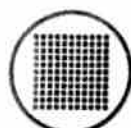




Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales
de Seguridad para las Obras Civiles del Sistema INTI

Comentarios a la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras Livianas de Acero"

Agosto 1991



INTI

SIREA
Esta publicación integra el
Reglamentario Argentino
para las Obras Civiles



Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales
de Seguridad para las Obras Cíviles Del Sistema INTI

Comentarios a la Recomendación CIRSOC 303 "ESTRUCTURAS LIVIANAS de ACERO"

AGOSTO 1991

APROBADO POR RESOLUCION
S.S.O. y S.P. N° 80/91



INTI

Instituto Nacional
de Tecnología Industrial

INTI CIRSOC

*Av. Cabildo 65 Subsuelo - Ala Savio
(C1426AAA) Ciudad Autónoma de Buenos Aires
República Argentina*

Tel./Fax: (54 11) 4779-5271/5273

Web: www.inti.gob.ar/cirsoc

*E-mail: cirsoc@ffmm.gov.ar
cirsoc@inti.gob.ar*

Primer Director Técnico († 1980): Ing. Luis María Machado

**Directora Técnica: Inga. Marta S. Parmigiani
Subdirector Técnico: Ing. Gustavo E. Darin**

© 1992

**Editado por INTI
INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGIA INDUSTRIAL
Av. Leandro N. Alem 1067 - 7° piso Buenos Aires**

Queda hecho el depósito que fija la ley 11.723. Todos los derechos, reservados. Prohibida la reproducción parcial o total sin autorización escrita del editor. Impreso en la Argentina. Printed in Argentina.

CIRSOC

ORGANISMOS PROMOTORES

Ministerio de Obras y Servicios Públicos
Instituto Nacional de Tecnología Industrial
Secretaría de Estado de Desarrollo Urbano y Vivienda
Empresa Obras Sanitarias de la Nación
Municipalidad de la Ciudad de Buenos Aires
Comisión Nacional de Energía Atómica
Empresa del Estado Agua y Energía Eléctrica
Dirección Nacional de Vialidad
Hidronor S.A.

MIEMBROS ADHERENTES

Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas
Entidad Binacional Yacyretá

REDACCION DE LOS COMENTARIOS A LA RECOMENDACION CIRSOC 303

ING. GUSTAVO DARIN
ING. JUAN C. STEIGERWALD



Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales
de Seguridad para las Obras Civiles Del Sistema INTI

RESOLUCION:
S.S.O. y S.P. N° 80/91



INTI

Instituto Nacional
de Tecnología Industrial

RESOLUCION SSOySP N° 80/91



Ministerio de Obras y Servicios Públicos

BUENOS AIRES, 16 Mayo 1991

VISTO el presente Expediente N° 40.079/91 por el cual el Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles (CIRSOC) solicita la aprobación e incorporación al Sistema Reglamentario Argentino (SIREA) de tres nuevos documentos normativos y

CONSIDERANDO:

Que de acuerdo a lo establecido en el Artículo 42 de la Resolución SSOP N° 59/90, es facultad de la Subsecretaría de Obras y Servicios Públicos el disponer la incorporación al SIREA de todos aquellos documentos técnicos que considere apropiados.

Que por Minuta N° 9/86 de fecha 4 de diciembre de 1986, con la Presidencia del representante del Ministerio de Obras y Servicios Públicos, el Comité Ejecutivo del CIRSOC dio su conformidad para elevar a la aprobación el Reglamento CIRSOC 202 "Hormigón Liviano de Estructura Compacta, Dimensionamiento, Elaboración y Control" y el Reglamento CIRSOC 204 "Hormigón Pretensado Parcial", cumplidos todos los requisitos previos de discusión pública.

Que por Minuta N° 2/91 de fecha 26 de abril de



Ministerio de Obras y Servicios Públicos

1991, con la Presidencia del representante del Ministerio de Obras y Servicios Públicos, el Comité Ejecutivo del CIRSOC dio su conformidad para elevar a la aprobación los COMENTARIOS A LA RECOMENDACION CIRSOC 303 "Estructuras Livianas de Acero - Actualización 1991", cumplidos todos los requisitos previos de discusión pública.

Que por Minuta N° 1/91 de fecha 4 de abril de 1991, con la Presidencia del representante del Ministerio de Obras y Servicios Públicos, el Comité Ejecutivo del CIRSOC aprobó la denominación correspondiente a la normativa técnica actualmente vigente y la que elaborará en el futuro, en un todo de acuerdo con la facultad establecida en el Artículo 129 de la Resolución SSOP N° 59/90, incluyendo la designación de los documentos arriba citados.

Que la presentación gráfica de los documentos cuya aprobación se solicita, cumple con lo establecido en el Artículo 59 y Anexo I de la Resolución SSOP N° 59/90.

Que la Subsecretaría de Obras y Servicios Públicos es competente para el dictado de la presente Resolución en virtud del Decreto N° 1393/84 y la delegación de facultades establecida por la Resolución

17/10
R
P



Ministerio de Obras y Servicios Públicos
MOySP Nº 603/90.

Por ello,

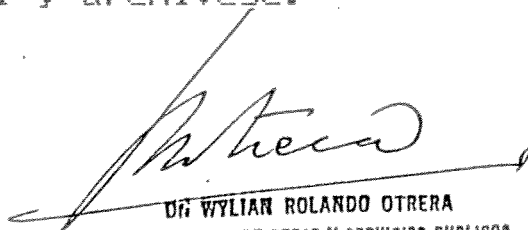
EL SUBSECRETARIO DE OBRAS Y SERVICIOS PUBLICOS

RESUELVE:

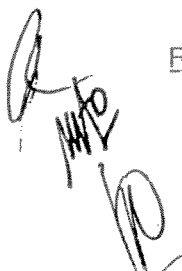
ARTICULO 19.- Aprobar y autorizar para su difusión pública los siguientes documentos normativos elaborados por el Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles (CIRSOC): a) REGLAMENTO CIRSOC 202 "Hormigón Liviano de Estructura Compacta, Dimensionamiento, Elaboración y Control"; b) REGLAMENTO CIRSOC 204 "Hormigón Pretensado Parcial" y c) COMENTARIOS A LA RECOMENDACION CIRSOC 303 "Estructuras Livianas de Acero-Actualización 1991".

ARTICULO 20.- Incorporar los documentos indicados en el Artículo 19 en el Sistema Reglamentario Argentino para las Obras Civiles (SIREA).

ARTICULO 30.- Comuníquese, publíquese, dese a la Dirección del Registro Oficial y archívese.


DR. WYLIÁN ROLANDO OTRERA
SUBSECRETARIO DE OBRAS Y SERVICIOS PUBLICOS

RESOLUCION Nº 80/91 650ySP



INDICE

CAPITULO 1. GENERALIDADES

1.2.	Campo de validez	1
1.3.	Materiales	2

ANEXOS AL CAPITULO 1

Modificación de la tensión de fluencia	9
--	---

CAPITULO 2.	ACCIONES SOBRE LAS ESTRUCTURAS LIVIANAS DE ACERO. CLASIFICACION Y METODO DE SUPERPOSICION DE LAS MISMAS	15
-------------	---	----

CAPITULO 3.	SEGURIDAD DE LAS ESTRUCTURAS LIVIANAS DE ACERO	17
-------------	--	----

CAPITULO 4. ESTRUCTURAS LIVIANAS DE CHAPA DELGADA DOBLADA EN FRIO

4.4.	-	Consideraciones generales de diseño	19
.5.		Máxima esbeltez de los elementos comprimidos	19
.6.		Valores máximos de la relación de ancho de cálculo	19
.7.		Función característica de tensiones	21
.8.		Propiedades de la sección	21
.9.		Ancho efectivo de cálculo	22
.10.		Vigas de pequeña luz que soportan cargas concentradas	30
.11.		Rigidizadores para elementos comprimidos	31
.12.		Desplazamiento vertical de las alas	34
.13.		Coefficiente de minoración de tensiones admisibles	37
.14.		Coefficiente de pandeo local	41
.15.		Coefficiente de equivalencia a flexión uniforme	45
4.5.4.		Flexión de barras rectas no arriostradas lateralmente	45
.5.		Tensiones admisibles en las almas	55
.6.		Barras comprimidas cargadas axialmente	61
.7.		Combinación de esfuerzos axiales y de flexión	64
4.6.	-	Rigidización	67
.1.		Generalidades	67
.2.		Arriostramiento de barras y elementos comprimidos	67
.4.		Consideraciones especiales para secciones asimétricas	67
.5.		Tabiques arriostrantes	76

II

4.7.	-	Medios de unión	79
.4.		Uniones soldadas	80
.5.		Uniones atornilladas	80
.7.2		Unión de dos perfiles U para formar una sección I	86
.3		Espaciamiento de los elementos de fijación en elementos comprimidos	89

ANEXOS AL CAPITULO 4

Verificación por estado límite	93
Referencias	97

CAPITULO 1. GENERALIDADES

1.2. CAMPO DE VALIDEZ

La Recomendación CIRSOC 303 es de aplicación en el diseño, cálculo, ejecución y protección de estructuras livianas de acero para edificios. Sirve además de complemento en otros campos de utilización.

Dentro de las estructuras livianas de acero se distinguen:

- a) Estructuras de chapa delgada doblada o conformada en frío. Se incluyen en esta categoría todos los miembros estructurales obtenidos por plegado o conformado de chapas planas de acero al carbono o de acero de baja aleación. Encuentran su principal aplicación en secciones que no son obtenibles por laminado en caliente u otros métodos, o cuando representan una economía frente a las secciones laminadas en caliente. Una de las fundamentales aplicaciones se da cuando se deben cubrir grandes superficies, como es el caso de cubiertas, entrepisos y revestimientos. Las piezas de chapa doblada en frío son también utilizadas en combinación con las laminadas en caliente, por ejemplo, en vigas de reticulado con cordones de chapa doblada y diagonales de barras laminadas en caliente.

Aunque las prescripciones de la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero" están destinadas fundamentalmente a estructuras de edificios (caso de cargas estáticas), pueden utilizarse como guía para el diseño de miembros estructurales sometidos a efectos dinámicos o condiciones de servicio diferentes a los que normalmente se encuentran en los edificios.

El capítulo dedicado a chapa doblada está basado en una vasta serie de evidencias experimentales obtenidas sobre muestras realizadas con chapas de espesores comprendidos entre 0,38 mm y 6,35 mm; aunque también se ha realizado alguna experiencia sobre material de espesor mayor a 25 mm (ref.13). No se ha observado una significativa influencia del espesor y por ello los requerimientos de esta Norma se juzgan aptos para aplicarse en el dimensionamiento de aquellos elementos de un espesor tal que permita su doblado o conformado en frío.

Se excluye de la anterior afirmación a las uniones, debido a que los requerimientos para éstas son solo aplicables a un rango específico de espesores de chapa, como ocurre con las tensiones admisibles para uniones soldadas y atornilladas.

- b) Estructuras de barras de acero de sección circular. Son las comúnmente denominadas estructuras de hierro redondo o estructuras de filigrana. Habitualmente se realizan con barras de acero liso (AL-220), aunque no es infrecuente la utilización de barras de acero torsionado en frío (ADM-420). En cuanto a estos últimos no se cuenta aún con información experimental suficiente que permita interpretar con un grado razonable de seguridad su comportamiento en este tipo de estructuras. Por ello la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero" solo está dirigida a las estructuras construidas con acero liso.

Se tienen en cuenta dos tipos constructivos fundamentales:

- Barras de eje recto.
- Barras de eje curvo de pequeña curvatura, sea la directriz circular o parabólica.

En el caso de estructuras de barras de acero de sección circular, la Recomendación CIRSOC 303 debe usarse como complemento de los Reglamentos fundamentales CIRSOC 301 y CIRSOC 302, no reemplazando a estos sino señalando particularidades de este tipo de estructuras.

- c) Estructuras de perfiles laminados pequeños y tubos de pared delgada.

Estas estructuras son, en general, casos particulares de las estructuras de hierro redondo y de chapa doblada, respectivamente.

Por lo tanto valen las consideraciones hechas anteriormente para cada una de estas tipologías, con las particularidades que se señalan para los perfiles pequeños y tubos.

1.3. MATERIALES

Los tipos de aceros utilizados en las estructuras livianas se encuentran especificados en las normas IRAM-IAS U500-42 y U500-503.

En estos aceros al carbono se pueden presentar dos tipos de curvas tensión-deformación. Una es la obtenida en aceros de límite de fluencia acusado (figura 1), que es característica de los aceros laminados en caliente y de aquellos que sufren relajamiento luego de un proceso de trabajo en frío. La pendiente de la curva tensión - deformación es igual al módulo de elasticidad (E) por debajo del límite de fluencia (σ_F), ya que los límites de proporcionalidad y de fluencia difieren en poco.

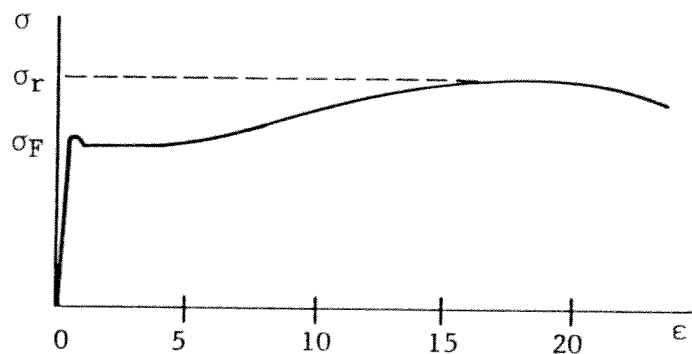
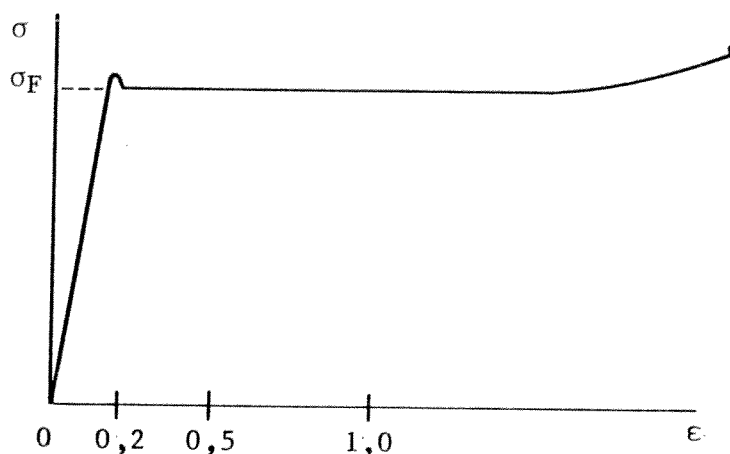


Diagrama tensión-deformación

Región inicial ampliada del diagrama σ - ϵ **Figura 1. Curva tensión deformación de aceros con límite de fluencia acusado.**

El otro tipo de curva característica (figura 2) se da en aceros con fluencia gradual y es característica de la mayor parte de los aceros trabajados en frío. Se observa una notable diferencia entre los límites de proporcionalidad (σ_p) y de fluencia (σ_F), definiéndose al último como la tensión correspondiente a un alargamiento permanente de 0,2% o como la tensión correspondiente a un alargamiento total del 0,5% (Normas IRAM 755, IRAM-IAS U500-20 y U500-102). Cualquiera de estos criterios lleva a resultados similares. Por encima del límite de proporcionalidad el módulo tangente (E_t) es variable y siempre menor que el módulo de elasticidad (E). Esto influye notablemente en aquellas piezas que fallan por pandeo.

Como ya se mencionó, esta Recomendación CIRSOC 303 es solamente aplicable a aceros al carbono, pero no a aceros aleados ni a otros metales. Esto se debe a que el comportamiento estructural de las piezas metálicas depende no solo de sus características resistentes (σ_F, σ_r , etc.), sino también del módulo de elasticidad y de la forma de la curva tensión-deformación. Estas características influyen sobre la resistencia al pandeo y al abollamiento de las piezas, y dado que los problemas de inestabilidad suelen ser predominantes en el diseño de las secciones de poco espesor, es inapropiado en este campo emplear los procedimientos de cálculo desarrollados para un metal dado, en otro por simple sustitución de las respectivas características.

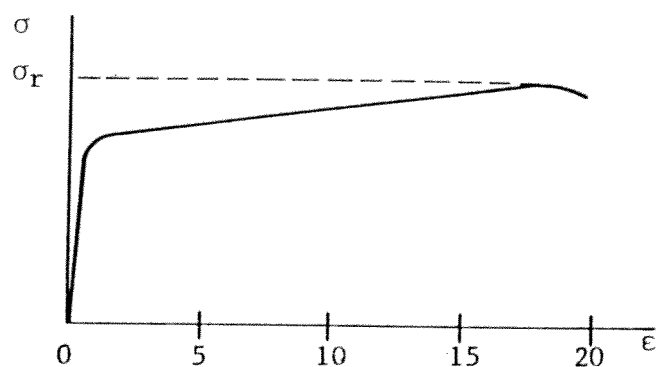


Diagrama tensión-deformación

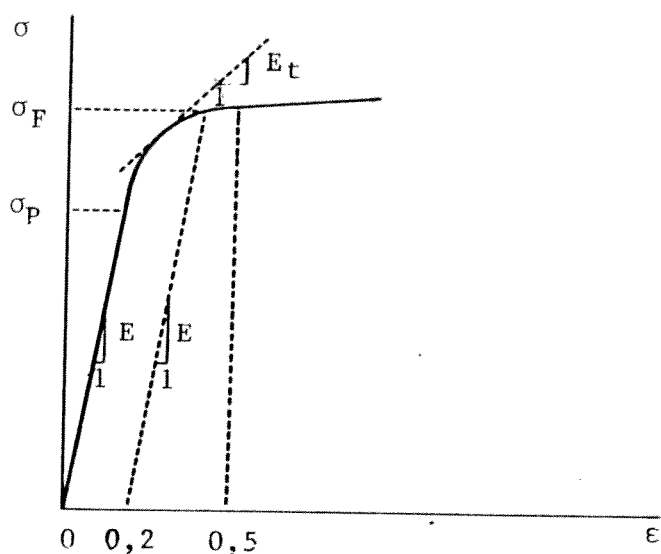
Región inicial ampliada del diagrama σ - ϵ

figura 2. Curva tensión deformación de aceros con límite de fluencia gradual.

Cuando en este tipo de estructuras se utiliza la soldadura como medio de unión es especialmente importante controlar las características de soldabilidad del acero, cumpliendo con las indicaciones del Reglamento CIRSOC 304 "Estructuras de acero soldadas".

También debe cuidarse especialmente la ductibilidad del acero para evitar la aparición de fisuras durante el doblado en frío. Esto es particularmente importante para las estructuras de hierro redondo. En ellas habitualmente se realizan las diagonales por doblado de barras en zig-zag. En este caso se debe controlar que el doblado se realice con los diámetros mínimos de mandriles especificados en el Reglamento CIRSOC 201 "Proyecto, cálculo y ejecución de estructuras de hormigón armado y pretensado" para barras a utilizar en hormigón armado.

ENSAYOS.

Los ensayos habituales para determinar las propiedades mecánicas del acero tales como el límite de fluencia se realizan generalmente sobre probetas sometidas a tracción. Esto se debe a que los ensayos de compresión sobre probetas son caros y es difícil obtener resultados precisos a partir de ellos.

Ensayos de probetas a compresión realizados cuidadosamente han demostrado sin embargo que los límites de fluencia a tracción y compresión no difieren en demasía. Por ello el límite de fluencia utilizado en la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero" es el límite de fluencia a tracción.

PIEZAS DE CHAPA CONFORMADA

a) Diseño en tracción

Ya se ha expuesto que el límite de fluencia especificado se obtiene de probetas traccionadas.

Como puede verse en la figura 2, en los aceros de fluencia gradual el límite de proporcionalidad es en general sensiblemente menor que el límite de fluencia convencional. En esta Norma se asume al límite de proporcionalidad como un 70% del límite de fluencia. La gran mayoría de los aceros trabajados en frío cumplen con este criterio.

La Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero" adopta para los cálculos una tensión básica de diseño (σ_{bd}) que es igual a $\sigma_F/1,60$, o sea el 62,5% de la tensión de fluencia. Como el límite de proporcionalidad es, como mínimo, igual al 70% de σ_F , un coeficiente de seguridad 1,6 brinda un margen apropiado contra deformaciones permanentes.

Debido a las tensiones residuales locales presentes en las piezas traccionadas, algunas zonas de la sección transversal alcanzan la tensión de fluencia antes que otras. Pero ante posteriores incrementos de carga la tensión en estas zonas se mantiene aproximadamente constante en el nivel de fluencia hasta que el resto de la sección alcanza esta tensión.

De ello surge que la presencia de tensiones residuales en piezas traccionadas no ocasiona pérdida de la capacidad resistente.

b) Diseño en compresión

Si se comparan los resultados de ensayos a tracción o compresión sobre probetas, con los ensayos a compresión sobre una sección cajón completa puede verse que el límite de proporcionalidad obtenido para la sección cajón puede ser considerablemente inferior al obtenido para las probetas (figura 3). Esta diferencia se debe a la presencia de tensiones residuales. Como es sabido, estas tensiones residuales se producen en las piezas laminadas debido a un enfriamiento desigual, pero en las piezas conformadas se deben exclusivamente al proceso de trabajo en frío. En la figura 4 se representa la distribución típica de tensiones residuales en

una sección cajón conformada en frío. En algunas zonas aparecen tensiones de tracción y en otras de compresión, pero la tensión residual media es nula, por lo tanto la sección se encuentra en equilibrio.

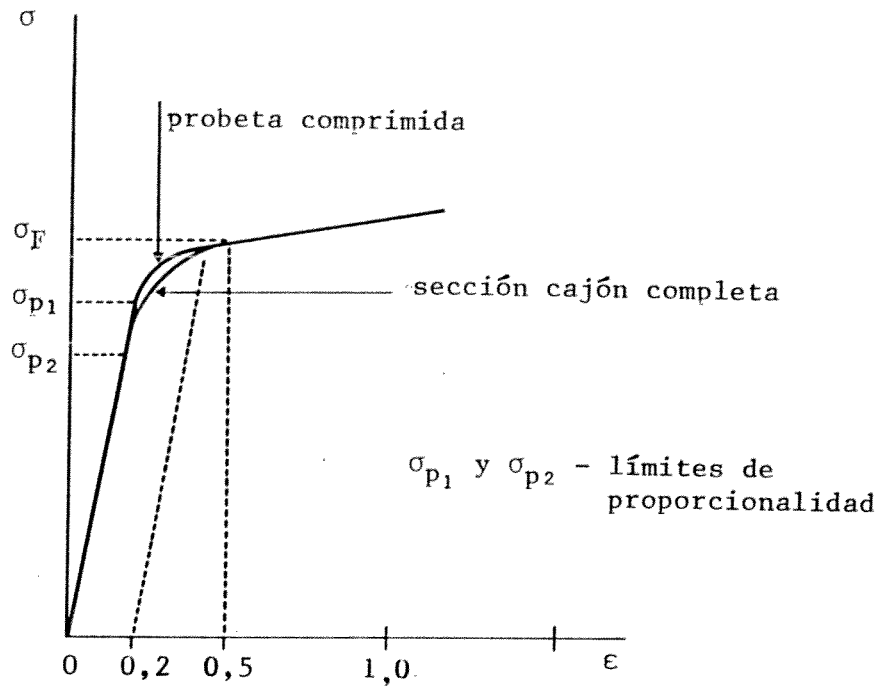


Figura 3. Diagramas σ - ϵ típicos de probetas y secciones cajón comprimidas.

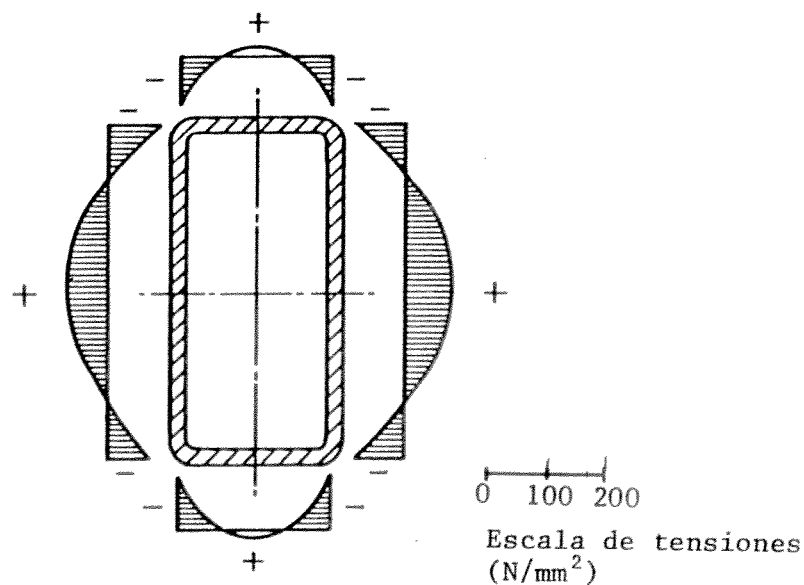


Figura 4. Distribución media longitudinal de tensiones residuales en una sección cajón conformada en frío.

Cuando es ensayada una sección completa, la parte inicial del diagrama tensión-deformación es lineal, aún cuando algunas zonas de la sección transversal, donde había tensiones residuales de compresión, hayan alcanzado la fluencia. Por ello, el máximo nivel de tensiones residuales de compresión, es aproximadamente igual a la diferencia entre la tensión de fluencia en tracción y el límite de proporcionalidad.

En piezas que fallan por abollamiento, la capacidad resistente depende de la pendiente de la curva tensión-deformación y de la tensión actuante. Cuando se supera el límite de proporcionalidad, dicha pendiente (E_t) es considerablemente menor que el módulo de elasticidad (figura 3). Para obtener la carga última de la pieza debe tenerse en cuenta esta disminución del módulo de elasticidad. La Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero" asimila el límite de proporcionalidad de las secciones de acero al de la sección cajón y asume que este límite es igual o mayor que el 50% de la tensión de fluencia a tracción de una probeta. Esta aproximación está de acuerdo con las recomendaciones del Column Research Council (Ref.7). Ensayos realizados sobre columnas completas y la experiencia práctica indican que el límite de $0,5 \sigma_f$ es adecuado para la mayoría de los casos. Se previene satisfactoriamente con este límite la disminución de resistencia debida a tensiones residuales, deformaciones iniciales y excentricidades accidentales. En algunos casos aislados, como secciones cajón sometidas a cargas pequeñas, las tensiones residuales pueden llegar a superar el valor $0,5 \sigma_f$.

Si bien los efectos de las tensiones residuales en las columnas son bien conocidas, no han sido aún suficientemente estudiados en las piezas conformadas en frío. Sin embargo continúan los estudios en este campo, destacándose un programa de investigación del AISI sobre comportamiento estructural de piezas comprimidas, que incluye los efectos de tensiones residuales sobre secciones abiertas conformadas en frío.

ANEXOS AL CAPITULO 1

1.3.2. MODIFICACION DE LA TENSION DE FLUENCIA

Métodos para su utilización - limitaciones

Las propiedades mecánicas del acero se modifican cuando este se somete a cualquier tipo de trabajo en frío. El estirado, doblado, etc., producen un aumento del límite de fluencia (endurecimiento) y, en menor grado, de la resistencia a tracción, disminuyendo al mismo tiempo la ductilidad del acero. Las secciones conformadas o dobladas en frío sufren, por lo tanto, una transformación de las características del material que las constituye debido al mismo proceso de fabricación. El aumento de la tensión de fluencia de estas piezas depende del grado de trabajo que sufren y de la diferencia entre la tensión de rotura y la de fluencia del material virgen. Mientras en algunas piezas tales como los caños estructurales todas sus partes sufren aproximadamente el mismo grado de trabajo en frío, en la mayoría de las secciones normalmente utilizadas esto no ocurre. Resulta evidente que el material de los pliegues resulta trabajado en grado muy superior al material de las partes planas de la sección. Por lo tanto las propiedades mecánicas de una sección dada no serán, en general, uniformes en sus distintas partes. Las propiedades de la sección completa representan los promedios efectivos de las propiedades de sus elementos componentes. Se deduce de lo expuesto que no pueden controlarse las características mecánicas de los perfiles conformados en frío a través del ensayo de probetas extraídas de las partes planas de la sección, como es habitual en los perfiles laminados en caliente.

La Recomendación CIRSOC 303 permite considerar en el diseño el aumento de la tensión de fluencia por efectos del trabajo en frío pero únicamente para secciones traccionadas, elementos traccionados de secciones flexionadas, secciones comprimidas en las que $Q = 1$ o elementos comprimidos totalmente efectivos de secciones flexionadas. Es decir secciones o elementos que están traccionados o que estando comprimidos son suficientemente compactos como para no fallar por abolladura. Esto se debe a que no se han desarrollado aún métodos de ensayo a compresión sobre secciones completas, que conduzcan a resultados significativos cuando la pieza falla por abolladura antes que por fluencia. Sería necesario impedir el abollamiento mediante apoyos laterales adecuados para así provocar la falla por fluencia. En segundo lugar no hay todavía suficiente información sobre la forma en que el trabajo mecánico no uniforme influye en la resistencia al abollamiento.

La Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero" admite que el valor de la tensión modificada de fluencia se obtenga de ensayos a tracción de secciones completas. Se admite que este es un valor suficientemente representativo para elementos que no fallan por abollamiento.

En la Universidad de Cornell se han realizado gran cantidad de trabajos a fin de identificar y cuantificar los efectos del conformado en frío (ref.26, 38, 39, 40).

De ellos se desprende que se pueden medir y predecir con mayor confiabilidad los efectos del trabajo en frío en los pliegues que en las partes planas pudiéndose despreciar estos últimos en los cálculos.

Una manera de estimar el aumento de la tensión de fluencia en los pliegues por conformado en frío, sin recurrir a ensayos, fue desarrollada por Karren (Ref.26) y comprobada con los ensayos de más de 100 muestras.

El incremento de la tensión de fluencia en el pliegue es principalmente función de dos factores: la relación entre la tensión de rotura y la de fluencia (σ_r/σ_F) y la relación entre el radio interno de plegado y el espesor de la chapa (r/t). La primera es una medida de la posibilidad del acero virgen de aumentar su tensión de fluencia y la segunda da una idea del grado de trabajo en frío a que se somete al pliegue (cuanto menor sea la relación r/t , mayor será el nivel de trabajo en frío y el aumento de la tensión de fluencia).

Esto fue formulado por Karren:

$$\frac{\sigma_{Fe}}{\sigma_F} = \frac{B_c}{(r/t)^m} \quad (1)$$

en la que:

$$B_c = 3,690 \left(\frac{\sigma_r}{\sigma_F} \right) - 0,819 \left(\frac{\sigma_r}{\sigma_F} \right)^2 - 1,790$$

$$m = 0,192 \left(\frac{\sigma_r}{\sigma_F} \right) - 0,068$$

σ_{Fe} = tensión de fluencia del pliegue

σ_F = tensión de fluencia del acero virgen

σ_r = tensión de rotura del acero virgen

r = radio interno de plegado

t = espesor de la chapa

Esta fórmula es la que aparece en sucesivas ediciones del AISI desde el año 1968. Allí se utiliza un promedio ponderado de las tensiones de las partes planas y de los pliegues.

$$\sigma_{Fd} = C \sigma_{Fe} + (1 - C) \sigma_{Fp} \quad (2)$$

donde:

σ_{Fd} = tensión de fluencia de la sección completa

σ_{Fp} = tensión de fluencia de las partes planas

C = relación entre el área de los pliegues y el área total de la sección.

