

CAPITULO III

ABOLLADURA EN ELEMENTOS DELGADOS

1.- GENERALIDADES

En la construcción pesada de acero las principales formas de pandeo que se consideran en el proyecto son: pandeo de piezas comprimidas (que limita las tensiones admisibles F/A en función de la esbeltez l/i) y pandeo lateral de vigas no arriostradas.

La abolladura de las diversas partes planas que componen el perfil pesado raramente necesita ser considerada, porque estas partes planas son generalmente muy compactas, es decir, tienen relaciones ancho/espesor tan pequeñas, que no abollan a tensiones inferiores al límite de fluencia, dada la gran rigidez que presenta. Sin embargo, existen excepciones, como, por ejemplo, las almas de las vigas de alma llena de gran altura.

Por el contrario, en la construcción con perfiles plegados en frío, que están formados de chapa de acero, los componentes individuales de cada perfil son generalmente delgados, es decir, sus relaciones de ancho de cálculo b/t , son tan grandes, que abollan a tensiones inferiores al límite de fluencia cuando se les somete a esfuerzos de compresión, cortantes o de flexión o a cargas muy concentradas. Por lo expuesto, es necesario proyectar estas piezas de forma que bajo las cargas de servicio exista seguridad suficiente frente al fallo por abollamiento. En este aspecto la utilización de los perfiles delgados es similar a la construcción aeronáutica, donde se usan paredes muy delgadas, en las que la abolladura constituye uno de los principales criterios de proyecto.

Es bien conocido que una columna elástica sometido a compresión centrada padea a la tensión crítica de Euler:

$$\sigma_K = k \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{(l/i)^2} \quad (1)$$

k es un coeficiente que depende del tipo de vinculación de la pieza y sus valores son los siguientes:

Articulado - Articulado	\Rightarrow	$k = 1$
Empotrado - Empotrado	\Rightarrow	$k = 4$
Empotrado - Libre	\Rightarrow	$k = 1/4$
Empotrado - Articulado	\Rightarrow	$k = 2$

Si una chapa delgada como las alas superiores de las dos vigas de la Fig. 7, está comprimida longitudinalmente abollará y tomará una deformación ondulada similar a la indicada en dicha figura. En condiciones ideales esto ocurrirá a una tensión determinada por una ecuación que es muy parecida a la fórmula de Euler para columnas, y cuya expresión es:

$$\sigma_K = k \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{(1 - \mu^2) \cdot (b/i)^2} \tag{2}$$

μ es el coeficiente de Poisson y refleja el hecho de que en la chapa las tensiones se distribuyen en dos direcciones. No se distribuyen solo en la dirección longitudinal (caso de una columna), sino también en forma transversal y ésta es la única diferencia entre las expresiones (1) y (2).

El radio de giro i , de una chapa de espesor t es:

$$i = \frac{t}{\sqrt{12}}$$

Sustituyendo este valor en la ecuación (2), se obtiene la tensión crítica de abolladura de una chapa en la forma usual

$$\sigma_K = k \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot (b/t)^2} \tag{3}$$

Como en el caso de columnas, el factor k depende del tipo de vinculación de la chapa, principalmente a lo largo de los bordes longitudinales paralelos a la dirección de la compresión.

En el caso del ala, de la Fig. 7 (a), donde un borde es soportado por un alma delgada, mientras que el otro, el borde exterior, es libre, $k \cong 0,5$.

En el caso del ala, la Fig. 7 (b), donde ambos bordes longitudinales están sostenidos o rigidizados por almas delgadas, $k \cong 0,4$.

