cálculo y de proyecto

El proyectista debe estudiar todos los sistemas posibles de rótulas plásticas y comprobar, en cada uno de ellos, que los valores de cada una de las cargas combinadas para conseguir la formación del sistema de rótulas igualan, o superan, a los ponderados de las cargas correspondientes que realmente actúan sobre la estructura.

Como coeficientes de ponderación se tomarán, en cada hipótesis, los consignados en la tabla 3.1.5, multiplicados por el factor 1.12.

Se justificará que se cumplen, en cada sistema de rótulas plásticas estudiado, las condiciones de equilibrio sin que, en ninguna sección fuera de las correspondientes a las rótulas supuestas, el momento flector ponderado llegue a igualar el valor del momento plástico de agotamiento correspondiente a dicha sección.

El proyectista estudiará la influencia de los esfuerzos normales y cortantes en la formación de las rótulas y comprobará que no se presenta ningún fenómeno de inestabilidad, así como que las deformaciones de la estructura se mantienen dentro de los límites compatibles con el servicio de la misma, antes de la formación de la última rótula.

En la ejecución de la estructura, en los lugares donde se prevea la formación de rótulas plásticas, no deben permitirse bordes irregulares que no hayan sido mecanizados después del corte (son admisibles los bordes brutos de laminación); también se evitarán los agujeros punzonados que no sean escariados posteriormente, hasta eliminar todo el material que hubiera podido ser dañado por la acción del punzón. Se evitarán o reducirán al mínimo los estados triples de tensiones de tracción que pudieran ser inducidos por entalladuras geométricas.

## 3.5.3 Arriostramientos verticales

El arriostramiento vertical que se exige para poder aplicar los métodos de cálculo plástico a los pórticos de más de dos alturas debe ser proyectado para que cumpla las misiones siguientes:

a) Evitar el pandeo del conjunto de la estructura bajo la acción de las cargas verticales ponderadas.

b) Asegurar la estabilidad lateral de la estructura, incluyendo los posibles efectos de torsión bajo la acción combinada de las cargas verticales y horizontales, todas ellas ponderadas.

Los arriostramientos verticales deben estar constituidos por vigas reticuladas de las cuales pueden formar parte, como cordones y como montantes, soportes y dinteles de los pórticos. No son recomendables, salvo estudio especial, los arriostramientos proporcionados por muros de cerramiento o de distribución.

Las vigas verticales de arriostramiento se supondrán articuladas en sus nudos a los efectos de cálculo. Se considerarán en el mismo todos los esfuerzos que les puedan ser transmitidos por los elementos planos de la estructura, tales como forjados, cubiertas y muros.

Para el estudio de la estabilidad lateral del pórtico debe tenerse en cuenta la deformación longitudinal de todas las barras de la viga de arriostramiento.

En este estudio se considerará que la carga centrada de agotamiento de cada barra, originada por todas las cargas ponderadas, tanto verticales como horizontales, es como máximo:

$$0.85 \cdot \sigma_u \cdot A$$

donde:

A es el área de la sección bruta de la barra que se considere.

Las barras de la estructura que formen parte, como montantes, del arriostramiento vertical y que estén sometidas a esfuerzos de compresión cumplirán además lo que se prescribe para los soportes en 3.5.4.

## 3.5.4 Soportes

En los soportes de pórticos dimensionados por métodos plásticos, cuando se prevea en ellos la formación de alguna rótula plástica bajo la acción de las cargas que agoten la estructura, la esbeltez en el plano de la flexión no superará los valores siguientes:

130 para acero A37 y A42

110 para acero A52

$\frac{\sqrt{2\pi^2 E}}{\sigma_u}$  para cualquier otro tipo de acero

La condición de agotamiento de un soporte solicitado a compresión centrada es:

$$N_v = A \cdot \frac{\sigma_u}{\omega}$$

En cuya expresión  $\omega$  es el coeficiente de pandeo, función de la esbeltez de la pieza cuyo valor puede tomarse de la tabla 3.2.7 según la clase de acero utilizado.

## 3.4.7.2 Rigidizador longitudinal

Si el momento de inercia medido respecto al plano de simetría del alma, de un rigidizador longitudinal, para que pueda considerarse como ultrarrígido, debe cumplir la condición:

$$I_x \geq h_e e^3 (2,4\alpha^2 - 0,13)$$

donde:

$$\alpha = \frac{d}{h_e}$$

## 3.5 Métodos anelásticos de cálculo

## 3.5.1 Aceptación de métodos de cálculo no elásticos

Si aceptan los métodos de cálculo basados en la hipótesis de admitir que el agotamiento de la estructura no se produce hasta que se hayan formado tantas rótulas cuantas sean necesarias para convertirla, en su totalidad, o en parte, en una estructura incompleta (mecanismo).