La tensión de fluencia de las partes planas se obtiene de ensayos de probetas extraídas de ellos o se toma directamente la del material virgen. La tensión de fluencia de los pliegues se obtiene de la fórmula ya vista.

La utilización de la fórmula se limita al siguiente rango:

$$\sigma_r / \sigma_F \geq 1,2$$

$$R/t \leq 7$$

$$\text{ángulo interno plegado} \leq 120^\circ$$

Basándose en la fórmula del AISI, pero suponiendo una ley lineal en lugar de la exponencial de la expresión 1, Lind y Shroff (referencia 27) desarrollaron una fórmula simple basada en el margen de endurecimiento ($\sigma_r - \sigma_F$) y en una constante de endurecimiento determinada experimentalmente. En esta teoría se reemplaza la tensión de fluencia del acero virgen por la de rotura sobre una longitud de 5 t en cada pliegue a 90°. Si en la ecuación (2) se adopta $\sigma_{Fp} = \sigma_F$ y se reordena:

$$\sigma_{Fd} = \sigma_F + C (\sigma_{Fe} - \sigma_F) \quad (3)$$

Haciendo $C = \frac{5 N}{H^*}$ y reemplazando σ_{Fe} por σ_r queda la expresión dada por la Recomendación CIRSOC 303

$$\sigma_{Fd} = \sigma_F + \frac{5 N}{H^*} (\sigma_r - \sigma_F) \quad (4)$$

en ella se admite que en los pliegues a 90° y en una extensión

de 5 t. la tensión de fluencia incrementada alcanza el valor de rotura del acero virgen ($\sigma_{Fe} = \sigma_r$), o sea el valor del incremento de la tensión de fluencia es igual a la diferencia

$$\sigma_r - \sigma_F.$$

Intuitivamente se concibe a la relación r/t como un parámetro importante en el aumento de σ_F .

Cuando r/t es pequeño, el volumen de material sometido a deformación también es pequeño y se produce un gran incremento de la tensión de fluencia.

Cuando r/t es grande, el trabajo de deformación se distribuye en un mayor volumen de material y resultan incrementos de tensión menores.

Esto se refleja en la fórmula de Karren (1).

Sin embargo el efecto puede independizarse de la relación r/t , (de acuerdo a lo que se ha comprobado mediante ensayos, ver ref. 2), siendo directamente proporcional al volumen de material afectado para valores de r y de t dados (es el caso de la mayoría de las secciones). La definición de este volumen se logra a través del ángulo de plegado.

Finalmente, dados r , t y el ángulo, el incremento de la tensión de fluencia es directamente proporcional a la diferencia $\sigma_r - \sigma_F$. Resultados de ensayos demuestran que el incremento de σ_F es aproximadamente igual a la diferencia $\sigma_r - \sigma_F$, actuando sobre una longitud de pliegue igual a 5 t. Esto es lo que se expresa en la fórmula (4), adoptada por esta Recomendación CIRSOC 303.

Esta fórmula es mucho más simple que la basada en la teoría de Karren y comparada con los resultados experimentales obtenidos por ese autor resulta en general, conservadora.

Resumiendo, en la fórmula dada en la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero" se incrementa la tensión de fluencia en un área empíricamente determinada de 5 t² para un pliegue a 90°, independientemente del radio de plegado; con que en la práctica un radio pequeño lleva a mayores incrementos.

En la figura 5 se pueden comparar los niveles de tensión determinados según AISI (1968), CIRSOC 303 y los ensayos realizados por Karren (sobre sección completa) para tres perfiles. Se puede ver que las dos fórmulas difieren en los valores correspondiente a los pliegues, no obstante, esta diferencia no tiene gran importancia sobre el valor promedio de la tensión de fluencia de la sección completa.

Además son conservadoras respecto de los valores de ensayo.

TENSION DE FLUENCIA PROMEDIO (N/mm ²) - SECCION COMPLETA			
	Figura 5 a	Figura 5 b	Figura 5 c
AISI	287,11	296,26	282,18
CIRSOC 303	286,41	308,92	298,37
Ensayos sobre sección completa (Karren)	320,89	336,37	351,85

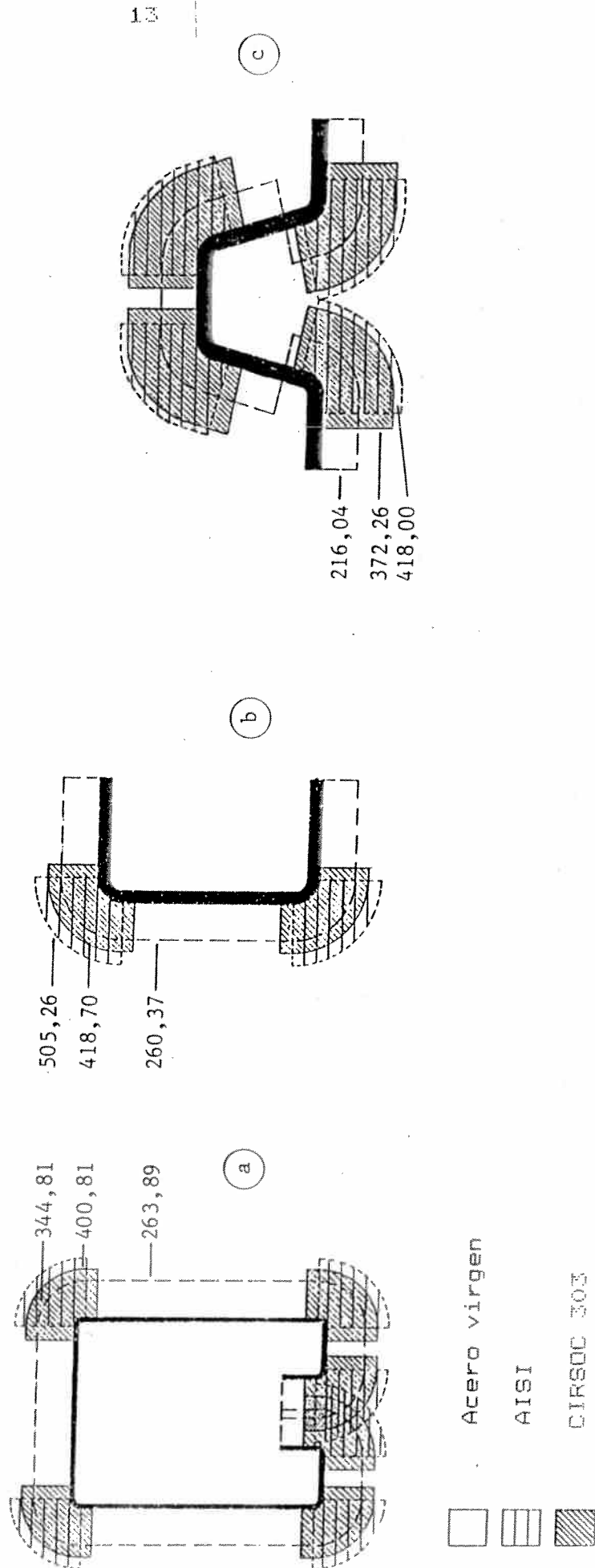


Figura 5. Tensión de fluencia en los pliegues por efecto del doblado en frío (N/mm²).

La modificación de las características mecánicas por efecto del trabajo en frío, puede desaparecer total o parcialmente por un posterior recocido. Esto puede suceder en las zona próximas a las soldaduras. Por ello debe prestarse especial atención a los procedimientos de soldadura, aptitud de los soldadores y velocidades de enfriamiento.

Las tensiones admisibles de las uniones atornilladas, son directamente proporcionales a la tensión básica de diseño del acero virgen (artículo 4.7.5. de la Recomendación CIRSOC 303), es decir, no se permite utilizar el incremento por trabajo en frío. Como al diseñar uniones interesan las propiedades del material que rodean a estos, y generalmente las uniones atornilladas o similares se realizan sobre los elementos planos de la sección, las propiedades que interesan son más parecidas a las del acero virgen que a las propiedades efectivas de la sección después del trabajo en frío.

Consideraciones similares pueden hacerse sobre todas aquellas recomendaciones para las que no se permite aprovechar el incremento de σ_F .

El trabajo en frío anormal y excesivo puede hacer que un acero sea inadecuado para el uso estructural. Por ello cuando se aprovechan las propiedades debidas al plegado en frío, además de determinar y controlar el aumento del límite de fluencia, se deben observar aquellas otras propiedades que hacen al material adecuado. Así es necesario verificar que el acero tenga la necesaria reserva de tensión entre los límites de fluencia y rotura y una adecuada ductilidad (medida como la deformación en un ensayo de tracción). Los valores numéricos de estas propiedades dependen de la aplicación del producto, por ejemplo: las chapas para cubiertas y revestimientos necesitan pequeños valores de reserva de tensión y ductilidad, que generalmente no serán suficientes para pórticos y otros. Aunque la Recomendación CIRSOC 303 no fija valores para estas propiedades, es necesario tenerlos en cuenta, quedando a juicio del proyectista según la aplicación de la pieza.

CAPITULO 2. ACCIONES SOBRE LAS ESTRUCTURAS LIVIANAS DE ACERO

Los propósitos de este capítulo de la Recomendación CIRSQC 303 son varios. Por una parte establecer los Reglamentos específicos a considerar para determinar los distintos estados de carga y sus superposiciones. Por otro, alertar al proyectista sobre la posibilidad de aparición de ciertas acciones debidas al montaje, las que en general deben tenerse en cuenta durante el diseño dada la dificultad de eliminarlas en la etapa de montaje. Aún así debe cuidarse especialmente que durante el montaje se tomen los recaudos previstos, dada la esbeltez de los elementos planos y lineales que componen estas estructuras. También es propósito de este capítulo evidenciar que se debe prestar atención a los estados de carga transitorios durante la construcción, ya que las estructuras livianas de acero, debido a su bajo peso propio, pueden verse particularmente afectadas por estas cargas no siempre debidamente contempladas. Además se indica cuales son las acciones que se deben considerar como mínimo para evitar que se las omita en el diseño. Por último se establece que la suma de las acciones permanentes y las debidas a la ocupación y al uso debe ser mayor que $0,4 \text{ kN/m}^2$ con la intención de que no se calcule con cargas excesivamente bajas lo que redundaría en una estructura insuficientemente segura.

Para facilitar la labor del proyectista se han incluido en los Anexos al capítulo 2, fórmulas y gráficos que permiten estimar el peso propio de algunas secciones usuales de chapa doblada e hierro redondo. Los resultados obtenidos de estos gráficos muestran una razonable concordancia con comprobaciones realizadas sobre los perfiles en ellos incluidos.

CAPITULO 3. SEGURIDAD EN LAS ESTRUCTURAS LIVIANAS DE ACERO

El coeficiente de seguridad puede definirse como la relación entre la resistencia supuesta en el proyecto y la carga admitida en el proyecto. Excepto para los casos más simples, el cálculo de la resistencia real hasta rotura de una estructura no es cuestión sencilla. Por consiguiente, sin entrar en una discusión sobre el significado intrínseco de los coeficientes de seguridad, se adoptará, para los propósitos de estos Comentarios, una definición convencional de coeficiente de seguridad, que puede ser expuesta de la siguiente manera: el coeficiente de seguridad es la relación entre la tensión correspondiente al momento en que comienza la rotura y la tensión calculada para las cargas de proyecto. En algunos casos como por ejemplo, para columnas, es la relación entre la carga supuesta para que comience la rotura y la carga de proyecto.

En las estructuras de acero, para los casos más simples, como tracción, flexión, compresión simple sin pandeo, etc., se supone que la rotura comienza cuando la máxima tensión calculada, según los procedimientos simplificados habitualmente utilizados, sea igual a la tensión de fluencia. Para estos casos simples el coeficiente de seguridad, según la definición convencional adoptada es la relación entre la tensión de fluencia y la tensión de cálculo.

La Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero" adopta un coeficiente de seguridad $\gamma = 1,6$, siendo ésta la relación entre la tensión de fluencia y la tensión básica de diseño en el diseño por tensiones admisibles. En la verificación por estado límite $\gamma = 1,6$ es el coeficiente por el cual se deben mayorar las cargas conjuntamente con los especificados en el anexo al artículo 4.4.1. de la Recomendación CIRSOC 303. En este último caso las expresiones dadas en el anexo están, por lo tanto, desafectadas del coeficiente de seguridad.

El coeficiente de seguridad adoptado en ambos casos es uniforme. Se diferencia así de lo establecido en el Reglamento CIRSOC 301 "Proyecto, cálculo y ejecución de estructuras de acero para edificios" que está en función del recaudo constructivo, de la clase de destino y del tipo de sollicitación (principal o secundaria).

En la prevención del pandeo o abollamiento se introducen coeficientes de seguridad en las fórmulas presentadas. Cada uno de ellos contempla la situación del problema particular tratado. Sus valores y fundamentos se encuentran en los artículos correspondientes a cada caso especial. También se adoptan coeficientes de seguridad distintos en los cálculos de uniones, basados en la experiencia recogida al presente.

Es de hacer notar que, como ya se mencionó en el artículo dedicado a materiales, en las estructuras de chapa doblada el coeficiente $\gamma = 1,6$ provee una adecuada seguridad contra deformaciones permanentes, al mantener las tensiones de cálculo por debajo del límite de proporcionalidad.

El coeficiente de seguridad también puede calcularse según la Recomendación CIRSOC 106 "Dimensionamiento del coeficiente de seguridad", pero siempre manteniendo un valor mínimo de 1,6.

CAPITULO 4. ESTRUCTURAS LIVIANAS DE CHAPA DELGADA DOBLADA EN FRIO

4.4. CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO

En este artículo se encuentran los requisitos comunes al Diseño por tensiones admisibles (artículos 4.5.) y al Diseño por estado límite (Anexos al capítulo 4.)

Esta forma de agrupar los requisitos comunes se debe a que la determinación de la tensión admisible solo se utiliza en el Diseño por tensiones admisibles, no siendo común a ambas formas de diseño.

Las diferencias respecto a las fórmulas de las difundidas Normas AISI, (ref.1), se deben a los resultados de investigaciones llevados a cabo en la Universidad de Waterloo, Canadá, (ref.2).

Por ejemplo, la estructura de la fórmula del ancho efectivo de cálculo tiene por finalidad facilitar los procedimientos computacionales, ya que la fórmula adimensional presentada (con la función característica de tensiones g) es especialmente apta para estos fines.

4.4.5. Máxima esbeltez de los elementos comprimidos

Se admite una esbeltez máxima de 200 en los elementos comprimidos. Si bien la elección de este límite es arbitraria, la experiencia indica que otorga un adecuado grado de rigidez, independientemente de la magnitud de la solicitación.

La esbeltez debe determinarse en base a las longitudes de pandeo s_k , dependientes de las condiciones de vínculo de la barra, que se encuentran en el Reglamento CIRSOC 302 "Fundamentos de cálculo para los problemas de estabilidad del equilibrio en las estructuras de acero".

4.4.6. Valores máximos de la relación de ancho de cálculo

La Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero" indica valores límites para las relaciones de ancho de cálculo de los elementos solicitados a compresión axial (artículo 4.4.6.1.) y a flexión (artículo 4.4.6.2.). Los valores que allí se encuentran son en cierto grado arbitrarios, pues solo pretenden poner algún límite al rango de aplicación de cada elemento, reflejando así la experiencia acumulada.

El empleo de labios rectos simples como rigidizadores se permite solo si la relación de ancho de cálculo $B = b/t$ del elemento a rigidizar no es mayor que 60. Para un elemento comprimido con $b/t = 60$, la relación h_1/t mínima exigida al labio es 10,9 (artículo 4.4.11.1). Con los radios internos de plegado usuales se tiene entonces una relación de ancho de cálculo aproximadamente igual a 8 o 9 en la parte recta del labio.

Si se pretendiera rigidizar elementos comprimidos con $b/t > 60$ por medio de labios rectos simples, la relación de ancho de cálculo del labio superaría el valor $168/\sqrt{\sigma_F(N/mm^2)}$ ($0,37 g_F$).

Esto exigiría reducir la tensión admisible de compresión del labio para evitar su pandeo prematuro.

Así para poder garantizar que en un elemento rigidizado comprimido se pueda alcanzar la tensión σ_{bd} en los bordes rigidizados, debe limitarse su b/t a un máximo de 60.

En el caso de elementos comprimidos rigidizados en un borde por un alma o ala y en el otro por un rigidizador más efectivo que un labio recto simple, se limita su relación b/t a 90. Esta limitación refleja el hecho de que elementos muy esbeltos pueden sufrir muy fácilmente deformaciones durante el transporte, manipulación y montaje.

Gran parte de los argumentos dados para los casos tratados, son aplicables también a la limitación $b/t = 500$ para elementos rigidizados en ambos bordes por alas o almas.

Cómo se menciona en el artículo 4.4.6.1. de la Recomendación CIRSOC 303, los elementos comprimidos rigidizados con $b/t > 250$ y los no rigidizados con $b/t > 30$, tienen tendencia a desarrollar rápidamente deformaciones apreciables aún bajo cargas de servicio, pero sin detrimento de su capacidad portante. En ambos casos el límite a la relación de ancho de cálculo se estableció en el doble de la relación a la cual aparecen las primeras deformaciones apreciables, según valores obtenidos de ensayos. Estos valores de $B_{m\acute{a}x}$ pretenden mantener dentro de límites razonables los valores de las deformaciones.

A pesar de las limitaciones pueden usarse piezas con elementos cuyas relaciones b/t sean mayores, pero se corre el riesgo de que las grandes deformaciones de estos elementos invaliden las fórmulas de diseño dadas.

Debe hacerse notar que, para elementos no rigidizados, la tensión admisible de compresión decrece rápidamente con el incremento de b/t cuando b/t supera el valor $168/\sqrt{\sigma_F}$ ($0,37 g_F$, ver figura 14). En consecuencia resulta antieconómico desde el punto de vista estructural, utilizar elementos no rigidizados con relaciones b/t mayores que $168/\sqrt{\sigma_F}$. Sin embargo en la Recomendación CIRSOC 303 se dan valores de tensiones admisibles para relaciones b/t hasta 60, esto se debe a que frecuentemente las dimensiones de las piezas de chapa conformada vienen dadas por requisitos no estructurales.

En las almas flexadas de secciones típicas se limita en 150 la relación h/t . En estas almas por lo general no se colocan rigidizadores. Además se encuentran conectadas con las alas mediante pliegues, esto es causa de excentricidades en la introducción de las cargas a través de las alas. Los resultados de ensayos con almas cuyas relaciones h/t llegaban hasta 200, han demostrado que para relaciones $h/t > 150$ las tensiones admisibles al corte y las cargas concentradas admisibles son tan bajas que hacen a tales piezas antieconómicas.

Para almas flexadas a los que se colocan rigidizadores u otro dispositivo que transmita las cargas concentradas o reacciones al alma, la relación h/t puede elevarse a 250. Estos dispositivos deben transmitir las cargas al alma sin provocar la deformación de esta.

4.4.7. Función característica de tensiones

El concepto de ancho efectivo utilizado en esta Recomendación CIRSOC 303 está basado fundamentalmente en la fórmula de ancho efectivo de Von Karman. Esta fue desarrollada para una placa apoyada en sus bordes y comprimida longitudinalmente. La fórmula puede ser generalizada para cualquier nivel de tensión:

$$b_e = C \cdot t \sqrt{E/\sigma} \quad (5)$$

donde:

- b_e ancho efectivo
- C una constante numérica
- t espesor del elemento
- σ tensión actuante en el elemento
- E Módulo de elasticidad

Se ha llamado función característica de tensiones g a la expresión adimensional $\sqrt{E/\sigma}$.

Una discusión más detallada de la ecuación (5) puede verse en los comentarios al artículo 4.4.9.

4.4.8. Propiedades de la sección

A los efectos de considerar la resistencia post-crítica de los elementos comprimidos, las características geométricas del elemento (área, momento de inercia, momento resistente, etc, excepto el radio de giro) deben transformarse en características efectivas. Es decir, se debe considerar la disminución de sección colaborante en la transmisión de cargas" por efecto de la abolladura.

Dependiendo de las condiciones de borde, los elementos que componen la sección transversal de una pieza pueden clasificarse en rigidizados y no rigidizados. Así se definen en el artículo 1.4.1. de la Recomendación CIRSOC 303.

Las propiedades efectivas de los elementos rigidizados se calcula con el ancho efectivo determinado según el artículo 4.4.9.

Este concepto de ancho efectivo no es aplicable a los elementos no rigidizados pues en estos no es tenida en cuenta la resistencia post-crítica.

En estos elementos no se reduce el ancho real a los efectos de cálculo. Por ello en una sección que cuente con elementos no rigidizados, la máxima tensión de diseño debe reducirse hasta el valor de la tensión crítica del más esbelto elemento no rigidizado comprimido. Lo precedente se especifica en el

artículo 4.5.3. para verificación por tensiones admisibles y en el punto 4 de la verificación por estados límites (Anexos al Cap.4 - 4.4.1.)

4.4.9. Ancho efectivo de cálculo

Abollamiento de elementos comprimidos

Las barras elásticas, sometidas a compresión axial centrada, pandean al llegar a la tensión crítica, cuyo valor ideal se obtiene de la expresión de Euler:

$$\sigma_K = k \frac{\pi^2 E}{(\ell/i)^2} \quad (6)$$

en la que k depende del tipo de vinculación de la barra. Las chapas delgadas comprimidas en su plano, abollan con deformaciones onduladas como las indicadas en la fig. 6.

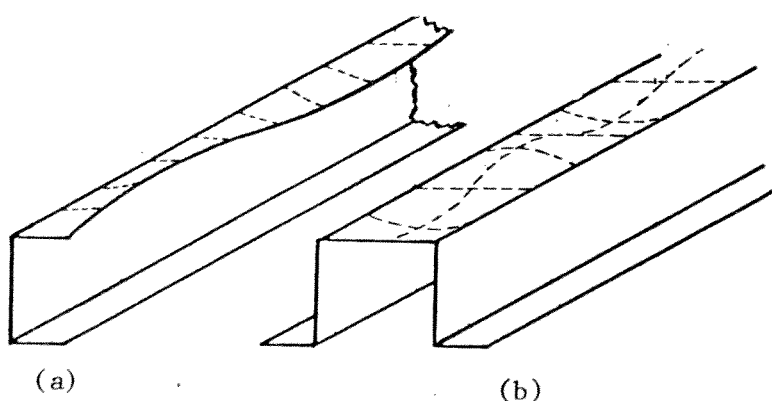


figura 6. Ondas de abollamiento en elementos rigidizados y sin rigidizar.

La expresión que permite calcular la tensión crítica ideal de una chapa es:

$$\sigma_K = k \frac{\pi^2 E}{(1-\mu^2) (b/i)^2} \quad (7)$$

en la que el módulo de Poisson μ , refleja el hecho de que en la chapa las tensiones no se distribuyen solo en la dirección longitudinal, sino también en la transversal. Es esta la única diferencia entre las expresiones (6) y (7).

Si en la ecuación (7) se reemplaza el radio de giro i por su valor $t/\sqrt{12}$ para una chapa de espesor t se obtiene:

$$\sigma_K = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)(b/t)^2} \quad (8)$$

Al igual que en el pandeo de barras, k depende de la vinculación y en el caso de chapas, especialmente de la vinculación en los bordes longitudinales paralelos a la dirección de la sollicitación. Para los casos de las figuras 6 a) y 6 b), vale $k \sim 0,5$ y $k \sim 4$, respectivamente.

En dichas barras se tiene suficiente seguridad dividiendo la tensión crítica ideal de la ecuación (6) por un coeficiente de seguridad adecuado. Para algunos tipos de chapas este método de cálculo resulta antieconómico ya que pueden resistir sin romperse cargas mucho mayores que las que se obtendrían con este procedimiento.

Para visualizar este comportamiento podemos recurrir al modelo desarrollado por Winter. Como puede verse en la figura 7, una chapa rigidizada, uniformemente comprimida en una dirección, con los bordes paralelos a la carga, articulados en los apoyos, es reemplazada por un emparrillado. Este está compuesto por barras longitudinales cargadas y barras transversales, suponiéndose el material de la chapa concentrado en las barras y la carga total de la chapa distribuida uniformemente entre las barras longitudinales. Si no existieran las barras transversales, al alcanzarse el valor de la carga crítica de pandeo estas pandearían simultáneamente, llegando a la rotura por deformación lateral creciente no impedida. Pero la presencia de barras transversales impide este proceso, ya que al comenzar la deformación de las barras longitudinales, las transversales se estiran acomodándose a la deformación impuesta. La resistencia de las barras transversales a esta deformación impone restricciones a la deformación del conjunto, como puede verse en la figura 7. Las barras longitudinales más próximas a los bordes articulados se mantendrán casi rectas, mientras las próximas al centro se deformarán en mayor medida.

Al superarse la tensión crítica de abollamiento, la deformación lateral de las barras del centro de la placa, induce tensiones membranales. Estas se representan en el modelo como las tensiones inducidas en las barras transversales.

En resumen:

- 1) Dado que no habrá rotura por deformación no impedida, la chapa no romperá al alcanzar la tensión de abollamiento, se formarán pequeñas ondas de abollamiento pero seguirá soportando cargas crecientes (resistencia post-crítica).
- 2) Las franjas de chapa próximas al centro, al ser las más deformadas, casi no participan en los aumentos posteriores de carga. Las franjas de chapa más próximas a los bordes, mantenidas casi rectas, continúan soportando cargas crecientes con muy poca deformación. Las tensiones en la chapa se redistribuyen de tal manera que las compresiones se concentran hacia los bordes, donde es más efectiva la restricción a la deformación.

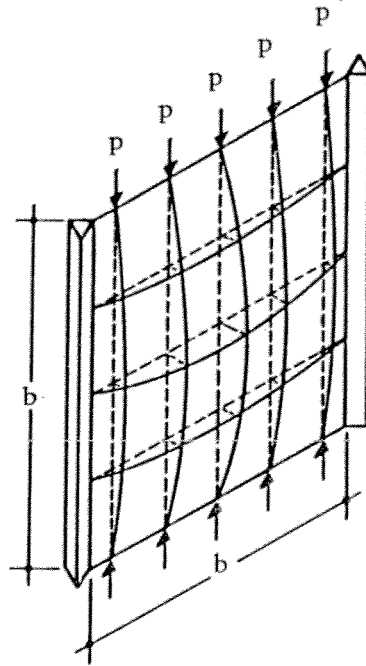


Figura 7. Modelo de Winter para una chapa rigidizada en ambos bordes

Esto significa que la tensión de compresión, repartida uniformemente antes del abollamiento, se distribuye como puede verse en la figura 8. Esta no uniformidad se acentúa conforme se producen aumentos de carga.

La chapa falla cuando comienza la plastificación, es decir, las franjas más próximas a los bordes alcanzan la tensión de fluencia.

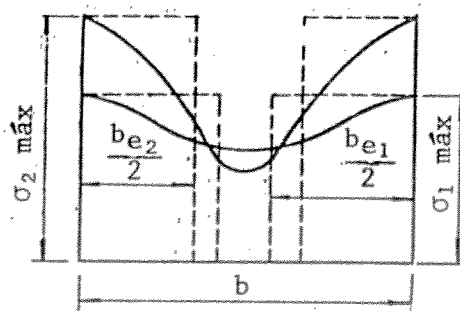


Figura 8. Redistribución de tensiones en elementos comprimidos rigidizados.

Se concluye que la carga última de una chapa rigidizada depende de la tensión de fluencia del material en los bordes y no de la tensión crítica de abollamiento.

Las dificultades que presenta el considerar una distribución no uniforme de tensiones, se salvan con el artificio del ancho efectivo. Como puede verse en la figura 8, el esfuerzo total de compresión en el elemento es igual al área encerrada bajo la curva multiplicado por el espesor de la chapa. Se obtiene el mismo esfuerzo considerando una distribución uniforme de tensiones con su valor correspondiente al borde sobre un ancho efectivo menor que el real.

Los esfuerzos obtenidos son equivalentes, se determina el ancho efectivo de tal forma que el área encerrada bajo la curva sea igual al de los dos rectángulos de lados $\sigma_{\text{máx}}$ y $b_e/2$ (figura 8).

Con este artificio se supone que la parte central del elemento que es la más deformada por el abollamiento, deja de colaborar en la transmisión de esfuerzos cuando se alcanza la tensión crítica ideal.

Elementos comprimidos rigidizados

Von Karman fue el primero que formuló una teoría aproximada sobre la resistencia post-crítica debiéndose a él el concepto de ancho efectivo. Este se obtiene igualando la tensión crítica ideal de abollamiento con la tensión de fluencia:

$$\frac{\pi^2 E}{3(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{b_e} \right)^2 = \sigma_F \quad (9)$$

Esta ecuación es igual a la (8) con $k = 4$;
Despejando:

$$b_e = 1,9 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma_F}} = C \cdot t \cdot g_F \quad (10)$$

donde:

$$g_F = \sqrt{\frac{E}{\sigma_F}}$$

Se asume que la capacidad de carga se mantiene constante para valores mayores de b .

Lind, Ravindra y Power, (referencia 28) analizando con métodos estadísticos resultados de ensayos realizados por Winter y otros, llegan a la conclusión de que el valor de la constante C es 1,64. La ecuación (10) se transforma entonces en:

$$b_e = 1,64 \cdot t \cdot g_F$$

de donde se obtiene

$$B_e = \frac{b_e}{t} = 1,64 \cdot g_F \quad (11)$$

La relación entre ancho real y ancho efectivo, para distintos niveles de tensión, puede verse en la figura 9.

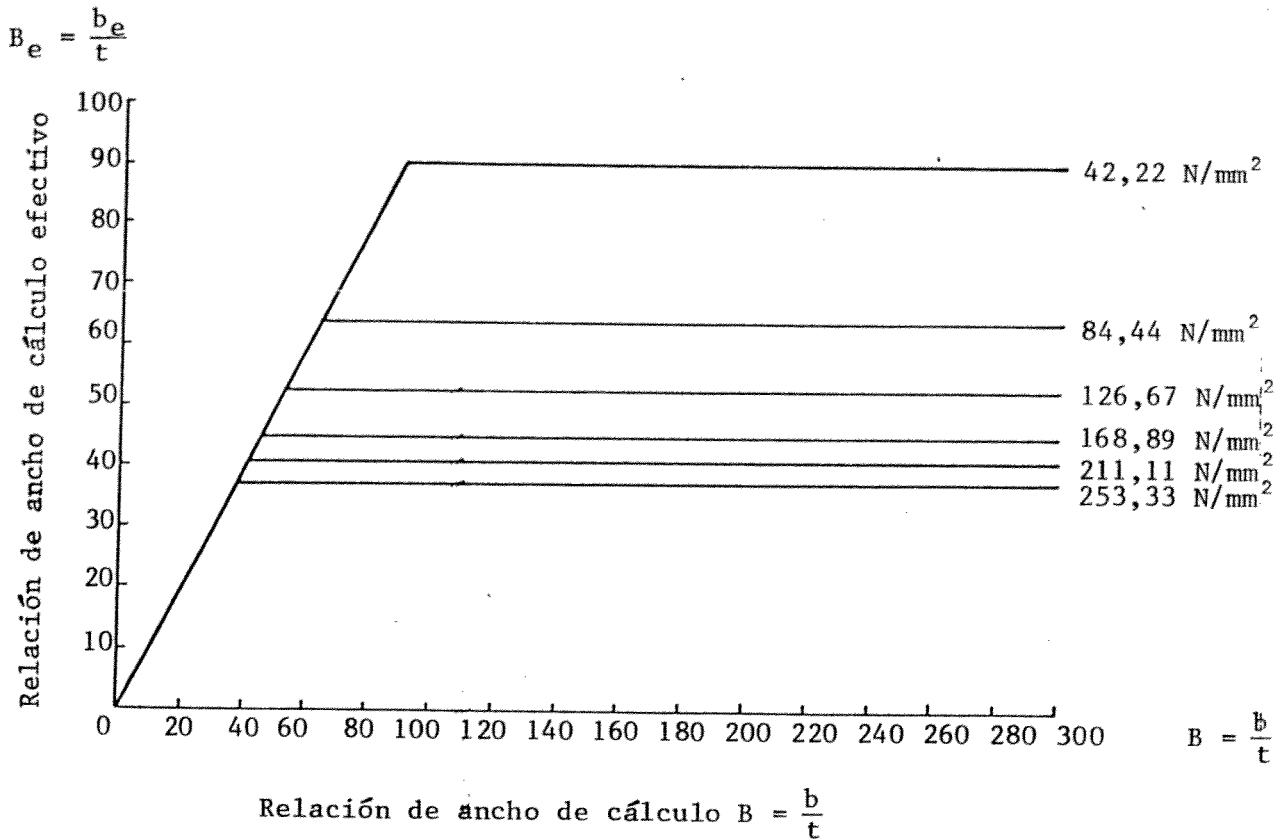


Figura 9. Relación entre ancho efectivo y ancho real de los elementos comprimidos.