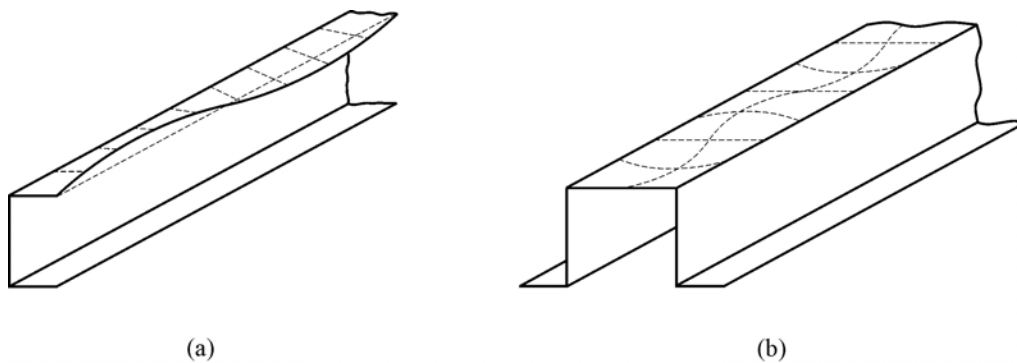


Fig. 7

Para columnas, se obtiene una tensión de proyecto F/A segura dividiendo la tensión de pandeo de la Ec. (1), por un coeficiente de seguridad adecuado. Puede pensarse, entonces, que para obtener tensiones de trabajo seguras para elementos planos comprimidos, como las alas superiores de las vigas de la Fig. 7, habría que dividir, de manera semejante, las tensiones de abolladura de la Ec. (3) por un coeficiente de seguridad. Para algunos tipos de chapas resulta éste un método de cálculo adecuado, mientras que para otras chapas se vuelve antieconómica, porque estas últimas pueden resistir, sin romperse, tensiones mucho mayores que las calculadas por la Ec. (3). Para el discernimiento de este comportamiento es necesario visualizar físicamente la forma en que abolla una chapa.

Para mayor claridad, supongamos, una chapa cuadrada uniformemente comprimida en una dirección, y articulada en los apoyos no cargados.

Para comprender el comportamiento bidimensional de estos elementos será necesario reemplazar la chapa cuadrada, por un modelo, el representado en la Fig. 8. Este modelo es reemplazado por un emparrillado de barras verticales y horizontales, siendo estas barras, representativa del total de la chapa.

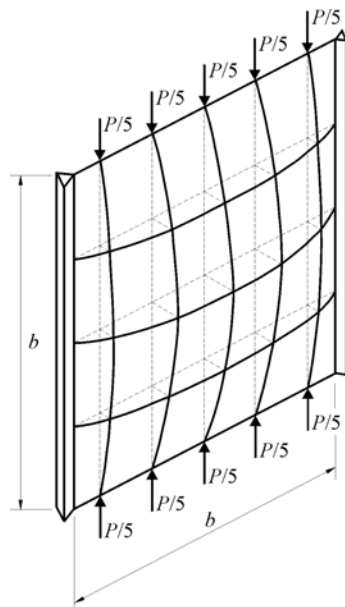


Fig. 8

Como la chapa está uniformemente comprimida, cada barra vertical representa una columna cargada con $P/5$, siendo P la carga total de la chapa. Al ir aumentando la carga, la tensión de compresión en cada una de estas barras (columnas) alcanzará el valor crítico de pandeo según la Ec. (1), y las cinco barras tenderán a pandear al mismo tiempo. En otras palabras, estas barras fallarían colectivamente si fueran columnas simplemente apoyadas en sus extremos y lo harían por deformación lateral creciente no impedida.

Es claro que esto no puede ocurrir en el emparrillado-modelo de la chapa. Es evidente, que tan pronto como las barras verticales comienzan a deformarse a sus tensiones de pandeo, las barras transversales que están unidas a ellas, comienzan a trabajar como tensores para acomodarse a la nueva deformación impuesta y, como cualquier material estructural, puede resistir el alargamiento, es decir, la resistencia de estas barras transversales imponen restricciones a las deformaciones de las barras verticales (Fig. 8).

Como conclusión podemos decir:

- a) No hay rotura por deformación no impedida, como en las columnas no arriostradas. El modelo, o la chapa que representa, no se romperá cuando alcance su tensión de abollamiento, según la Ec. (3); simplemente tomará pequeñas flechas, pero continuará soportando cargas crecientes. Esto es conocido con el nombre de resistencia post-crítica de las chapas.
- b) Las distintas barras se deformarán en proporciones diferentes. Las más próximas al centro son las que más se deforman y apenas participan en resistir cualquier aumento posterior de la carga, sin embargo, las barras próximas a los bordes articulados se mantienen casi rectas por los tensores y pueden seguir soportando cargas crecientes con muy poca deformación.

Analizando con detenimiento esta segunda conclusión podemos decir que las barras centrales pueden, en efecto, transmitir aún parte de su carga previa a la abolladura a sus vecinas. Por el contrario, las barras más próximas a los bordes, mantenidas aproximadamente rectas por los tensores, continúan resistiendo cargas crecientes casi sin aumento de la deformación. Para la chapa esto significa que la tensión de compresión, hasta ahora uniformemente repartida, se redistribuye por sí misma de la manera indicada en la Fig. 9, siendo las tensiones máximas en los bordes y mínimas en el centro. Con aumentos de carga posteriores, esta falta de uniformidad aumenta más, como también se indica en la Fig. 9. La chapa falla, o sea, no soporta ningún aumento posterior de la carga, sólo cuando las barras en las que existen las tensiones más elevadas, adyacentes a los bordes articulados, comienzan a plastificar, es decir, cuando la tensión de compresión $\sigma_{m\acute{a}x}$ alcanza el límite de fluencia σ_F . En efecto, la carga última de la chapa depende de la tensión de fluencia σ_F del material y no de la tensión crítica de abollamiento σ_K .

