



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

# Estructuras Livianas de Acero

EDICION Agosto 1991



**SIREA**  
Esta Publicación integra el  
Sistema Reglamentario Argentino  
para las Obras Civiles

# 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](http://www.inti.gob.ar/cirsoc)*

*E-mail: [cirsoc@ffmm.gov.ar](mailto:cirsoc@ffmm.gov.ar)  
[cirsoc@inti.gob.ar](mailto: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

## ASESORES QUE INTERVENIERON EN LA REDACCION DE LA RECOMENDACION CIRSOC 303

COORDINADOR EDICION 1982: ING. CESAR VASINO

ASESOR EDICION 1982 Y AGOSTO 1991: ING. ENRIQUE DEZA

REDACTORES EDICION AGOSTO 1991: ING. ENRIQUE DEZA  
ING. GUSTAVO DARIN  
ING. JUAN C. STEIGERWALD

## INDICE

<b>CAPITULO 1. GENERALIDADES</b>		
1.1.	Introducción	1
1.2.	Campo de validez	1
1.3.	Materiales	1
1.4.	- Definiciones y nomenclatura	2
.1.	Estructuras livianas de chapa delgada doblada en frío	2
.2.	Estructuras livianas construidas con barras de acero de sección circular, tubos de pared delgada y perfiles metálicos pequeños	4
1.5.	Reglamentos a consultar	4
1.6.	Normas complementarias	5
<b>ANEXOS AL CAPITULO 1</b>		
	Modificación de la tensión de fluencia	7
	Normas complementarias	8
<b>CAPITULO 2. ACCIONES SOBRE LAS ESTRUCTURAS LIVIANAS DE ACERO. CLASIFICACION Y METODO DE SUPERPOSICION DE LAS MISMAS</b>		
2.1.	Acciones a considerar sobre la estructura	9
2.2.	Superposición de acciones	10
<b>ANEXOS AL CAPITULO 2</b>		
	Estimación del peso propio	13
<b>CAPITULO 3. SEGURIDAD DE LAS ESTRUCTURAS LIVIANAS DE ACERO</b>		
		19
<b>CAPITULO 4. ESTRUCTURAS LIVIANAS DE CHAPA DELGADA DOBLADA EN FRIO</b>		
4.1.	Introducción	21
4.2.	Definiciones y nomenclatura	21
4.3.	Materiales	21
4.4.	- Consideraciones generales de diseño	21
.1.	Análisis estructural	21
.2.	Acciones	21
.3.	Bases de diseño	21

.4.	Cálculo de tensiones y deformaciones	21
.5.	Máxima esbeltez de elementos comprimidos	21
.6.	Valores máximos de la relación de ancho de cálculo	22
.7.	Función característica de tensiones	23
.8.	Propiedades de la sección	23
.9.	Determinación del ancho efectivo de cálculo	23
.10.	Vigas de pequeña luz que soportan cargas concentradas	24
.11.	Rigidizadores para elementos comprimidos	25
.12.	Desplazamiento vertical de las alas	26
.13.	Coefficiente de minoración de tensiones admisibles	27
.14.	Coefficiente de pandeo local	27
.15.	Coefficiente de equivalencia a flexión uniforme	28
4.5	- Verificación por tensiones admisibles	29
.1.	Generalidades	29
.2.	Tensión básica de diseño	29
.3.	Tensiones admisibles	29
.4.	Flexión de barras rectas no arriostradas lateralmente	30
.5.	Tensiones admisibles en las almas	32
.6.	Barras comprimidas cargadas axialmente	34
.7.	Combinación de esfuerzos axiales y de flexión	36
4.6.	- Rigidización	37
.1.	Generalidades	37
.2.	Arriostramiento de barras y elementos comprimidos	37
.3.	Vigas cajón	38
.4.	Secciones asimétricas	38
.5.	Tabiques arriostrantes	38
.6.	Arriostramientos para impedir la torsión en vigas de sección U y Z	40
.7.	Vigas en cajón sin arriostramiento lateral	42
4.7.	- Medios de unión	42
.1.	Diseño de las uniones	42
.2.	Uniones sometidas a cargas variables	42
.3.	Uniones especiales	42
.4.	Uniones soldadas	42
.5.	Uniones atornilladas	43
.6.	Uniones remachadas	45
.7.	Elementos para fijación	46
4.8.	- Ensayos	50
.1.	Aprobación y control de las propiedades mecánicas del material virgen	50
.2.	Ensayos de la sección conformada	50
4.9.	Construcción y montaje	52
4.10.	Protección contra la corrosión	52

**ANEXOS AL CAPITULO 4**

Verificación por estado límite	53
Propiedades de las secciones	61
Vigas de pequeña luz	62
Pandeo lateral de alas comprimidas sin arriostramiento lateral	65
Momento sectorial de inercia de la sección $I_w$	68

Medios de unión en estructuras de chapa delgada 71

## CAPITULO 5. ESTRUCTURAS LIVIANAS CONSTRUIDAS CON BARRAS DE ACERO DE SECCION CIRCULAR

5.1.	Introducción	75
5.2.	Definiciones y nomenclatura	75
5.3.	Materiales	75
5.4. -	Consideraciones generales de diseño	75
.1.	Tensión admisible	75
.2.	Acciones	75
.3.	Cálculo de tensiones y deformaciones	76
.4.	Relaciones geométricas y esbelteces admisibles	76
.5.	Características estáticas de la sección	77
.6.	Longitud de pandeo	78
.7.	Longitud de pandeo local	78
5.5. -	Verificaciones de tensiones admisibles	79
.1.	Generalidades	79
.2.	Secciones sometidas a flexo compresión en barras rectas o de pequeña curvatura arriostradas transversalmente	79
.3.	Control de tensiones	81
.4.	Esfuerzos secundarios	82
.5.	Rigidización de las secciones T	82
.6.	Montante de vinculación del cordón superior en secciones T	83
.7.	Estabilidad lateral de elementos rectos flexados	83
.8.	Deformaciones del reticulado normal flexado	83
.9.	Secciones sometidas a flexión oblicua	85
.10.	Secciones sometidas a compresión o flexo- compresión	85
.11.	Diagonales de reticulados flexo-comprimidos	86
.12.	Secciones sometidas a torsión sin alabeo	87
.13.	Barras de eje curvo, de pequeña curvatura (arcos)	90
.14.	Pandeo de columnas de pórticos	95
.15.	Estructuración de los nudos	97
5.6.	Verificación por estado límite último	97
5.7. -	Rigidización	99
.1.	Generalidades	99
.2.	Determinación de las cargas	99
.3.	Esquemas estructurales	99
.4.	Determinación de esfuerzos y dimensionado	99
.5.	Otros tipos de arriostramientos	100
5.8.	Medios de unión	100
5.9.	Ensayos	102
5.10.	Construcción y montaje	102
5.11.	Protección contra la corrosión	102

### ANEXOS AL CAPITULO 5

Coeficientes de corrección para los momentos de inercia	103
Esfuerzos secundarios	103
Estabilidad lateral del reticulado normal	106
Verificación por estado límite último	108

**CAPITULO 6. ESTRUCTURAS LIVIANAS CONSTRUIDAS  
CON PERFILES LAMINADOS PEQUEÑOS Y TUBOS  
DE PARED DELGADA**

6.1.	Introducción	111
6.2.	Definiciones	111
6.3.	Materiales	111
6.4.	Consideraciones generales de diseño	111
.1.	Perfiles laminados pequeños	111
.2.	Tubos de pared delgada	112
.3.	Esbelteces máximas, alturas y anchos mínimos, rigideces	112
.4.	Piezas solicitadas a torsión	112
.5.	Longitudes de pandeo general y local	112
.6.	Estructuración de los nudos	112
6.5. -	Verificación por tensiones admisibles	112
.1.	Generalidades	112
.2.	Flexocompresión de reticulados normales de eje recto, o de pequeña curvatura, arriostrados transversalmente	112
.3.	Verificación de las diagonales	115
.4.	Esfuerzos secundarios en los cordones	116
.5.	Esfuerzos secundarios en las diagonales	116
.6.	Montantes de vinculación del cordón superior	116
.7.	Estabilidad lateral de elementos rectos flexados	116
.8.	Deformaciones del reticulado normal sometido a flexión	117
.9.	Reticulado normal solicitado a compresión y a flexo-compresión	118
.10.	Torsión y barras de eje curvo	118
6.6. -	Medios de unión	118
.1.	Uniones atornilladas en estructuras tubulares	118
.2.	Uniones atornilladas en estructuras de perfiles	118
.3.	Uniones soldadas en estructuras tubulares	119
.4.	Uniones soldadas en estructuras de perfiles	121
6.7.	Reticulados espaciales	123
6.8.	Verificación por estado límite	123
6.9.	Rigidización	123
6.10.	Armado y montaje	123
6.11.	Protección contra la corrosión	123

**ANEXOS AL CAPITULO 6**

Estructuración de los nudos	125
-----------------------------	-----

**CAPITULO 7. PROTECCION DE ESTRUCTURAS DE ACERO**

7.1.	Protección contra la corrosión	135
7.2.	Protección contra el fuego	136

## **CAPITULO 1. GENERALIDADES**

### **1.1. INTRODUCCION**

Se entiende por estructuras livianas de acero aquellas estructuras o elementos estructurales en que los procedimientos de ejecución y los materiales utilizados se apartan de los contemplados en el Reglamento CIRSOC 301 "Proyecto, Cálculo y ejecución de estructuras de acero para edificios" tratando de ir a formas constructivas que requieren un menor peso de acero respecto de aquellas; ésto supone el empleo de nuevos conocimientos técnicos o experimentales, pudiéndose usar espesores menores que los permitidos en el Reglamento CIRSOC 301 .

Las presentes disposiciones tienen por objeto fijar métodos para el diseño, cálculo, ejecución y protección de estructuras livianas de acero; siendo complemento del Reglamento CIRSOC 301 y debiéndose emplear en conjunción con él.

### **1.2. CAMPO DE VALIDEZ**

Esta Recomendación se podrá aplicar en las estructuras de cubiertas y de edificios en general, y servir de complemento en el proyecto, cálculo y ejecución en otros campos de utilización. Se tratarán los siguientes tipos de estructuras livianas de acero.

- Estructuras de chapa delgada doblada o conformada en frío.
- Estructuras de barras de acero de sección circular.
- Estructuras de perfiles laminados pequeños.
- Estructuras de tubos de pared delgada.

### **1.3. MATERIALES**

**1.3.1.** Los aceros a emplear en la construcción de estructuras livianas de acero deben cumplir con lo establecido en el capítulo 2 del Reglamento CIRSOC 301 "Proyecto, Cálculo y ejecución de estructuras de acero para edificios".

Para este tipo de estructuras son especialmente importantes las características de soldabilidad del acero, cuando se utiliza la soldadura como medio de unión, y de doblado en frío sin fisuras.