El momento último de una sección es:

$$M_u = W_F \cdot \sigma_F \quad (12)$$

en la que el módulo resistente W_F es función del ancho efectivo, y debe calcularse para la tensión a que rompe la pieza, es decir, la tensión de fluencia (por eso el subíndice).

En la verificación por estados límites el coeficiente de seguridad se aplica a las cargas y no a la tensión de fluencia del material. De allí que la ecuación (11) deba aplicarse a la determinación de flechas y cargas.

En la verificación por tensiones admisibles, el coeficiente de seguridad se aplica a la tensión de fluencia, haciendo esto en la ecuación (12) resulta:

$$M_u = W_F (\gamma \cdot \sigma_{bd})$$

y el momento admisible es:

$$M_{ad} = \frac{M_u}{\gamma} = W_F \cdot \sigma_{bd} \quad (13)$$

Como se observa en la ecuación (13), para obtener el momento admisible de una sección hay que calcular el módulo resistente de esta para la tensión de fluencia y multiplicarlo por la tensión admisible.

En la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero" se ha incorporado el coeficiente de seguridad a la expresión del ancho efectivo. Teniendo en cuenta que el coeficiente de seguridad utilizado es $\gamma = 1,6$ y partiendo de la ecuación (11):

$$b_e = 1,64 \cdot t \cdot g_F = 1,64 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma_F}} = 1,64 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{1,6 \cdot \sigma_{bd}}}$$

$$b_e = 1,3 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma_{bd}}} = 1,3 \cdot t \cdot g$$

$$B_e = \frac{b_e}{t} = 1,3 \cdot g \quad (14)$$

Esta es la expresión que por las razones arriba explicadas, debe aplicarse al cálculo de tensiones en el diseño por tensiones admisibles.

Para el cálculo de flechas, aún en un diseño por tensiones admisibles, no se aplica el coeficiente de seguridad a la tensión para la determinación del ancho efectivo. Por ello, en este caso, también se debe utilizar la ecuación (11).

Características de las secciones rigidizadas comprimidas.

En un elemento rigidizado de relación b/t dada, no aparecen ondas de abollamiento hasta que la tensión de compresión alcanza un determinado valor. Por debajo del mismo el elemento es totalmente efectivo ($b_e = b$).

En cambio si la tensión de compresión lo supera, el ancho eficaz resulta progresivamente menor que el real para posteriores aumentos de tensión. Esto puede verse analizando la fórmula del ancho efectivo o la figura 9.

Resumiendo, el ancho eficaz de un elemento comprimido disminuye con el aumento de la carga. Este proceso trae como consecuencia un corrimiento del eje neutro hacia la fibra extrema traccionada (suponiendo al elemento comprimido como parte de una pieza flexionada). Las características efectivas de la sección, como el área, momento de inercia y módulo resistente, van disminuyendo.

En la figura 10 puede verse este proceso. En la parte superior se grafica la reducción de b y la distribución de tensiones reales y equivalentes. La curva de la parte inferior muestra el corrimiento del eje neutro para un incremento en la carga. Puede verse que la fibra neutra se ubica ligeramente por debajo del centro de gravedad aún para cargas relativamente bajas, y se va alejando del borde comprimido al aumentar la carga.

Comparando resultados de ensayos se ve que para un nivel de carga dado, el eje neutro de la sección se aleja cada vez más del borde comprimido a medida que aumenta la relación b/t .

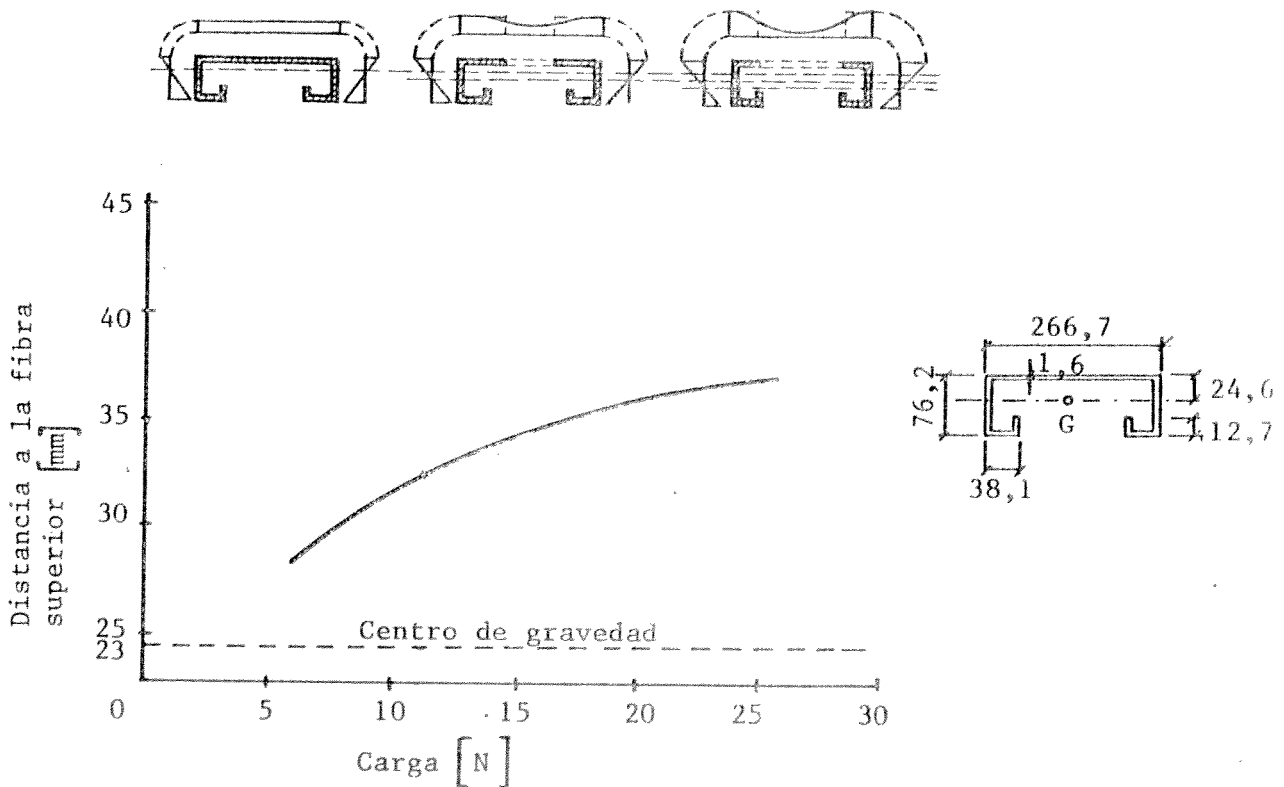


Figura 10. Redistribución de tensiones en un elemento comprimido rigidizado y desplazamiento del eje neutro de la sección ante aumentos de carga.

La variación de las características efectivas de la sección con el aumento de la tensión de compresión debe considerarse en el diseño. Esto lleva en una considerable cantidad de casos a un proceso iterativo. Ejemplos de este procedimiento pueden encontrarse en la referencia 12. Allí también se han publicado tablas que para una serie de perfiles, permiten obviar este proceso. En estas tablas se encuentran los momentos que es capaz de resistir la sección sometida a flexión simple, siempre que esté construida con aceros F-20 o F-24. Para otros aceros puede

interpolarse o extrapolarse (dentro de límites razonables) con suficiente seguridad.

Elementos con rigidización múltiple

De la realización de ensayos sobre perfiles con rigidización múltiple, surge que el ancho efectivo de los subelementos es menor que el de los elementos rigidizados de la misma relación b/t . Esto se verifica especialmente para $b/t > 60$.

Las tensiones normales en el ala de una viga se originan por la transmisión de tensiones tangenciales desde el alma. Las fibras más alejadas del ala obtienen su tensión normal por medio de tensiones tangenciales de las fibras más próximas al alma.

La diferencia entre rigidizadores intermedios y almas es que, los primeros no observen esfuerzos de corte y por lo tanto no originan tensiones normales a partir de las tangenciales. Cualquier tensión normal presente en el rigidizador se habrá transmitido a él desde el alma a través de la parte de ala intermedia. Si ese subelemento es plano o solo está muy ligeramente abollado, las tensiones tangenciales se transmiten sin obstáculos. En este caso las tensiones en el rigidizador y alma son iguales y el subelemento es tan efectivo como un elemento rigidizado normal de igual relación b/t . Cuando se incrementa la relación b/t , las ondas de abollamiento interfieren en la transmisión de las tensiones tangenciales. Este fenómeno es conocido como "Retraso tangencial".

En elementos multirigidizados, con subelementos cuya relación b/t sea mayor que 60, aproximadamente, puede verse la distribución de tensiones en la figura 11.

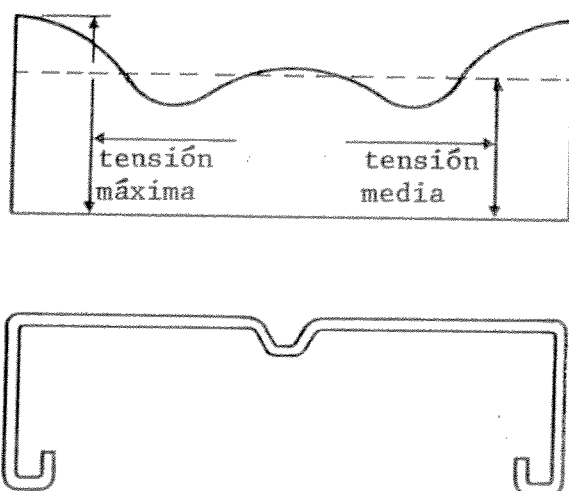


Figura 11. Distribución de tensiones en elementos multirigidizados con grandes relaciones b/t .

Como la tensión de borde en un subelemento es menor junto al rigidizador que junto al alma, la eficacia de ese subelemento es menor que la de un elemento rigidizado normal de igual relación b/t . También es menor la eficacia del rigidizador intermedio debido a su menor tensión.

Lo expresado se refleja en la Norma de la siguiente manera:

a) Menor eficacia del subelemento:

En el artículo 4.4.9., se determina el ancho efectivo de un elemento o subelemento a través de la ecuación (14) afectada por un coeficiente de reducción R , resultando:

$$B_e = 1,3 \rho - R \quad (15)$$

Este coeficiente R depende de la relación b/t del elemento a rigidizar, pero se toma igual a cero cuando $B \leq 60$ o el elemento no es multirigidizado.

b) Menor eficacia del rigidizador intermedio:

Se la considera a través de un área reducida para el rigidizador, dependiendo la reducción del área de la relación b_e/b , o sea del porcentaje de efectividad del subelemento.

No obstante, la reducción en la eficiencia de los elementos multirigidizados, no incide, sustancialmente en la considerable economía obtenida con la utilización de rigidizadores intermedios. Puede verse en el ejemplo N° 6 de la referencia 12 que, para un elemento rigidizado de relación $b/t = 148$ y $\sigma_{bd} = 187,5 \text{ N/mm}^2$, se obtiene un área efectiva igual al 29% del área real. En cambio colocando un rigidizador intermedio el área efectiva se eleva al 61% de la real. El momento resistido por la sección total aumentó un 67%.

4.4.10. VIGAS DE PEQUEÑA LUZ QUE SOPORTAN CARGAS CONCENTRADAS

En vigas con alas excepcionalmente anchas (en relación con su longitud) se requieren consideraciones especiales aún estando traccionadas. Se presentan dos fenómenos a considerar. Uno es el considerado en el artículo 4.4.10, se trata de la pérdida de tensión, que depende de la relación entre la luz de la viga y su ancho y es independiente del espesor de la chapa.

Las tensiones normales en las alas se originan por medio de tensiones tangenciales transmitidas desde el alma. Estas tensiones tangenciales producen deformaciones tangenciales, que en las alas de dimensiones normales son despreciables. Pero en alas excepcionalmente anchas respecto a su longitud, las deformaciones tangenciales disminuyen las tensiones normales del ala al aumentar la distancia al alma. Este fenómeno de pérdida de tensión, también es conocido con "retraso tangencial". Produce un efecto de distribución no uniforme de tensiones a lo ancho del ala, similar a la de los elementos rigidizados, pero por razones completamente distintas. También en este caso la forma más sencilla de considerar la

distribución no uniforme de tensiones, es trabajar con un ancho efectivo reducido sometido a una tensión uniforme. Los valores del anexo al artículo 4.4.10 están basados en análisis y ensayos experimentales (referencia 29).

Debe notarse que el empleo de un ancho reducido para alas anchas estables es requerido solo para cargas concentradas. Para cargas uniformemente distribuidas, la reducción necesaria del ancho del ala debido al retraso tangencial, es tan pequeña que resulta despreciable aún para relaciones ancho-luz excesivamente grandes.

El fenómeno de retraso tangencial tiene considerables consecuencias en las construcciones aeronáuticas y navales. En piezas conformadas en frío no resulta frecuente que las alas sean tan anchas como para requerir una reducción significativa de acuerdo con el artículo 4.4.10.

4.4.11. RIGIDIZADORES PARA ELEMENTOS COMPRIMIDOS

Para que un elemento comprimido pueda desarrollar su resistencia post-crítica debe estar soportado o rigidizado en sus bordes de forma tal que estos bordes no se deformen fuera de su plano. Esto se consigue cuando el elemento tiene ambos extremos rigidizados por alas o almas, como en las secciones omega o cajón. Sin embargo en una gran cantidad de casos solamente un borde se encuentra unido a un alma o ala, estando el otro borde unido a un rigidizador especial. Usualmente estos rigidizadores adoptan la forma de labios simples rectos, u otras formas que además sirven para materializar uniones entre perfiles (como en el caso de cubiertas). Excepto para relaciones $b/t < 12$, la efectividad de un elemento rigidizado es siempre considerablemente mayor que la de un elemento sin rigidizar de igual relación b/t . Sin embargo en elementos rigidizados con grandes relaciones b/t , se vuelven ineficaces proporciones crecientes del ancho del elemento comprimido. Por ejemplo, para una relación $b/t = 100$ en un acero F-24 es efectiva solo aproximadamente la mitad del área del elemento, haciéndose esta fracción menor para mayores relaciones b/t .

En muchas aplicaciones de las secciones conformadas en frío, como en cubiertas y revestimientos, se requieren piezas con grandes relaciones b/t por razones no estructurales. En estos casos se mejora la eficiencia de la pieza disponiendo rigidizadores "intermedios" entre almas o entre un alma y un rigidizador de borde.

La misión de estos rigidizadores intermedios es evitar la deformación ondulatoria del elemento completo, pero de tal forma que los subelementos ubicados a ambos lados del rigidizador se deformen independientemente uno del otro, cada uno según el modelo descrito en la figura 7. Para cumplir su función estos rigidizadores no deben participar de la deformación ondulatoria del elemento.

4.4.11.1. Rigidizadores extremos

Para que un rigidizador de borde cumpla adecuadamente su función debe poseer la rigidez necesaria para que el elemento funcione como si en ese borde hubiera un alma. De no ser así,

el rigidizador podría pandear perpendicularmente al plano del elemento que debe rigidizar, como lo haría cualquier pieza comprimida.

Las fórmulas presentadas en la Norma son una simplificación de las que surgen de un análisis teórico del problema (referencias 4 y 8). Este análisis hasta ahora se ha restringido al rango elástico ya que la consideración de la resistencia post-crítica es sumamente compleja, sin embargo los rigidizadores construidos de acuerdo con estas fórmulas han demostrado poseer la suficiente rigidez como para que el elemento comprimido desarrolle todo su ancho efectivo.

En el artículo 4.4.11.1. se especifica que no se emplearan labios rigidizadores simples como refuerzo cuando la relación b/t del elemento comprimido sea mayor que 60. Esta limitación ya fue comentada en 4.4.6.

4.4.11.2. Rigidizadores intermedios para elementos comprimidos multirigidizados.

La rigidez mínima especificada en el artículo 4.4.11.1 es necesaria para un rigidizador extremo que esta rigidizando solamente un elemento. Un rigidizador intermedio, en cambio, rigidiza a dos elementos, por lo tanto es razonable suponer que necesitará el doble de rigidez que un rigidizador de borde. Este razonamiento fue confirmado experimentalmente por Winter, y es el criterio adoptado en el artículo 4.4.11.2. de la Norma. Además se comprobó experimentalmente que rigidizadores intermedios con rigidices mayores que el doble de la mínima no mejoran el efecto rigidizante. Por otra parte los rigidizadores con rigidez menor que $2 I_{mín}$ demostraron ser mucho menos eficaces.

Si la separación entre rigidizadores intermedios es tal que:

a) se generan subelementos que presentan problemas de abollamiento; o b) el abollamiento afecta a uno de los subelementos ubicados entre un alma y el primer rigidizador; entonces se puede contar solamente con la colaboración de los dos rigidizadores más próximos a las almas en el caso a y con la del rigidizador más próximo al alma considerada, en el caso b. Estas limitaciones reflejan el retraso tangencial ya comentado anteriormente. Las ligeras ondas de abollamiento provocan una disminución de la tensión en el rigidizador haciéndolo menos efectivo que un alma, siendo menos efectivo a medida que crece la distancia desde el alma.

En el caso opuesto, es decir cuando los rigidizadores se colocan tan próximos que ningún subelemento presenta tendencia a abollar individualmente (figura 12), a los efectos del cálculo se puede reemplazar al elemento multirigidizado por uno plano de igual ancho b y un espesor efectivo equivalente t_e . En la edición de 1962 de la Norma AISI (ref.1) se adoptaba un espesor t_e basándose en la transformación del elemento multirigidizado en una chapa plana que tuviera el mismo momento de inercia:

$$t_e = \sqrt[3]{\frac{12 I_s}{b}} \quad (16)$$

La ecuación (16) no es suficientemente segura (referencias 30 y 31).

Considerando al elemento rigidizado como una placa ortótropa de igual momento de inercia que el elemento real con rigidizadores se llega a la siguiente expresión:

$$t_e = t \left[\frac{b}{2p} + \left(\frac{3 I_s}{p t^3} \right)^{1/2} \right]^{1/3} \quad (17)$$

que es la que se adopta en la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero" y en la Norma canadiense (ref. 2). La expresión (17) es aplicable hasta la tensión crítica de abollamiento. Sin embargo, algunos trabajos (ref. 31) indican que puede aprovecharse la resistencia post-crítica siendo en ese caso de aplicación la ecuación (17) como una aproximación.

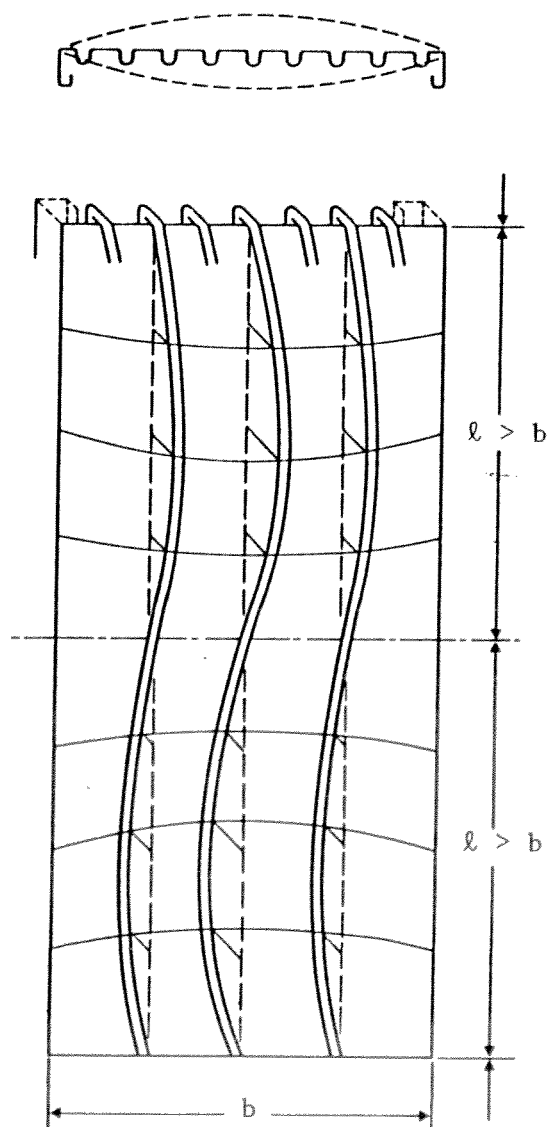


Figura 12. Modo de abollamiento de un elemento multirigidizado.

4.4.12. Desplazamiento vertical de las alas

Como se mencionó en los comentarios al artículo 4.4.10., en las vigas con alas muy anchas y delgadas se presentan dos fenómenos particulares. Uno, la pérdida de tensión, ya fue tratado. El otro fenómeno se presenta en alas excepcionalmente esbeltas pero estables (por ejemplo en alas traccionadas con grandes relaciones b/t), es la tendencia de estas alas a curvarse bajo la acción de las cargas. Las zonas del ala más alejadas del alma (bordes de vigas U o I, partes centrales de vigas omega o cajón) tienden a flectar hacia el eje neutro (ver figura 13).

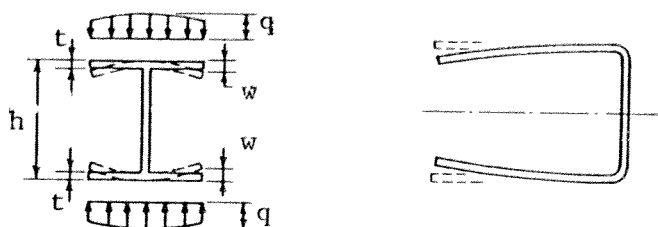


Figura 13. Desplazamiento vertical de alas de gran relación b/t

De un tratamiento analítico aproximado del problema (ref. 2 y 6) surge la fórmula que permite calcular el ancho máximo admisible del ala:

$$B_{\text{máx}} = \sqrt{\frac{12805 \cdot h}{t \cdot \sigma_m}} \cdot \sqrt[4]{100 \frac{w}{h}} \quad (18)$$

donde:

σ_m = tensión media en el ancho total (no reducido) del ala (en N/mm^2). Si la pieza se calcula por el procedimiento del ancho eficaz σ_m es igual a la tensión máxima multiplicada por la relación entre el ancho efectivo y el ancho real.

- a) Para alas traccionadas, alas comprimidas no rigidizadas y alas comprimidas rigidizadas totalmente efectivas, σ_m es igual a la tensión σ en el ala.

$$\begin{aligned}
 B_{m\acute{a}x} &= \sqrt{\frac{12805 \cdot h}{t \cdot \sigma}} \cdot \sqrt[4]{100 \frac{w}{h}} = \sqrt{\frac{128050}{\sigma}} \cdot \sqrt[4]{\frac{w \cdot h}{t^2}} = \\
 &= \sqrt{\frac{210000}{1,64 \sigma}} \sqrt[4]{\frac{w \cdot h}{t^2}} = 0,78 \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \cdot \sqrt[4]{\frac{w \cdot h}{t^2}} \\
 B_{m\acute{a}x} &= 0,78 g \left(\frac{w \cdot h}{t^2} \right)^{1/4} \quad (19)
 \end{aligned}$$

b) En alas comprimidas rigidizadas no totalmente efectivas, σ_m es:

$$\sigma_m = \left(\frac{B_e}{B_{m\acute{a}x}} \right) \sigma = \left(\frac{1,64g - R}{B_{m\acute{a}x}} \right) \sigma \approx \left(\frac{1,64 g}{B_{m\acute{a}x}} \right) \sigma \quad (20)$$

La ecuación (20) es exacta en los casos de alas con $B \leq 60$ y alas rigidizadas en ambos extremos por almas. Para alas con un borde rigidizado por un rigidizador más efectivo que un labio recto simple, la ecuación (20) es una aproximación levemente conservadora ya que desprecia la interacción del desplazamiento vertical del ala en su tensión media.

Recordando que en la ecuación (19) $\sigma_m = \sigma$, puede introducirse en esta la (20):

$$\begin{aligned}
 B_{m\acute{a}x} &= \sqrt{\frac{12805 \cdot h \cdot B_{m\acute{a}x}}{1,64 \cdot g \cdot t \cdot \sigma}} \cdot \sqrt[4]{100 \frac{w}{h}} = \sqrt{B_{m\acute{a}x}} \cdot \sqrt{\frac{128050}{1,64 g \sigma}} \cdot \sqrt[4]{\frac{w \cdot h}{t^2}} = \\
 &= \sqrt{B_{m\acute{a}x}} \cdot \frac{\sqrt{128050} g}{\sqrt{1,64 g \cdot \sqrt{E}}} \cdot \sqrt[4]{\frac{w \cdot h}{t^2}} = \\
 &= \sqrt{B_{m\acute{a}x}} \cdot \frac{0,7809 g}{\sqrt{1,64 g}} \cdot \sqrt[4]{\frac{w \cdot h}{t^2}}
 \end{aligned}$$

por lo tanto:

$$\begin{aligned}\frac{B_{\text{máx}}}{\sqrt{B_{\text{máx}}}} &= \frac{0,7809}{\sqrt{1,64}} \cdot \frac{g}{\sqrt{g}} \cdot \sqrt[4]{\frac{w \cdot h}{t^2}} \\ \sqrt{B_{\text{máx}}} &= 0,610 \cdot \sqrt{g} \cdot \sqrt[4]{\frac{w \cdot h}{t^2}} \\ B_{\text{máx}} &= 0,372 \cdot g \cdot \sqrt{\frac{w \cdot h}{t^2}} \quad (21)\end{aligned}$$

Normalmente un ala se aprovecha completamente, por tanto se encuentra sometida a la tensión admisible a lo largo de su longitud efectiva. Así, $\sigma = \sigma_F/1,60$ con lo que $g = 1,265 g_F \cdot l$. Introduciendo estos valores en las ecuaciones (19) y (21) se obtiene respectivamente:

$$B_{\text{máx}} = g_F \left(\frac{w \cdot h}{t^2} \right)^{1/4} \quad (22)$$

$$B_{\text{máx}} = 0,471 g_F \left(\frac{w \cdot h}{t^2} \right)^{1/2} \approx 0,5 g_F \left(\frac{w \cdot h}{t^2} \right)^{1/2} \quad (23)$$

Las ecuaciones (22) y (23) contienen solamente valores geométricos y la constante g_F que depende del material. Por tanto pueden ser empleadas en el diseño por tensiones admisibles. Los límites de ancho de ala que se obtienen de ellos son independientes de la tensión calculada en el elemento siendo el ancho máximo obtenido igual en el diseño por tensiones admisibles o en el diseño por estados límites.

En algunas ocasiones es necesario limitar el desplazamiento vertical de alas que no son aprovechadas plenamente, como en el caso en que el diseño de la sección es gobernado por limitaciones a la deflexión. En estos casos, y en diseño por tensiones admisibles, pueden usarse las ecuaciones (19) y (21). Para el diseño por estados límites pueden utilizarse para los casos a) y b) respectivamente:

$$B_{\text{máx}} = 0,99 g \left(\frac{w \cdot h}{t^2} \right)^{1/4} \quad (24)$$

$$B_{\text{máx}} = 0,47 g \left(\frac{w \cdot h}{t^2} \right)^{1/2} \quad (25)$$

Estas expresiones, no incluidas en la Recomendación CIRSOC 303, se obtienen a partir de las (19).y (21) haciendo el siguiente análisis:

en el estado límite

$$g_L = \sqrt{\frac{E}{1,6 \sigma}} = \frac{1}{\sqrt{1,6}} \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma}} = 0,79 \text{ g}$$

Por lo tanto

$$g = \frac{g_L}{0,79}$$

4.4.13. Coeficiente de minoración de tensiones admisibles

a) Elemento comprimido rigidizado completamente

En el artículo 4.4.13. de la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero" se indica en su inciso a) que este coeficiente tiene valor unitario para elementos comprimidos rigidizados completamente. Esto es así, porque en este caso 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.

b) Elemento comprimido no rigidizado

Si el elemento no está rigidizado se disminuye la tensión admisible mediante un coeficiente q que se da en el inciso b del artículo 4.4.13. de la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero". Este coeficiente de minoración es función de la relación de ancho de cálculo B del elemento. La figura 14 muestra una representación gráfica de lo expresado.

Los elementos comprimidos no rigidizados tienen en general pequeña resistencia post-crítica comparados con los elementos rigidizados por ello el coeficiente de minoración de tensiones q es menor que 1 en la mayoría de los casos. La excepción se da cuando B es menor que 0,37 g_F, siendo entonces q = 1 debido a que el abollamiento del elemento no es decisivo, dado que este es suficientemente compacto y fallará por fluencia del material. Si el acero fuera siempre de fluencia acusada y los elementos comprimidos fueran idealmente planos, se debería tomar q = 1 hasta B ~ 20 (para σ_F = 200 MPa) tal como se observa en la figura 14 (ver ref. 1). Tales condiciones ideales no existen. Muchas chapas presentan una plastificación progresiva. Además el proceso de plegado en frío, por sí, tiende a crear tensiones residuales que también rebajan el límite de proporcionalidad, e incluso; las pequeñas desviaciones de la forma perfectamente plana son inevitables. Por estas razones se ha trazado a partir de resultados experimentales, la variación lineal de q válida para relaciones B comprendidas entre 0,37 g_F y 0,84 g_F.