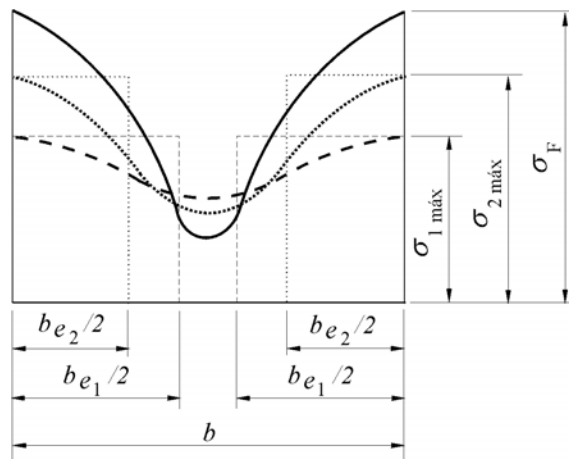


Fig. 9

Esta resistencia post-crítica de las chapas fue descubierta en 1928. Von Karman fue el primero en dar una teoría aproximada de ella en 1932. Desde entonces ha sido utilizada en los proyectos aeronáuticos.

El modelo de la Fig. 8 representa el comportamiento de un elemento comprimido soportado a lo largo de ambos bordes longitudinales, como el ala de la Fig. 7 (b). En efecto, tales ele-

mentos abollan con ondas aproximadamente cuadradas, como se indica en dicha figura, y el emparrillado puede considerarse como un modelo de una cualquiera de tales ondas.

Si se hiciera un modelo para el ala superior de la Fig. 7 (a), tendríamos un emparrillado en el que cada tensores estaría soportado solamente en un borde y libre en el borde exterior. Es innegable que tales tensores tendrían poca influencia restrictiva sobre las deformaciones de pandeo de las barras comprimidas del emparrillado. Esto significa que las chapas comprimidas soportadas longitudinalmente a lo largo de un solo borde desarrollarán ondas de abollamiento de proporción considerable inmediatamente después de alcanzar sus tensiones críticas de abolladura y presentarán resistencias post-críticas inferiores a las de las chapas soportadas a lo largo de ambos bordes. Esta diferencia en el comportamiento de los dos tipos de chapas comprimidas ha sido plenamente comprobada mediante ensayos. Por esta razón son necesarios procedimientos distintos de proyecto a aplicar a cada uno de ellos.

2.- ELEMENTOS COMPRIMIDOS RIGIDIZADOS

2.1.- Ancho eficaz

Se indicó que la Fig. 7 representa el estado de tensiones en un elemento comprimido rigidizado cuando la abolladura (ondulación ligera y generalmente apenas perceptible) ha tenido lugar, y que la rotura comienza cuando la tensión máxima del borde alcanza el límite de fluencia.

Sería complicado en el proyecto tomar expresamente en cuenta esta distribución no uniforme de tensiones. Esta dificultad se soluciona empleando el artificio de “ancho eficaz” que se ilustra en la Fig. 9.

El esfuerzo total de compresión en el elemento, es decir, en el ala de la Fig. 7 (b), es igual al área situada debajo de la curva de distribución de tensiones, multiplicada por el espesor del elemento. El mismo esfuerzo total se obtiene si se reemplaza el elemento real con su distribución no uniforme, por uno reducido llamado ancho eficaz de cálculo b_e , y con tensión constante de valor $\sigma_{m\acute{a}x}$. Los dos elementos serán equivalentes si el ancho eficaz ha sido elegido de forma que, el área situada por debajo de la curva de distribución real de tensiones sea igual a las dos áreas rectangulares $\sigma_{m\acute{a}x} \cdot b_e / 2$, dibujadas con trazos en la Fig. 9. De esta manera se presume suprimida la porción central del elemento comprimido rigidizado, ya que en ese instante alcanza la tensión crítica ideal y deja de colaborar en la transmisión del esfuerzo. Por lo tanto, el de ancho de cálculo b es reemplazado por el ancho efectivo de cálculo b_e . La Fig. 9 muestra también que el ancho eficaz de cálculo b_e disminuye al aumentar la tensión $\sigma_{m\acute{a}x}$ en el borde.