**1.3.2.** En estructuras de chapa doblada en frío se acepta la modificación de la tensión de fluencia por el cambio que se produce en el material en las zonas de los dobleces y

adyacencias. Esta modificación es válida para secciones traccionadas, elementos traccionados de secciones flexionadas, secciones comprimidas en las que el valor de  $Q$  definido en el artículo 4.4.14. sea igual a 1 y elementos rigidizados comprimidos de secciones flexionadas que no están sujetos a la reducción del ancho efectivo de cálculo indicada en el artículo 4.4.9.

Un procedimiento para considerar esta variación se indica en el anexo a este artículo. Para los elementos comprimidos de secciones flexionadas y las secciones comprimidas que no cumplan lo anteriormente indicado la tensión de fluencia será:

- a) la nominal del material virgen; o
- b) la tensión de fluencia a tracción de los elementos planos, determinada según el artículo 4.8.2.2.

1.3.3. La soldadura puede hacer variar las características mecánicas de los aceros empleados en la ejecución de estructuras livianas, especialmente en aquellas que emplean la chapa delgada doblada en frío. La influencia de este medio de unión sólo podrá evaluarse por medio de ensayos.

1.3.4. Los tubos de pared delgada deben cumplir con las normas IRAM 2590, 2591, 2593 y 2594.

#### 1.4. DEFINICIONES Y NOMENCLATURA

##### 1.4.1. Estructuras livianas de chapa delgada doblada en frío

- Acero virgen: el material de la chapa en las condiciones previas al doblado o conformado en frío.
- Ancho total  $b_t$ : el ancho total incluidos los redondeos de doblado.
- Ancho de cálculo  $b$ : el ancho total sin considerar los redondeos de los pliegues de la sección.
- Ancho efectivo de cálculo  $b_e$ : valor del ancho que reemplaza al ancho de cálculo, cuando esta Recomendación lo indica.
- Coeficiente de minoración: factor de reducción de la sección efectiva por problemas localizados de inestabilidad.
- Elemento rigidizado: elemento cuyos bordes paralelos a la dirección del esfuerzo están reforzados mediante su unión a un dispositivo o elemento rigidizador. Puede ser mediante un alma, ala, labio rigidizador o rigidizador intermedio.

- Elemento con rigidización múltiple: elemento con rigidización adecuada en sus bordes, que además tiene otros rigidizadores intermedios paralelos a la dirección de los esfuerzos.
- Elemento no rigidizado: elemento plano que solo tiene rigidizado un borde paralelo a la dirección del esfuerzo.
- Elemento parcialmente efectivo: se caracteriza por tener un ancho efectivo de cálculo menor que su ancho de cálculo.

-Esbeltez de un elemento comprimido:

$$\lambda = \frac{s_K}{i}$$

siendo:

$i$  el radio de giro de la sección sin reducciones, según el eje en que se estudia el pandeo;

$s_K$  la longitud de pandeo de la barra de acuerdo con lo dispuesto en el Reglamento CIRSOC 302.

-Factor de funcionamiento: coeficiente menor que la unidad, que afecta a la tensión de fluencia; tiene en cuenta la variabilidad del comportamiento estructural y la forma del colapso.

-Función característica de tensiones: es una relación entre el módulo de elasticidad del acero y la tensión actuante en el elemento considerado.

$$g = \sqrt{\frac{E}{\sigma}}$$

siendo:

$E$  el módulo de elasticidad del acero;  
 $\sigma$  el valor numérico de la tensión

- Relación de altura total:

$$H = \frac{h}{t}$$

siendo:

$h$  la distancia libre entre alas;  
 $t$  el espesor del alma.

-Relación de ancho de cálculo:

$$B = \frac{b}{t}$$

siendo:

$b$  el ancho de cálculo ;  
 $t$  el espesor de la chapa.

-Relación de ancho efectivo:

$$B_e = \frac{b_e}{t}$$

siendo:

- $b_e$  el ancho efectivo de cálculo;
- $t$  el espesor de la chapa.

-Subelemento: en un elemento con rigidización múltiple, un subelemento representa:

- a) la porción entre rigidizadores adyacentes;
- b) la porción entre el alma y un rigidizador;
- c) la porción entre el borde y un rigidizador intermedio.

#### 1.4.2. Estructuras livianas construidas con barras de acero de sección circular, tubos de pared delgada y perfiles metálicos pequeños

- Reticulado normal : celosía de cordones paralelos y diagonales, sin montantes.
- Reticulado especial: cualquier otro que no responda a las características del reticulado normal.
- Altura: distancia entre ejes de cordones paralelos en un reticulado normal
- Ancho: distancia entre ejes de dos secciones integrantes de un cordón del reticulado normal.
- Luz: distancia entre ejes de apoyos de un elemento flexado, una pieza curva, o un arco.
- Clave: sección central de un arco.
- Elemento recto: reticulado normal de eje recto.
- Elemento curvo: reticulado normal de pequeña curvatura.
- Tubos estructurales: se obtienen por plegado en frío o laminado caliente, con o sin costura.

#### 1.5. REGLAMENTOS A CONSULTAR

##### Reglamento CIRSOC 201.

"Proyecto, cálculo y ejecución de estructuras de hormigón armado y pretensado".

##### Reglamento CIRSOC 301.

"Proyecto, cálculo y ejecución de las estructuras de acero para edificios".

**Reglamento CIRSOC 302.**

"Fundamentos de cálculo para los problemas de estabilidad del equilibrio en las estructuras de acero para edificios".

**Reglamento CIRSOC 304.**

"Estructuras de Acero Soldadas"

**Reglamento CIRSOC 101.**

"Cargas y sobrecargas gravitatorias para el cálculo de estructuras de edificios".

**Reglamento CIRSOC 102.**

"Acción del Viento sobre las construcciones".

**Reglamento INPRES-CIRSOC 103.**

"Normas Argentinas para las construcciones sismorresistentes".

**Reglamento CIRSOC 104.**

"Acción del hielo y de la nieve sobre las construcciones".

**Recomendación CIRSOC 102-1.**

"Acción dinámica del viento sobre las construcciones".

**Recomendación CIRSOC 105.**

"Superposición de acciones. Combinación de estados de carga".

**Recomendación CIRSOC 106.**

"Dimensionamiento del coeficiente de seguridad".

**Recomendación CIRSOC 107.**

"Acción térmica climática sobre las construcciones".

**Recomendación CIRSOC 301-2.**

"Métodos simplificados admitidos para el cálculo de las estructuras metálicas".

**Recomendación CIRSOC 302-1.**

"Métodos de cálculo para los problemas de estabilidad del equilibrio en las estructuras de acero".

**1.6. NORMAS COMPLEMENTARIAS**

Son de aplicación directa las normas IRAM e IRAM-IAS citadas en el texto de esta Recomendación (ver anexo a este artículo).



## ANEXOS AL CAPITULO 1

### 1.3.2. MODIFICACION DE LA TENSION DE FLUENCIA

1. La tensión de fluencia  $\sigma_{Fd}$  de secciones traccionadas, elementos traccionados de secciones flexionadas, secciones comprimidas en las que el valor de  $Q$  definido en el artículo 4.4.14 de la Recomendación sea igual a 1 y elementos rigidizados comprimidos de secciones flexionadas que no están sujetos a la reducción de ancho efectivo de cálculo indicado en el artículo 4.4.9 de la Recomendación, se puede obtener por medio de:

- a) Ensayos a tracción de probetas de sección completa.
- b) La ecuación:

$$\sigma_{Fd} = \sigma_F + \frac{5 \cdot n \cdot (\sigma_R - \sigma_F)}{H^*}$$

siendo:

- $\sigma_F$  la tensión de fluencia del material virgen;
- $\sigma_{Fd}$  tensión de fluencia promedio de la totalidad de la sección conformada en frío para secciones traccionadas o comprimidas, o elementos de secciones flexionadas;
- $\sigma_R$  la tensión de rotura del material virgen;
- $H^*$  la relación entre la longitud de la línea media del ala para secciones flexionadas o de toda la sección para las que están traccionadas o comprimidas, y el espesor de la chapa;
- $n$  el número de pliegues a  $90^\circ$ . Si se emplean otros ángulos de plegado diferentes,  $n$  es la suma total de los ángulos de doblado, dividida por  $90^\circ$ . Se deben considerar los pliegues abarcados por la línea media utilizada en el cálculo de  $H^*$ .

2. La modificación del valor de fluencia se aplica sólo a los siguientes temas:

Coefficientes de minoración de tensiones	artículo 4.4.13.
Coefficiente de pandeo local	artículo 4.4.14.
Tensión básica de diseño	artículo 4.5.2

Resistencia de elementos flexados no arriostados lateralmente.	artículo	4.5.4.
Barras en compresión axial	artículo	4.5.6.
Combinación de esfuerzos axiales y de flexión	artículo	4.5.7.
Tabiques arriostrantes.	artículo	4.6.5.

### 1.5. NORMAS COMPLEMENTARIAS

Las normas IRAM e IRAM-IAS citadas en el texto de la Recomendación CIRSOC 303, son las siguientes:

**IRAM 2590.** Tubos de acero al carbono y aleados soldados por resistencia eléctrica. Para uso estructural y aplicaciones mecánicas.

**IRAM 2591.** Tubos de acero al carbono, sin costura, de sección circular. Para usos estructurales y aplicaciones mecánicas en general, terminados en caliente.

**IRAM 2593.** Tubos de acero al carbono, sin costura, de sección circular. Para usos estructurales y aplicaciones mecánicas en general, trefilados en frío.

**IRAM 2594.** Tubos de acero al carbono, sin costura, de sección cuadrada y rectangular. Para usos estructurales y aplicaciones mecánicas en general, trefilados.

## **CAPITULO 2. ACCIONES SOBRE LAS ESTRUCTURAS LIVIANAS DE ACERO. CLASIFICACION Y METODO DE SUPERPOSICION DE LAS MISMAS**

### **2.1.ACCIONES A CONSIDERAR SOBRE LA ESTRUCTURA**

**2.1.1.** Las acciones a considerar sobre una estructura o elemento estructural, son las consignadas en el artículo 3.1.1. del Reglamento CIRSOC 301 "Proyecto, Cálculo y Ejecución de las estructuras de acero".

**2.1.1.1.** Las acciones permanentes originadas por el peso propio de la estructura y sobre estructura y las acciones debidas a la ocupación y al uso, deben ser calculadas según el Reglamento CIRSOC 101 "Cargas y Sobrecargas gravitatorias para el cálculo de estructuras de edificios". En el anexo a este artículo se indican métodos aproximados para la estimación del peso propio en casos particulares.

**2.1.1.2.** La acción del viento debe ser determinada según el Reglamento CIRSOC 102 "Acción del Viento sobre las Construcciones".

**2.1.1.3.** Las acciones sísmicas deben ser consideradas según el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 "Normas Argentinas para las construcciones sismorresistentes".

**2.1.1.4.** Las acciones resultantes de la nieve y del hielo deben ser calculadas según el Reglamento CIRSOC 104 "Acción del hielo y de la nieve sobre las construcciones".

**2.1.1.5.** Las acciones térmicas pueden ser determinadas según la Recomendación CIRSOC 107 "Acción térmica climática sobre las construcciones".