Para relaciones B entre $0,84 g_F$ y 25 , se asume que el elemento comprimido, cualquiera sea la forma de la sección, falla por pandeo por torsión puro tal como lo haría una sección angular. La tensión crítica en estos casos resulta:

$$\sigma_{cr} = \frac{G}{B^2} \quad (26) \quad (\text{ver artículo 5.4 ref.5})$$

de donde:

$$q = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_F} = \frac{E}{2(1+\mu)\sigma_F B^2} = 0,378 \left(\frac{g_F}{B} \right)^2 \quad (27)$$

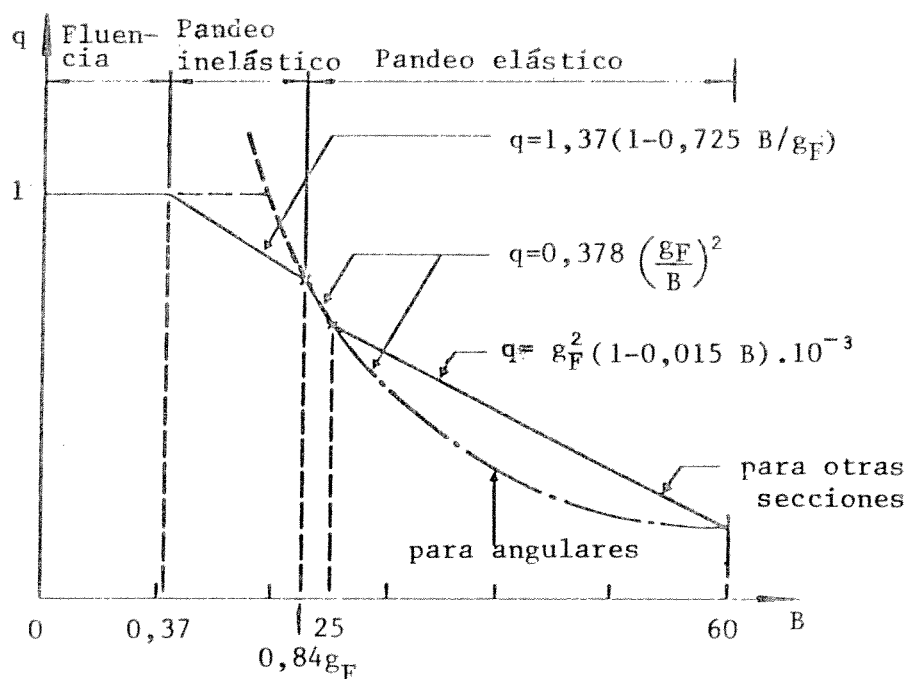


Figura 14. Coeficiente de minoración de tensiones admisibles para elementos no rigidizados

Para los angulares con B entre 25 y 60 el valor de la tensión admisible sigue la misma ley de variación que en el caso de B entre $0,84 g_F$ y 25 (ver figura 14) debido a que el pandeo se produce por torsión pura. Para otras secciones distintas de las angulares, con B entre 25 y 60 no se produce el pandeo por torsión pura. Se ha adoptado en estos casos una expresión simplificada de variación lineal. Para el trazado de esta ley se ha considerado que las alas no rigidizadas tienen alguna resistencia post-crítica y por lo tanto su resistencia es superior a la de los perfiles angulares. Esto se debe a que la tensión crítica de abollamiento es considerablemente menor que el límite de fluencia, pudiendo producirse ondulaciones apreciables sin deformación permanente.

Debe notarse que para elementos no rigidizados, el coeficiente de minoración de tensiones, y por lo tanto las tensiones admisibles (artículo 4.5.3. Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero") decrece muy rápidamente con el aumento de la relación B por encima del 10 .

Consecuentemente, al proyectar secciones con fines resistentes, el uso de elementos no rigidizados con relaciones superiores a 15 o como máximo 20, resultará en general antieconómico. No obstante, se prescriben en la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero", coeficientes de minoración hasta elementos de relación $B = 60$, debido a que en la construcción con perfiles livianos, la forma de estos viene determinada, a menudo, por otras consideraciones distintas de las resistentes.

Toda esta discusión se refiere exclusivamente a elementos no rigidizados en los que la tensión es constante a lo largo del ancho b . Esto es así en la mayoría de los casos, es decir, en las barras comprimidas axilmente o en las flectadas en las que el elemento no rigidizado es paralelo a la fibra neutra. Hay situaciones, sin embargo en las que esto no ocurre. Dos de ellas se indican en la figura 15, donde las piezas flectadas tienen labios vueltos hacia dentro o hacia afuera.

Estos labios representan elementos no rigidizados dispuestos perpendicularmente a la fibra neutra. Se ve que la tensión de compresión en estos elementos no es de valor constante, pero varía proporcionalmente a la distancia a la fibra neutra.

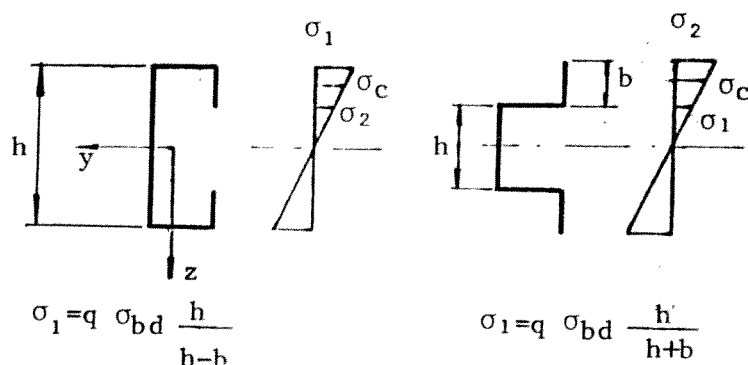


Figura 15

La determinación exacta de las condiciones de abollamiento de tales elementos es muy compleja, ya que dependen no solo de la relación entre y y z , sino también de la posición del borde rigidizado en relación con la distribución de tensiones.

Si ese borde está sometido a la tensión máxima se obtiene una situación más estable que en el caso contrario.

Para efectos del cálculo es suficientemente aproximado suponer, sin embargo, que dos chapas no rigidizadas de dimensiones idénticas, una comprimida uniformemente y la otra no uniformemente, abollan bajo la misma carga crítica total de compresión. En consecuencia, las tensiones admisibles pueden determinarse por la condición de que la fuerza total de compresión admisible en el elemento no uniformemente comprimido sea la misma que en el de dimensiones idénticas uniformemente comprimido, calculada según el artículo 4.5.3. de la Recomendación CIRSOC 303. En la figura 15 se ve claramente que este requisito se satisface cuando la tensión media en el elemento no uniformemente comprimido es igual a $q \sigma_{bd}$, es decir:

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = q \sigma_{bd} \quad (28)$$

Para satisfacer este requerimiento, la tensión σ_1 en el elemento adyacente rigidizado debe limitarse en forma adecuada. El procedimiento sugerido puede describirse de la forma siguiente:

- I) A partir de la relación de ancho de cálculo ($B = b/t$) del elemento no rigidizado, determinar la tensión admisible de compresión $q \cdot \sigma_{bd}$ (de acuerdo con los artículos 4.4.13. y 4.5.3. de la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero". Para el elemento comprimido no uniformemente, esta es la tensión admisible en la línea central del elemento, es decir a la distancia $b/2$ de cada borde, borde.
- II) Determinar la tensión máxima admisible correspondiente en el elemento rigidizado contiguo, partiendo del hecho de que la tensión varía proporcionalmente a la distancia a la fibra neutra. (Para el caso de elementos dispuestos perpendicularmente a la fibra neutra esto se muestra en la figura 15). Evidentemente, la tensión en el elemento rigidizado contiguo está también limitada por σ_{bd} (artículo 4.5.3.); o sea, el menor de los dos valores σ_1 y σ_{bd} es el determinante.

c) Secciones circulares huecas sometidas a compresión

La principal aplicación estructural de los tubos de pared delgada son las piezas comprimidas, debido a su favorable relación radio de giro - área, y a que su radio de giro es el mismo en todas direcciones.

Al igual que las demás piezas comprimidas de poco espesor, los tubos deben proyectarse para proporcionar una seguridad adecuada, no solo contra el pandeo de la barra, sino también contra el abollamiento. Es conocido que la teoría clásica del abollamiento de cilindros comprimidos longitudinalmente (ref. 4 y 5) sobreestima la resistencia real al abollamiento, a menudo en un 200% y más.

Es también conocido, de las investigaciones teóricas de Von Karman y otros, que las imperfecciones inevitables en la forma y en la excentricidad de la carga reducen considerablemente la resistencia de los tubos por debajo de su valor teórico. Por esta razón parecía aconsejable confiar en los resultados de los ensayos para desarrollar las prescripciones de cálculo que salvaguardan contra el abollamiento (ref. 6 y 7).

En el artículo 4.4.13 c) de la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero" se dan los valores q para el cálculo de secciones circulares huecas sometidas a compresión que permite reducir las tensiones admisibles σ_{bd} por causa del abollamiento.

Para valores de $D \leq 0,112 g_F^2$ (relación entre el diámetro medio de la corona circular y su espesor) el valor de q es igual a 1, es decir, que la tensión está limitada por $\sigma_{bd} = \sigma_F / \gamma$.

Para la máxima relación diámetro / espesor (punto c) se limita

la tensión a un valor $q \cdot \sigma_{bd}$ donde $q = 0,45 \frac{\sigma_F}{\sigma_{bd}} = 0,45 \cdot 1,6 = 0,720$.

Para conectar los puntos B y C de la figura 16 se utiliza la

hipérbola $q = (0,042 g_F^2/D) + 0,625$

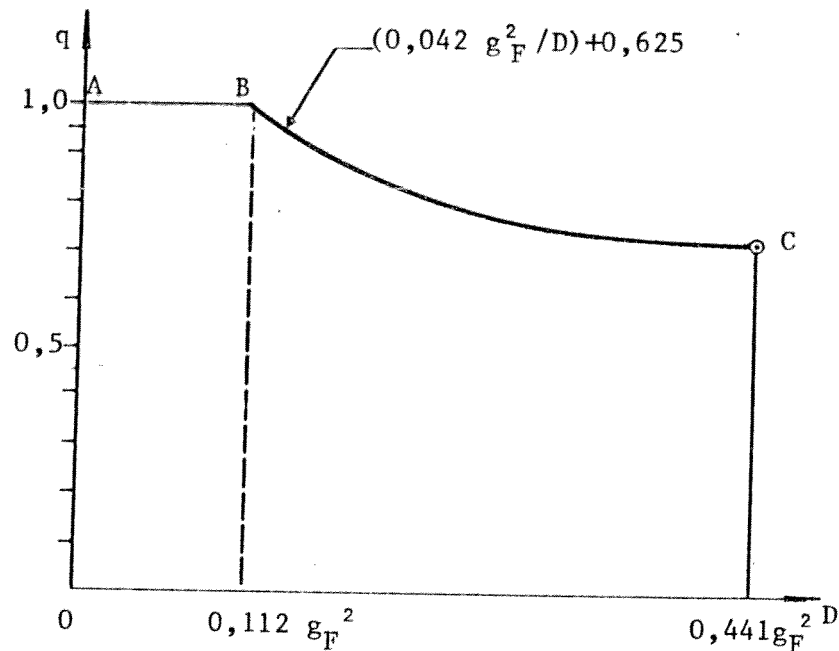


Figura 16.

4.4.14. Coeficiente de pandeo local

El efecto que puede tener la abolladura en la reducción de la resistencia de barras delgadas comprimidas se expresa en el artículo 4.4.14. de la Recomendación CIRSOC 303 por un coeficiente de pandeo local Q .

Una barra muy corta, compacta, axialmente cargada, falla por plastificación (en vez de pandeo) a la tensión de fluencia σ_F . La tensión límite es:

$$\left(\frac{P}{A}\right)_{ult} = \sigma_F \quad (29)$$

Una barra igualmente corta de un perfil delgado comprimido puede, sin embargo, fallar por abolladura a una tensión menor. Por lo tanto se puede expresar la tensión límite como:

$$\left(\frac{P}{A}\right)_{ult} = Q \sigma_F \quad (30)$$

donde Q es un coeficiente menor que uno que representa la influencia debilitadora de la abolladura.

Dado que el tratamiento de la resistencia al pandeo local es diferente para elementos rigidizados y no rigidizados, la ecuación anterior puede ser generalizada así:

$$\left(\frac{P}{A}\right)_{ult} = q \cdot Q_a \cdot \sigma_F \quad (31)$$

donde q es un factor de tensiones y Q_a un factor de área.

Los elementos comprimidos no rigidizados poseen pequeña o ninguna resistencia post-crítica. Por lo tanto un elemento corto comprimido, compuesto sólo por elementos no rigidizados (por ejemplo sección angular) fallará por pandeo local a la carga.

$$P_u = \sigma_{cr} \cdot A \quad (32)$$

donde σ_{cr} es la tensión crítica a la que el elemento no rigidizado con mayor relación $B = b/t$ abolla. La relación anterior puede ser escrita:

$$\left(\frac{P}{A}\right)_{ult} = \sigma_{cr} = \left(\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_F}\right) (1) \sigma_F \quad (33)$$

comparando con la ecuación (31) resulta.

$$q = \sigma_{cr} / \sigma_F \quad (34)$$

$$Q_a = 1$$

Debido a que en la ecuación (32) σ_{cr} es la tensión crítica del elemento de mayor esbeltez, es que en la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero" se utiliza el factor q_m , que es el mínimo coeficiente de minoración de tensiones admisibles de la sección. Dado que se supone que no existe resistencia post-crítica en elementos no rigidizados y por lo tanto no se emplea el concepto de área efectiva, entonces, si la sección está compuesta solo por elementos no rigidizados; no se hace una reducción de la sección y Q_a es igual a 1.

En cambio, una barra corta compuesta completamente por elementos rigidizados (por ejemplo un tubo cerrado rectangular) falla bajo una carga.

$$P_{ult} = A_e \cdot \sigma_F \quad (35)$$

dónde A_e es la suma de las áreas efectivas de todos los elementos comprimidos. La ecuación (35) puede ser escrita

COMO:

$$\left(\frac{P}{A}\right)_{ult} = 1 \left(\frac{A_e}{A}\right) \sigma_F \quad (36)$$

Comparando con la ecuación (31) resulta:

$$q = 1 \quad (37)$$

$$Q_a = \frac{A_e}{A}$$

Se observa que la ecuación (36) no depende de las tensiones, por lo tanto q es igual a 1. Sin embargo, existe una reducción del área basada en el nivel de tensiones (ya que el área efectiva se modifica con la tensión en el elemento rigidizado). El factor de área Q_a (menor que uno) puede ser determinado como la suma de las áreas efectivas de los elementos calculados según el artículo 4.4.9. de la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero" dividida por el área total.

Para barras formadas por elementos rigidizados y no rigidizados (por ejemplo sección U), su límite de utilización se alcanza cuando el más débil de los elementos no rigidizados abolla a la tensión crítica σ_{cr} . El área efectiva (A_e) correspondiente a esta tensión es igual al área completa de todos los elementos no rigidizados más el área efectiva de los elementos rigidizados calculada para σ_{cr} (esto se refleja al dividir por $\sqrt{q_m}$ en la expresión de B_{σ} del artículo 4.4.14. de la Recomendación CIRSOC 303. La carga última resulta:

$$P_{ult} = A_e \cdot \sigma_{cr} \quad (38) \quad \text{que expresada de otra forma}$$

$$\left(\frac{P}{A}\right)_{ult} = \left(\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_F}\right) \left(\frac{A_e}{A}\right) \sigma_F \quad (39)$$

$$\left(\frac{P}{A}\right)_{ult} = q_m \cdot Q_a \cdot \sigma_F \quad (40)$$

Por lo tanto el factor de pandeo local es

$$Q = q_m \cdot Q_a \quad (41)$$

Para una sección en la cual existe más de un elemento no rigidizado q_m es igual al menor de todos los coeficientes de minoración de tensiones admisibles q .

4.4.15. Coeficiente de equivalencia a flexión uniforme.

Cuando se proyecta una barra flexo-comprimida solicitada a momentos extremos de distinto valor, es demasiado conservador usar el máximo de esos momentos en una fórmula de interacción, tal como la del artículo 4.5.7 de la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero"; especialmente si los momentos producen curvaturas de distinto signo. Esto es así porque la fórmula de interacción asume que el máximo momento se encuentra en el centro de la luz o cerca de él.

Para tener en cuenta este efecto es que el máximo momento aplicado debe ser reducido por un coeficiente C_m . Este coeficiente se indica para los distintos casos en el artículo 4.4.15. de la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero". (ver además capítulo 6 de la ref. 6 y artículo 8.5 de la ref.7).

4.5.4. Flexión de barras rectas no arriostradas lateralmente

4.5.4.1. Secciones en I, U y Z

Ediciones anteriores de las normas que sirvieron como base a la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero" tales como: la CSA Standard S136 del año 1963, o las AISI "Specification on cold formed steel" de 1968 despreciaban la contribución rigidizante de la torsión de Saint Venant (representada por el segundo término bajo la raíz de la ecuación 42) para el pandeo lateral de vigas. Esta contribución puede, en algunos casos, incrementar la resistencia en un 15 al 18% (por ejemplo en secciones U).

La tensión de pandeo para vigas en I, está dada por: (referencias 3, 6 y 9).

$$\sigma_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E \cdot h}{2 \cdot W_{yc} \cdot \ell^2} \left(I_{zc} - I_{zt} + I_z \sqrt{1 + \frac{4 \cdot G \cdot I_T \cdot \ell^2}{\pi^2 \cdot I_z \cdot E \cdot h^2}} \right) \quad (42)$$

siendo:

- E el módulo de elasticidad longitudinal del acero;
- G el módulo de elasticidad transversal del acero;
- ℓ la longitud no arriostrada de la viga;
- h la altura total de la sección;
- I_{zc} el momento de inercia de la parte comprimida de la sección, respecto de su eje de gravedad paralelo al alma;
- I_{zt} el momento de inercia de la parte traccionada de la sección, respecto de su eje de gravedad paralelo al alma;
- W_{yc} el módulo resistente de la sección completa I_y dividido por la distancia desde el centro de gravedad, a la fibra comprimida extrema;
- I_z el momento de inercia de la sección total respecto del eje de gravedad paralelo al alma;
- I_T la constante de torsión libre de la sección (ver capítulo 5 del Reglamento CIRSOC 301 "Proyecto, cálculo y ejecución de estructuras de acero para edificios").

La ecuación 42 fue desarrollada originalmente para vigas solicitadas por un momento uniforme y es excesivamente conservadora cuando los momentos son variables. Es por ello que se la ha afectado por el coeficiente C_b que está relacionado con la variación de momentos extremos M_1 y M_2 y se expresa por la ecuación:

$$C_b = 1,75 + 1,05 (M_1/M_2) + 0,3 (M_1/M_2)^2 \leq 2,3$$

M_1 siempre es el menor de los momentos actuantes. La relación M_1/M_2 es positiva cuando los momentos extremos originan curvaturas dobles y negativa cuando originan una curvatura simple.

Desarrollando la raíz cuadrada en serie de Taylor, se tiene:

$$\sigma_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E \cdot h \cdot I_{zc}}{W_{yc} \cdot \ell^2} + \frac{C_b \cdot G I_T}{W_{yc} \cdot h} \quad (43)$$

En la versión de la CSA Standard S 136 del año 1963, siguiendo el criterio norteamericano se utilizaba un solo coeficiente de seguridad contra el pandeo lateral $\gamma = 1,67$. Los ensayos demostraron que en general, la resistencia post-pandeo, sobre todo en vigas esbeltas, es pequeña, tal como sucede también en columnas esbeltas. Es por ello que en la última versión de la CSA S 136, se incrementa el coeficiente de seguridad para vigas esbeltas a 1,92 con una reducción gradual a 1,6 cuando la longitud no arriostrada tiende a cero.

Cuando el coeficiente de seguridad es $\gamma = 1,92$ la tensión admisible para el pandeo lateral resulta:

$$\sigma'_{cadm} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot h \cdot I_{zc} \cdot C_b}{1,92 \ell^2 W_{yc}} + \frac{G \cdot A \cdot t^2 \cdot C_b}{3 \cdot 1,92 W_{yc} \cdot h} \quad (44)$$

En el segundo término de esta ecuación se ha reemplazado I_T por su valor aproximado $A \cdot t^2 / 3$, siendo A el área de la sección. Se puede escribir entonces:

$$\sigma'_{cadm} = \sigma_{be} + \sigma_t \quad \text{donde}$$

$$\sigma_{be} = \frac{5,12 \cdot E \cdot h \cdot I_{zc} \cdot C_b}{\ell^2 \cdot W_{yc}} \quad \text{y} \quad \sigma_t = \frac{0,174 \cdot G \cdot A \cdot t^2 \cdot C_b}{h \cdot W_{yc}} \quad (45)$$

tal como se indica en el artículo 4.5.4. de la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero" Las ecuaciones (45) tienen validez por debajo del límite de proporcionalidad. La tensión admisible en el rango inelástico se aproxima mediante la parábola de Johnson (ref. 10) entre la tensión básica de diseño σ_{bd} (para una longitud no arriostrada igual a cero) y la curva dada por la ecuación (45).

La expresión de la parábola de Johnson es la siguiente:

$$\sigma'_{cadm} = \sigma_{bd} - 0,25 \frac{(\sigma_{bd} - \sigma_t)^2}{\sigma_{be}} \quad (46)$$

Se ha demostrado mediante ensayos (ref. 11) que las fórmulas 45 y 46 son válidas tanto para secciones I como U.

Las ecuaciones (45) y (46) están representadas en la figura 17.

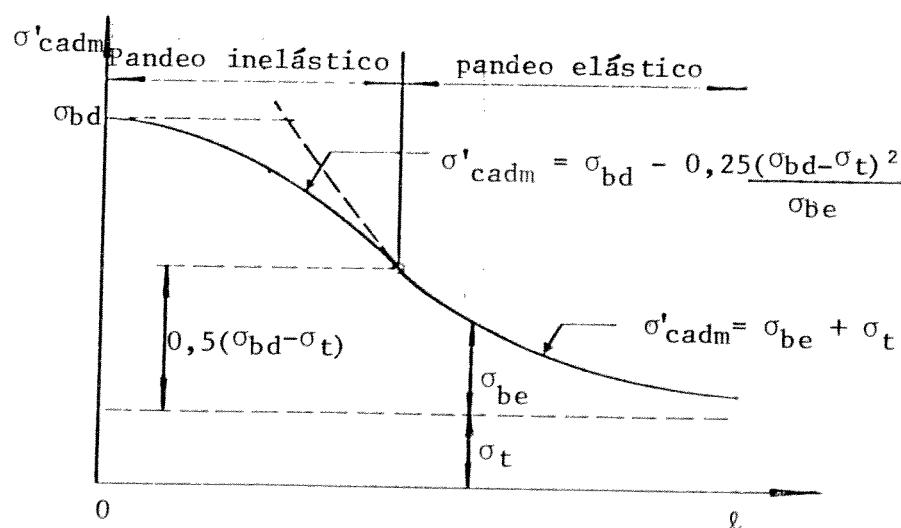


figura 17

Las vigas de sección en U y en Z con cargas aplicadas en el plano del alma, se tuercen y se deforman lateralmente debido a su asimetría, a menos que se arriostran convenientemente. Las arriostraciones que fijan el espaciamiento de tales arriostramientos se dan en el artículo 4.6.6 de la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero". En general, los arriostramientos colocados de acuerdo con estas prescripciones estarán a intervalos suficientemente cortos para evitar el pandeo lateral de las vigas entre ellos. De todas formas, aún cuando la posición de los arriostramientos se determinara mediante el artículo 4.6.6. es necesario fijar un límite superior para la distancia entre arriostramientos, o reducir la tensión admisible de forma que se evite el posible

pandeo entre ellos. Esto último se hace de la forma que se ha indicado en los párrafos anteriores para vigas en U y establecido en el artículo 4.5.4.1. de la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero".

En cuanto a vigas en Z, se demuestra en la referencia 11 que a igual relación l/i_z el pandeo lateral se produce a una tensión menor que para secciones en U; dependiendo el valor de la diferencia de detalles geométricos. Debido a que la tendencia de las vigas en Z a deformarse entre arriostramientos, disminuye considerablemente su resistencia al pandeo, no mostró tener garantía suficiente ninguna fórmula, sino que pareció indicada una postura más bien conservadora. Por esta razón, el artículo 4.5.4.1. de la Recomendación CIRSOC 303) especifica la tensión admisible de una viga en Z como la mitad de la de una viga en I o en U de la misma relación l/i_z cuando la tensión $\sigma_{be} \leq \sigma_{bd} - 0,5 \sigma_t$. Para relaciones l/i_z que originen tensiones σ_{bd} mayores se calcula la tensión admisible mediante la parábola de Johnson pero resultando valores menores que para secciones I o U. Para el caso de una viga con una longitud no arriostrada nula la tensión admisible al pandeo lateral sería σ_{bd} en los tres casos (I, U, Z). La representación gráfica de lo expresado para secciones Z se encuentra en la figura 18.

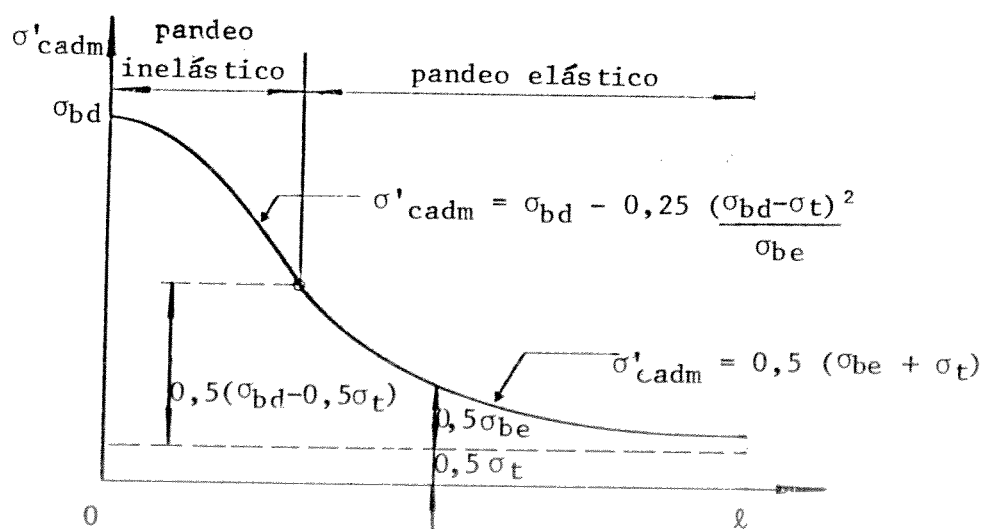


figura 18

4.5.4.2. y 4.5.4.3. Secciones cajón y omega

Los perfiles de alma doble como las secciones cajón y omega poseen mayor rigidez torsional que los perfiles de alma simple I, C y Z sobre los que se ha discutido en los apartados anteriores. En cuanto al pandeo lateral, las secciones de alma doble tienen mucha mayor estabilidad lateral que los de alma única (a igual relación espesor/ancho). Por ello, la utilización de secciones cajón y omega reporta beneficios económicos cuando la estabilidad lateral es esencial.

- Secciones cajón

Las secciones cerradas son particularmente apropiadas dado que tienen una rigidez torsional muy alta, poseen reducida posibilidad de pandeo lateral. Winter (ref. 33) ha indicado que para estas secciones la tensión de rotura no se ve afectada por el pandeo lateral si la relación longitud/ancho es menor que 100.

Despreciando la rigidez al alabeo, la tensión crítica de pandeo elástico, para el caso de flexión pura de secciones cajón se puede expresar (ref. 7 y 10).

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z}}{\ell \cdot W_{yc}} = \frac{\pi \cdot E}{\ell \cdot W_{yc}} \sqrt{\frac{G}{E}} \sqrt{I_T \cdot I_z} \quad (47)$$

Reemplazando $G/E = 0,386$ y adoptando un coeficiente de seguridad de 1,92, la tensión admisible al pandeo lateral σ'_{cadm} resulta:

$$\sigma'_{cadm} \approx \frac{E \sqrt{I_z \cdot I_T}}{\ell \cdot W_{yc}} \quad (48)$$

que es la expresión del artículo 4.5.4.3. de la Recomendación CIRSOC 303.

Esta tensión admisible es válida para vigas largas.

Para vigas cortas la tensión admisible es gobernada por la tensión de fluencia a través de la tensión básica de diseño σ_{bd} . Es decir que se debe realizar la doble verificación comparando la tensión actuante con σ'_{cadm} y con σ_{bd} .

En la ecuación 48 la constante de torsión libre de la sección es:

$$I_T = \frac{2 (a \cdot b)^2}{\left(\frac{a}{t_1} + \frac{b}{t_2}\right)} \quad (49)$$

donde:

a y b son las distancias entre ejes de alas y alas respectivamente;

t₁ y t₂ los espesores de las alas y almas.

La ecuación (49) es un caso particular de la constante de torsión pura (ver capítulo 5 del CIRSOC 301):

$$I_T = \frac{4 \cdot A_m^2}{\oint \frac{ds}{t(s)}} \quad (50)$$

donde:

A_m es el área encerrada por la línea media de la sección.

$$\oint \frac{ds}{t(s)} = 2 \left(\frac{a}{t_1} + \frac{b}{t_2} \right)$$

- Secciones omega

La Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero", en su versión de 1982, no contenía prescripciones para la verificación al pandeo lateral de secciones omega. Puede decirse que si el momento de inercia I_z es mayor que I_y, es decir cuando el plano de cargas coincide con el eje más resistente, estas secciones no presentan problemas de pandeo lateral debido a que solo las piezas flexadas alrededor del eje fuerte muestran tendencia al pandeo lateral. Cuando I_z < I_y se puede producir el pandeo lateral de las alas comprimidas no arriostradas o entre arriostramientos. La tensión admisible a compresión en este caso puede determinarse en forma conservadora por (ref. 6):

$$\sigma'_{cadm} = \frac{\pi^2}{1,92} \cdot \frac{E}{(s/i_{zc})^2} \quad (51)$$

siendo:

s la longitud no arriostrada;

i_{zc} el radio de giro alrededor del eje vertical de la parte comprimida de la sección.

Esta ecuación es la utilizada para el cálculo de barras comprimidas cargadas axialmente de gran esbeltez (artículo 4.5.6.1. de la Recomendación CIRSOC 303).

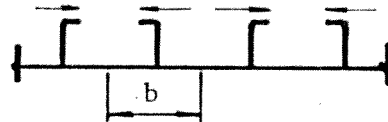
El empleo de esta ecuación conduce a soluciones conservadoras dado que la zona traccionada de la sección tiende a estabilizar a la zona comprimida. Así, la zona comprimida tiene mayor estabilidad lateral comparada con una columna aislada de igual sección. Un análisis más detallado de este problema se hace en el apartado siguiente.

- Alas comprimidas no arriostradas lateralmente

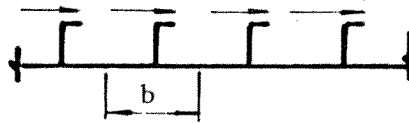
Los problemas que presenta el pandeo lateral de secciones I, C y Z (ya discutidos) son distintos de los que presentan las secciones omega y las combinaciones de chapa y rigidizadores que se indican en la figura 19.



Caso I : Vigas con alas simétricas



Caso II: Chapa con rigidizadores simétricos



Caso III: Chapa con rigidizadores no simétricos

Las flechas indican el sentido probable de pandeo y b la porción colaborante del ala traccionada.

Figura 19. Secciones típicas

Cuando este tipo de secciones están flexionadas de tal manera que las alas o rigidizadores resultan comprimidos y no se provee un adecuado arriostramiento, la porción traccionada de la sección, a diferencia de los perfiles como I, C y Z, no se desplaza lateralmente. Solamente la parte comprimida pandea, provocando la flexión fuera de su plano del alma y del resto del perfil (figuras 20 a y b).

El análisis exacto del pandeo lateral de este tipo de secciones omega es extremadamente complejo.

El ala comprimida y la porción comprimida del alma actúan en forma semejante a una columna apoyada (arriostrada) elásticamente. Pero además el comportamiento torsional del ala debilita la sección y complica la resolución del problema.