Cuando el proyectista escoja uno de estos métodos no serán de aplicación las condiciones de agotamiento definidas en 3.1.6 y debe observar siempre las limitaciones expuestas en los artículos siguientes.

## 3.5.2 Bases de cálculo

## 3.5.2.1 Tipos de estructura

Los métodos anelásticos de cálculo son aplicables a los tipos de estructuras planas siguientes:

- Vigas continuas.
- Pórticos continuos, de nudos rígidos, de una o dos alturas, y uno o varios vanos.
- Pórticos continuos, de nudos rígidos, de varias alturas, de uno o varios vanos, siempre que se encuentren arriestrados verticalmente, de acuerdo con las prescripciones de 3.5.3.

Todas ellas formadas por barras rectas de alma llena, o asimilables a éstas.

## 3.5.2.2 Cargas

Los métodos anelásticos de cálculo son aceptados cuando las cargas que soliciten a la estructura sean de carácter predominantemente estático.

Como excepción, se permite utilizar estos métodos para el dimensionamiento de vigas continuas solicitadas por cargas móviles, siempre que el proyectista justifique debidamente que ha tenido en cuenta los fenómenos de estabilización, adquiriendo la seguridad de que las posibles deformaciones plásticas dejan de acumularse después de un determinado número de ciclos de aplicación de las cargas móviles.

## 3.5.2.3 Aceros

Los aceros que se utilicen para realizar las estructuras proyectadas con métodos anelásticos de cálculo deben poseer una buena soldabilidad y, sobre todo, un alargamiento igual o mayor que el 20 por 100.

Sin necesidad de justificación previa, se permite la utilización de los aceros A37b, A37c, A37d, A42b, A42c, A42d y A52d.

La utilización de cualquier otro tipo de acero requiere, por parte del proyectista, la justificación de su aptitud para permitir la formación de rótulas plásticas, así como de sus características de soldabilidad.

## 3.5.2.4 Formación de rótulas plásticas

Se admitirá que, en una sección solicitada por flexión pura, se forma una rótula plástica cuando el momento flector  $M$  alcanza el valor:

$$M_p = \sigma_u \cdot W \cdot \psi$$

llamado «momento plástico de agotamiento» en el que:

$\sigma_u$  es la resistencia de cálculo del acero;

$W$  es el momento resistente mínimo de la sección en el plano de la flexión;

$\psi$  es el «factor de forma», coeficiente que depende de la forma de la sección, y cuyo valor es:

$$\psi = \frac{S}{W}$$

donde:

$S$  es la suma de los momentos estáticos respecto al eje neutro plástico, de las dos partes, de igual área, en que la sección queda dividida por dicho eje neutro.

En los perfiles en doble T laminados, que son los empleados más frecuentemente en las estructuras a las que se aplican estos métodos de cálculo plástico, puede tomarse, con suficiente aproximación,  $\psi = 1,12$ .

d) En las almas de piezas en las que se prevea la formación de una rótula plástica (sean secciones en doble T o en cajón) la relación altura-espesor cumplirá las condiciones siguientes (figura 3.5.7.d):  
para aceros A37 y A42

$$\frac{h_s}{e_s} \leq \left( 70 - 100 \frac{N}{A\sigma_u} \right), \text{ si } \frac{N}{A\sigma_u} \leq 0.27;$$

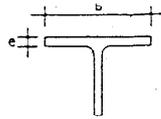
$$\frac{h_s}{e_s} \leq 63, \text{ si } \frac{N}{A\sigma_u} > 0.27$$

para aceros A52

$$\frac{h_s}{e_s} \leq \left( 57 - 82 \frac{N}{A\sigma_u} \right), \text{ si } \frac{N}{A\sigma_u} \leq 0.27;$$

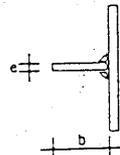
$$\frac{h_s}{e_s} \leq 51, \text{ si } \frac{N}{A\sigma_u} > 0.27$$

En las fórmulas anteriores debe introducirse N con sus valores característicos.