**2.1.1.6.** La consideración de las acciones originadas por el armado y montaje debe hacerse sobre la base de un esquema previo de montaje, cuya concepción se basa fundamentalmente en los equipos disponibles en esta etapa del trabajo. El estudio del armado y montaje debe contemplar las siguientes pautas:

- a) Evitar esfuerzos torsores o flexo-torsores en elementos no diseñados especialmente para dichos esfuerzos.
- b) Garantizar la estabilidad lateral de elementos planos no arriostrados transversalmente durante el montaje.
- c) Contemplar la posibilidad de inversión de signo de los esfuerzos de flexión, que pueden comprimir elementos que normalmente están traccionados.

- d) Evitar la aplicación de cargas concentradas en elementos no especialmente proyectados para tales efectos.
- e) Analizar la posibilidad de condiciones de apoyo diferentes a las existentes durante las reales condiciones de servicio.
- f) Considerar la posibilidad de efectos dinámicos durante el montaje.
- g) Considerar sobrecargas especiales de operarios, actuando en las secuencias de armado o montaje.

2.1.1.7. Cuando la estructura está sometida a cargas con impacto o a cargas variables repetidas, se estudiará de acuerdo con los artículos 3.1.2.3. y 3.1.2.4. respectivamente del Reglamento CIRSOC 301.

2.1.1.8. Los estados de carga transitorios durante la construcción pueden afectar seriamente a las estructuras livianas de acero. El acopio de materiales para albañilería sobre una cubierta de construcción liviana constituye un caso típico de tal estado de carga.

Estas situaciones deben ser evitadas mediante un riguroso control de ejecución. De no ser así, su consideración en el proyecto resulta imprescindible, lo que puede redundar en un apreciable incremento en el peso estructural.

2.1.2. En el diseño de estructuras livianas de acero se considerarán, como mínimo, las siguientes acciones:

- a) Acciones permanentes originadas por el peso propio de la estructura y sobre estructura;
- b) Acciones debidas a la ocupación y al uso;
- c) Acciones resultantes del viento;
- d) Acciones resultantes de la nieve.

2.1.2.1. La suma de las acciones consignadas en el artículo 2.1.2. a) y b), deberá ser mayor que  $0,4 \text{ kN/m}^2$  ( $40 \text{ kgf/m}^2$ ).

2.1.2.2. Todo elemento estructural debe ser capaz de soportar como mínimo una carga concentrada de  $1 \text{ kN}$  ( $100 \text{ kgf}$ ), ubicada en la posición más desfavorable.

## 2.2.SUPERPOSICION DE ACCIONES

2.2.1. El análisis estructural se llevará a cabo estudiando separadamente los diferentes estados de carga, superponiéndolos

en distintas combinaciones, de manera que se obtengan los esfuerzos de cálculo en las secciones críticas para cada etapa de su elaboración (adoptando las secciones mayores).

2.2.2. Cómo mínimo deberán considerarse los siguientes estados de carga:

- a) Acciones permanentes + acciones debidas a la ocupación y al uso;
- b) Acciones permanentes + acciones resultantes del viento;
- c) Acciones permanentes + acciones debidas a la ocupación y al uso + acciones resultantes del viento.

En el caso de localidades ubicadas en la Zona II del Reglamento CIRSOC 104 "Acción del hielo y de la nieve sobre las construcciones", se considerarán además:

- d) Acciones permanentes + acciones resultantes de la nieve + acciones debidas a la ocupación y al uso (ver párrafo final a este artículo);
- e) Acciones permanentes + acciones resultantes del viento +  $1/2$  acciones resultantes de la nieve;
- f) Acciones permanentes +  $1/2$  acciones resultantes del viento + acciones resultantes de la nieve.

Las acciones debidas a la ocupación y al uso son las definidas en el capítulo 2. del Reglamento CIRSOC 101 como cargas útiles o sobrecargas. Por lo tanto se deben considerar las sobrecargas indicadas en el artículo 4.1. del Reglamento CIRSOC 101.

En el caso particular de cubiertas inaccesibles no es necesario superponer las acciones debidas a la sobrecarga indicada en el artículo 4.1.7. de dicho Reglamento con las acciones originadas por la nieve.

2.2.3. La superposición de acciones se podrá realizar también de acuerdo con lo establecido en la Recomendación CIRSOC 105 "Superposición de Acciones. Combinación de estados de carga", cuando se analizan los estados límites últimos o de servicio. En este caso se deben considerar todas las acciones que actúan sobre la estructura, en la posición más desfavorable.



## ANEXOS AL CAPITULO 2

### 2.1.1.1. ESTIMACION DEL PESO PROPIO

A continuación se indican métodos aproximados para la estimación del peso propio en algunos casos particulares, pudiendo utilizarse las siguientes expresiones a los fines de un análisis preliminar:

- Estructuras de alma llena de chapa delgada doblada en frío (secciones U, doble U o doble T):

$$g \simeq 0,0084 \cdot A \text{ (kN/m)}$$

siendo:

g el peso propio de la viga de alma llena;  
A la sección total de la viga en  $\text{cm}^2$ .

- Estructuras de reticulado livianas:

$$g \simeq 0,0122 \cdot A \text{ (kN/m)}$$

siendo:

g el peso propio de la viga;  
A la sección total de los cordones en  $\text{cm}^2$ .

Las figuras A.1. a A.4. pueden ser utilizadas para definir valores de g de una manera más precisa.

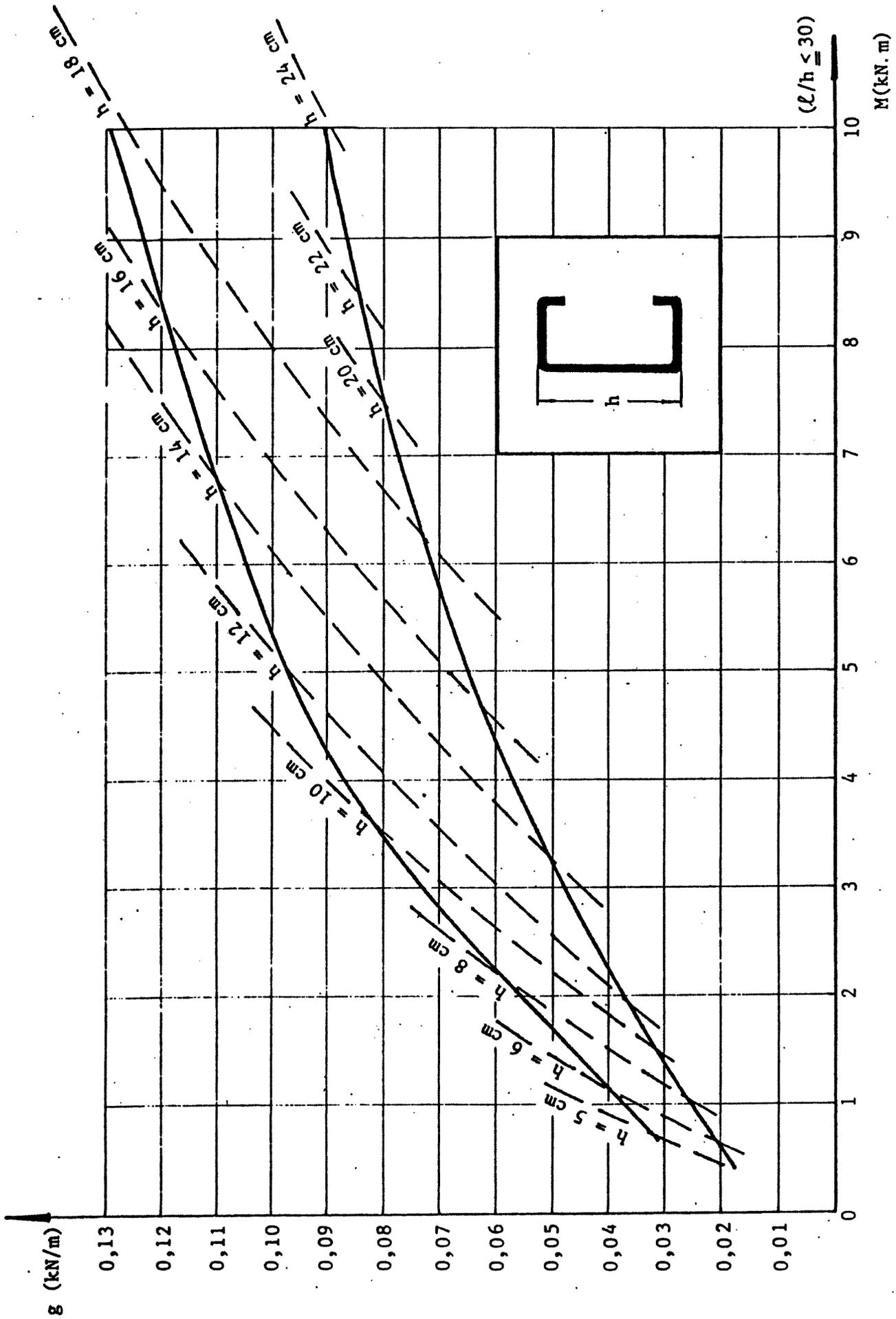


Figura A.1. Peso propio de perfiles de chapa delgada doblada.