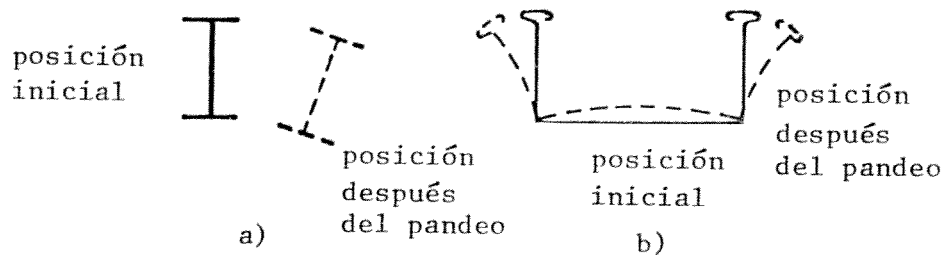


Figura 20. Comparación entre pandeo lateral de perfiles I y omega.

Actualmente la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero" ha incorporado un procedimiento de diseño que permite determinar la tensión admisible a compresión de alas no arriostradas lateralmente. Este método se encuentra en el anexo al artículo 4.5.4.2. de la Recomendación CIRSOC 303 y es una simplificación del análisis exacto presentado por Doubt (ref. 34). Este método es recomendado en las referencias 6, 8 y 35, en la primera de las cuales también se encuentra desarrollado.

Planteada la ecuación de equilibrio del ala comprimida, la solución particular no trivial es:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E}{(s/i)^2} \quad (52)$$

siendo:

s la longitud no arriostrada del ala;

$i = \sqrt{\frac{I_{ala}}{A_{ala} + A_{alma} / [12 z_1 / (3z_1 - z_n)]}}$ el radio de giro de la columna efectiva que comprende el ala comprimida y la parte adyacente del alma de altura $[12 z_1 / (3z_1 - z_n)] h$.

h la altura total de la sección;

z_1 la distancia entre el eje neutro y la fibra extrema comprimida;

z_n la distancia entre el eje neutro y la fibra extrema traccionada.

La ecuación (52) da la solución para una columna arriostrada elásticamente por la porción restante del alma y el ala traccionada, que actúan en conjunto como un marco elástico. El efecto de la torsión en la estabilidad flexo-torsional de la columna efectiva se determina por el teorema de la mínima energía potencial:

$$U = V_1 + V_2 + U_w \quad (53)$$

siendo:

- U la variación de energía potencial del sistema compuesto por la columna equivalente y su soporte elástico;
- V_1 la energía de deformación acumulada en la columna flexada y torsionada;
- V_2 la energía de deformación en el marco elástico flexado;
- U_w la variación de energía potencial de las fuerzas externas actuantes sobre el sistema.

De la solución de la ecuación diferencial (53), considerando el efecto debilitante de la torsión y simplificando se obtienen las siguientes expresiones de la carga crítica de la columna efectiva arriostrada elásticamente:

cuando

$$\frac{k \cdot s^2}{P_E} \leq 30 \quad P_{cr} = T \cdot P_E \left(1 + \frac{k \cdot s^2}{\pi^2 \cdot P_E} \right) \quad (54)$$

cuando

$$\frac{k \cdot s^2}{P_E} > 30 \quad P_{cr} = T \cdot P_E \left(0,6 + \frac{2}{\pi} \sqrt{\frac{k \cdot s^2}{P_E}} \right) \quad (55)$$

siendo:

P_{cr} la carga crítica de la columna equivalente;

$P_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{zs}}{s^2}$ la carga crítica ideal de la columna equivalente;

$k = \frac{1}{\delta}$, la constante de resorte;

δ el desplazamiento lateral del centro de gravedad de la columna efectiva debido a una fuerza unitaria aplicada en el mismo y perpendicular al alma;

s la longitud no arriostrada de la columna efectiva (separación entre arriostramientos del ala comprimida);

I_{zs} el momento de inercia de la columna efectiva respecto al eje que pasando por su centro de gravedad es paralelo al alma;

T el coeficiente de reducción por torsión que se determina:

si

$$s \geq s_{comp} \quad T = T_0 = \frac{d}{d + 3,4 \cdot z_0} \quad (56)$$

si

$$s < s_{comp} \quad T = T_0 \frac{s}{s_{comp}} = \frac{d}{d + 3,4 \cdot z_0} \cdot \frac{s}{s_{comp}} \quad (57)$$

z_0 la distancia entre el centro de gravedad y el de corte, medida sobre una recta paralela al alma, de la columna efectiva;

d la distancia entre la fibra extrema traccionada y el centro de gravedad de la columna efectiva.

En las vigas con arriostramientos considerablemente separados, puede usarse la siguiente expresión:

$$P_{cr} = T_0 \cdot \sqrt{4 \cdot k \cdot E \cdot I_{zs}} \quad (58)$$

En la determinación de la tensión crítica el valor de la esbeltez equivalente de la columna efectiva puede calcularse:

$$\left(\frac{s_k}{i_{zs}} \right)_{eq} = \lambda_s = \beta \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E}{P_{cr}/A_s}} \quad (59)$$

siendo:

$\beta = \frac{1}{1,1}$ un coeficiente experimental de corrección que considera la resistencia post-crítica;

A_s el área transversal de la columna efectiva.

Las ecuaciones (54) a (59) son las mismas que se encuentran en la Recomendación CIRSDC 303 "Estructuras livianas de acero".

La tensión admisible σ'_{csadm} de la columna equivalente se determina teniendo en cuenta que se trata de una barra esbelta, ver los artículos 4.5.6. y 4.5.6.1. de la Recomendación CIRSDC 303, usando $\Omega = 1$ y $\lambda = \lambda_s$.

Esta es la tensión admisible en el centro de gravedad de la columna equivalente.

Como el origen de este análisis es un problema de flexión, interesa conocer la tensión admisible en la fibra extrema comprimida.

Esta se obtiene extrapolando linealmente la tensión σ'_{csadm} desde el centro de gravedad de la columna equivalente, sobre la base de que las tensiones son proporcionales a su distancia al eje neutro. Además la tensión admisible así obtenida debe ajustarse debido a que el coeficiente de seguridad empleado para el pandeo de barras cargadas axialmente difiere del utilizado en piezas flexadas que fallan por plastificación:

$$\sigma'_{cad} = \left(\frac{\gamma_P}{\gamma_F} \right) \cdot \left(\frac{z_1}{z_2} \right) \cdot \sigma'_{csadm} \quad (60)$$

siendo:

σ'_{cad} la tensión admisible de compresión por flexión;

γ_P el coeficiente de seguridad por pandeo de barras cargadas axialmente;

γ_F el coeficiente de seguridad por falla por fluencia del material;

z_2 la distancia entre el eje neutro de la pieza y el centro de gravedad de la columna equivalente.

z_1 la distancia definida anteriormente.

Como una simplificación del lado de la seguridad, en la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero" se adopta:

$$\text{a) si } \sigma'_{csadm} \leq \sigma_0 \quad \gamma_P/\gamma_F = 1,92/1,6 = 1,20$$

$$\text{b) si } \sigma'_{csadm} > \sigma_0 \quad \gamma_P/\gamma_F = 1$$

La verificación de estas condiciones queda satisfecha si en a) $\sigma_p \leq \sigma_0$ y en b) $\sigma_p > \sigma_0$, siendo σ_p y σ_0 las tensiones definidas en el artículo 4.5.6. de la Recomendación CIRSOC 303.

El método desarrollado ha sido comparado con los resultados de más de un centenar de ensayos sobre vigas con siete configuraciones distintas, y espesores comprendidos entre 0,3 y 2,8 mm (ref. 6). Se encontró que las discrepancias raramente pasaron del 30% por el lado de la seguridad y 20% en sentido contrario (ver figura 21).

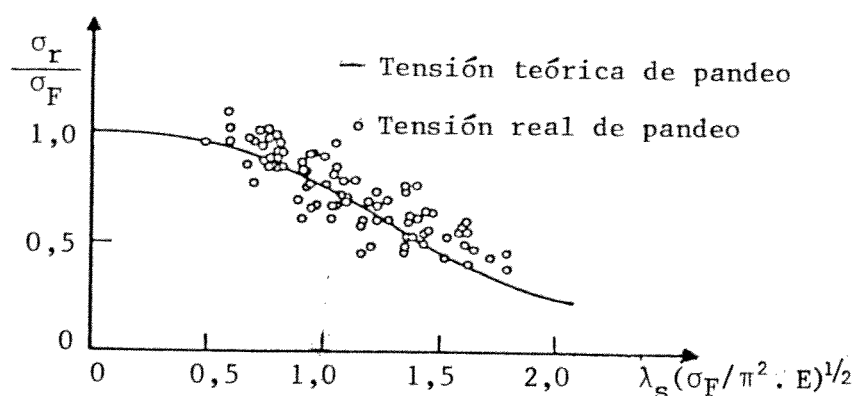


figura 21. Comparación entre análisis teórico y ensayos.

4.5.5. Tensiones admisibles en las almas.

4.5.5.1. Tensiones tangenciales en las almas

Cuando en la construcción tradicional, se utilizan almas muy delgadas en vigas armadas, se emplean rigidizadores para aumentar su resistencia a la abolladura. Como consecuencia, se permiten alcanzar tensiones tangenciales elevadas. Aún cuando no se utilicen rigidizadores intermedios del alma, con relaciones moderadas h/t , se emplean rigidizadores de alma en los apoyos y puntos de aplicación de cargas concentradas. Los rigidizadores de este tipo generalmente no son prácticos en construcciones con chapa delgada doblada. Por esta razón, las tensiones tangenciales que se permiten alcanzar en general son menores.

Estas tensiones tangenciales admisibles en las almas se prescriben en el artículo 4.5.5.1. de la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero" y se pueden ver graficadas en la figura 22.

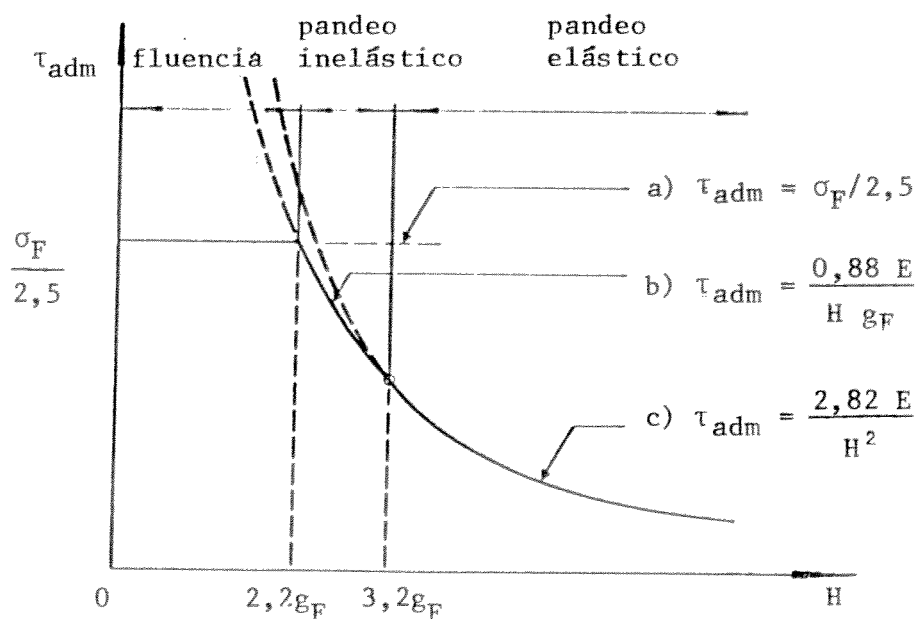


Figura 22

La tensión elástica a la que abolla un alma, considerada como simplemente apoyadas a lo largo de ambas alas, cuando se encuentra sometida a esfuerzos tangenciales, solamente, puede expresarse (ref.5).

$$\tau_{cr} = k \frac{\pi^2 \cdot D}{h^2 \cdot t} \quad (61)$$

cuando se hace el análisis para una franja infinitamente larga se tiene $k = 5,35$. Reemplazando

en (61) $D = \frac{E t^3}{12 (1 - \mu^2)}$; $\mu = 0,296$ y tomando un coeficiente de seguridad $\gamma = 1,71$ se tiene:

$$\tau_{adm} = \frac{5,35 \pi^2 \cdot E}{1,71 \cdot 12(1-\mu^2) \cdot \left(\frac{b}{t}\right)^2} = 2,82 \frac{E}{H^2} \quad (62)$$

La ecuación (62) está representada por la curva (c) de la figura 22.

Para almas poco esbeltas la falla se producirá por fluencia tal como se muestra en la recta (a) de la figura 22, donde se ha considerado un coeficiente de seguridad bajo ($\gamma = 1,45$). Esto está justificado por la reserva de resistencia post-crítica. La tensión tangencial admisible sería en este caso (ver artículo 6.2.1. de la ref. 14):

$$\tau_{adm} = \frac{\sigma_F}{\sqrt{3} \cdot 1,45} \approx \frac{\sigma_F}{2,50} \quad (63)$$

Para relaciones b/t intermedias se utiliza la curva (b) de transición.

4.5.5.2. Tensiones de flexión en el alma

Las almas de las vigas pueden abollar no sólo por esfuerzos cortantes, sino también por las compresiones originadas por la flexión.

La tensión crítica de abolladura, para una chapa sometida a flexión pura está dada por la ecuación (64) con $k = 23,9$ (ref.5).

Al igual que en el caso de elementos comprimidos rigidizados, las almas flectadas no se rompen a sus tensiones teóricas de abolladura, sino que desarrollan una apreciable resistencia post-crítica, acompañada por una ligera ondulación (ref. 8).

Por esta razón, y de acuerdo con la práctica normal en el proyecto de vigas de alma llena, se ha aplicado un pequeño coeficiente de seguridad $\gamma = 1,23$. Este pequeño coeficiente de seguridad es suficiente para evitar el desarrollo de la deformación ondulada del alma bajo las cargas de proyecto. La reserva de resistencia necesaria queda asegurada por la resistencia post-crítica.

Por lo tanto:

$$\sigma_{cr} = k \frac{\pi^2 \cdot D}{h^2 \cdot t} \quad (64)$$

Reemplazando k y D y aplicando el coeficiente de seguridad se obtiene:

$$\sigma''_{cadm} = \frac{23,9 \pi^2 \cdot E}{1,23 \cdot 12 \cdot (1 - \mu^2) \left(\frac{h}{t}\right)^2} = 17,6 \frac{E}{H^2} \quad (65)$$

que es el valor que se indica en el artículo 4.5.5.2. de la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero". Para relaciones h/t bajas la falla viene dada por el concepto de plastificación y no de inestabilidad elástica, a través de la tensión básica de diseño σ_{bd} , tal como se muestra en la figura 23.

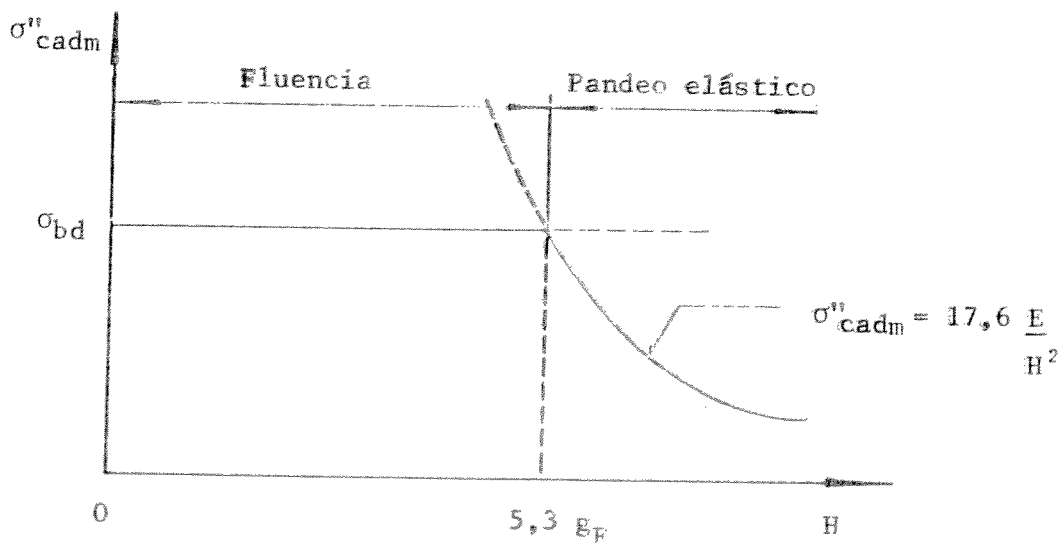


Figura 23

4.5.5.3. Tensiones combinadas de corte y flexión en el alma

El artículo 4.5.5.3. de la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero" especifica que las tensiones en las chapas de alma solicitadas a flexión y corte no deben superar los valores especificados para las tensiones de flexión y de corte en forma separada y deben cumplir además con la fórmula de interacción siguiente:

$$(\sigma_c / \sigma''_{cadm})^2 + (\tau / \tau_{adm})^2 \leq 1 \quad (66)$$

siendo:

- σ_c'' la máxima tensión de compresión en la sección del alma considerada;
- τ la máxima tensión tangencial debida al corte en la misma sección, calculada dividiendo el esfuerzo cortante por el área del alma;
- σ_{cadm}'' la tensión de compresión admisible en el alma, calculada de acuerdo al artículo 4.5.5.2. de la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero" ;
- τ_{adm} la tensión tangencial admisible en el alma, calculada de acuerdo con el artículo 4.5.5.1. de la Recomendación CIRSOC 303.

La fórmula de interacción (66) esta representada por la figura 24.

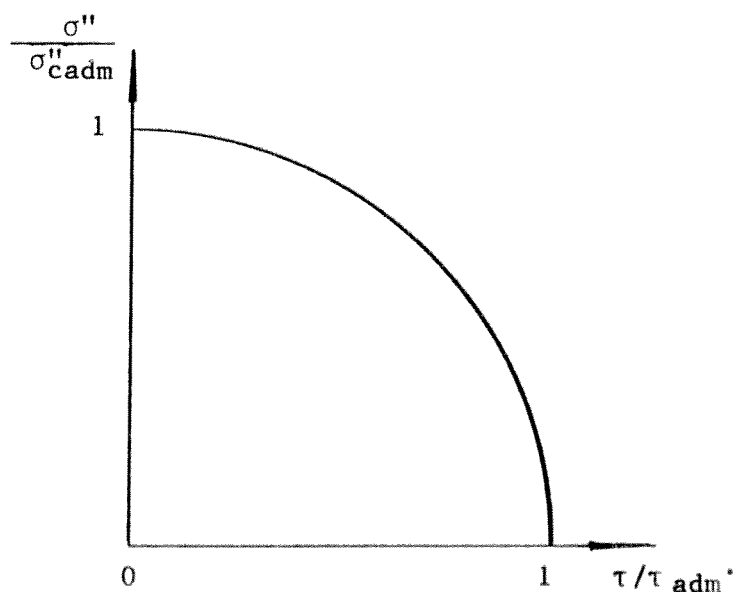


Figura 24

Esta expresión provee seguridad frente a la plastificación de almas solicitadas simultáneamente a flexión y corte además de seguridad frente al pandeo elástico por la acción simultánea de ambas solicitaciones. En este caso se ha seguido el criterio adoptado en la CSA 136 (ref. 2) en vez del que se siguió en la norma del AISI (ref. 1) donde la verificación se realiza frente a tensiones de abolladura.

4.5.5.4. Abolladura del alma debida a cargas concentradas

Las cargas concentradas o las reacciones de las vigas, aplicadas sobre longitudes cortas, producen tensiones locales elevadas que pueden abollar las almas delgadas sin rigidizar. Debido a esto es que en los apoyos de vigas armadas de

alma llena y en los puntos de aplicación de cargas concentradas se prescriben rigidizadores. En cambio, la gran mayoría de perfiles de chapa delgada se fabrican con almas planas no rigidizadas que deban comprobarse frente a la abolladura del alma en los apoyos y en los puntos de aplicación de cargas concentradas.

Un análisis teórico de este fenómeno es extremadamente complejo ya que supone una combinación de distribución no uniforme de tensiones (las tensiones se transmiten radialmente de la zona cargada a las zonas adyacentes del alma), inestabilidad elástica y plástica debida a las tensiones así distribuidas y plastificación local en la región inmediata a la zona cargada. La complejidad aumenta por la flexión producida por la aplicación excéntrica de la carga, debida a la transición curva entre el alma y el ala de apoyo. Como consecuencia de esta complejidad analítica, únicamente se puede confiar, casi exclusivamente, en los datos experimentales.

Por esta causa las prescripciones dadas en el artículo 4.5.5.4. de la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero" son el resultado de ensayos y ya se encontraban indicadas en las ref. 1 y 2. De todas formas, una investigación teórica que tiene en cuenta varias de las influencias enumeradas, ha sido publicada en la ref.17 y muestra una razonable concordancia con la tendencia general de los resultados experimentales.

Se han investigado (ver ref.8) dos tipos de muestras:

a) vigas de configuración tal que queda prácticamente impedida la rotación del alma fuera de su plano en la zona de apoyo (figura 25 (a)) y b) vigas en las que dicha rotación no sólo es posible, sino que, en cierto grado, es provocada por la configuración del perfil. La figura 25 (b) muestra un tipo de sección de la categoría b); aquí el ala dispuesta hacia un solo lado permite una rotación que eleva su extremo.

Su rotación está acentuada por la excentricidad del alma con respecto al punto de aplicación de la reacción de apoyo al extremo de la transición curva.

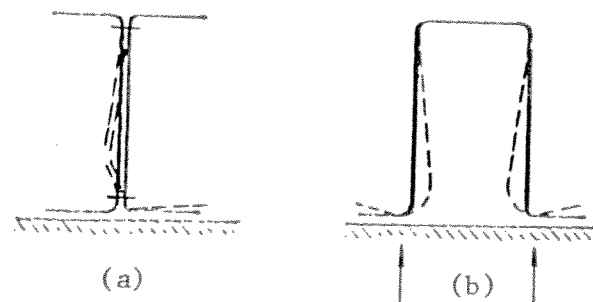


Figura 25

En la referencia (8) se indica que se realizaron ensayos para secciones en I (como la de la figura 25 (a)) con relaciones h/t desde 30 hasta 175 y relaciones ℓ/t desde 7 hasta 77 (ℓ es la longitud del apoyo). Los resultados de estos ensayos son los fundamentos de las prescripciones del artículo 4.5.5.4. a) de la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero", en donde se ha aplicado un coeficiente de seguridad $\gamma = 2,2$ para obtener las cargas $P_{\text{máx}}$ admitidas. El coeficiente de seguridad (al igual que en las ref. 1 y 2) se eligió por : 1) la apreciable dispersión de los resultados de los ensayos y principalmente 2) porque las muestras ensayadas parecen presentar la mayor restricción del alma que probablemente aparezca en la práctica.

También se realizaron ensayos sobre muestras del tipo indicado en la figura 25 (b) y otras muestras del mismo tipo invertidas. Estas últimas presentan una mayor restricción sobre el alma que las de la figura 25 (b). Las relaciones h/t variaron entre 49 y 200 y las relaciones ℓ/t entre 12 y 40 (ref. 8). Según resulta evidente en la figura 25 (b), la distancia lateral de la reacción o de la carga, al plano central del alma, es probablemente un factor fundamental, ya que esta excentricidad es la que produce la flexión del alma. Como consecuencia de esto la relación $n = r/t$ se varió también en estos ensayos (r es el radio interno de plegado y t el espesor del alma).

En contraste con los ensayos de secciones I con alto grado de restricción, resultó para secciones omega que la relación $H = h/t$ afectaba la resistencia al abollamiento de forma significativa.

En consecuencia, se encontró que esta resistencia dependía de cuatro variables: $A = \ell/t$, $H = h/t$, $n = r/t$ y σ_p . Las expresiones más sencillas representativas de los resultados de estos ensayos, con aproximación razonable, se incorporaron en el artículo 4.5.5.4. a) de la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero". Estas expresiones son idénticas a las de la referencia 2 y similares a las de la referencia 1.

Como resulta evidente en la figura 25 el radio de plegado que influye en la abolladura es el de la esquina que está sobre el apoyo. Refiriéndonos a la figura 25 si los radios superior e inferior fueran diferentes, es el de los pliegues inferiores el que debe usarse al comprobar los apoyos. Si en algún otro punto de la viga se aplicara una carga concentrada al ala superior, será el radio de los pliegues superiores el que debería usarse en dicho punto. En los ensayos citados para secciones omega, la relación $n = r/t$ varió entre 1 y aproximadamente 3; cubriendo así la mayor parte de los casos normales. Para relaciones $n = r/t$ excepcionalmente grandes se pueden utilizar las expresiones del artículo 4.5.5.4. a) de la Recomendación CIRSOC 303 hasta $r/t = 4$. Pero, en el caso de utilizarse valores de r/t mayores la resistencia a la abolladura debe determinarse mediante ensayos.

Las fórmulas del artículo 4.5.5.4. a) del CIRSOC 303 han sido deducidas, como queda dicho; para secciones como la de la

figura 25 b) que presenta una muy baja restricción del alma. Por ser uno de los casos más desfavorables que se pueden presentar en la práctica es que se adoptó un coeficiente de seguridad $\gamma = 1,85$ (frente a $\gamma = 2,2$ para secciones I).

Las secciones omega invertidas, también deben verificarse según el artículo 4.5.5.4. a) de la Recomendación CIRSOC 303, sin embargo los ensayos realizados demostraron que estas secciones poseen mayor restricción a la rotación del alma. Como consecuencia poseen mayor resistencia a la abolladura, pero aún considerablemente menor que las secciones I.

4.5.6. Barras comprimidas cargadas axialmente

Las expresiones dadas en el artículo 4.5.6. de la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero" pueden ser representadas por las figuras 26 y 27.

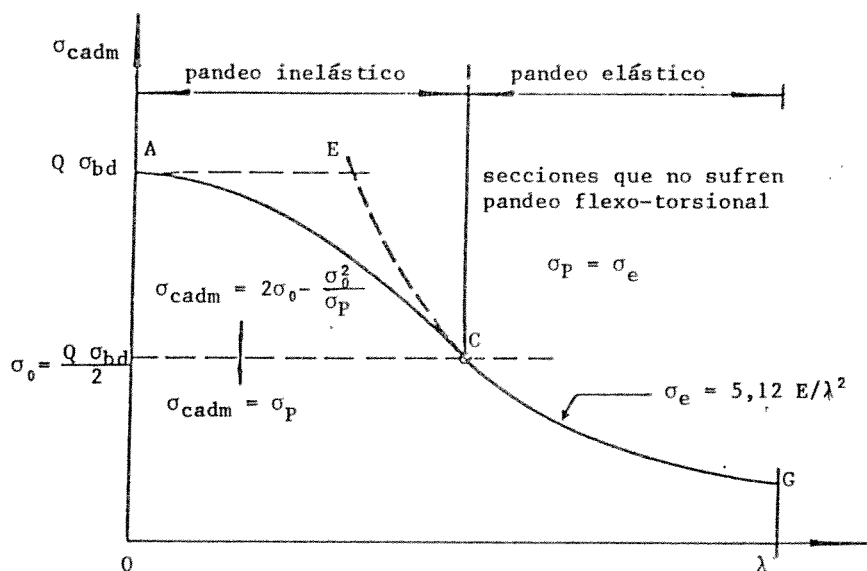


Figura 26

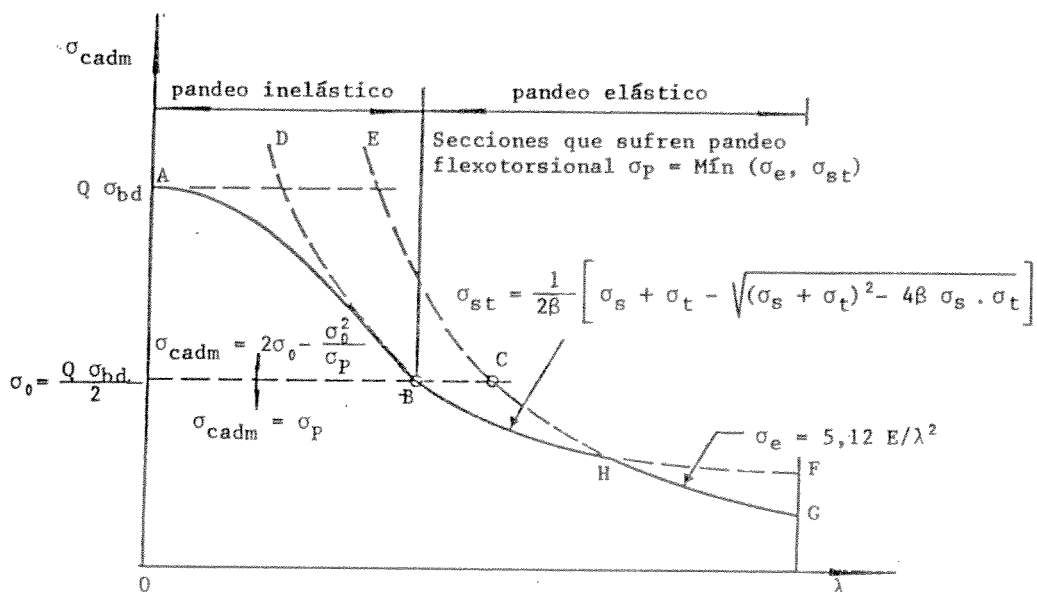


Figura 27

La falla de un elemento solicitado a compresión axial puede ser debida a:

- a) Fluencia
- b) Pandeo local
- c) Pandeo por flexión
- d) Pandeo por torsión
- e) Pandeo flexotorsional para secciones en las que el centro de corte y el baricentro de la sección no coinciden (secciones de simetría simple).

Las columnas muy cortas fallarán por fluencia, si se encuentra impedido el pandeo local por abolladura, por ejemplo, cuando el coeficiente Q es igual a 1. Cuando Q es menor que 1, la barra fallará por una combinación de fluencia y pandeo local a una tensión $Q \cdot \sigma_F$.

Usando un coeficiente de seguridad $\gamma = 1,6$, se obtiene la tensión admisible $Q \cdot \sigma_{bd}$ tal como se observa para $\lambda = 0$ en las figuras 26 y 27.

Teóricamente, las barras esbeltas de secciones con un punto de simetría pueden fallar por pandeo por torsión pura, si la rigidez torsional es suficientemente pequeña en comparación con la rigidez flexional (por ejemplo secciones en cruz). Esta forma de falla es, sin embargo, poco frecuente para los tipos de secciones utilizadas en estructuras de chapa doblada, y la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero" no provee elementos para la verificación del pandeo por torsión pura.

Las columnas muy esbeltas pandean elásticamente, o bien por pandeo por flexión pura o por flexión combinada con torsión.

El pandeo por flexión y torsión combinadas no se produce:

- a) si la sección tiene un punto de simetría, (coinciden el centro de corte y el baricentro de la sección) ó
- b) si la rigidez torsional es grande, como en una sección cerrada.

Para estas secciones, se aplica la fórmula de pandeo por flexión de Euler con un coeficiente de seguridad $\gamma = 1,92$, expresada en el artículo 4.5.6.1. del CIRSOC 303 como

$\sigma_p = \sigma_e = 5,12 E / \lambda^2$ cuando $\sigma_p < \sigma_0$ (de acuerdo con el artículo 4.5.6. de la Recomendación CIRSOC 303).

En efecto si $\sigma_{cr} = \pi^2 E / \lambda^2$, dividiendo por $\gamma = 1,92$ obtenemos el valor de σ_e indicado.

En todos los otros casos, el pandeo flexotorsional es posible, y ocurre si σ_{st} es menor que el valor de σ_e dado en el artículo 4.5.6.2. de la Recomendación CIRSOC 303.