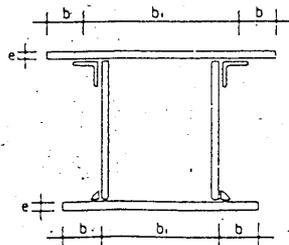
b/e ≤ 17 para aceros A37 y A42  
b/e ≤ 14 para aceros A52

a)



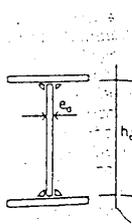
b/e ≤ 8.5 para aceros A37 y A42  
b/e ≤ 7 para aceros A52

b)



b/e ≤ 8.5 para aceros A37 y A42  
b/e ≤ 7 para aceros A52  
b/e ≤ 32 para aceros A37 y A42  
b/e ≤ 27 para aceros A52

c)



$$\left. \begin{aligned} \frac{h_s}{e_s} &\leq \left( 70 - 100 \frac{N}{A\sigma_u} \right), \text{ si } \frac{N}{A\sigma_u} \leq 0.27 \\ \frac{h_s}{e_s} &\leq 63, \text{ si } \frac{N}{A\sigma_u} > 0.27 \end{aligned} \right\}$$

para aceros A37 y A42

$$\left. \begin{aligned} \frac{h_s}{e_s} &\leq \left( 57 - 82 \frac{N}{A\sigma_u} \right), \text{ si } \frac{N}{A\sigma_u} \leq 0.27 \\ \frac{h_s}{e_s} &\leq 51, \text{ si } \frac{N}{A\sigma_u} > 0.27 \end{aligned} \right\}$$

para aceros A52

Figura 3.5.7. Mínima delgadez de elementos planos

Los soportes solicitados a compresión excéntrica (esfuerzo normal  $N^*$  más momento flector  $M^*$  actuando simultáneamente) se dimensionarán para que satisfagan las condiciones siguientes, en las que los esfuerzos se introducen con sus valores ponderados:

$$M^* \leq M_p$$

$$\frac{N^*}{N_c} + \frac{C_u M_2^*}{\left(1 - \frac{N^*}{N_E}\right) M_p} \leq 1$$

donde:

$N_E$  es la carga crítica de Euler del soporte, en el plano de la flexión, consideradas las vinculaciones de sus extremos.

$$N_E = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$$

$C_u$  es un coeficiente que adopta el valor:

$$C_u = 0.6 - 0.4 \frac{M_1^*}{M_2^*} < 0.4$$

siendo:

$M_1^* < M_2^*$ : los momentos en los extremos del soporte  $M_1^*$  y  $M_2^*$  se consideran ambos positivos si es el mismo su sentido de giro.

Se debe comprobar además que:

$$\frac{N^*}{A \cdot \sigma_u} + \frac{0.85 M_1^*}{M_p} \leq 1$$

Estas ecuaciones son aplicables a barras con cualquier tipo de sección recta, siempre que la flexión tenga lugar en un plano de simetría y estén evitados el pandeo lateral y la traslación de los nudos en el plano de la estructura.

### 3.5.5 Influencia del esfuerzo cortante

No es necesaria ninguna reducción en el valor del momento plástico de agotamiento, si la tensión tangencial  $\tau_s^*$  originada en el alma por el esfuerzo cortante ponderado, cumple la condición:

$$\tau_s^* \leq 0.55 \sigma_u$$

En caso contrario se aumentará el espesor del alma para que se verifique la condición anterior.

### 3.5.6 Rigidizadores de alma

Es necesario disponer rigidizadores de alma en todas las secciones en las que, cuando actúe una carga concentrada, se prevea la formación de una rótula plástica. Estos rigidizadores pueden calcularse de acuerdo con las prescripciones de 3.4.1.5, 3.4.6 y 3.4.7.

### 3.5.7 Relaciones máximas anchura-espesor

Los elementos planos comprimidos de las piezas en las que, como consecuencia del estudio plástico de la estructura, se prevea la formación de rótulas plásticas, se ajustarán en sus relaciones de dimensiones, salvo estudio especial, a las prescripciones siguientes:

a) Alas de perfiles laminados y platabandas de vigas armadas (figura 3.5.7.a). En los perfiles IPN puede tomarse como valor de  $e$  el de  $e_1$  de la norma UNE 36 521.

$$b/e \leq 17: \text{ para aceros A37 y A42}$$

$$b/e \leq 14: \text{ para aceros A52}$$

b) Rigidizadores y partes voladas de las chapas de vigas en cajón (figuras 3.5.7.b y c).