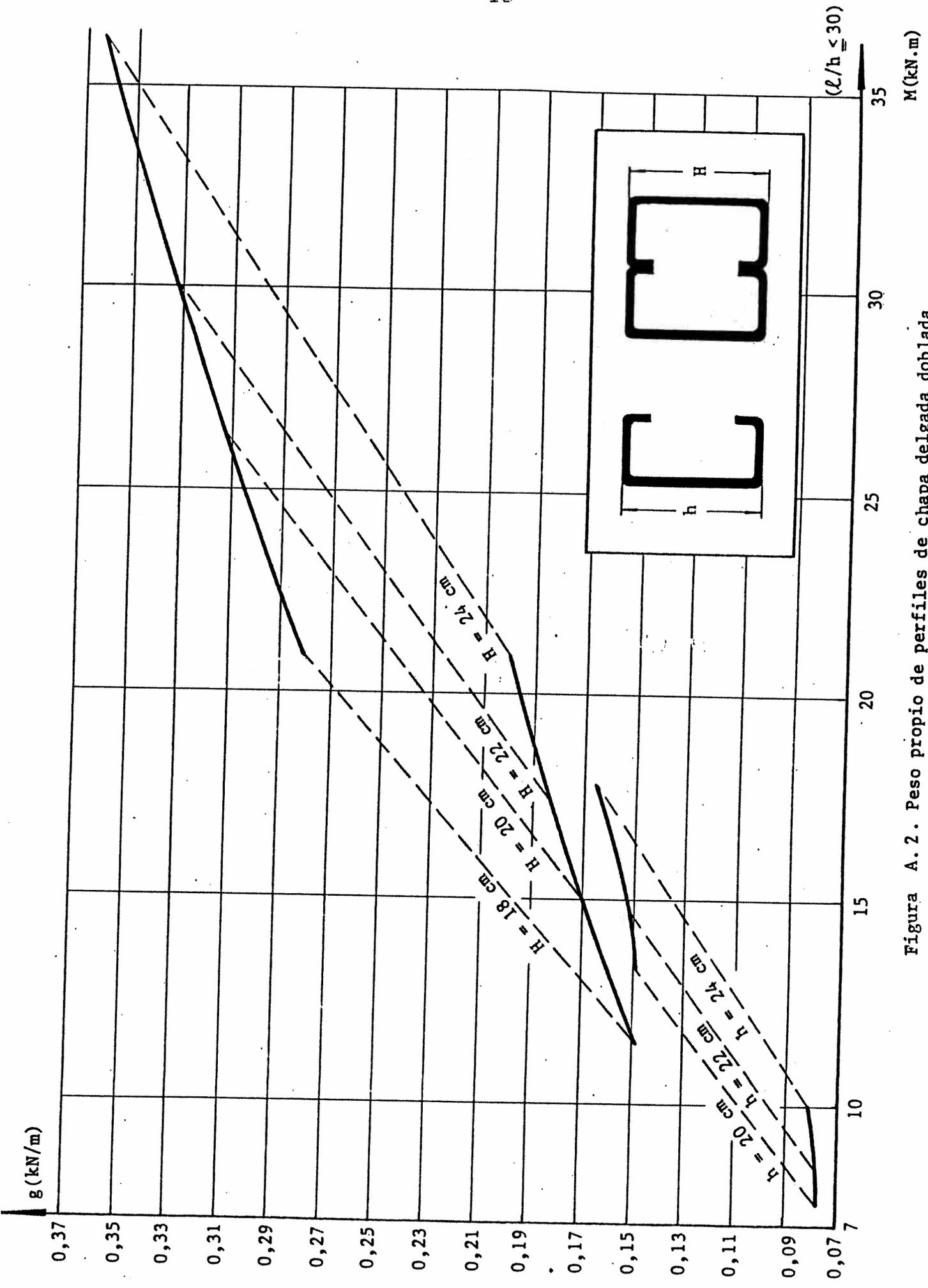


Figura A.2. Peso propio de perfiles de chapa delgada doblada

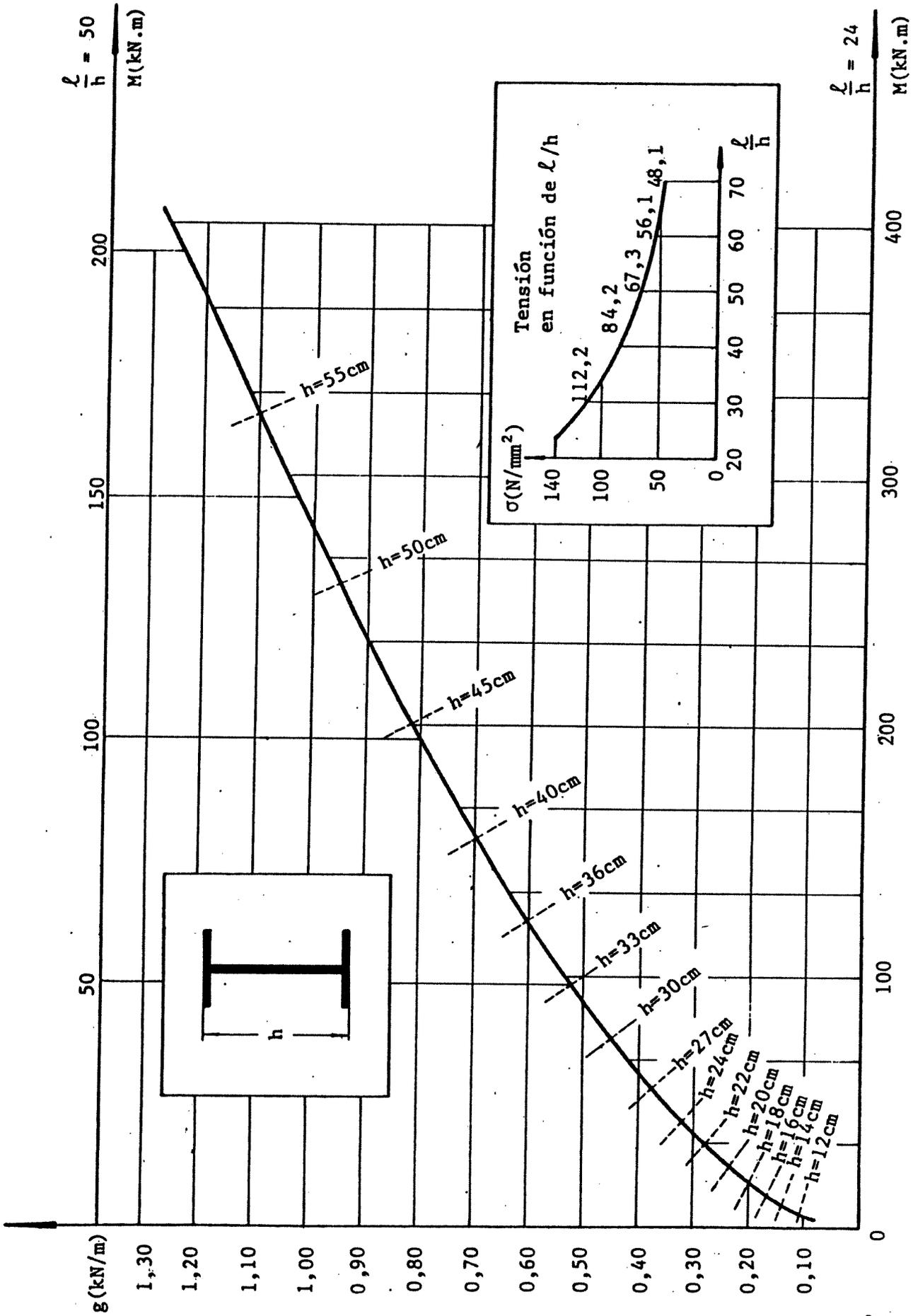


Figura A.3 . Peso propio de secciones I.

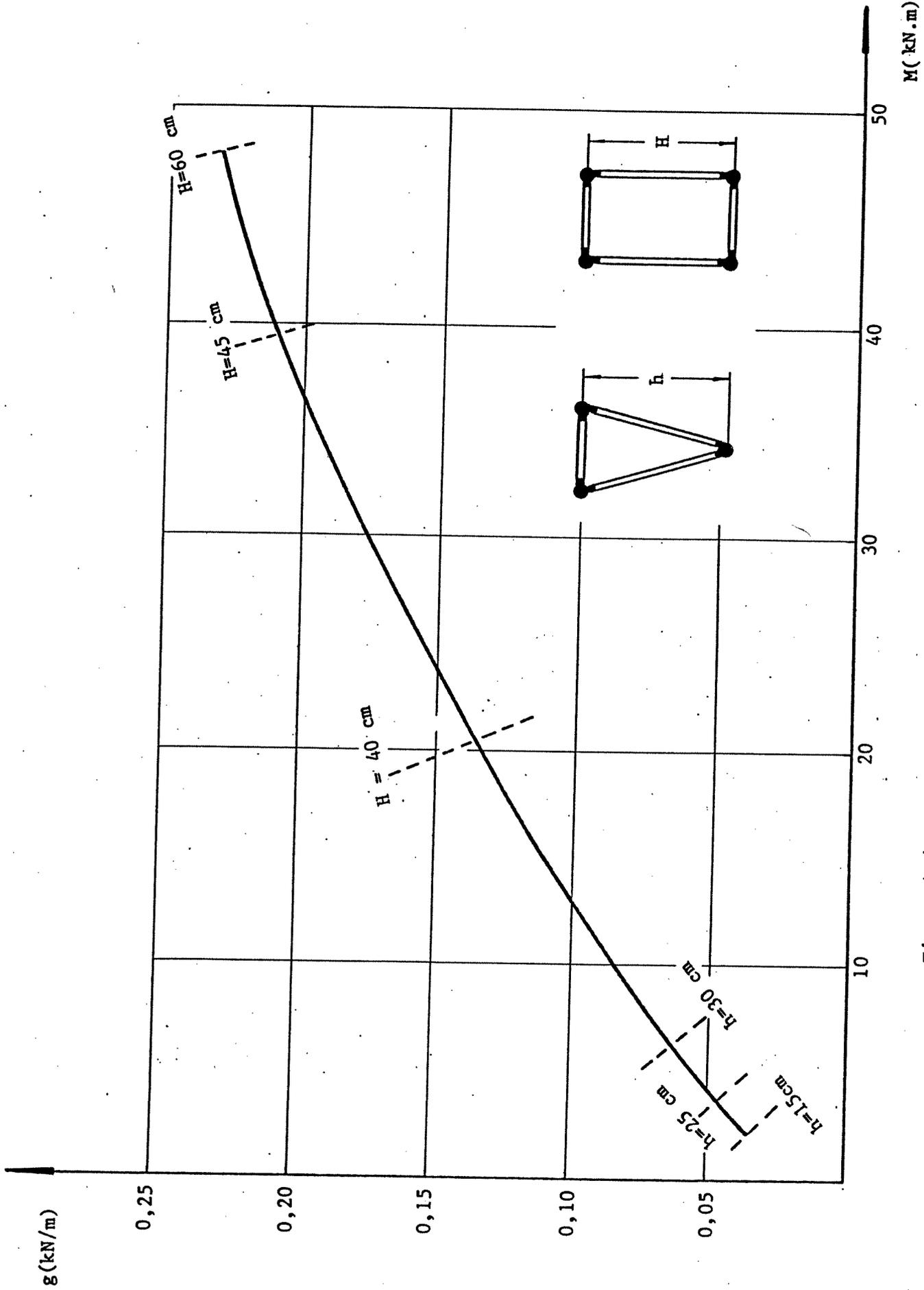


Figura A. 4. Peso propio de secciones de vigas reticuladas.



### **CAPITULO 3. SEGURIDAD DE LAS ESTRUCTURAS LIVIANAS DE ACERO**

El valor mínimo del coeficiente de seguridad para cualquier tipo de estructura liviana de acero es  $\gamma = 1,6$ . Se podrá calcular además el coeficiente de seguridad según la Recomendación CIRSOC 106 "Dimensionamiento del coeficiente de seguridad", pero en ningún caso se podrá adoptar un valor inferior que el establecido anteriormente.



# **CAPITULO 4. ESTRUCTURAS LIVIANAS DE CHAPA DELGADA DOBLADA EN FRIO**

## **4.1. INTRODUCCION**

Este capítulo se aplica al diseño de elementos estructurales fabricados con chapas, flejes o planchuelas dobladas o conformadas en frío, unidas por soldaduras, remaches o tornillos, cuyos espesores son menores que los aceptados por el Reglamento CIRSOC 301).

## **4.2. DEFINICIONES Y NOMENCLATURA**

Han sido expuestas en el artículo 1.4..

## **4.3. MATERIALES**

Se debe cumplir lo establecido en el artículo 1.3..

## **4.4. CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO**

### **4.4.1. Análisis estructural**

El análisis se realizará por cálculo elástico con acotación de tensiones en la tensión admisible o por estados límites según el anexo a este artículo.

### **4.4.2. Acciones**

La consideración de las acciones sobre la estructura debe realizarse de acuerdo con el capítulo 2.