En resumen, las columnas muy esbeltas pandean a una tensión, que, con un coeficiente de seguridad $\gamma = 1,92$, es igual a σ_p determinado en el artículo 4.5.6.1. o 4.5.6.2. según corresponda. Esta tensión es muy baja, por lo tanto no existe posibilidad de pandeo local; por ello se omite el coeficiente de pandeo local Q en las expresiones con que se calcula σ_p . La ley de variación de σ_p está representada por las curvas CG en la figura 26 y BHG en la figura 27.

Las columnas más cortas fallan por pandeo inelástico por flexión o flexotorsión, a una tensión que es menor que $Q \sigma_{bd}$ y σ_p . Esto ocurre para columnas en las cuales el valor σ_p es mayor que $0,5 \sigma_{bd}$, aproximadamente, tal como está representado por los segmentos AB o AC de las figuras 26 y 27. Estas curvas (parábolas de Johnson) son una transición gradual entre el punto A y el B o C, en donde son tangentes con las curvas de pandeo elástico.

Dado que la tensión para la verificación del pandeo flexotorsional σ_{st} no depende solamente de la esbeltez λ , la curva ABF de la figura 27 es solo ilustrativa.

La ubicación del punto B y la intersección en el punto H dependerá de la forma de la sección.

Con el uso de la parábola de Johnson se ajusta automáticamente el coeficiente de seguridad de 1,6 en el punto A a 1,92 en B o C. El coeficiente de pandeo local Q también varía desde un valor mínimo en A hasta 1 en los puntos B y C.

Debe notarse que el ancho efectivo reducido de un elemento rigidizado en compresión se tiene en cuenta únicamente en el cálculo del factor Q , mientras que las propiedades de la sección tales como área y radio de giro se calculan para la sección total.

De esta forma, la tensión admisible para todas las columnas queda expresada en función de dos variables, σ_0 y σ_p , de acuerdo al artículo 4.5.6. de la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero".

Para las secciones sujetas a pandeo por flexotorsión debe ser calculada de acuerdo al artículo 4.5.6.2., la tensión:

$$\sigma_t = \frac{0,52}{A \cdot i_c^2} \left[G \cdot I_T + \frac{\pi^2 \cdot E}{s_K^2} I_\omega \right] \quad (67)$$

El cálculo del momento sectorial de inercia de la sección I_ω es en general engorroso. El siguiente procedimiento permite en algunos casos evitar el cálculo de I_ω .

En principio se puede despreciar la contribución del alabeo en la resistencia torsional calculando σ_t como:

$$\sigma_t = 0,52 \frac{G \cdot I_T}{A \cdot i_c^2} \quad (68)$$

siendo:

G el módulo de elasticidad transversal ($G = 81000 \text{ N/mm}^2$).

I_T la constante de torsión libre de la sección, el área de la sección.

$$i_c = \sqrt{i_y^2 + i_z^2 + y_c^2}$$

i_y , i_z los radios de giro respecto a los ejes principales y-y, z-z respectivamente.

y_c la distancia del centro de corte al centro de gravedad según el eje y.

Con σ_t obtenida de esta forma se calcula σ_{st} según la expresión dada en el artículo 4.5.6.2. de la Recomendación CIRSOC 303. Si $\sigma_{st} > \sigma_e$, el pandeo se produciría por flexión con el valor de $\sigma_p = \sigma_e$ y no sería necesario realizar ningún otro cálculo. En el caso contrario; si $\sigma_{st} < \sigma_e$, se podría despreciar la contribución del alabeo en la resistencia torsional y tomar $\sigma_p = \sigma_{st}$ con lo que se tendría una tensión admisible conservadora. Si no se quisiera despreciar esta contribución se podría en este último caso solamente, recalcular σ_{st} con la fórmula completa de σ_t ; luego elegir como σ_p el menor de los valores σ_{st} (recalculado) o σ_e . El proceso de cálculo se continúa tal como se explica en el artículo 4.5.6 de la Recomendación CIRSOC 303 o se puede ver en las figuras 26 y 27

$$26 \text{ y } 27 \text{ comparando } \sigma_p \text{ con } \sigma_0 = \frac{Q \sigma_{bd}}{2} \quad (69)$$

$$\text{si } \sigma_p \leq \sigma_0 \rightarrow \sigma_{cadm} = \sigma_p \quad (70)$$

$$\text{si } \sigma_p > \sigma_0 \rightarrow \sigma_{cadm} = 2 \sigma_0 - \frac{\sigma_0^2}{\sigma_p} \quad (71)$$

4.5.7. Combinación de esfuerzos axiales y de flexión

La máxima tensión originada por un esfuerzo de compresión N y momentos flectores M_z y M_y actuando simultáneamente sobre una barra se obtiene de:

$$\frac{N}{A} + \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} = \sigma_{\text{máx}} \quad \text{o} \quad \frac{N/A}{\sigma_{\text{máx}}} + \frac{M_y/W_y}{\sigma_{\text{máx}}} + \frac{M_z/W_z}{\sigma_{\text{máx}}} = 1 \quad (72)$$

Si se llama $N/A = \sigma_c$ a la tensión normal debida al esfuerzo axial, $M_y/W_y = \sigma_{My}$ y $M_z/W_z = \sigma_{Mz}$ a las tensiones originadas por la flexión y σ_{adm} a la tensión admisible de cálculo la condición para que la pieza esté calculada con seguridad puede escribirse de la forma:

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{adm}} + \frac{\sigma_{My}}{\sigma_{adm}} + \frac{\sigma_{Mz}}{\sigma_{adm}} \leq 1 \quad (73)$$

Para que la ecuación (72) sea correcta, es necesario tomar los máximos momentos que actúan en cualquier sección de la barra bajo la acción de las cargas externas simultáneas; es decir, la carga axial, las cargas transversales y los momentos en los extremos, si existen. En la mayoría de los casos estos momentos son mayores que los que actuarían en la misma pieza, si no existiera la carga axial. Por ejemplo, en una viga simplemente apoyada, cargada según uno de los ejes principales de la sección en forma uniforme, el máximo momento es

$$M_{\text{máx}} = q \ell^2 / 8 \text{ y está asociado a una deformación } f_{\text{máx}} = \frac{5}{384} \frac{q \ell^4}{EI}$$

Si además se aplica una fuerza axial N a esta barra, la deformación aumenta a un valor aproximadamente igual a $f = f_{\text{máx}} / [1 - (N/A)/\sigma_E]$ (donde $\sigma_E = \pi^2 E/\lambda^2$). La fuerza N aplicada concéntricamente en los extremos tiene ahora un brazo de palanca f con respecto al baricentro de la sección media de la viga, originando un momento adicional $N.f$. En consecuencia, el momento en esa sección es:

$$M_T = \frac{q \cdot l^2}{8} + N \cdot f \quad (74)$$

Este es el máximo momento a lo largo de toda la viga y es el que debe utilizarse en la ecuación (72). La situación es similar con otros tipos de carga, de forma que, en general el momento.

$$M_T = M + N \cdot f \quad (75)$$

debe utilizarse en la ecuación de interacción, siendo M el momento que actuaría si no existiera N .

Como se ve, M_T sobrepasa a M en una cantidad que depende de la fuerza axial, pero también del tipo particular de carga, ya que la flecha $f_{\text{máx}}$ será diferente para cada distribución de cargas. Se ha demostrado (ver capítulo 8.3 de la ref.7, capítulo 6 de la ref.6 y ref.18 y 19) que el máximo momento en una barra solicitada a flexión y compresión puede calcularse con suficiente aproximación a partir de la expresión:

$$M_T = \frac{M \cdot C_m}{\left[1 - \left(\frac{N/A}{\sigma_E} \right) \right]} \quad (76)$$

donde:

C_m es el coeficiente que tiene en cuenta la variación de los momentos flexores según el artículo 4.4.15. de la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero" y que ya ha sido tratado en estos Comentarios.

El factor de amplificación

$$a = \frac{1}{\left[1 - \frac{N/A}{\sigma_E} \right]} \quad (77)$$

tiene en cuenta la influencia del esfuerzo axial en el momento resultante. En el caso general en que existan M_y y M_z deberán multiplicarse por a_y y a_z respectivamente. Evidentemente las tensiones de flexión σ_{M_y} y σ_{M_z} originadas por los momentos M_y y M_z respectivamente son mayorados en la misma proporción que los momentos cuando actúa N . Por lo tanto para

calcular correctamente las tensiones de flexión a emplear en la ecuación (73) deben multiplicarse σ_{My} y σ_{Mz} (originadas solo por los momentos) por el factor de amplificación a . Efectuando esta operación introduciendo el coeficiente de seguridad $\gamma = 1,92$ en el factor de amplificación, multiplicando por los coeficientes C_{my} y C_{mz} por los motivos explicados y reemplazando las tensiones admisibles por los valores que corresponden, se tiene:

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cadm}} + \frac{C_{my} \cdot \sigma_{My} \cdot a_y}{\sigma_{Myadm}} + \frac{C_{mz} \cdot \sigma_{Mz} \cdot a_z}{\sigma_{Mzadm}} \leq 1 \quad (78)$$

que es la segunda de las expresiones del artículo 4.5.7

donde:

σ_{My} y σ_{Mz} son los valores máximos de tensiones producidas por la flexión.

σ_{cadm} es el valor de la tensión admisible para carga axial solamente, calculada según el artículo 4.5.6. de la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero" (tiene en cuenta los efectos del pandeo).

Para el cálculo de σ_e en los factores de amplificación a_z y $a_y = 1/(1 - \sigma_c/\sigma_e)$ debe considerarse la esbeltez que corresponde al plano de flexión para el que se calcula a_z o a_y . Como puede observarse en esta última expresión al introducir el coeficiente de seguridad γ se reemplaza σ_e de la expresión (77) por σ_e ($\sigma_e = 5,12 E/\lambda^2$).

σ_{Myadm} y σ_{Mzadm} se obtienen como se indica en el artículo 4.5.4. del CIRSOC 303. Es decir que no se deben superar los valores correspondientes a flexión de barras rectas no arriostradas lateralmente ni $q \cdot \sigma_{bd}$ (donde q se calcula según el artículo 4.5.3.).

La primera de las expresiones del artículo 4.5.7. de la Recomendación CIRSOC 303

$$\frac{\sigma_c}{Q \cdot \sigma_{bd}} + \frac{\sigma_{My}}{\sigma_{Myadm}} + \frac{\sigma_{Mz}}{\sigma_{Mzadm}} \leq 1 \quad (79)$$

es básicamente la (73) donde se han reemplazado las tensiones admisibles correspondientes.

σ_{My} y σ_{Mz} son las tensiones producidas por la flexión en los puntos que se verifican.

σ_{Myadm} y σ_{Mzadm} son las tensiones admisibles para la flexión actuando sola y obtenidos como se indica en el artículo 4.5.4. del CIRSOC 303 (no se tendrá en cuenta el efecto del pandeo lateral si la sección considerada coincide con un arriostramiento).

En cuanto a las tensiones producidas por la fuerza axial (primer término de la expresión (79) se ha agregado el coeficiente de pandeo local Q para tener en cuenta el efecto debilitante de la abolladura.

4.6. RIGIDIZACION

4.6.1. Generalidades

Este artículo de la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero" se aplica a la estructura en conjunto o a los elementos estructurales que se diseñan de acuerdo al artículo 4.5. (Verificación por tensiones admisibles) o al anexo al capítulo 4 (Verificación por estado límite). La rigidización tiene por finalidad proveer de estabilidad a la estructura y sus elementos.

4.6.2. Arriostramiento de barras y elementos comprimidos

Las columnas cargadas axialmente en forma centrada pueden pandear por flexión respecto de uno de los ejes principales de inercia, o por torsión alrededor del centro de corte, o en forma simultánea por flexión y torsión. Los artículos 4.6.2.1., 4.6.2.2. y 4.5.2.3. de la Recomendación CIRSOC 303 proveen criterios para la rigidización de elementos comprimidos.

4.6.4. Consideraciones especiales para secciones asimétricas

Si se emplean como vigas secciones U, ángulos Z u otras secciones asimétricas, se las debe rigidizar para prevenir la rotación.

-Secciones U la figura 28 muestra, en forma simplificada, dos perfiles en U arriostrados entre sí a intervalos. Debido a que existe un espaciado entre los arriostramientos, cada perfil puede girar entre arriostramientos muy ligeramente, y esto originará algunas tensiones adicionales que se superponen a las tensiones usuales de flexión simple.

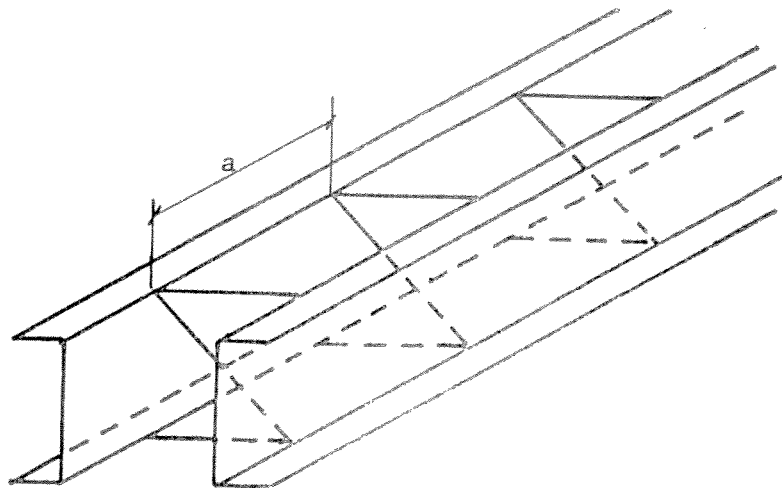


Figura 28

El arriostramiento debe disponerse de forma que: 1) estas tensiones adicionales sean lo bastante pequeñas para que no reduzcan la capacidad de carga del perfil (comparada con la que tendría si estuviera dispuesto un arriostramiento continuo) 2) los giros se mantengan suficientemente pequeños, del orden de 1 a 2 grados, para no producir complicaciones adicionales (por ejemplo, con respecto a su unión con otras partes de la estructura).

Para obtener información referida al arriostramiento, se ensayaron siete perfiles en U diferentes (ref. 8). Cada uno de ellos se ensayó con arriostramiento continuo total, sin ningún arriostramiento y con arriostramiento intermedio a dos espaciamentos diferentes.

Conjuntamente con este trabajo experimental, se desarrolló un método aproximado de análisis y se comprobó con los resultados de los ensayos. En la referencia 36 se da una información condensada de este trabajo. En esta referencia se indica que se satisfacen las condiciones anteriores para la mayoría de las distribuciones de carga sobre la viga, si se colocan entre los apoyos no menos de tres arriostramientos equidistantes (es decir, separados un cuarto de la luz o menos). La excepción se presenta cuando una gran parte de la carga total de la viga se concentra sobre una pequeña porción de ella; en este caso debe colocarse un arriostramiento adicional en dicha porción de la viga. En el artículo 4.6.6. de la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero" se prescribe que la distancia entre puntos de arriostramiento no será mayor que el cuarto de la luz; también se definen las condiciones bajo las que ha de colocarse un arriostramiento adicional en una sección donde se aplica una carga concentrada.

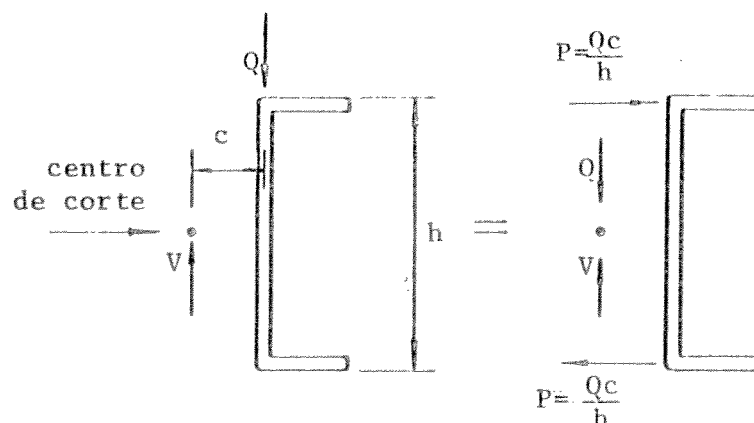


Figura 29

Para que dichos arriostramientos sean efectivos no basta con que su espaciamiento se limite adecuadamente, además, su resistencia debe ser suficiente para ejercer la fuerza necesaria para que el perfil en U no pueda girar.

Por consiguiente, es también necesario determinar las fuerzas que actuarán en los arriostramientos. El valor de estas fuerzas puede encontrarse considerando que la acción de una carga aplicada en el plano del alma (que produce un momento torsor $Q.c$) es equivalente a esa misma carga aplicada en el centro de corte (donde no produce ningún momento torsor) más

dos fuerzas $P = \frac{Q.c}{h}$ que forman un par cuyo valor es el mismo momento torsor $Q.c$. (figura 29)

Cada mitad del perfil en U puede considerarse como una viga continua sometida a las fuerzas P y apoyada en los puntos de arriostramiento, como se esquematiza en la figura 30 y se muestra en detalle en la referencia 36. La fuerza horizontal de arriostramiento es, en este caso, simplemente la correspondiente a la reacción de esta viga continua.

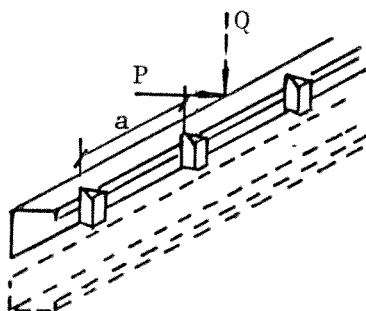


Figura 30

Las prescripciones del artículo 4.6.6. representan una aproximación sencilla y conservadora para determinar estas reacciones, que son iguales a las fuerzas F que se exige que resistan los arriostramientos en cada ala.

- **Secciones Z:** Dado que las secciones en Z tienen un centro de simetría, el centro de corte y el baricentro coinciden en el punto medio del alma. Una carga aplicada en el plano del alma pasa por el centro de corte, por lo tanto no se produce el mismo tipo de rotación que en la sección U.

En las secciones en Z los ejes principales de inercia son inclinados respecto del alma de la viga (ver figura 31). Por este motivo una carga aplicada en el plano del alma produce deformaciones en las direcciones y y z . Si la deformación horizontal Δ_y está permitida, la carga P se desplaza y deja de estar en el mismo plano que las reacciones, esto produce

además un momento torsor de segundo orden $\Delta_y \cdot P$ (figura 32). De esta manera resulta que una viga en Z, sin arriostrar entre sus extremos y cargada en el plano del alma, flexiona lateralmente y presenta también torsión. En una viga sin arriostramientos intermedios, la deformación es considerable y produce rotaciones apreciables. Las tensiones originadas por esta rotación no pueden ser despreciadas. Si se arriostra convenientemente la viga, las rotaciones disminuyen significativamente.

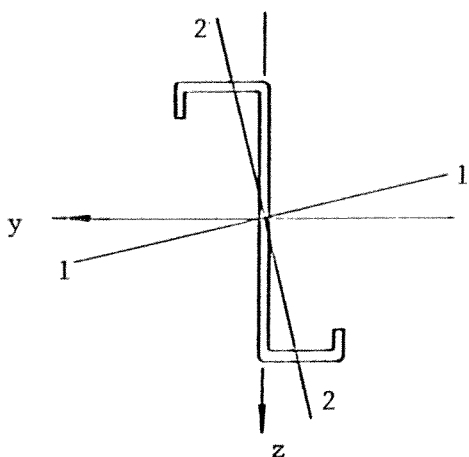


Figura 31

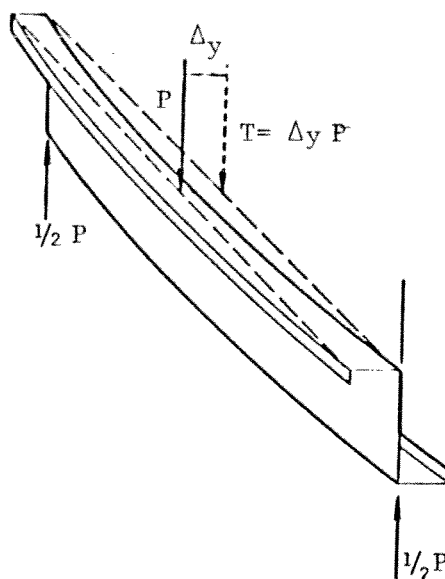


Figura 32

En el presente artículo se presenta un método propuesto por Letlin y Winter (Referencia 20) que permite calcular las tensiones y los desplazamientos de vigas en Z, con y sin arriostramientos laterales intermedios. No se consideran las tensiones debidas a la torsión como las que resultaría de considerar que la carga aplicada y las reacciones no se encuentran en el mismo plano (figura 32).

El método consiste en lo siguiente: se considera que la viga está cargada por sus cargas reales y por cargas ficticias aplicadas en un plano baricéntrico perpendicular al de las cargas reales. Las tensiones y deformaciones en ambas direcciones para los dos tipos de cargas se calculan como si la sección fuera simétrica mediante las expresiones usuales de flexión. Para esto en lugar de utilizar I_y y I_z se emplean "los momentos de inercia modificados I_{my} y I_{mz} ". Las tensiones y deformaciones reales se obtienen como la suma de las correspondiente valores calculados para las cargas reales y ficticias. Las "cargas ficticias" y los "momentos de inercia modificados" se definen a continuación.

a) Carga ficticia

Para una carga en el plano x-z se asume una carga ficticia en el plano x-y en la misma sección que la carga real y una intensidad $(-I_{yz}/I_y)$ veces la carga real como se muestra en las figuras 33 a y c.

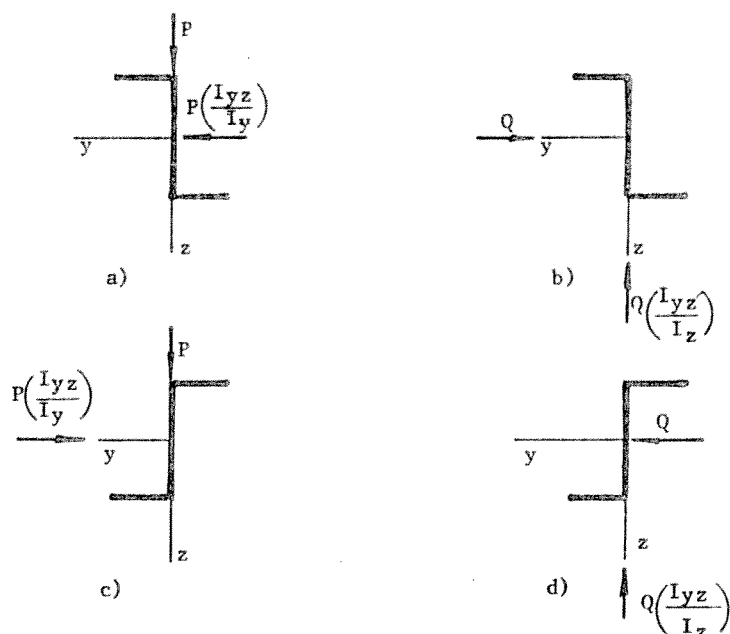


Figura 33

De la misma forma, si se aplica una carga en el plano x-y se asume una carga ficticia en el plano x-z ubicada en la misma sección pero de intensidad $(-I_{yz}/I_z)$ veces la carga real como se muestra en la figura 33 b y d.

Nótese que con la orientación de la sección en las figuras 33 a y b, I_{yz} es una cantidad negativa. Por lo tanto cuando las cargas actúan en el sentido z positivo la carga ficticia tiene la dirección +y; si las cargas actúan en el sentido -y, la carga ficticia tendrá la dirección -z.

Por el contrario, con la orientación de la sección en las figuras 33c y d, I_{yz} es una cantidad positiva. Por lo tanto con las cargas actuando en la dirección +z, la carga ficticia tiene la dirección -y; y si la carga real tiene la dirección +y, la ficticia tiene la dirección -z.

b) Momentos de inercia modificados.

Los momentos de inercia modificados respecto de los ejes y y z son los siguientes

$$I_{my} = \frac{I_y \cdot I_z - I_{yz}^2}{I_z} \quad ; \quad I_{mz} = \frac{I_y \cdot I_z - I_{yz}^2}{I_y} \quad (80)$$

donde I_y y I_z son los momentos de inercia respecto de los ejes y y z respectivamente, y I_{yz} es el momento de inercia centrífugo.

En los siguientes ejemplos se ilustra la utilización del método para la estructura de las figuras 34 (simplemente apoyada y sin arriostramientos intermedios) y 35 (simplemente apoyada con arriostramientos intermedios).

Ejemplo I.

En este caso, se aplica una carga concentrada en el medio de la luz con la dirección $+z$.

Por lo tanto, se debe aplicar una carga ficticia $\left(-\frac{I_{yz}}{I_y}\right) P$

en el centro de la luz y que actuará con la dirección $+y$.

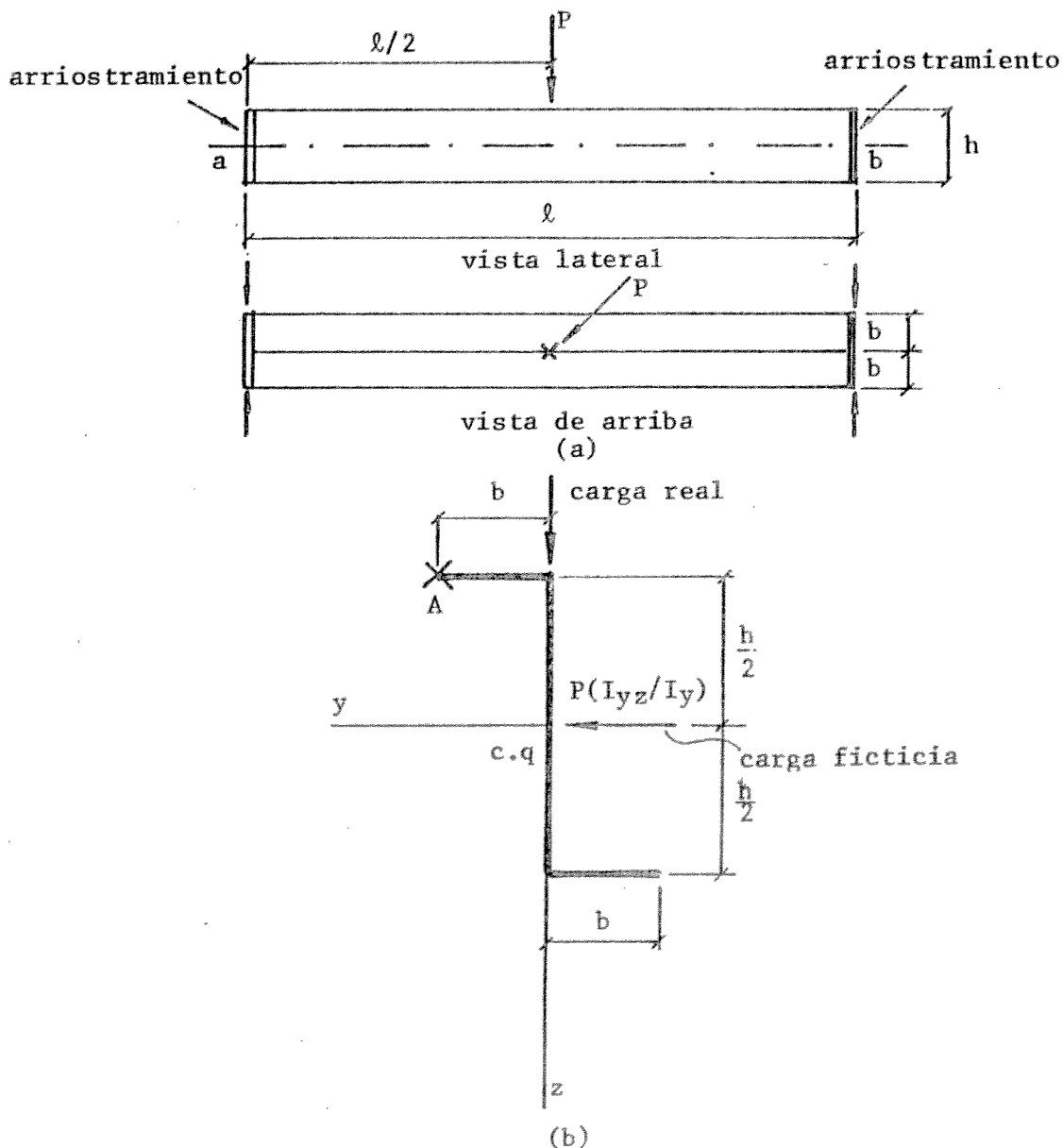


Figura 34

Por lo tanto la viga flexionará simultáneamente en los planos $x-z$ y $x-y$, en cada caso debido a una carga concentrada. En cada plano la flexión puede ser analizada en forma independiente.

Considerando primero la flexión en el plano $x-z$, La deformación en el centro de la luz será:

$$w = \frac{P \cdot \ell^3}{48 E \cdot I_{my}} \quad (81)$$

El momento flector en el centro vale $M_y = P\ell/4$ por lo tanto la tensión en "A" será:

$$\sigma = \frac{M_y (-h/2)}{I_{my}} = \frac{(P \ell/4) (-h/2)}{I_{my}} \quad (82)$$

Considerando la flexión en el plano $x-y$ la deformación horizontal en el centro es:

$$v = \frac{\left(-\frac{I_{yz}}{I_y}\right) P \ell^3}{48 \cdot E \cdot I_{mz}} \quad (83)$$

El momento (ficticio) en el centro resulta $M_z = \left(-\frac{I_{yz} P}{I_y}\right) \ell/4$ por lo tanto la tensión en A resulta:

$$\sigma = \frac{M_z (+b)}{I_{mz}} = \frac{\left(-\frac{I_{yz}}{I_y} P\right) \ell/4 b}{I_{mz}} \quad (84)$$

La deformación total es la suma de los vectores w y v .

La tensión total en el punto "A" es la suma algebraica de (82) y (84).

$$\sigma_A = \frac{(P \cdot \ell/4) (-h/2)}{I_{my}} + \frac{\left(-\frac{I_{yz}}{I_y} P\right) \frac{\ell}{4} b}{I_{mz}} \quad (85)$$

Ejemplo II (Vigas simplemente apoyadas con arriostramientos intermedios)

En este caso, al igual que en el ejemplo anterior, se

desprecian las tensiones secundarias debidas a la torsión, como las que resultarían de la deformación mostrada en la figura 32 (ver ref.20).

En la figura 35 se muestra una viga con carga uniformemente repartida y arriostramientos en el medio de la luz.