Deben tomarse la mitad de los valores indicados en el párrafo a).

c) Partes interiores entre líneas de roblones o de cordones de soldadura, de las chapas constituyentes de las vigas en cajón (figura 3.5.7.c)

$$\frac{b}{e} \leq 32: \text{ para aceros A37 y A42}$$

$$\frac{b}{e} \leq 27: \text{ para aceros A52}$$

Se aconseja seguir la buena práctica de proyectar las uniones de obra que puedan presentar dificultades de ejecución mediante tornillos.

Las piezas que deban unirse con roblones y tornillos deben presentarse rectas y planas, para que en las juntas haya contacto perfecto.

Si en una unión la transmisión del esfuerzo de compresión debe efectuarse por contacto directo, se mecanizarán las superficies que deben asegurar esta transmisión, y se indicará en los planos.

Cuando en una unión se emplee soldadura juntamente con roblones o tornillos, éstos se considerarán como simples elementos de fijación y la soldadura se calculará para que pueda, por sí sola, transmitir toda la carga.

Excepcionalmente, los tornillos de alta resistencia podrán utilizarse conjuntamente con la soldadura como elementos resistentes, siempre que en la ejecución de la costura se sigan las reglas de la buena práctica.

Sin embargo, cuando deban realizarse refuerzos o modificaciones en estructuras roblonadas en servicio en buenas condiciones de conservación, podrá admitirse la colaboración de los roblones con la soldadura en la función resistente.

Se supondrá, entonces, que los roblones existentes transmiten los esfuerzos debidos a las cargas permanentes antiguas y se calcularán las soldaduras para transmitir los debidos a todas las sobrecargas, así como al exceso de carga permanente que pueda resultar de la modificación o refuerzo.

Cuando haya que utilizar en una misma unión, como elementos componentes, roblones y tornillos, sólo se permitirá la utilización de tornillos calibrados o de tornillos de alta resistencia. Se prohíbe la utilización, a estos efectos, de tornillos ordinarios.

Las uniones y empalmes deben calcularse para los esfuerzos que los elementos unidos son capaces de transmitir, teniendo en cuenta sus dimensiones y su disposición. Se exceptúa el caso en que los esfuerzos actuantes hayan sido determinados con precisión y no puedan ser aumentados por la introducción de elementos nuevos en la construcción o por la presencia de elementos no considerados.

Cuando los esfuerzos calculados sean de débil cuantía, es aconsejable realizar el empalme o unión de tal manera que éste pueda transmitir una tercera parte de cada una de las solicitaciones que son capaces de absorber las piezas unidas.

Cuando en los empalmes los cubrejuntas o elementos similares posean como mínimo los mismos valores del momento de inercia, del módulo resistente y del área de la sección, teniendo en cuenta las diferentes líneas de rotura posibles, que la pieza empalmada, no será necesaria su comprobación, aunque sí la de los correspondientes medios de unión.

### 3.6.2 Elementos de unión

#### 3.6.2.1 Roblones

Los roblones que se utilicen en las estructuras se ajustarán en todas sus características a las prescripciones dadas en 2.4.

Los roblones con cabeza bombeada o plana sólo podrán utilizarse en casos excepcionales, en los que la cabeza saliente del roblón normal o esférico pudiera impedir el ajuste debido entre los elementos de la estructura.

El diámetro nominal del roblón es el de su espiga (caña) en frío, antes de colocar.

El diámetro del agujero será 1 mm mayor que el diámetro nominal del roblón. La longitud de la espiga del roblón debe elegirse de tal forma que, al ser colocado, se rellene completamente el agujero y pueda formarse la cabeza de cierre con sus dimensiones debidas. Para los roblones colocados por medios mecánicos, únicos permitidos en esta norma, se recomienda que la longitud de la espiga del roblón en bruto sea:

$$l = \frac{4d}{3} + \sum e$$

donde:

d es el diámetro nominal del roblón;

$\sum e$  es la suma de espesores de los elementos que forman la unión.

#### 3.6.2.2 Tornillos ordinarios y calibrados

Los tornillos ordinarios y calibrados con sus tuercas y arandelas se ajustarán en todas sus características a las prescripciones dadas en los apartados 2.5.2 a 2.5.6.

El diámetro nominal de un tornillo ordinario es el de su espiga (caña).

Los tornillos calibrados se designarán por los mismos diámetros nominales que los tornillos ordinarios; el diámetro de la espiga debe coincidir con el del agujero, con las tolerancias prescritas en la Parte 5.

#### 3.6.2.3 Tornillos de alta resistencia

Los tornillos de alta resistencia, con su tuercas y arandelas, se ajustarán a las prescripciones dadas en los apartados 2.5.7 a 2.5.10.