### **4.4.3. Bases de diseño**

La base del diseño es la tensión de fluencia, que se determinará según el artículo 1.3..

### **4.4.4. Cálculo de tensiones y deformaciones**

Los cálculos de tensiones y deformaciones deben realizarse siguiendo los métodos convencionales del análisis estructural, excepto los específicamente analizados en los artículos siguientes.

### **4.4.5. Máxima esbeltez de elementos comprimidos**

La máxima esbeltez admisible para elementos comprimidos es:

$$\lambda = \frac{s_K}{i_{\min}} \leq 200$$

El valor  $s_K$  depende de las condiciones de vínculo de la barra de acuerdo con lo dispuesto en el Reglamento CIRSOC 302.

#### 4.4.6. Valores máximos de la relación de ancho de cálculo

##### 4.4.6.1. Elementos solicitados a compresión axil.

La máxima relación de ancho de cálculo permitida sin tener en cuenta rigidizadores intermedios se encuentra dada en la tabla 1.

Tabla 1.

Tipo de rigidización de los bordes paralelos a la dirección de la sollicitación.	$B_{max}$
Ninguna	60
Ambos bordes rigidizados por almas o alas (por ejemplo secciones U o cajón)	500
Un borde rigidizado por un alma o ala y el otro borde por: I) un labio recto simple; II) otro rigidizador más efectivo.	60 90

Los elementos comprimidos no rigidizados que tienen relación  $B > 30$ , o los elementos comprimidos rigidizados con  $B > 250$ , son proclives a desarrollar deformaciones visuales bajo las cargas de servicio, sin detrimento de su capacidad portante.

Los elementos que tienen relaciones que exceden las del presente artículo pueden emplearse para soportar cargas con el riesgo de deformaciones importantes, que pueden invalidar las fórmulas de diseño de esta Recomendación.

##### 4.4.6.2. Elementos solicitados a flexión.

Las máximas relaciones de ancho de cálculo  $B$ , para almas de secciones doble T, o almas de vigas flexadas en general, será:

a) Secciones típicas  $B = 150$

b) Secciones atípicas  $B = 250$

El caso a) se aplica a las almas comunes de la construcción de chapa doblada en frío, o sea almas sin ninguna rigidización y conectadas a las alas mediante esquinas redondeadas. El caso b) se aplica a almas con rigidizadores en las secciones donde se introducen cargas concentradas y en los apoyos.

Cuando un alma se compone de varias chapas unidas por rigidizadores, la limitación se refiere a cada una de ellas individualmente.

#### 4.4.7. Función característica de tensiones

El comportamiento de los elementos planos se expresa en función de un parámetro de cálculo que se denomina función característica de tensiones, y se define como:

$$g = \sqrt{\frac{E}{\sigma}}$$

siendo:

$E = 210.000 \text{ N/mm}^2$  ( $2.100.000 \text{ kgf/cm}^2$ ) el módulo de elasticidad del acero;  
 $\sigma$  la tensión actuante en el elemento considerado.

La función característica de las tensiones de fluencia será:

$$a) \quad g_F = \sqrt{\frac{E}{\sigma_F}}$$

$$b) \quad g_{Fd} = \sqrt{\frac{E}{\sigma_{Fd}}}$$

siendo:

$\sigma_F$  la tensión de fluencia del material virgen;

$\sigma_{Fd}$  la tensión de fluencia considerando el incremento por plegado en frío.

#### 4.4.8. Propiedades de la sección

Las propiedades de la sección, área, momento de inercia, momentos resistentes, radios de giro, etc., pueden determinarse de la manera convencional conforme a los métodos tradicionales del diseño estructural.

Estas características se refieren a la sección total en elementos comprimidos o a la sección neta en los traccionados, teniendo en cuenta las consideraciones del artículo 4.4.9..

Estos cálculos pueden simplificarse empleando el método lineal, en el que se considera al material de la sección concentrado a lo largo de la línea central de la chapa, trabajándose con elementos rectos o curvos sin espesor. El espesor  $t$  se lo considera luego de efectuar los cálculos lineales (ver el anexo a este artículo).

#### 4.4.9. Determinación del ancho efectivo de cálculo

La relación de ancho efectivo de cálculo  $B_e$ , definido en el artículo 1.4., se utiliza en todo el proceso del cálculo, y ha de ser el menor de los siguientes valores:

a)  $B_e = B$  definido en el artículo 1.4.

b)  $B_e = 1,30 g - R$

siendo:

g la función característica de tensiones referida a la tensión máxima correspondiente al ancho efectivo  $B_e$ ;

B la relación de ancho de cálculo;

$$R = 0,1 B - 6$$

se deberá adoptar  $R = 0$  cuando:

a)  $B \leq 60$ ;

b) el elemento está rigidizado en ámbos bordes por un ala o un alma.

Para calcular las características estructurales efectivas de una barra con elementos o subelementos en compresión, sujetos a la corrección  $R$  en el ancho efectivo, el área de los rigidizadores de borde o intermedios se considerará reducida a un área efectiva  $A_{ef}$  como sigue:

Para  $B$  del elemento rigidizado entre 60 y 90:

$$A_{ef} = k \cdot A$$

con

$$k = 3 - 2 B_e/B + B_e/30 - B/30$$

Para  $B > 90$  :

$$A_{ef} = (B_e/B) \cdot A$$

$A_{ef}$  y  $A$  se refieren exclusivamente al área del rigidizador, sin tener en cuenta partes de elementos adyacentes.

El centro de gravedad del rigidizador se debe considerar coincidente con el centro de gravedad de  $A$  y el momento de inercia propio del rigidizador respecto a su eje baricéntrico será el que corresponde a su sección total  $A$ .

#### 4.4.10. Vigas de pequeña luz que soportan cargas concentradas

Cuando en un elemento flexado se cumple que:

$$l \leq 30 a'$$

siendo:

$l$  la luz total de la viga, en el caso de vigas simplemente apoyadas; la distancia entre puntos de inflexión, en vigas continuas; el doble de la luz, en voladizos;

$a'$  el ancho del ala medido a partir del alma en secciones doble T o similares, la mitad de la separación entre almas para secciones cajón o U, el ancho medido a partir del alma más la altura del labio para secciones doble T con rigidizador de borde en el ala.

y además soporta cargas concentradas separadas una distancia mayor que  $2 a'$ , el ancho efectivo de cálculo para las alas traccionadas o comprimidas determinado según el artículo 4.4.9. debe reducirse en porcentajes obtenidos experimentalmente. En el anexo a este artículo se dan valores aproximados de tales factores de corrección.

#### 4.4.11. Rigidizadores para elementos comprimidos

##### 4.4.11.1. Rigidizadores extremos

Para que un elemento de chapa delgada comprimido pueda ser considerado rigidizado, debe estar unido a un alma en toda la longitud de uno de sus bordes paralelos a la dirección del esfuerzo, y a lo largo del otro borde puede presentar un labio, un alma u otro medio de rigidización que tenga como mínimo un momento de inercia:

$$I_{\text{mín}} = (2 \cdot B - 13) \cdot t^4 \quad \text{pero no menor que } 9 \cdot t^4$$

siendo:

B la relación de ancho de cálculo del elemento rigidizado definida en el artículo 1.4.1.;

t el espesor de la chapa;

$I_{\text{mín}}$  el momento de inercia mínimo admisible del rigidizador de cualquier forma, respecto a su eje baricéntrico paralelo al elemento rigidizado.

Cuando la rigidización se logra mediante labio recto simple por doblado a  $90^\circ$ , la altura  $h_1$  del labio será:

$$h_1 \geq (24 \cdot B - 156)^{1/3} \cdot t \quad \text{pero no menor que } 5 \cdot t$$

Cuando la relación B resulte mayor que 60, no se permite emplear labios rigidizadores simples como refuerzos (ver Tabla 1).

##### 4.4.11.2. Rigidizadores intermedios para elementos comprimidos multirigidizados.

Para que una chapa comprimida pueda ser considerada como multirigidizada debe tener rigidizadores intermedios longitudinales continuos en la dirección del esfuerzo, entre almas o entre alma y un borde rigidizado. El momento de inercia de tal rigidizador intermedio debe ser mayor o igual que  $2 \cdot I_{\text{mín}}$ . Se deben considerar, además, las siguientes limitaciones a la relación  $B_e$  definida en el artículo 1.4.1..

- a) Si la separación de rigidizadores intermedios entre dos almas genera subelementos que tienen  $B > B_e$  (elementos no totalmente eficaces), se consideran como colaborantes sólo dos rigidizadores intermedios, los más próximos a las almas.
- b) Si la separación de rigidizadores intermedios entre un alma y un borde rigidizado es tal que B de un subelemento resulta mayor que  $B_e$ , se considera como efectivo un sólo rigidizador intermedio, el más cercano al alma.

- c) Si los rigidizadores intermedios se encuentran tan juntos que se cumple para cada subelemento que  $B \leq B_e$  (todos los subelementos totalmente eficaces), el elemento rigidizado puede ser reemplazado por un elemento no rigidizado equivalente, cuyo ancho de cálculo  $b$  es la totalidad del ancho de la chapa entre almas o entre alma y rigidizador de borde, y su espesor resulta de la expresión:

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

siendo:

$I_s$  el momento de inercia del área total del elemento multirigidizado, incluyendo los rigidizadores intermedios, respecto al eje que, pasando por su centro de gravedad, es paralelo a la dirección sobre la que se mide el ancho;

$p$  el perímetro del elemento rigidizado, entre rigidizadores extremos.

#### 4.4.12. Desplazamiento vertical de las alas

En elementos flexados con alas muy anchas, se debe limitar la tendencia al desplazamiento vertical de dichas alas, cumpliendo con los máximos valores de  $B$  que se dan a continuación, válidos para secciones con ala superior e inferior.

- a) Alas traccionadas, comprimidas no rigidizadas o alas comprimidas rigidizadas con efectividad total:

$$B_{\text{máx}} = 8F \cdot \left( \frac{h \cdot w}{t^2} \right)^{1/4}$$

- b) Alas comprimidas con efectividad parcial:

$$B_{\text{máx}} = 0,5 \cdot 8F \left( \frac{h \cdot w}{t^2} \right)^{1/2}$$

siendo:

$B_{\text{máx}}$  la relación de ancho de cálculo del ala medido desde el alma, o la semidistancia entre almas en secciones U o cajón;

$8F$  la función característica de tensiones de fluencia de la chapa definida en el artículo 4.4.7.;

$t$  el espesor del ala;

h la distancia libre entre alas;

w el desplazamiento vertical admisible de las alas, menor que el 5% de la altura del perfil.