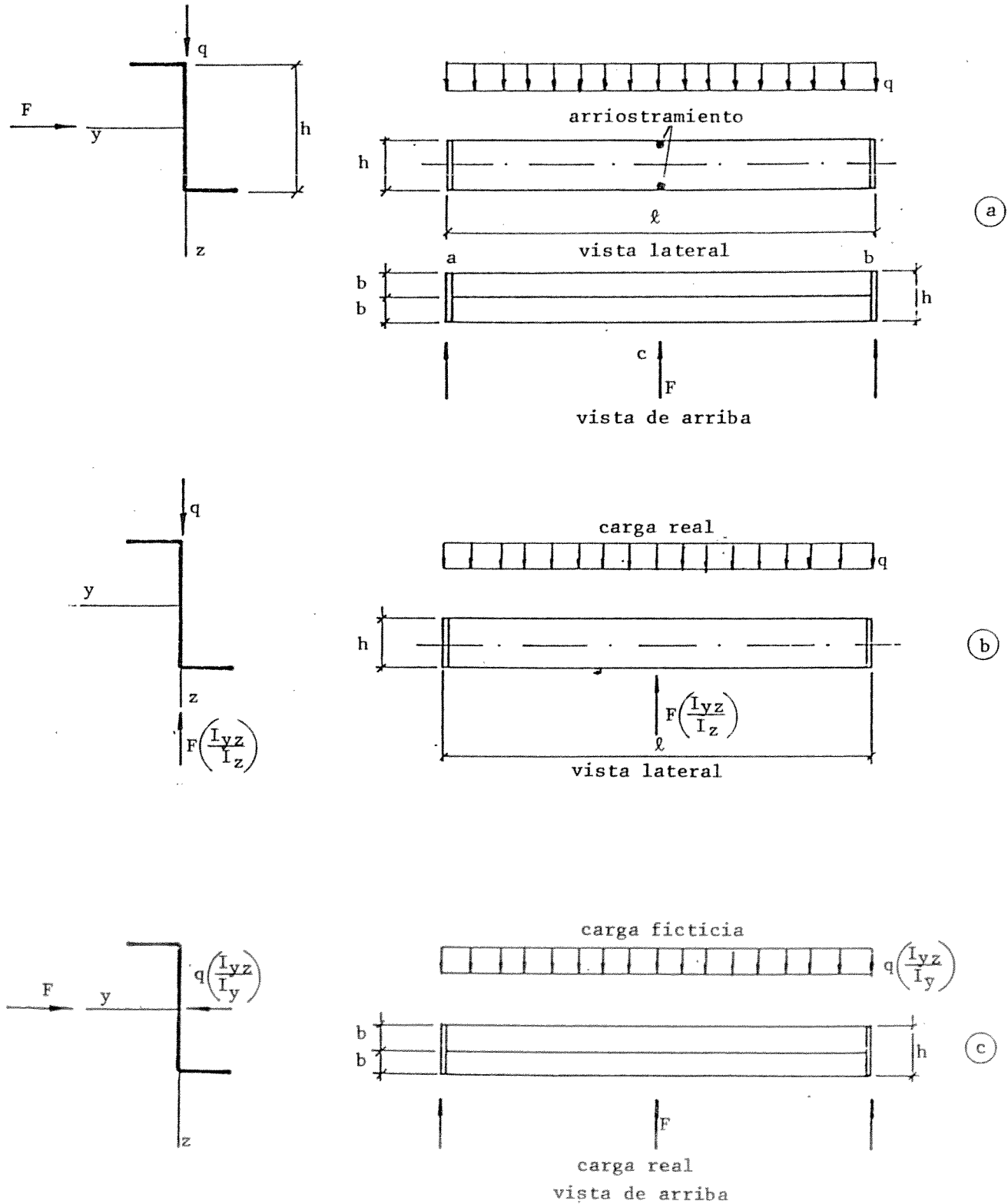


Figura 35

La sección c, en coincidencia con el arriostramiento, está impedida de girar alrededor del eje x y de desplazarse lateralmente en la dirección y. No está impedida de rotar respecto de los ejes y y z ni de desplazarse en la dirección z. Con la aplicación de la carga externa, el arriostramiento ejercerá un esfuerzo horizontal F en la viga y ésta estará sujeta a momentos M_z y M_y .

Las tensiones resultantes debidas a la flexión en cualquier sección de la viga se podrán obtener a partir de las producidas por M_z y M_y . Estas tensiones se pueden determinar si se conoce el valor de la reacción horizontal en el punto c. De igual forma, los desplazamientos horizontales y verticales en cualquier punto de la viga estarán influidos por la reacción horizontal en el arriostramiento, cuya magnitud es necesaria conocer.

El método de la carga ficticia aplicado a la sección z de la figura 35 es el siguiente: existen cargas reales q en el plano x-z y F en el plano x-y. De acuerdo con la explicación previa

se deben aplicar cargas ficticias $F \left(\frac{-I_{yz}}{I_z} \right)$ en el plano y-z

y $q \left(\frac{-I_{yz}}{I_y} \right)$ en el plano x-y como se muestra en las figuras 35

b y c. La flexión en cada plano puede ser tratada ahora en forma independiente. En cada plano la viga estará cargada simultáneamente por las cargas reales y ficticias.

En el plano x-y la viga está simplemente apoyada y actúan la carga distribuida q y la ficticia $F \left(\frac{-I_{yz}}{I_y} \right)$

Las deformaciones en este plano y las tensiones pueden ser calculados con las expresiones correspondientes a secciones simétricas pero utilizando I_{my} .

En el plano x-y, la viga posee tres apoyos y se encuentra

solicitada con la carga ficticia $q \left(\frac{-I_{yz}}{I_y} \right)$. La reacción

F puede ser hallada como la de cualquier viga continua, utilizando I_{mz} como momento de inercia. En el artículo 4.6.6.2. de la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero" se dan expresiones para calcular el esfuerzo F en los arriostramientos.

Finalmente, las tensiones y deformaciones totales son la suma de las producidas para las cargas reales y ficticias.

Si a una viga se la arriostra en secciones aisladas, y solo en esas mismas secciones se aplican cargas concentradas verticales los efectos del arriostramiento son idénticos a los que produciría un arriostramiento continuo. De esto se concluye que los tramos de viga entre arriostramientos intermedios flexan solamente en el plano de las cargas. Es decir que las tensiones en el ala pueden ser calculadas como:

$$\sigma = \frac{M_y}{I_y} (h/2)$$

Debido a que los perfiles en U y en Z son los más sencillos provistos de dos alas que pueden obtenerse mediante doblado en frío, el proyectista está inclinado naturalmente a utilizarlos como vigas bajo cargas verticales. Sin embargo, a causa de su falta de simetría, tales vigas requieren medidas especiales para evitar que vuelquen en los apoyos, así como un arriostramiento relativamente pesado para impedir la torsión y la deformación lateral. El uso de estos perfiles está indicado principalmente cuando existe un arriostramiento continuo, como por ejemplo, cuando se incorporan a un sistema rígido de piso, de forma que, solamente durante el montaje se requiera el arriostramiento especial intermitente. Es para esta situación para la que el artículo 4.6.6. de la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero" puede ser principalmente útil.

Para utilizaciones distintas de estas debe darse preferencia a los perfiles omega. Estos tienen las mismas ventajas que los perfiles U y Z (sección con dos alas obtenida por simple doblado en frío) pero ninguna de sus desventajas, y son, realmente, en algunos aspectos, superiores a secciones en I (ver flexión de barras rectas no arriostradas lateralmente).

4.6.5. Tabiques arriostrantes

Los montantes de acero plegado en frío embutidos en paredes, se recubren por ambas caras mediante tableros de tipos muy variados (ver figura 36). Mientras que la principal función de tales tableros es constituir las superficies de la pared y proporcionar el aislamiento necesario, sirven también como arriostramiento de los montantes. Estos, de sección en I o en C (colocados de forma que resulten sus almas perpendiculares a la superficie de la pared) pandearían alrededor de sus ejes de menor inercia, con cargas excesivamente bajas. Este pandeo queda impedido por la resistencia que ofrecen los tableros a las deformaciones de los montantes en el plano de la pared; por lo tanto, aumenta la resistencia de los montantes.

Para que el material de revestimiento de la pared proporcione el arriostramiento necesario a los montantes a los que está unido, el conjunto (montantes, tableros y uniones) debe satisfacer tres condiciones:

- 1) El espaciamiento entre los elementos de unión debe ser lo suficientemente pequeño para evitar que el montante pandee entre ellos en el plano de la pared.
- 2) Los tableros deben ser suficientemente rígidos para hacer mínimas las deformaciones de los montantes en el plano de la pared; que si fueran excesivas, podrían producir la rotura de dos maneras a) el montante entero podría pandear en el plano de la pared arrastrando el material de revestimiento con él y b) podría fallar simplemente por plastificación producida por la flexión debida a la excesiva deformación lateral.
- 3) La resistencia de la unión entre los tableros y los montantes debe ser suficiente para desarrollar una fuerza lateral capaz de evitar el pandeo del montante sin que falle el elemento de unión propiamente dicho, desgarrándose, aflojándose o de cualquier otra forma.

Las expresiones de los artículos 4.6.5.1. y 4.6.5.2. de la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero" permiten verificar las condiciones enunciadas anteriormente.

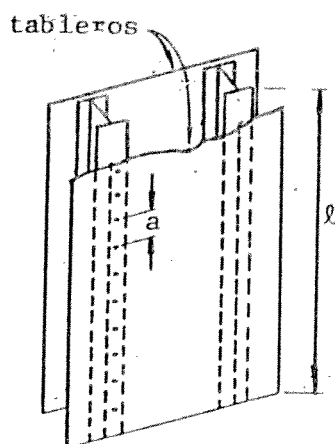


Figura 36

La primera de las condiciones se satisface mediante la segunda ecuación del artículo 4.6.5.1. de la Recomendación CIRSOC 303 que estipula que la esbeltez a/i_z en el plano de la pared entre uniones no excederá de la mitad de la esbeltez l/i , respecto al eje principal de pandeo, es decir, en el plano perpendicular a la pared. Esto significa que con el funcionamiento adecuado de las uniones el pandeo fuera de la pared ocurrirá siempre bajo una carga considerablemente menor que la que produciría el pandeo lateral del montante entre dos uniones. Aún en el caso, poco probable, de que una unión fuera defectuosa en tal grado que resultara totalmente inoperante, la carga de pandeo sería la misma para ambas direcciones.

Respecto de la condición 2, la rigidez del conjunto tablero-elementos de unión se expresa mediante su constante de resorte k , es decir, la relación de la fuerza aplicada a la deformación por ella producida en el conjunto del tablero y los elementos de unión. El método para determinar el valor real de k para cualquier conjunto de tablero, medios de unión y montante, se da en las páginas 45 a 48 de la ref.8.

En el artículo 4.6.5.2.1 de la Recomendación CIRSOC 303 se especifica la mínima constante del resorte k que debe presentar el material de recubrimiento para satisfacer la condición 2 o sea, para evitar la flexión excesiva del montante en el plano

de la pared. Esta ecuación es idéntica a la ecuación (15) de la ref. 37. Esta última define la rigidez mínima necesaria para evitar el pandeo lateral de un montante sobre el que actúa la carga $P = A \sigma_F$, es decir, que está trabajando a una tensión igual al límite elástico del acero. Por otra parte, la máxima carga admitida en una barra comprimida cargada axilmente según el artículo 4.5.6. de la Recomendación CIRSOC 303 es $P = A \cdot \sigma_{cadm}$. De la referencia 37 (ver también ref. 2) se deduce que para montantes muy cortos el coeficiente de seguridad es 1,92 y aumenta para esbelteces mayores. Estos coeficientes de seguridad relativamente grandes están justificados porque el valor de k especificado corresponde a un montante ideal perfectamente recto y cargado axilmente. Se comprueba fácilmente que si los montantes tienen una curvatura inicial (lo que es prácticamente inevitable al menos en pequeña proporción) el valor k necesario supera al correspondiente a las condiciones ideales. El coeficiente de seguridad incluido en el artículo 4.6.5.2.1. que crece al crecer la esbeltez tiene en cuenta este fenómeno. En el mismo artículo se ve que la constante del resorte exigida es directamente proporcional al espaciamiento entre elementos de unión a .

Como regla general, el valor de a se elegirá de acuerdo con la tercera prescripción del artículo 4.6.5.1 ($a_{m\acute{a}x} = l_{i2}/2 i_1$) y después se determinará si el valor real ensayado de k supera el mínimo exigido en 4.6.5.2.1 para aquel valor particular de a . Para la mayoría de las combinaciones normales de materiales y dimensiones, k cumplirá esta condición. Sin embargo, si el valor real de k es inferior al exigido es necesario reducir convenientemente el espaciamiento a . Esto se debe hacer con la primera de las ecuaciones del artículo 4.6.5.2, que no es sino la fórmula para k , donde se ha despejado $a_{m\acute{a}x}$. De esta forma las condiciones 1) (para espaciamientos) y 2) (para rigidez), resultan interdependientes.

La tercera condición se satisface mediante la ecuación del artículo 4.6.5.2.2. de la Recomendación CIRSOC 303. De esta forma se garantiza que la resistencia de la unión del tabique al montante sea suficiente para permitir al montante desarrollar su máxima capacidad de carga. La citada expresión para P_L está basada en la ecuación (17) de la ref. 37 y expresa la resistencia del arriostramiento que necesita un montante con curvatura inicial y/o excentricidad de la carga. En la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero" se ha supuesto una flecha admisible de valor igual a la longitud del montante dividida por 480.

En el artículo 4.6.5.2.2. de la Recomendación CIRSOC 303 se observa que el valor de e allí definido es igual a la longitud del montante dividida por 240. De esta forma se introduce un coeficiente de seguridad de valor 2 en la fórmula para P_L , si se supone que la única imperfección que afecta a e es la curvatura inicial. Sin embargo, esta suposición no está siempre justificada. La excentricidad de la carga afecta al

valor necesario de P_L en la misma manera que la curvatura inicial. En los casos en que las imperfecciones se presenten de tal forma que la excentricidad de la carga esté en la misma dirección que la curvatura inicial, los efectos de estas dos influencias se suman, y es esta suma la que influye en la resistencia necesaria del arriostramiento. Para tener en cuenta esta posibilidad, el coeficiente de seguridad ha sido elevado sobre el valor 2 indicado anteriormente. Comparando la fórmula para P_L con la ecuación (17) de la Ref. 37 (ver también el artículo 5.11. de la ref. 6) se ve que esta elevación se ha efectuado suprimiendo el factor 2 del interior de la raíz del denominador. En consecuencia, se tiene un coeficiente de seguridad adicional de $\sqrt{2} = 1,41$ en la fórmula de P_L . Por lo tanto, el coeficiente de seguridad total es $2 \times 1,41 = 2,82$. Este coeficiente es mayor que el que se utiliza para la verificación de las columnas ($\gamma = 1,92$) para tener en cuenta el hecho de que las uniones entre dos materiales diferentes, como sucede en las uniones aquí consideradas, es probable que contenga algún elemento de incertidumbre, no presente en el proyecto de una barra individual aislada, como, por ejemplo, un montante.

La carga crítica ideal para el montante soportado elásticamente, con un gran número de ondas de deformación debido al pandeo, puede aproximarse por la expresión

$$P_S \approx 2 \sqrt{E \cdot I_2 \cdot k/a}$$

que depende del módulo de elasticidad del material, del momento de inercia de la barra en la dirección de pandeo, de la constante de resorte k definida anteriormente y del espaciamiento entre medios de unión a .

Afectando a P_S por el valor $1,6 \sigma_{bd}/\sigma_F$ se obtiene la expresión incluida en el artículo 4.6.5.2.2. de la Recomendación CIRSOC 303.

4.7. MEDIOS DE UNION

Generalidades

En la construcción con perfiles delgados doblados en frío encuentran aplicación una gran variedad de medios de unión, como por ejemplo:

- a) soldaduras: por resistencia y por fusión.
- b) tornillos
- c) Remaches: mientras que los remaches en caliente tienen poca aplicación para los perfiles doblados en frío, los remaches en frío encuentran un uso considerable, particularmente en formas especiales, como remaches ciegos (para aplicar solamente desde una cara), remaches tubulares (para aumentar la superficie de contacto),

remaches de gran resistencia al corte, remaches explosivos y otros. La mayoría de ellos son propiedad comercial.

d) Tornillos autoterrajadores

e) Dispositivos especiales: entre los que pueden mencionarse las grapas metálicas y ensambles por plegado.

La Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero" contiene prescripciones para uniones soldadas y atornilladas solamente.

4.7.4. Uniones soldadas

4.7.4.1. Soldadura por fusión

La soldadura por fusión se utiliza tanto para unir perfiles delgados doblados en frío entre sí, como para unir dichos perfiles a otras partes de la estructura, constituida por perfiles pesados laminados en caliente.

Se usa en soldaduras de filete, a tope (aunque raramente) y de relleno en ranuras. (ver ref.2).

4.7.4.2. Soldadura de resistencia

La soldadura por puntos en su forma normal, así como la soldadura por resaltes, son probablemente los más importantes medios de unión en taller en la técnica de los perfiles delgados. La tabla A.2 del anexo al artículo 4.7.4.2. de la Recomendación CIRSOC 303 da la capacidad portante de puntos de soldadura para diseño por estado límite (DEL) y para diseño por tensiones admisible (DTA, aplicando un coeficiente de seguridad 2,5).

Ha sido obtenida por medio de ensayos donde se han mantenido las características de las tablas A.1 (para puntos de soldadura) y A.3 (para puntos con resalto).

La tabla A.2 da solamente la resistencia admisible al corte. Si fuera necesario conocer la resistencia a la tracción del punto se la puede obtener por medio de ensayos, de fórmulas empíricas (ver artículo 8.3.2. de la ref. 6) o bien de la tabla A.4. del mismo anexo.

4.7.5. Uniones atornilladas

4.7.5.2. Tensiones de diseño

Los ensayos correspondientes (ref. 22 y 23) muestran que la carga a la que se produce la rotura depende más de la tensión de rotura a tracción de la chapa que del límite de fluencia. Por simplicidad las prescripciones del artículo 4.7.5. de la Recomendación CIRSOC 303 se dan en términos de la tensión de diseño $\sigma^* = \sigma_{bd} = \sigma_F/\gamma$ que es función de la tensión de fluencia y no de la tensión de rotura a tracción.

El coeficiente de seguridad deseable es del orden de 2,2 frente a la rotura. Este coeficiente está evidentemente asegurado en

los aceros cuya relación entre la tensión de rotura a tracción y el límite mínimo de fluencia es al menos $2,2/1,6 \approx 1,35$ (esto se cumple en las chapas de acero según la Norma IRAM-IAS U500-42). Si esta relación fuera menor que 1,35 (como puede ocurrir para aceros de muy alta resistencia), para mantener un coeficiente de seguridad de $1,35 \cdot 1,6 = 2,16$ frente a la rotura es necesario adoptar $\sigma^* = (\sigma_r / 1,35 \sigma_F) \sigma_{bd}$ en lugar de $\sigma^* = \sigma_{bd}$.

Aún si se diseñan elementos de chapa doblada utilizando las propiedades del material modificadas por el conformado en frío, el diseño de la unión debe estar basado en las propiedades del material virgen.

4.7.5.3. Distribución de los tornillos en la unión

Para distancias al borde relativamente pequeñas en la dirección del esfuerzo, la rotura se produce por corte de la chapa unida, a lo largo de dos líneas paralelas separadas una distancia igual al diámetro del tornillo (ver figura 37.)

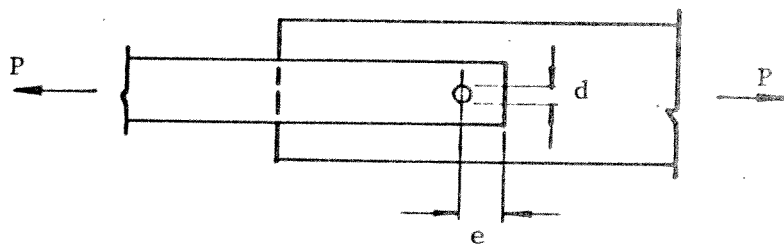


Figura 37

Como la resistencia al corte de los aceros comunmente utilizados es aproximadamente $0,7 \sigma_r$ (σ_r es la tensión de rotura a tracción), la carga última que puede soportar la unión, referida a la tensión de rotura, es:

$$P_u = 2 t (e - 0,5 d) (0,7 \sigma_r) = 1,4 t (e - 0,5 d) \sigma_r \quad (86)$$

Pero, dado que en el artículo 4.7.5.3. de la Recomendación CIRSOC 303 se especifica que la distancia al borde, medido en la dirección del esfuerzo debe ser mayor o igual que $P/\sigma^* \cdot t$, la carga máxima permitida por la Recomendación CIRSOC 303 es:

$$P_{\max} = t \cdot e \cdot \sigma^*$$

En consecuencia el coeficiente de seguridad frente a la rotura es:

$$\gamma = \frac{1,4 (e - 0,5 d) \sigma_r}{e \cdot \sigma^*} \quad (87)$$

En el diseño por tensiones admisibles σ^* está limitado, como ya se ha comentado, por el menor de los siguientes valores $\sigma_F/1,6$ o $\sigma_r/2,16$. Asumiendo este último valor y reemplazando en (87).

$$\gamma = \frac{1,4 (e - 0,5 d) 2,16}{e} = \frac{3,024 (e - 0,5 d)}{e} \quad (88)$$

Dado que la distancia al borde debe ser como mínimo $1,5 d$ (artículo 4.7.5.3. de la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero", el mínimo coeficiente de seguridad frente a la rotura resulta:

$$\gamma = \frac{3,024 d}{1,5 d} = 2,02$$

El coeficiente de seguridad será mayor cuando la distancia $e > 1,5 d$ o cuando $\sigma^* < \sigma_r/2,16$. Por ejemplo, si se utilizara una chapa F-24 según la norma IRAM - IAS U500-42 con $\sigma_r = 420$ MPa y $\sigma_F = 240$ MPa resulta $\sigma^* = 150$ MPa. Si la distancia e fuera igual a $2,5 d$, el coeficiente de seguridad frente a la rotura por desgarramiento resulta:

$$\gamma = \frac{1,4 (2 d) 420}{2,5 d \cdot 150} = 3,13$$

4.7.5.4. Tensión de tracción en la sección neta de la chapa

Es inevitable en todo tipo de unión (con la posible excepción de las soldaduras a tope) que se produzcan concentración de tensiones. En las uniones con tornillos hay dos causas para tales concentraciones de tensiones.

- a) La presencia de un agujero que origina un factor de concentración elástica de tensiones de 2,5 a 3.
- b) La aplicación local de una carga concentrada que se transmite por medio del tornillo a la chapa.

Cuando la fluencia permite una deformación plástica suficiente para eliminar la concentración de tensiones la falla por tracción ocurre a una carga igual al producto del área neta por la resistencia a la tracción del acero. Si las deformaciones plásticas no son capaces de eliminar totalmente la concentración de tensiones, la tensión media en el área neta de la sección, en el momento de la rotura, será menor que la tensión de rotura a tracción del material σ_r .

Los ensayos realizados en la Universidad de Cornell (ref.24) muestran que la redistribución de tensiones es capaz de eliminar la concentración de tensiones por la presencia de un agujero en la chapa traccionada, aún en aceros de relativamente poca ductilidad.

No obstante, si la concentración de tensiones adicional causada por la aplicación local de una carga concentrada es importante, se puede producir la rotura de la sección neta para una tensión promedio inferior a la tensión de rotura a tracción del acero. Los ensayos de las referencias 22 y 25 muestran que este debilitamiento de la sección neta ocurre cuando los tornillos tienen un espaciamiento insuficiente en la dirección perpendicular a la fuerza transmitida.

De esos ensayos se ha obtenido la siguiente expresión:

$$\sigma = \left[\left(0,1 + 3 \frac{d}{s} \right) \sigma_r \right] \leq \sigma_r \quad (89)$$

siendo:

d el diámetro del tornillo;

s el espaciamiento de los tornillos en dirección normal al esfuerzo (si existe una sola fila de tornillos s es el ancho del elemento conectado);

σ_r = la tensión de rotura a tracción del acero.

Esta expresión fue utilizada en ediciones anteriores de la CSA Standard S 136 que sirvió de base a la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero".

Los ensayos a los que se hace referencia se llevaron a cabo en uniones con un solo tornillo en la línea de las tensiones (y con uno o dos tornillos en la línea perpendicular).

En este caso, toda la fuerza en la sección neta atravesada por el agujero es transmitida de una chapa a otra por el tornillo. Esto origina una gran concentración de tensiones adicionales causada por la introducción de la carga por el tornillo. Esta situación está mostrada en la figura 38 donde, en la sección a - a, la fuerza es F y la carga transmitida por el tornillo es también F.

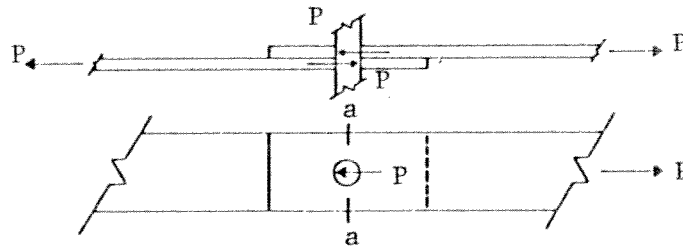


Figura 38

La concentración de tensiones se aligera cuando se emplea más de 1 tornillo en la dirección del esfuerzo. Por ejemplo para tres tornillos en línea como en la figura 39.

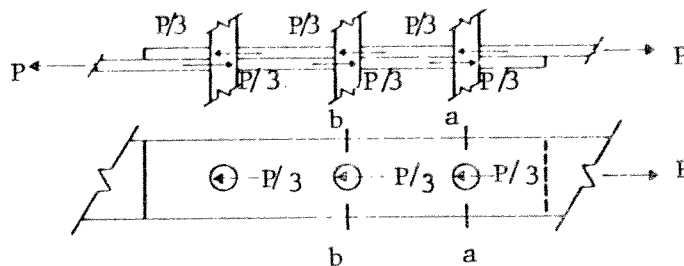


Figura 39

Cada uno de ellos transmite un tercio de la fuerza P , entonces, en la sección $a - a$, mientras la fuerza total en la sección es P como en el caso anterior, la parte de esta carga que es transferida a la otra chapa y que causa concentración de tensiones es solamente $P/3$. Por lo tanto, si la concentración de tensiones en la figura 38 causa una reducción de la resistencia en la sección neta de acuerdo con la expresión (88), se puede esperar un debilitamiento menor, en el caso de la figura 39.

Para investigar esta situación, se llevaron a cabo los siguientes ensayos adicionales en la Universidad de Cornell:

- 8 ensayos adicionales con 1 solo tornillo.
- 7 ensayos con dos tornillos en línea conectando elementos de igual espesor.
- 4 ensayos con dos tornillos en línea conectando elementos de distinto espesor.
- 4 ensayos con tres tornillos en línea conectando elementos de igual espesor.

En la figura 40 se dan los resultados de esos ensayos en donde la falla se produce por rotura de la sección neta (ver además ref. 2 y 6).

Se puede ver claramente que la falla en la sección neta para una unión con dos tornillos ocurre a una tensión σ_{net} mucho mayor que cuando la unión tiene un solo tornillo, y en promedio, en las uniones con tres tornillos ocurre a una tensión aún mayor.

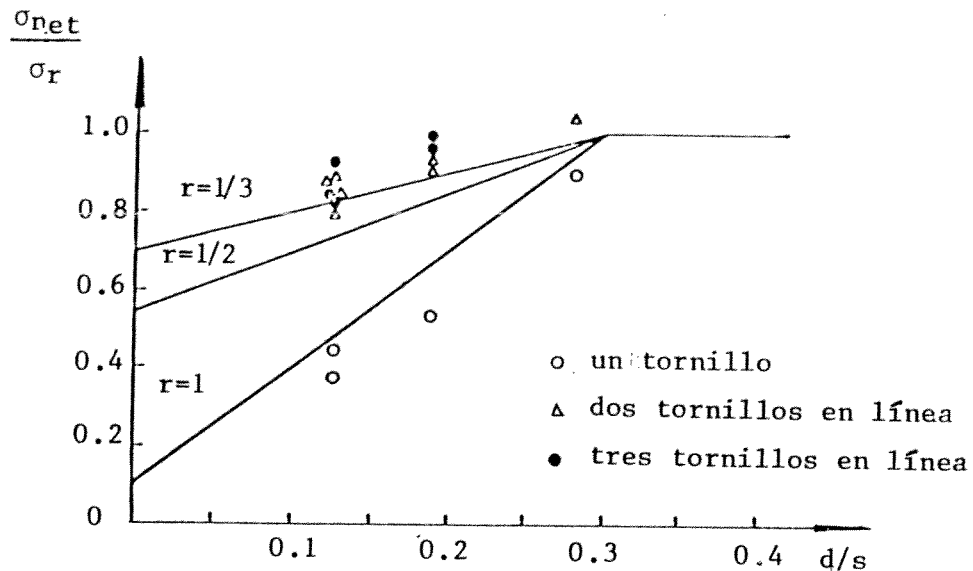


Figura 40

Para representar esta situación se desarrolló la siguiente expresión:

$$\sigma_{\text{net}} = (1 - 0,9 r + 3 r d/s) \sigma_r \leq \sigma_r \quad (90)$$

donde r es la relación entre la fuerza transmitida por el o los tornillos en la sección considerada, y la fuerza total de tracción de la barra en la misma sección. Por ejemplo, en la figura 38 $r = 1$ en la sección a - a, porque en esa sección la fuerza en el elemento es P y la fuerza transmitida por el tornillo también es P . En cambio, en la sección a - a de la figura 39 la fuerza transmitida por el tornillo es $P/3$ mientras la fuerza en el elemento superior de la sección es P , por lo tanto, en la sección a - a la relación $r = 1/3$.

En la sección b - b la fuerza transmitida es también $P/3$ mientras que la fuerza en cada elemento y en esa sección es $2 \frac{P}{3}$, por lo tanto, en la sección b - b, $r = 1/2$. Las tres rectas inclinadas de la figura 40 representan la ecuación (90) para uniones con un tornillo ($r = 1$), dos tornillos ($r = 1/2$) y tres tornillos ($r = 1/3$). Se puede observar que en las uniones con un solo tornillo, la falla se produjo en algunos casos para valores por debajo de la recta correspondiente a $r = 1$. Esta dispersión se consideró normal y se encuentra cubierta por el coeficiente de seguridad de 1,6.

En los ensayos realizados uniendo elementos de distinto espesor se comprobó que lo apropiado es realizar el dimensionamiento en función del elemento de menor espesor. En uniones de chapa

delgada, es necesario colocar arandelas debajo de la cabeza del tornillo y sobre la tuerca. En caso contrario, la cabeza puede introducirse en los elementos a unir, produciendo una reducción de la resistencia del orden del 20%.

4.7.5.5. Tensiones de aplastamiento en la chapa

La rotura por aplastamiento de la chapa ocurre a una tensión $4,8 \sigma_F$. En el artículo 4.7.5.5. de la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero" se permite una tensión no mayor que $3,3 \sigma^*$. Dado que $\sigma^* \leq \sigma_F/1,6$, el coeficiente de seguridad resulta $4,8 \times 1,6/3,3 = 2,3$.

4.7.5.6. Tensiones de tracción y de corte en los tornillos

En el artículo 4.7.5.6 de la Recomendación CIRSOC 303 se establece que las verificaciones se realizarán de acuerdo con el Reglamento CIRSOC 301 "Proyecto, cálculo y ejecución de estructuras de acero para edificios".

4.7.7.2. Unión de dos perfiles U para formar una sección I

La unión de dos perfiles en U para formar un I es una solución muy generalizada en la construcción de estructuras livianas de acero tanto para elementos comprimidos como flexionados.

a) Elementos comprimidos

Para dos secciones U unidas como un perfil I que funciona como un elemento simple sometido a compresión, es necesario que la separación entre las uniones longitudinales sea apropiada para evitar que cada sección U pandee individualmente respecto de su propio eje principal de inercia paralelo al alma para una carga mucho menor que aquella para la cual pandearía el perfil I.

Para satisfacer este requerimiento el artículo 4.7.7.2. a) de la Recomendación CIRSOC 303 establece que la esbeltez de cada U entre uniones soldadas u otras conexiones, $s_{\max}/i_e$ no debe ser mayor que la mitad de la esbeltez total ℓ/i del perfil I.