2.2.- Característica variables de las secciones

Un elemento rigidizado (para piezas que están sometidas a flexión) con una relación de ancho de cálculo $B = b/t$ dada, no presenta ondas de abollamiento hasta que la tensión de compresión alcance un determinado valor. Por debajo de esta tensión, el elemento es totalmente efectivo, es decir, $b_e = b$. Si la tensión de compresión aumenta, el ancho eficaz resulta gradualmente me-

nor que el real, para posteriores aumentos de la tensión, este ancho eficaz sigue disminuyendo. Esto puede verificarse examinando la ecuación (4) del ancho efectivo de cálculo.

$$B_e = 1,30 \cdot g - R = 1,30 \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma}} - R \tag{4}$$

E el módulo de elasticidad del acero.

σ la tensión actuante en el elemento considerado.

R coeficiente de reducción que depende de la relación b/t del elemento a rigidizar.

Como el cálculo del ancho efectivo está en función de las tensiones, se plantea aquí un problema de indeterminación que únicamente se puede resolver por aproximaciones sucesivas.

En otras palabras, el ancho eficaz de un elemento comprimido disminuye con el aumento de la carga, ya que se prescinde de una parte de la sección comprimida (Fig. 10). Esta situación produce un desplazamiento de la fibra neutra hacia el ala traccionada, con el correspondiente aumento de la tensión de compresión, provocando de acuerdo a la ecuación (4) una reducción de la ancho eficaz. Por lo expuesto, el corrimiento del eje neutro hacia la fibra extrema, produce la disminución de las características efectivas de la sección, como ser: el área, el momento de inercia y el módulo resistente. Esta indeterminación, causada por las nuevas posiciones que va tomando el eje neutro hace que aumente la tensión de compresión, tensión que debe considerarse en el cálculo. La situación planteada se resuelve únicamente por aproximaciones sucesivas.

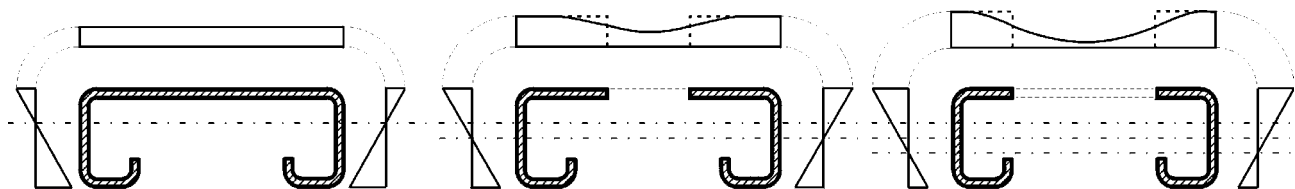


Fig. 10

En la Fig. 10 puede verse este proceso. En la parte superior se grafica la reducción de b_e y la distribución de tensiones reales y equivalentes.

2.3.- Elementos comprimidos rigidizados completamente

El coeficiente de minoración de tensiones admisibles q tiene un valor unitario para los elementos comprimidos rigidizados totalmente, esto se debe a que se procede a reducir el área de la sección mediante el cálculo de áreas efectivas en lugar de reducir la tensión admisible mediante el coeficiente q , que es el caso de elementos comprimidos no rigidizados.

3.- ELEMENTOS COMPRIMIDOS NO RIGIDIZADOS

En general, los elementos comprimidos no rigidizados pueden suponerse representados por el modelo de la fig. 7 (a), salvo que los tensores transversales están apoyados en un solo borde, con el alma, pero libre en el borde exterior. En consecuencia, su influencia restrictiva es más débil y, por consiguiente, los elementos no rigidizados adquieren deformaciones considerables inmediatamente después de alcanzar su tensión de abolladura y presentan resistencias post-crítica muy inferiores a las de los elementos rigidizados.

Esto justifica la aplicación de métodos diferentes de cálculo, según se encuentren suficientemente rigidizados, o no, los bordes de la placas.

Las Recomendaciones CIRSOC 303 “Estructuras livianas de acero” establece como método de cálculo, para elementos que no están rigidizados, una disminución de la tensión admisible σ_{adm} , mediante el coeficiente de minoración de tensiones admisible q . Este coeficiente está en función de la relación de ancho de cálculo B del elemento.

Bibliografía:

- 1.- “Recomendaciones CIRSOC 303”. Estructuras Livianas de Acero. Edición Agosto 1991.
- 2.- “Comentarios a la Recomendación CIRSOC 303”. Estructuras Livianas de Acero. Edición Agosto 1991.
- 3.- “Estructuras Ligeras de Acero del American Iron And Steel Institute”, (AISI). Edición 1962.
- 4.- “La Estructura Metálica de Hoy” por Ramón Argüelles Alvarez. Edición 1975.
- 5.- “Construcciones Metálicas” por Vittorio Zignoli. Edición 1979.
- 6.- “El Acero en la Construcción”. Título de la obra original Stahl Im Hochbau. Edición 1972.