#### 4.4.13. Coeficiente de minoración de tensiones admisibles

a) Para todo elemento traccionado o comprimido rigidizado completamente, el coeficiente de minoración es  $q = 1$ .

b) Elementos comprimidos no rigidizados tienen los siguientes valores de  $q$ :

$$\text{Si } B \leq g_F \cdot 0,37 \quad q = 1$$

$$\text{Si } 0,37 g_F < B \leq 0,84 g_F \quad q = 1,37 (1 - 0,725 B/g_F)$$

$$\text{Si } 0,84 g_F < B \leq 25 \quad q = 0,378 (g_F/B)^2$$

$$\text{Si } 25 < B \leq 60$$

$$\text{Para angulares:} \quad q = 0,378 (g_F/B)^2$$

$$\text{Para todas las otras secciones:} \quad q = g_F^2 (1 - 0,015 B) \cdot 10^{-3}$$

c) El coeficiente de tensión  $q$  para secciones circulares huecas sometidas a compresión, se determinará como sigue:

$$\text{Si } D \leq 0,112 g_F^2 \quad q = 1$$

$$\text{Si } 0,112 g_F^2 < D \leq 0,441 g_F^2 \quad q = (0,042 g_F^2/D) + 0,625$$

siendo:

D la relación entre el diámetro medio de la corona circular y su espesor  $t$ .

Todas las restantes expresiones han sido ya definidas.

#### 4.4.14. Coeficiente de pandeo local

El coeficiente de pandeo local  $Q$  se obtiene por el producto

$$Q = q_m \cdot Q_a$$

siendo:

$q_m$  el mínimo valor de  $q$ , según el artículo 4.4.13.;

$Q_a$  el factor de área, igual a 1 para secciones circulares huecas o para secciones compuestas completamente por elementos no rigidizados; en todos los otros casos es:

$$Q_a = \frac{(\sum B_{\sigma} \cdot t^2 + A_p)}{A}$$

$B_{\sigma} = B$  para un elemento no rigidizado

$$B_{\sigma} = \frac{1,64 g_{Fd} - R \leq B}{\sqrt{q_m}} \quad \text{para un elemento rigidizado}$$

$A_p$  la suma de las áreas de los pliegues de la sección;  
 $A$  la sección total, sin ninguna disminución;

$$g_{Fd} = \sqrt{E/\sigma_{Fd}}$$

siendo:

$\sigma_{Fd}$  la tensión de fluencia modificada por influencia del doblado en frío;

$R$  el valor definido en el artículo 4.4.9..

#### 4.4.15. Coeficiente de equivalencia a flexión uniforme

El coeficiente  $C_m$  es válido para esfuerzos actuantes en cualquier plano de flexión.

##### 4.4.15.1. Barras no solicitadas por cargas transversales entre apoyos

- a) Elementos comprimidos en estructuras que dependen de su propia rigidez a la flexión para prevenir desplazamientos en la dirección considerada.

$C_m = 0,85$  para barras que flexionan con doble curvatura, o sujetas a un momento en un solo extremo.

$C_m = 1,00$  para barras que flexionan con curvatura simple, producida por momentos actuando en cada extremo.

- b) Elementos comprimidos en estructuras con nudos arriostrados contra desplazamientos laterales en la dirección considerada.

$C_m = 0,6 + 0,4 M_1/M_2$  para barras flexadas en simple curvatura.

$C_m = 0,6 - 0,4 M_1/M_2 \geq 0,4$  para barras flexadas en doble curvatura.

siendo:

$M_1/M_2$  la relación entre el menor y el mayor momento flexor actuante entre los extremos opuestos de la longitud no arriostrada, en el plano de flexión considerado.

#### 4.4.15.2. Barras solicitadas por cargas transversales entre apoyos

Para elementos comprimidos en estructuras con nudos arriostrados contra desplazamientos en el plano de carga y sujetas a fuerzas transversales entre sus apoyos se pueden utilizar los siguientes valores:

$C_m = 0,85$  para barras con extremos fijos;

$C_m = 1,00$  para barras con extremos desplazables.

### 4.5. VERIFICACION POR TENSIONES ADMISIBLES

#### 4.5.1. Generalidades

Los elementos de chapa doblada en frío pueden verificarse por tensiones admisibles, conforme con las especificaciones que siguen a continuación.

#### 4.5.2. Tensión básica de diseño

La tensión básica de diseño es:

$$\sigma_{bd} = \sigma_F / \gamma$$

$$\sigma_{bd} = \sigma_{Fd} / \gamma$$

siendo:

$\sigma_F$  la tensión de fluencia del material virgen;

$\sigma_{Fd}$  la tensión de fluencia modificada por influencia del doblado en frío;

$\gamma$  el coeficiente de seguridad determinado según el capítulo 3.

#### 4.5.3. Tensiones admisibles

Salvo en los casos específicamente establecidos en esta Recomendación, las tensiones en elementos traccionados, comprimidos o flexados, no deben superar el valor  $q \cdot \sigma_{bd}$ , donde  $q$  y  $\sigma_{bd}$  fueron definidos en los artículos 4.4.13. y 4.5.2. respectivamente.

#### 4.5.4. Flexión de barras rectas no arriostradas lateralmente

Para prevenir el pandeo lateral de elementos flexados no arriostrados transversalmente, la máxima tensión media de compresión  $\sigma'_c$  en la fibra extrema no excederá los valores admisibles dados en el artículo 4.5.3. o en los artículos siguientes.

##### 4.5.4.1. Barras flexadas de alma simple

- Flexión respecto de un eje normal al eje del alma

a) Secciones I y U (I simétricas respecto al plano del alma y U simétricas):

Si  $\sigma_{be} > 0,5 (\sigma_{bd} - \sigma_t)$  , entonces:

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

Si  $\sigma_{be} \leq 0,5 (\sigma_{bd} - \sigma_t)$  , entonces:

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

b) Secciones Z (simétricas respecto de un punto):

Si  $\sigma_{be} > \sigma_{bd} - 0,5 \sigma_t$  , entonces:

$$\sigma'_{cadm} = \sigma_{bd} - \frac{0,5 (\sigma_{bd} - 0,5 \sigma_t)^2}{\sigma_{be}}$$

Si  $\sigma_{be} \leq \sigma_{bd} - 0,5 \sigma_t$  , entonces:

$$\sigma'_{cadm} = 0,5 (\sigma_{be} + \sigma_t)$$

siendo:

$\sigma_{bd}$  la tensión básica de diseño según el artículo 4.5.2.;

$\sigma'_{cadm}$  la tensión admisible para compresión según el artículo 4.5.4.;

$$\sigma_{be} = \frac{5,12 \cdot E \cdot h \cdot I_{zc} \cdot C_b}{l^2 \cdot W_{yc}} ;$$

$$\sigma_t = \frac{0,174 \cdot G \cdot A \cdot t^2 \cdot C_b}{h \cdot W_{yc}} ;$$

$l$  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 a un eje que pase por el centro de gravedad de la parte comprimida y sea paralelo al alma de la viga;
- $W_{yc}$  el módulo resistente de la sección completa =  $I_y$  dividido por la distancia desde el centro de gravedad, a la fibra comprimida extrema;
- $A$  el área de la sección;
- $t$  el espesor de la chapa;
- $E$  = 210 000 N/mm<sup>2</sup> (2 100 000 kgf/cm<sup>2</sup>), el módulo de elasticidad longitudinal del acero;
- $G$  = 81 000 N/mm<sup>2</sup> (810 000 kgf/cm<sup>2</sup>), el módulo de elasticidad transversal del acero;
- $C_b$  el coeficiente de flexión, que conservativamente puede tomarse igual a uno, o bien se calcula:

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

- $M_1$  y  $M_2$  los momentos flexores definidos en el artículo 4.4.15..

Las relaciones  $M_1/M_2$  son positivas cuando originan curvaturas dobles, y negativas cuando causan curvaturas simples. Cuando en el tramo existen momentos flectores mayores que  $M_1$  y  $M_2$  la relación  $M_1/M_2$  se toma igual a uno. Para barras flexocomprimidas,  $C_b = 1$ .

#### 4.5.4.2. Barras flexadas de alma múltiple, chapas rigidizadas flexadas.

Ver anexo a este artículo.

#### 4.5.4.3. Flexión de barras de sección cajón cerrado

La máxima tensión de compresión, no debe exceder:

$$\sigma'_{cadm} = \frac{E \sqrt{(I_z \cdot I_T)}}{l \cdot W_{yc}}$$

siendo:

$l$  y  $W_{yc}$  los valores definidos en el artículo 4.5.4.1.;

$I_z$  momento de inercia de la sección respecto al eje  $z$ , paralelo a las almas;

$I_T = \frac{2(a \cdot b)^2}{(a/t_1) + (b/t_2)}$ , la constante de torsión libre de la sección;

a la distancia entre ejes de almas;

b la distancia entre ejes de alas;

$t_1$  el espesor de las alas;

$t_2$  el espesor de las almas.

#### 4.5.5. Tensiones admisibles en las almas

##### 4.5.5.1. Tensiones de corte en las almas

La máxima tensión promedio de corte en chapas de almas será:

$$\tau_{\text{máx}} \leq \sigma_F / 2,5$$

pero no excederá:

a) para  $H \leq 3,2 g_F$

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{0,88 \cdot E}{H \cdot g_F}$$

b) para  $H > 3,2 g_F$

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{2,82 \cdot E}{H^2}$$

siendo:

$H = \frac{h_a}{t}$  la relación de altura total del alma;

$\sigma_F$  la tensión de fluencia del material virgen;

$g_F$  el valor definido en el artículo 4.4.7.

Cuando el alma consiste en dos o más chapas, cada una de ellas se tomará por separado soportando su parte proporcional del corte.

##### 4.5.5.2. Tensiones de flexión en el alma

La tensión de compresión en la chapa de alma de una viga flexionada en su plano, no excederá de  $\sigma_{bd}$  (según el artículo 4.5.2.) ni del siguiente valor:

$$\sigma_{\text{cadm}}'' = 17,6 \frac{E}{H^2}$$

siendo:

- E el módulo de elasticidad longitudinal del acero;  
 H el valor definido en el artículo 4.5.5.1..

#### 4.5.5.3. Tensiones combinadas de corte y flexión en el alma

Las tensiones en las chapas de alma solicitadas a flexión y corte no deben superar los valores especificados en los artículos anteriores, debiéndose cumplir además:

$$(\sigma_c'' / \sigma_{cadm}'')^2 + (\tau / \tau_{adm})^2 \leq 1$$

siendo:

- $\sigma_c''$  la máxima tensión de compresión calculada en el alma;  
 $\tau$  la tensión tangencial media debida al corte, calculada dividiendo el esfuerzo de corte por el área respectiva del alma.

#### 4.5.5.4. Abolladura del alma debido a cargas concentradas

Para prevenir la abolladura de las chapas de alma no rigidizadas que tengan una relación  $H \leq 150$ , las cargas concentradas y las reacciones de apoyo no excederán los valores de  $P_{m\acute{a}x}$  dados a continuación.

En las chapas de alma que tengan una relación  $H > 150$ , o cuando se excedan los valores de  $P_{m\acute{a}x}$  indicados, deben preverse los medios adecuados para transmitir las cargas concentradas o reacciones directamente al alma.