La Recomendación CIRSOC 303 (ver también ref. 2) especifica con más detalle que otras normas previas la esbeltez que se debe considerar en cada caso. La definición de i , es "el radio de giro de la sección I respecto al eje normal a la dirección respecto a la cual puede producirse el pandeo conforme con las condiciones de apoyo extremas y de arriostramiento transversal intermedio, si existe". En el caso de una sección I utilizada como montante, por ejemplo, el pandeo ocurrirá indudablemente respecto de su eje de menor inercia, en este caso, el eje paralelo al alma, y será el radio de giro respecto de él, el que se debe emplear.

En cambio, si el mismo montante es parte de un tabique, proyectado de forma que los tableros impidan el pandeo respecto del eje de menor inercia, entonces, si el montante es cargado hasta la rotura, pandeará en forma perpendicular a la pared.

Este pandeo ocurrirá respecto del eje de mayor inercia de la sección I, y se debe considerar el radio de giro i respecto de ese eje.

Aunque no se lo dice en forma explícita, lo indicado en este artículo para elementos comprimidos puede aplicarse también a una sección cajón armada con perfiles U unidos por los labios.

b) Elementos flexados.

Debido a la falta de simetría respecto a un plano vertical el centro de corte de una sección en U no coincide con su centro de gravedad ni está situado en el plano del alma. El centro de corte es un punto situado en el plano de la sección de la viga, por el que debe pasar el plano de cargas para producir flexión sin torsión. En una U, este punto C está situado en la parte exterior y a una distancia c del plano medio del alma, como se indica en la figura 41.

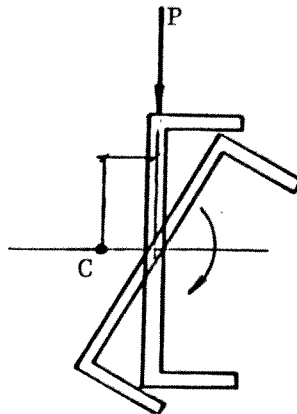


Figura 41

En el artículo 4.7.7.2. de la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero" se da la distancia c para secciones U con y sin labios de borde en las alas. La resultante de las tensiones tangenciales pasa por este punto. Consecuentemente si la carga externa P estuviera aplicada en el mismo punto, las dos fuerzas estarían alineadas y se produciría flexión sin torsión. Como las cargas en la mayoría de los casos actúan realmente en el plano del alma, cada una de dichas cargas produce un momento torsor. A menos que estos momentos torsores estén equilibrados por otros momentos torsores contrarios aplicados externamente, se producirá una torsión no deseable.

Si se unen dos perfiles en U para formar una viga en I, como se indica en la figura 42 cada una de ellas está en la situación representada en la figura 41 y tiende a girar en el sentido indicado por la flecha en esta figura.

Las dos U tienden entonces, mediante el giro, a separarse por la parte superior, pero esta tendencia se contrarresta por las fuerzas producidas por las uniones entre los dos perfiles. Estas fuerzas T_s que forman un par, se indican en la figura 42.

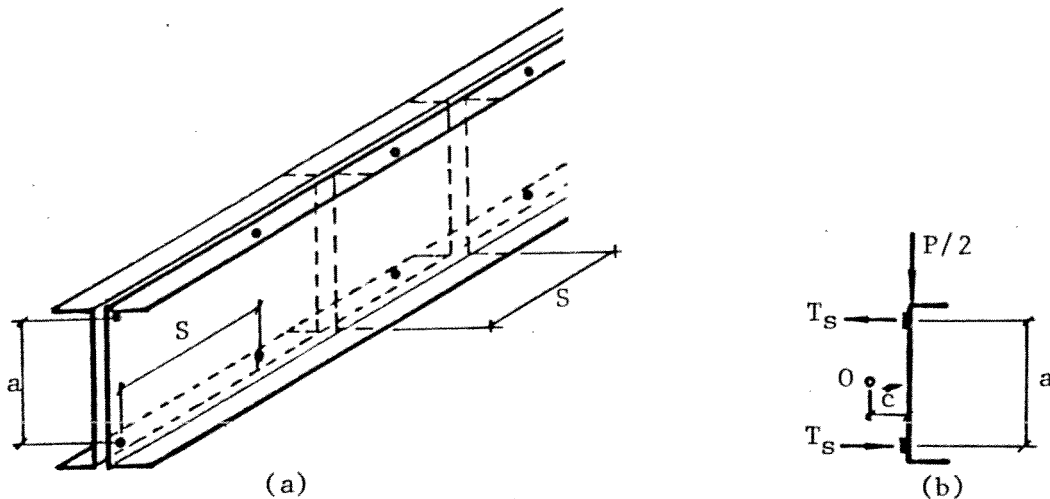


Figura 42

La porción representada en la figura 42 a) y delimitada por la línea de trazos, contiene un único par de uniones y P es la fuerza total que actúa sobre la viga en la longitud s ($P/2$ sobre cada porción de perfil U). Igualando los momentos:

$$\frac{P}{2} \cdot c = T_s \cdot a$$

de donde

$$T_s = \frac{P \cdot c}{2 \cdot a} \quad (91)$$

La fuerza T_s que debe ejercer la unión depende de la carga que actúa en el intervalo s correspondiente a la unión.

Si p es la intensidad de carga sobre la viga en la posición considerada, la carga sobre cada U es $P/2 = ps/2$. Sustituyendo este valor en la ecuación (91), se obtiene el máximo espaciamiento admisible entre uniones:

$$s_{\text{máx}} = \frac{2 \cdot a \cdot T_s}{c \cdot p} \quad (92)$$

que es lo que se indica en el artículo 4.7.7.2. de la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero". Se puede observar que la resistencia requerida de la unión depende de la intensidad local de carga sobre la viga en esa unión. Las vigas proyectadas para carga uniforme están frecuentemente sometidas en la realidad a cargas más o menos desiguales, como, por ejemplo, las producidas por muebles, ocupantes, etc. Por esta razón, se especifica que para vigas

uniformemente cargadas, la intensidad local p se tomará como el triple de la carga uniforme de cálculo (artículo 4.7.7.2.2. de la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero").

Las cargas concentradas o reacciones P realmente se distribuyen sobre cierta longitud de apoyo l , si l es mayor que la separación entre uniones s , entonces la intensidad local es, evidentemente P/l . Si por el contrario, la longitud de apoyo es menor que la separación entre uniones, entonces el par de uniones más próximo a la carga o reacción debe resistir el

momento torsor total $(P/2) \cdot c$, resultando $T_{\text{smín}} = \frac{P \cdot c}{2 a}$ tal

como se indicó en la ecuación (91) y en el artículo 4.7.7.2.2. de la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero". La soldadura debe resistir este esfuerzo (ver el anexo al artículo 4.7.4.2. de la Recomendación CIRSOC 303).

Las prescripciones anteriores son adecuadas para asegurar la resistencia necesaria de las uniones. Sin embargo, si el espaciamiento $s_{\text{máx}}$ toma valores relativamente grandes, por ser cargas relativamente pequeñas, la tendencia a la torsión puede deformar excesivamente a los dos perfiles en U entre cada dos uniones consecutivas, separándolos a lo largo de las alas superiores. Para el caso de dos perfiles en U, colocados individualmente y arriostrados entre sí, se indica en el artículo 4.6.6. del CIRSOC 303 que un espaciamiento de $l/4$ es adecuado para evitar el peligro de tal deformación. En los perfiles en U adosados por sus almas, el contacto continuo a lo largo de las alas inferiores impide aún más dicha torsión; por esta razón será adecuado un espaciamiento mayor, como por ejemplo $l/3$. Sin embargo, se supuso que una unión particular puede ser defectuosa hasta el punto de resultar totalmente inoperante. En este caso, un espaciamiento máximo proporcionaría la seguridad adecuada y así fue como se llegó al límite fijado en el punto b del artículo 4.7.7.2. de la Recomendación CIRSOC 303.

4.7.7.3. Espaciamiento de los elementos de fijación en elementos comprimidos.

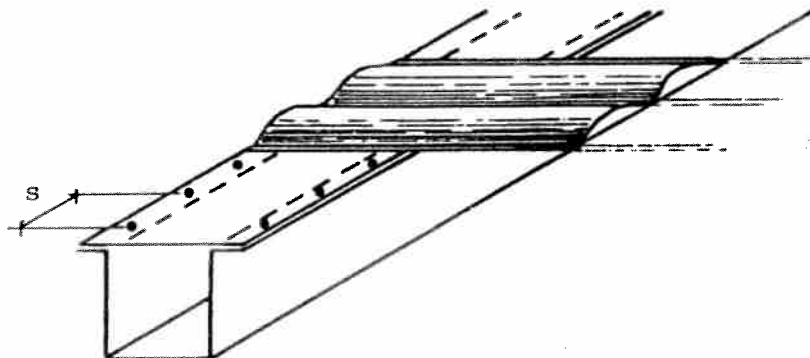


Figura 43.

Si un elemento comprimido está unido a otra parte de la sección mediante uniones intermitentes, como, por ejemplo, puntos de soldadura, estas uniones deben estar suficientemente próximas entre sí para que el elemento unido desarrolle la resistencia requerida. Por ejemplo, si una sección omega se convierte en una sección cajón soldándole por puntos una chapa plana, y se usa esta pieza de tal manera que la chapa esté comprimida (ver figura 43), las soldaduras situadas sobre ambos labios de la omega deben estar espaciadas de forma tal que hagan trabajar a la chapa monolíticamente con la omega. Si las soldaduras están colocadas de forma apropiada, esta chapa plana actuará como un elemento comprimido rigidizado, con una anchura b igual a la distancia entre filas de soldaduras, y la sección puede ser calculada en consecuencia.

El espaciamiento s no debe exceder el menor de los valores de s_a , s_b y s_c dados en el artículo 4.7.7.3. a), b) y c). de la Norma.

a) Resistencia al corte

El punto a) exige que se proporcione la resistencia necesaria para transmitir los esfuerzos tangenciales por el mismo procedimiento de cálculo que el utilizado para calcular las uniones de las alas en vigas soldadas o remachadas.

b) Comportamiento como columna de los elementos comprimidos entre uniones

En el punto b) se dan prescripciones para garantizar que la parte de chapa comprendida entre dos soldaduras adyacentes no pandee como una columna a una tensión inferior a $\gamma \sigma$, donde σ es la tensión de cálculo del elemento comprimido y γ el coeficiente de seguridad. Tomando la porción de chapa comprimida situada entre dos soldaduras de la sección en cajón descrita, por ejemplo, se ve que podría pandear separándose de los labios de la omega (como se indica por la línea punteada de la figura 43) si el espaciamiento entre las soldaduras fuera muy grande.

Esta porción de chapa actúa, por lo tanto, como una columna de longitud igual a la distancia entre uniones adyacentes. Debido al tipo de unión que proporcionan las soldaduras, la rotación de los extremos de esta "columna" está prácticamente impedida, de forma que la porción de chapa considerada actúa como bi-empotrada con una longitud de pandeo teóricamente igual a la mitad de la distancia entre uniones. Para tener en cuenta la influencia debilitante del pandeo anelástico, se prescribe una hipótesis más conservadora: se considera una longitud de pandeo $0,6 s$. Esta postura es conservadora por dos razones: 1) se toma un coeficiente $0,6$ en vez de $0,5$ y 2) se toma la distancia entre centro de uniones en vez de la distancia libre entre ellas.

Sobre esta base la fórmula del artículo 4.7.7.3. b) de la Recomendación CIRSOC 303 se obtiene directamente de la de Euler $\sigma_{cr} = \pi^2 E / (k\ell/i)^2$.

uniformemente cargadas, la intensidad local p se tomará como el triple de la carga uniforme de cálculo (artículo 4.7.7.2.2. de la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero").

Las cargas concentradas o reacciones P realmente se distribuyen sobre cierta longitud de apoyo l , si l es mayor que la separación entre uniones s , entonces la intensidad local es, evidentemente P/l . Si por el contrario, la longitud de apoyo es menor que la separación entre uniones, entonces el par de uniones más próximo a la carga o reacción debe resistir el

momento torsor total $(P/2) \cdot c$, resultando $T_{smín} = \frac{P \cdot c}{2 a}$ tal

como se indicó en la ecuación (91) y en el artículo 4.7.7.2.2. de la Recomendación CIRSOC 303 "Estructuras livianas de acero". La soldadura debe resistir este esfuerzo (ver el anexo al artículo 4.7.4.2. de la Recomendación CIRSOC 303).

Las prescripciones anteriores son adecuadas para asegurar la resistencia necesaria de las uniones. Sin embargo, si el espaciamiento $s_{máx}$ toma valores relativamente grandes, por ser cargas relativamente pequeñas, la tendencia a la torsión puede deformar excesivamente a los dos perfiles en U entre cada dos uniones consecutivas, separándolos a lo largo de las alas superiores. Para el caso de dos perfiles en U, colocados individualmente y arriostrados entre sí, se indica en el artículo 4.6.6. del CIRSOC 303 que un espaciamiento de $l/4$ es adecuado para evitar el peligro de tal deformación. En los perfiles en U adosados por sus almas, el contacto continuo a lo largo de las alas inferiores impide aún más dicha torsión; por esta razón será adecuado un espaciamiento mayor, como por ejemplo $l/3$. Sin embargo, se supuso que una unión particular puede ser defectuosa hasta el punto de resultar totalmente inoperante. En este caso, un espaciamiento máximo proporcionaría la seguridad adecuada y así fue como se llegó al límite fijado en el punto b del artículo 4.7.7.2. de la Recomendación CIRSOC 303.

4.7.7.3. Espaciamiento de los elementos de fijación en elementos comprimidos.

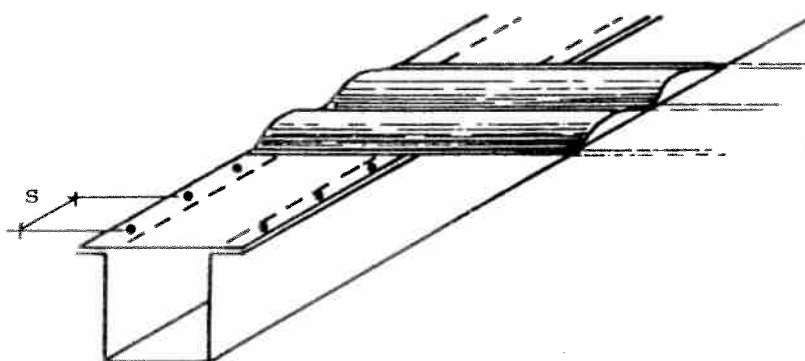


Figura 43.

Si un elemento comprimido está unido a otra parte de la sección mediante uniones intermitentes, como, por ejemplo, puntos de soldadura, estas uniones deben estar suficientemente próximas entre sí para que el elemento unido desarrolle la resistencia requerida. Por ejemplo, si una sección omega se convierte en una sección cajón soldándole por puntos una chapa plana, y se usa esta pieza de tal manera que la chapa esté comprimida (ver figura 43), las soldaduras situadas sobre ambos labios de la omega deben estar espaciadas de forma tal que hagan trabajar a la chapa monolíticamente con la omega. Si las soldaduras están colocadas de forma apropiada, esta chapa plana actuará como un elemento comprimido rigidizado, con una anchura b igual a la distancia entre filas de soldaduras, y la sección puede ser calculada en consecuencia.

El espaciamiento s no debe exceder el menor de los valores de s_a , s_b y s_c dados en el artículo 4.7.7.3. a), b) y c). de la Norma.

a) Resistencia al corte

El punto a) exige que se proporcione la resistencia necesaria para transmitir los esfuerzos tangenciales por el mismo procedimiento de cálculo que el utilizado para calcular las uniones de las alas en vigas soldadas o remachadas.

b) Comportamiento como columna de los elementos comprimidos entre uniones

En el punto b) se dan prescripciones para garantizar que la parte de chapa comprendida entre dos soldaduras adyacentes no pandee como una columna a una tensión inferior a $\gamma \sigma$, donde σ es la tensión de cálculo del elemento comprimido y γ el coeficiente de seguridad. Tomando la porción de chapa comprimida situada entre dos soldaduras de la sección en cajón descrita, por ejemplo, se ve que podría pandear separándose de los labios de la omega (como se indica por la línea punteada de la figura 43) si el espaciamiento entre las soldaduras fuera muy grande.

Esta porción de chapa actúa, por lo tanto, como una columna de longitud igual a la distancia entre uniones adyacentes. Debido al tipo de unión que proporcionan las soldaduras, la rotación de los extremos de esta "columna" está prácticamente impedida, de forma que la porción de chapa considerada actúa como bi-empotrada con una longitud de pandeo teóricamente igual a la mitad de la distancia entre uniones. Para tener en cuenta la influencia debilitante del pandeo anelástico, se prescribe una hipótesis más conservadora: se considera una longitud de pandeo $0,6 s$. Esta postura es conservadora por dos razones: 1) se toma un coeficiente $0,6$ en vez de $0,5$ y 2) se toma la distancia entre centro de uniones en vez de la distancia libre entre ellas.

Sobre esta base la fórmula del artículo 4.7.7.3. b) de la Recomendación CIRSOC 303 se obtiene directamente de la de Euler $\sigma_{cr} = \pi^2 E / (kl/i)^2$.

reemplazando $\sigma_{cr} = \gamma \cdot \sigma$; $k = 0,6$; $l = s$ e $i = t / \sqrt{12}$ resulta:

$$\gamma \cdot \sigma = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{0,6 \cdot s \cdot \sqrt{12}}{t} \right)^2} \quad (93)$$

y teniendo en cuenta que $g_F = \sqrt{\frac{E}{\sigma_F}}$

$$s \leq 1,51 t \cdot g_F \sqrt{\sigma_F / \gamma \cdot \sigma} \quad (94)$$

Reemplazando $\sigma_F / \gamma = \sigma^*$ la tensión de diseño para uniones atornilladas y dado que la tensión en la chapa puede ser a lo sumo σ_{bd} se obtiene:

$$s \leq 1,51 t \cdot g_F \sqrt{\frac{\sigma^*}{\sigma_{bd}}} \quad (95)$$

c) Pandeo de los elementos no rigidizados entre la línea de centros de uniones y el borde libre (Figura 44).

La tensión admisible para elementos no rigidizados está basada en una tensión de pandeo calculada a partir de un coeficiente de pandeo $k = 0,5$. Si un ala está idealmente articulada solo en el alma, tendrá un coeficiente k de 0,425 y pandeará en una semionda igual a su longitud total. El coeficiente elegido de 0,5, por consiguiente, corresponde a una ligera restricción a la rotación del elemento no rigidizado a lo largo de su borde de unión con el alma y a una longitud de semionda correspondientemente menor. Sin una investigación detallada, cuya exactitud sería en cierto modo ficticia, puede suponerse esta longitud no menor de $6b$ (ref.4.). Para que una línea de uniones intermitentes actúe como una de rigidización continua, deben situarse al menos dos uniones en cada semionda.

Esta consideración es la que condujo a la prescripción del artículo 4.7.7.3. c), que estipula que para elementos no rigidizados las uniones se harán a distancias no mayores de $3 \cdot b$. Para grandes relaciones b/t la prescripción b) incluye automáticamente esta condición. Por lo tanto la condición c) sólo determinará el espaciamiento de las uniones de elementos no rigidizados relativamente estrechos.

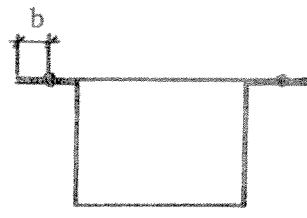


Figura 44.

De acuerdo con el artículo 4.4.13 el límite debajo del cual la falla de la chapa ocurre por fluencia y encima por pandeo local es $b = 0,37 t g_F$. En correspondencia con esta condición, en el artículo 4.7.7.3 se establece un espaciamiento máximo igual a tres veces esa cantidad. Por lo tanto $s_c = 1,1 t g_F$ pero no mayor que $3.b$. Esto tendrá valor para un coeficiente de minoración de tensiones $q \geq 0,85$. Si el ancho de la chapa no rigidizada es mayor que $0,37 t g_F$ de forma tal, que resulta según el artículo 4.4.13. un coeficiente de minoración de tensiones $q < 0,85$, se permite un incremento del 20% en el espaciamiento, de forma que este podrá llegar como máximo a $s_c = 1,3 t g_F$ o $3.b$.

ANEXOS AL CAPITULO 4

4.4.1. Verificación por estado límite

En los anexos al capítulo 4 se brinda la posibilidad de realizar una verificación por estados límite. Por este motivo se dan las mismas expresiones de cálculo que en el capítulo 4, desafectadas del coeficiente de seguridad, pero multiplicadas por el coeficiente de funcionamiento (ver tabla 1).

Tabla 1.

ARTICULO	DISEÑO POR TENSIONES ADMISIBLES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD	DISEÑO POR TENSIONES LIMITES
4.5.2	$\sigma_{bd} = \sigma_F / \gamma \quad \text{o} \quad \sigma_{bd} = \sigma_{Fd} / \gamma$	1,6	$\sigma_{bd} = \phi_a \cdot \sigma_F \quad \text{o} \quad \sigma_{bd} = \phi_a \cdot \sigma_{Fd}$
4.5.4.1.	$\sigma_{be} = \frac{5,12 \cdot E \cdot h \cdot I_{zc} \cdot C_b}{\ell^2 \cdot W_{yc}}$	1,92	$\sigma_{be} = \phi_c \frac{9,86 \cdot E \cdot h \cdot I_{zc} \cdot C_b}{\ell^2 \cdot W_{yc}}$
	$\sigma_t = \frac{0,174 \cdot G \cdot A \cdot t^2 \cdot C_b}{h \cdot W_{yc}}$	1,92	$\sigma_t = \frac{\phi_c \cdot 0,335 \cdot G \cdot A \cdot t^2 \cdot C_b}{h \cdot W_{yc}}$
4.5.4.3	$\sigma'_{cadm} = \frac{E \sqrt{I_z \cdot I_T}}{\ell \cdot W_{yc}}$	1,92	$\sigma_{cm\acute{a}x} = \frac{\phi_c \cdot 1,92 \cdot E \cdot \sqrt{I_z \cdot I_T}}{\ell \cdot W_{yc}}$
4.5.5.1.	$\tau_{m\acute{a}x} = \sigma_F / 2,5$	1,44	$\tau_{m\acute{a}x} = \phi_a \cdot 0,577 \cdot \sigma_F$
	$\tau_{m\acute{a}x} = 0,88 \cdot E/H \cdot g_F$	1,44 a 1,71	$\tau_{m\acute{a}x} = \phi_a \cdot 1,5 \cdot E/H \cdot g_F$
	$\tau_{m\acute{a}x} = 2,82 \cdot E/H^2$	1,71	$\tau_{m\acute{a}x} = \phi_a \cdot 4,81 \cdot E/H^2$

continúa

Tabla 1. continuación

ARTICULO	DISEÑO POR TENSIONES ADMISIBLES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD	DISEÑO POR TENSIONES LIMITES
4.5.5.2	$\sigma''_{cadm} = \sigma_{bd}$ $\sigma''_{cadm} = 17,6 \cdot E/H^2$	1,6 1,23	$\sigma''_{cm\acute{a}x} = \sigma_{bd}$ $\sigma''_{cm\acute{a}x} = \phi_a \cdot 21,7 \cdot E/H^2$
4.5.5.4	$P_{m\acute{a}x} = 0,01 \cdot t^2 \cdot \sigma_F (\dots\dots)$ $P_{m\acute{a}x} = t^2 \cdot \sigma_F (4,44 + 0,588 \sqrt{A^*})$ $P_{m\acute{a}x} = t^2 \cdot \sigma_F (6,66 + 1,446 \sqrt{A^*})$	1,85 2,2 2,2	$P_{m\acute{a}x} = \phi_{fa} \cdot 0,0185 \cdot t^2 \cdot \sigma_F (\dots\dots)$ $P_{max} = \phi_{fb} \cdot t^2 \cdot \sigma_F (9,77 + 1,293 \sqrt{A^*})$ $P_{m\acute{a}x} = \phi_{fb} \cdot t^2 \cdot \sigma_F (14,65 + 3,181 \sqrt{A^*})$
4.5.6.	$\sigma_0 = 0,5 \cdot Q \cdot \sigma_{bd}$	1,6	$\sigma_0 = 0,5 \cdot Q \cdot \sigma_{bd}$
4.5.6.1.	$\sigma_e = 5,12 \cdot E/\lambda^2$	1,92	$\sigma_e = \phi_c \cdot \pi^2 \cdot E/\lambda^2$
4.5.6.2	$\sigma_s = 5,12 \cdot E/\lambda_s^2$	1,92	$\sigma_s = \phi_c \cdot \pi^2 \cdot E/\lambda_s^2$

continúa

Tabla 1. continuación

ARTICULO	DISEÑO POR TENSIONES ADMISIBLES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD	DISEÑO POR ESTADOS LIMITES
4.5.6.2	$\sigma_t = \frac{0,52}{A \cdot i_c^2} \cdot \left[G \cdot I_T + \frac{\pi^2 \cdot E}{s_K^2} \cdot I_\omega \right]$	1,92	$\sigma_t = \phi_c \frac{1,0}{A \cdot i_c^2} \left[G \cdot I_T + \frac{\pi^2 \cdot E}{s_K^2} \cdot I_\omega \right]$

Referencias

1. AISI-1962, "Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members"
2. "Cold Formed Steel Design Manual" R.M. Schuster. Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Waterloo, Ontario, Canadá.
3. AISI-1962, "Comentary on Specification for the Design of Cold Formed Steel Structural Members" G. Winter.
4. Timoshenko.S: "Theory of Elastic Stability" Mc Graw- Hill Book co, New York, 1936.
5. Timoshenko.S, Gere J "Theory of Elastic Stability" Mc Graw-Hill segunda edición.
6. Wei-wen Yu, "Cold formed Steel Structures" Mc Graw- Hill, Inc 1979.
7. Structural Stability Research Council "Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures" editado por Bruce G. Johnston, 1975.
8. Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento. "Estructuras ligeras de acero", 1969.
9. Deza Enrique "Secciones de chapa delgada plegada en frío sometidas a pandeo lateral" Colloquia 1987, Porto Alegre Brasil.
10. Gaylord; E. H. y Gaylord, C. N, "Design of Steel Structures", segunda edición, Mc Graw - Hill Book Co, Toronto, 1972.
11. Hill, H.N. "Lateral Buckling of Channels and Z. Beams" Trans ASCE, Vol.119, p 829, 1954.
12. CIRSOC "Ejemplos de dimensionamiento de estructuras livianas de acero según CIRSOC 303 "Estructuras de chapa delgada doblada en frío", Buenos Aires, Abril 1987.
13. Wei-Wen Yu, Mc Kinney W.M., Liu.V.A, "Structural Behaviour of Thick Cold-Formed Steel Members", Proceedings, ASCE, Journal of the Structural Division, Vol.100, N. St 11, Noviembre 1974.
14. Reglamento CIRSOC 301 "Proyecto, cálculo y ejecución de estructuras de acero para edificios") Buenos Aires, Julio 1982, Actualización '84.
15. Reglamento CIRSOC 302 "Fundamentos de cálculo para los problemas de estabilidad del equilibrio en las estructuras de acero").
16. Recomendación CIRSOC 302-1 "Métodos de cálculo para los problemas de estabilidad del equilibrio en las estructuras de acero").
17. Zetlin, Lev "Elastic Instability of flat plates subjected to partial edge loads. "Proc ASCE, Vol.81, Paper N° 795, 1955.
18. Column Research Council."Guide to Design Criteria for Metal Compresion Members", 1960.
19. Mason, R.E, Fisher G. P, and Winter, George "Excentrically loaded hinged steel columns." Proc ASCE, J. Eng Mech. Div. Vol.84, N° EM4, October 1958.

20. Zetlin, Lev y Winter, George "Unsymmetrical bending of beams with and without lateral bracing" Proc. ASCE Vol.81, Paper N° 774, 1955.
21. R.A.2.2. "Reglamento Argentino de Construcciones de acero" Tercera Parte. "Estructuras de Acero Soldadas".
22. Winter George "Test on bolted connection in light gage Steel" Proc ASCE, Vol 82, Paper N° 920, 1956.
23. Cissel, J.H., and Legatski, L.M. "Strength of bolted Connections in light gage Steel Members" Final report, dept of eng. research, Univ of Michigan, 1946.
24. Dhalla, A.K., Winter G "Suggested Steel Ductility Requirements" Proceedings, ASCE, Journal of the Structural division, Vol.100, ST2, Febrero 1974.
25. Winter George "Light gage steel connections with High strength, high-torque bolts" publicación de la, International Association for Bridge and Structural Engineering, Vol 16, 1956, P 513.
26. Karren, K.W "Corner Properties of Cold Formed Steel Shapes" Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.93, N°ST1, Febrero 1967.
27. Lind, N.C y Shorff, D.K. "Utilization of Cold Work in Cold-Formed Steel" "Proceedings ASCE, Journal of the Structural Division Vol.101 N° ST1, Febrero 1975.
28. Lind, N.C. Ravindra, M.K. y Power J, "A review of the effective width formula" Proceedings of First Specialty Conference on Cold-Formed Steel Construction, Universidad de Missouri, Agosto 1971.
29. Winter G "Stress Distribution in an equivalent width of flanges of wide, thin-wall steel beams, Nota Tecnica N° 784, 1940 National Advisory Committee for Aeronautics, Washington, DC.
30. Lind N.C. "Buckling of Longitudinally Stiffened Sheets" "Proceedings ASCE, Journal of the Structural Division, Vol.99, St 7, Julio 1973.
31. Sherbourne, A.N., Marsh, C, Liaw C.Y. "Stiffened Plates in Uniaxial Compression" International Association for Bridge and Structural Engineering publications Vol 31, 1971, pág. 145.
32. Winter G. "Performance of thin Steel Compression Flanges" Int. Assoc. Bridges and Structures, tercer Congreso, Liège, pág. 317, 1948.
33. Winter G., "Strength of Slender Beams", ASCE, Vol. 109, pág. 1312, 1944.
34. Douty R.T., "A Design Approach to the Strength of Laterally Unbraced Compression Flanges" Engineering Experimental Station Bulletin, N° 37, Cornell University, 1962.
35. AISI 1986, "Cold-Formed Steel Design Manual Part III: Supplementary information to the Design of Cold-Formed Steel Structural Members", pág.15, American Iron and Steel Institute, Washington DC, Agosto 1986.
36. Winter, G., Lansing, W., y Mc Calley, R.B., Jr., "Performance of Laterally Loaded Channel Beams". Research, Engineering Structures Supplement, (Colston Papers, Vol.II) 1949, pág. 49.
37. Green, G.G., Winter G, y Cuykendall T.R, "Light Gage Steel Columns in Wall- Braced Panels, Boletín N° 35/2; 1947, Cornell University, Engineering Experiment Station, Ithaca, New York.

38. Chajes A., Britvec, S J, y Winter, G., "Effects of Cold - Straining on Structural Sheet Steels" Proceedings, ASCE, Journal of the Structural Division, Vol.89, N ST2, Abril 1963.
39. Karren, K.W., Winter, G., "Effects of Cold - Forming on Light - Gage Steel Members" Proceedings, ASCE, Journal of the Structural Division, Vol.93, N. ST1, Febrero 1967.
40. Britvec, S.J., Chajes, A., Karren, K.W., Uribe, J y Winter G., "Effects of Cold work in Cold - Formed Steel Structural Members," Cornell Engineering Research Bulletin, 70-1 Department of Structural Engineering, School of Civil Engineering, Cornell. University, Ithaca, N.Y.

Impreso en Abril de 1992
en el Departamento de Ediciones del INTI, Av. General Paz entre
Albarellos y Av. de los Constituyentes, Miguelete,
Provincia de Buenos Aires

Edición de 600 ejemplares.