##### a) Vigas de alma simple sin reforzar

- I) Para reacciones extremas, o cargas concentradas en los extremos de los voladizos y radios de curvatura de los pliegues no mayores que 4 t:

$$P_{m\acute{a}x} = 0,01 t^2 \sigma_F (98 + 4,2 A^* - 0,022 A^* \cdot H - 0,011 H) (1,15 - 0,15 n) (4 - k)$$

- II) Para reacciones en apoyos interiores o cargas en cualquier punto del tramo y radios de curvaturas de los pliegues no mayores que 4 t:

$$P_{m\acute{a}x} = 0,01 t^2 \sigma_F (305 + 2,3 A^* - 0,009 A^* \cdot H - 0,5 H) (1,06 - 0,06 n) (3,67 - 0,67 k)$$

- III) Para radios de curvatura mayores que 4 t se deberán efectuar ensayos conforme al artículo 4.8..

b) Para vigas I construidas con dos perfiles U, o secciones similares que proveen un alto grado de restricción contra el giro del alma, tales como las secciones I construidas con un perfil U y dos angulares soldados:

I) Para reacciones extremas o cargas concentradas en los extremos de voladizos:

$$P_{\text{máx}} = t^2 \sigma_F (4,44 + 0,588 \sqrt{A^*})$$

II) Para reacciones de apoyo internas o cargas concentradas en cualquier punto del tramo:

$$P_{\text{máx}} = t^2 \sigma_F (6,66 + 1,446 \sqrt{A^*})$$

Todo lo anterior vale para secciones con alma simple. Para almas múltiples se calculará por separado  $P_{\text{máx}}$  para cada chapa y el valor a adoptar será la suma de tales valores parciales.

Para cargas cercanas a los apoyos a distancias mayores que el 50% de la altura del alma  $h_a$ , se aplican las ecuaciones (II); si esta distancia es menor que el 50% se aplican las ecuaciones (I).

En las ecuaciones anteriores son:

$P_{\text{máx}}$  la reacción o carga concentrada máxima admisible;

t el espesor del alma;

$A^*$  la relación entre la longitud real del apoyo y el espesor del alma, tomándose igual a H cuando sea mayor que este valor;

$\sigma_F$  la tensión de fluencia;

$$k = (29,9/g_F)^2;$$

n la relación entre el radio interno de plegado y el espesor del alma;

H la relación de altura total del alma ( $h_a/t$ ) definida en el artículo 1.4.1..

En elementos flexados que posean almas inclinadas, pueden introducirse grandes fuerzas transversales de compresión por efecto de las cargas concentradas. Para la aplicación de las expresiones II establecidas en este artículo, debe considerarse la posibilidad de interacción de flexión y abolladura del alma.

#### 4.5.6. Barras comprimidas cargadas axilmente

La tensión promedio  $\sigma_c$  en barras comprimidas por cargas concentradas, no excederá el valor  $\sigma_{\text{cadm}}$  siguiente:

$$\text{a) Si } \sigma_p \leq \sigma_0 \quad \sigma_{\text{cadm}} = \sigma_p$$

$$\text{b) Si } \sigma_p > \sigma_0 \quad \sigma_{\text{cadm}} = 2 \cdot \sigma_0 - \sigma_0^2/\sigma_p$$

siendo:

$$\sigma_o = 0,5 Q \cdot \sigma_{bd}$$

$\sigma_{bd}$  la tensión básica de diseño;

Q el coeficiente de pandeo local definido en el artículo 4.4.14..

4.5.6.1. Para perfiles doble T de alas iguales, secciones cerradas o circulares, o cualquier otra forma que no pueda estar sometida a pandeo flexo-torsional, y en barras arriostradas contra la torsión con alabeo, es:

$$\sigma_p = \sigma_e = 5,12 \cdot E/\lambda^2$$

siendo:

$\lambda$  la mayor de las esbelteces respecto de los ejes y o z.

4.5.6.2 Para secciones con un solo eje de simetría, o simétricas respecto de un punto, que pueden estar sujetas a pandeo flexo-torsional:

$$\sigma_p = \sigma_{st} \text{ ó } \sigma_e$$

adoptándose el menor de los dos valores.  $\sigma_e$  fue definido en el artículo anterior.

$$\sigma_{st} = \frac{1}{2\beta} \left[ \sigma_s + \sigma_t - \sqrt{(\sigma_s + \sigma_t)^2 - 4\beta \sigma_s \cdot \sigma_t} \right]$$

donde:  $\sigma_s = 5,12 \cdot E/\lambda_s^2$

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

siendo:

$$\beta = 1 - (y_C/i_C)^2;$$

A 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  $y$ ;

$s_K$  la longitud de pandeo;

$I_T$  la constante de torsión libre de la sección (para secciones de pared delgada), que para secciones abiertas vale:

$$I_T = 1/3 (\ell_1 \cdot t_1^3 + \ell_2 \cdot t_2^3 + \dots + \ell_n \cdot t_n^3);$$

$t_1, t_2, \dots, t_n$  los espesores de las chapas de cada uno de los elementos de la barra;

$\ell_1, \ell_2, \dots, \ell_n$  las longitudes de las líneas medias de los elementos de la barra;

$I_\omega$  el momento sectorial de inercia de la sección (ver el Anexo a este artículo);

$\lambda_s$  la esbeltez respecto del eje de simetría de la sección completa.

**4.5.6.3.** Para formas no simétricas respecto a un eje o un punto,  $\sigma_p$  deberá ser determinado por un análisis exhaustivo o bien recurrirse a ensayos según el artículo 4.8..

#### 4.5.7. Combinación de esfuerzos axiales y de flexión

Elementos solicitados a esfuerzos combinados de flexión y compresión axial, deben satisfacer las siguientes condiciones:

$$a) \frac{\sigma_c}{Q \sigma_{bd}} + \frac{\sigma_{My}}{\sigma_{My adm}} + \frac{\sigma_{Mz}}{\sigma_{Mz adm}} \leq 1$$

$$b) \frac{\sigma_c}{\sigma_{cadm}} + \frac{C_{my} \cdot \sigma_{My} \cdot a_y}{\sigma_{My adm}} + \frac{C_{mz} \cdot \sigma_{Mz} \cdot a_z}{\sigma_{Mz adm}} \leq 1$$

siendo:

$\sigma_c$  la tensión normal debida al esfuerzo axial;

$\sigma_{bd}$  la tensión básica de diseño según el artículo 4.5.2.;

$Q$  el coeficiente de pandeo local según el artículo 4.4.14.;

$\sigma_{cadm}$  la tensión admisible para carga axial solamente, calculada según el artículo 4.5.6.;

$\sigma_{My}$  y  $\sigma_{Mz}$  en la ecuación a) son las tensiones de flexión para los puntos en cuestión, si se aplica la ecuación b) son los valores máximos de tensiones, de las producidas en todas las secciones del elemento, como consecuencia de la flexión;

$\sigma_{My adm}$  y  $\sigma_{Mz adm}$  las tensiones admisibles por flexión solamente, según el artículo 4.5.4., en la ecuación a) no se tendrá en cuenta el efecto de pandeo lateral si la sección considerada coincide con un arriostramiento;

$C_{my}$  y  $C_{mz}$  los coeficientes que tienen en cuenta la variación de los momentos flexores según el artículo 4.4.15.;

$a_z$  y  $a_y = 1/(1 - \sigma_c/\sigma_e)$  los factores de amplificación; la esbeltez  $\lambda$  considerada para el cálculo de  $\sigma_e$  debe ser la correspondiente al plano de flexión para el que se calcula  $a_y$  o  $a_z$ . Si  $\sigma_c/\sigma_{c adm} < 0,15$  se puede tomar  $a_y = a_z = C_{my} = C_{mz} = 1$ . ( $\sigma_e$  está definida en el artículo 4.5.6.1.).

## 4.6. RIGIDIZACION

### 4.6.1. Generalidades

Los elementos y la estructura en conjunto deberán ser correctamente rigidizados. Debe tomarse especial cuidado en asegurar la rigidización del conjunto estructural, especialmente cuando está constituido por elementos independientes que trabajan solidariamente, como paredes, entrepisos y cubiertas que actúan como diafragmas.

Los planos deberán ser detallados y describir las formas constructivas de los arriostramientos, incluyendo los necesarios para garantizar la efectividad del sistema conjunto.

Las exigencias mínimas necesarias para la rigidización correcta de las estructuras de chapa delgada plegada en frío, se darán en los artículos siguientes.

Como principio general se establece que la separación de los arriostramientos, en ningún caso será mayor que la longitud no arriostrada supuesta en el diseño de las barras componentes.

### 4.6.2. Arriostramiento de barras y elementos comprimidos

4.6.2.1. Para columnas y otras barras axialmente comprimidas, para alas comprimidas de vigas y cordones de reticulados, el arriostramiento formado por barras de acero individuales debe ser diseñado para soportar no menos del 2% de la máxima fuerza de compresión de la pieza en el punto arriostrado.

4.6.2.2. Los arriostramientos sometidos a compresión deben tener una esbeltez no mayor que 200. Las fuerzas deben distribuirse proporcionalmente entre todos los arriostramientos

actuantes en un punto dado, de manera que se logre un trabajo conjunto adecuado.

**4.6.2.3.** Las alas comprimidas de las vigas o los cordones comprimidos de reticulados, pueden ser considerados arriostrados lateralmente por las losas o cubiertas pasantes fijadas a ellos. Las losas o cubiertas y los elementos de fijación deben ser diseñados, de manera que puedan resistir una fuerza en su plano uniformemente distribuida en toda la longitud del ala o cordón, no menor que el 5% de la máxima fuerza de compresión del elemento que arriostran.

#### **4.6.3. Vigas cajón**

Para secciones cajón cerradas, empleadas como vigas no arriostradas, la longitud de las alas comprimidas sin rigidización transversal, debe cumplir las exigencias del artículo 4.5.4.2..

#### **4.6.4. Secciones asimétricas**

En secciones U, L, Z y otras formas asimétricas abiertas deberán preverse arriostramientos contra la torsión, bajo cualquier estado de cargas.

#### **4.6.5. Tabiques arriostrantes**

##### **4.6.5.1. Montantes de tabiques**

La capacidad portante de un montante que integra una pared o tabique, se calcula en función del material de revestimiento y de los elementos de unión que vinculan tal material al montante. En general, el material de la pared proporciona apoyo lateral suficiente al montante en su plano, si las uniones cumplen con las siguientes exigencias:

- a) El material de revestimiento debe unirse a ambas caras o alas del montante a rigidizar.
- b) La separación máxima de las uniones del material de revestimiento al montante no excederá de :

$$a_{\text{máx}} = \frac{8 \cdot E \cdot I_2 \cdot k}{A^2 \cdot \sigma_F^2}$$

La esbeltez  $a/i_2$  del montante entre medios de unión no debe exceder de  $l/2i_1$ .

Por consiguiente, la separación máxima entre medios de unión no será mayor que el valor indicado anteriormente en el punto b) de este artículo ni mayor que el indicado a continuación:

$$a_{\text{máx}} = \frac{l \cdot i_2}{2 \cdot i_1}$$

siendo:

$l$  la longitud del montante;

$i_1 = \sqrt{I_1/A}$  el radio de giro del montante respecto a su eje paralelo a la pared;

$i_2 = \sqrt{I_2/A}$  el radio de giro del montante respecto a su eje normal a la pared.

La restante nomenclatura se define en el artículo 4.6.5.2.2..

#### 4.6.5.2. Rigidez del material del tabique

4.6.5.2.1. La rigidez del material del tabique debe determinarse experimentalmente para obtener el módulo de soporte elástico  $k$  (constante de resorte) del material del revestimiento.

Este valor experimental, no debe ser menor que:

$$k = \frac{\sigma_F^2 \cdot a \cdot A^2}{8 \cdot E \cdot I_2}$$

4.6.5.2.2. La fuerza lateral  $P_L$  que debe ser capaz de ejercer cada elemento de unión del material del tabique al montante, en el plano del tabique, para evitar el pandeo lateral del montante, no será menor que:

$$P_L = \frac{k \cdot e \cdot P}{P_S - P}$$

siendo:

$a$  el espaciamiento real de los elementos de unión, en la dirección del montante, para uniones continuas se toma  $a = 1$ ;

$A$  el área de la sección del montante;

$e$  la longitud del montante dividida por 240;

$E$  el módulo de elasticidad del material del montante;

$\sigma_F$  la tensión de fluencia del material del montante;

$I_1$  el momento de inercia del montante respecto a su eje paralelo a la pared;

$I_2$  el momento de inercia del montante respecto a su eje normal a la pared;

k la constante de resorte del material de revestimiento (a cada lado del montante) y sus uniones. Equivale a la fuerza que produce un alargamiento unitario en una faja del material de la pared, de ancho  $a$  y longitud igual a la distancia entre montantes adyacentes (en este artículo y en el 4.6.5.1.  $k$  es la constante real obtenida de ensayos, en el artículo 4.6.5.2.1.  $k$  es la constante mínima requerida para una separación dada de los elementos de unión);

P la carga de diseño del montante;

$$P_s = (3,2 \cdot \sigma_{bd} / \sigma_F) \cdot \sqrt{(E \cdot I_2 \cdot k / a)};$$

$\sigma_{bd}$  la tensión básica de diseño, definida en el artículo 4.5.2. para el diseño por tensiones admisibles y en el punto 3 del anexo a este capítulo para el diseño por estados límites.

#### 4.6.6. Arriostramientos para impedir la torsión en vigas de sección U y Z

Las prescripciones de este artículo serán de aplicación en los siguientes casos:

- a) Cuando ningún ala está unida a un panel o revestimiento de forma que queden impedidos los desplazamientos laterales del ala unida.
- b) Cuando la carga actúa en el plano del alma.

##### 4.6.6.1. Espaciamiento de los arriostramientos

Se arriostrarán tanto el ala superior como la inferior de los perfiles en los extremos de la viga y en puntos intermedios a intervalos no mayores que el cuarto de la luz, pero de forma que se evite el vuelco en los extremos y los desplazamientos laterales de ambas alas en los dos sentidos. Si el tercio o más de la carga total que soporta la viga está concentrada sobre una longitud igual o menor que el doceavo de la luz de la viga; se colocará un arriostramiento adicional en el centro de la zona cargada.

##### 4.6.6.2. Cálculo de los arriostramientos

Cada arriostramiento intermedio de las alas superior e inferior se calculará para resistir una fuerza  $F$ , cuyo valor será el siguiente:

- a) Para un viga con carga uniformemente distribuida

$$F = 1,5 \alpha \cdot P$$

siendo:

- P la resultante de la carga que actúa sobre una distancia  $0,5 \cdot s$  a cada lado del arriostramiento;

b) Para una viga con cargas concentradas

$$F = \alpha \cdot P$$

siendo:

P la resultante de las cargas concentradas que actúan sobre una distancia  $0,3 \cdot s$  a cada lado del arriostramiento.

A la fuerza F se le debe sumar otra fuerza:

$$F' = 1,43 \left(1 - \frac{x}{s}\right) P_c \cdot \alpha$$

Por cada carga concentrada  $P_c$  que actúa a una distancia mayor que  $0,3 \cdot s$  pero no mayor que  $s$  del arriostramiento,

siendo:

x la distancia desde el punto de aplicación de la carga concentrada al arriostramiento;

s la separación entre arriostramientos.

En las fórmulas anteriores deberá adoptarse:

- para perfiles en U:

$$\alpha = \frac{c}{h}$$

siendo:

c la distancia desde el centro de esfuerzos cortantes al plano medio del alma;

h la altura del perfil;

- para perfiles en Z

$$\alpha = \frac{I_{yz}}{I_y}$$

siendo:

$I_{yz}$  el momento de inercia centrífugo de la sección del perfil respecto de los ejes normal y paralelo al alma;

$I_y$  el momento de inercia respecto del eje normal al alma del perfil.

Los arriostramientos de los extremos se calcularán para la mitad de las cargas de los centrales.

Los arriostramientos deberán diseñarse de modo que no produzcan deformaciones locales en los puntos de unión con el perfil.

#### 4.6.7. Vigas en cajón sin arriostramiento lateral

Para perfiles del tipo cajón cerrado utilizados como vigas, la relación entre la longitud sin arriostrar y la distancia entre almas del perfil no será mayor que 75.

### 4.7. MEDIOS DE UNION

#### 4.7.1. Diseño de las uniones

Los empalmes deben diseñarse para transmitir con la seguridad adecuada los esfuerzos que originan las cargas, tomando especial recaudo de las excentricidades.

A excepción de los empalmes especificados en los artículos siguientes, las uniones deben ser capaces de desarrollar al menos 2,25 veces el esfuerzo de diseño antes de su falla.

#### 4.7.2. Uniones sometidas a cargas variables

Los empalmes sometidos a cargas variables alternadas, con excepción de las acciones originadas por el viento y el sismo, deben diseñarse para los valores máximos de los esfuerzos de cada signo.

#### 4.7.3. Uniones especiales

Se admite cualquier dispositivo de empalme especialmente diseñado para un fin específico, siempre y cuando se demuestre por ensayos que cumple con las exigencias del artículo 4.7.1..

#### 4.7.4. Uniones soldadas

##### 4.7.4.1. Soldadura por fusión

Toda soldadura por fusión debe cumplir las exigencias del Reglamento CIRSOC 304 "Estructuras de acero soldadas", salvo aquellas prescripciones que claramente resulten no aplicables al material o espesores a que se refiere esta Recomendación.

La tensión admisible en la soldadura a tope con el 100% de penetración, sometida a esfuerzos de tracción o compresión, será la menor resistencia prescrita para el material que se empalma.

La tensión admisible al corte en soldaduras de filete continuas o discontinuas, o soldaduras de relleno en ranuras, no sobrepasará el valor siguiente:

Aceros F-20; F-22; F-24

$$\tau_{adm} = 0,6 \sigma_{bd}$$

Aceros F-30; F-36

$$\tau_{adm} = 0,5 \sigma_{bd}$$

Las soldaduras de filete se verificarán al corte cualquiera sea la dirección del esfuerzo. Las soldaduras de relleno en ranuras no soportarán más que esfuerzos cortantes. En ambos casos el espesor de cálculo se tomará como máximo 0,7 del mínimo espesor de las chapas a unir. Para la soldadura de chapa delgada en piezas resistentes, se usarán electrodos revestidos, para

espesores mayores que 1,5 mm. Para espesores menores que este valor se aconseja emplear procedimientos especiales, como por ejemplo el uso de equipos automáticos o semi automáticos de arco protegido.

#### 4.7.4.2. Soldaduras de resistencia

Se regirán por las exigencias del Reglamento CIRSOC 304 "Estructuras de acero soldadas".

La soldadura más empleada en la construcción metálica de chapa delgada doblada en frío, es la soldadura de resistencia por puntos.

El coeficiente de seguridad para este tipo de unión será como mínimo igual a 2,5.

La resistencia de los puntos de soldadura, al corte o a la tracción, será determinada experimentalmente.

Valores orientadores de estas características y algunos ejemplos de soldaduras de resistencia por punto pueden verse en el anexo a este artículo.

**4.7.4.3.** Las condiciones de soldabilidad las determina el menor espesor externo de los elementos a unir.

El espesor total de las piezas a empalmar debe ser menor o igual que cuatro veces el menor espesor de los elementos a unir. La relación entre los espesores a unir debe estar comprendida entre 1 y 3.

En líneas generales puede adoptarse:

- |                                   |       |
|-----------------------------------|-------|
| a) Separación mínima de puntos:   | 4 d   |
| b) Distancia al borde cargado:    | 2 d   |
| c) Distancia al borde descargado: | 1,5 d |

siendo:

d el diámetro nominal del punto de soldadura.

No se aceptan más de 6 puntos en una sola línea debido a la deficiente distribución de los esfuerzos en puntos alineados .

#### 4.7.5. Uniones atornilladas

##### 4.7.5.1. Generalidades

El diseño, cálculo y ejecución de uniones atornilladas en estructuras de chapa delgada doblada en frío, se realizará de acuerdo con lo establecido en el Reglamento CIRSOC 301, y las exigencias adicionales y complementarias que aquí se dan.

Para lograr las resistencias deseadas es necesario un perfecto ajuste de las tuercas con las llaves adecuadas, además es necesario colocar arandelas bajo la cabeza del tornillo y la tuerca para la correcta distribución de las presiones de

contacto. Es conveniente utilizar dispositivos de fijación de las tuercas para evitar el aflojamiento del empalme.

Se pueden utilizar tornillos: en bruto, calibrados o de alta resistencia.

#### 4.7.5.2. Tensión de diseño

La tensión de diseño para el cálculo de uniones atornilladas será la menor de:

$$a) \sigma^* = \sigma_{bd} = \sigma_F / \gamma$$

o

$$b) \sigma^* = \frac{\sigma_r}{1,35 \cdot \sigma_F} \cdot \sigma_{bd}$$

siendo:

$\sigma_{bd}$  la tensión básica de diseño de la chapa virgen;

$\gamma$  el coeficiente de seguridad de la estructura, determinado según el capítulo 3;

$\sigma_F$  la tensión de fluencia del material de la chapa;

$\sigma_r$  la tensión de rotura del material de la chapa.

#### 4.7.5.3. Distribución de tornillos en la unión

La separación mínima entre tornillos colocados en filas paralelas a la dirección del esfuerzo será  $2,5 d$  y no menor que:

$$\frac{P}{\sigma^* \cdot t}$$

siendo:

$d$  el diámetro del núcleo del tornillo;

$\sigma^*$  el valor definido en el artículo 4.7.5.2.;

$t$  el espesor de la chapa más delgada a unir;

$P$  la fuerza a transmitir por el tornillo.

La distancia al borde cargado, medida en la dirección del esfuerzo, desde el eje del último tornillo hasta el extremo más cercano de la pieza empalmada será como mínimo  $1,5 d$  y no menor que:

$$\frac{P}{\sigma^* \cdot t}$$

Se deberá ver además el artículo 8.7. del Reglamento CIRSOC 301.

#### 4.7.5.4. Esfuerzo en la sección neta de la chapa a unir

En una unión atornillada, la tensión de tracción en la sección neta de la chapa, no excederá del valor  $\sigma^*$ , ni será mayor que:

$$\sigma = (1 - 0,9 r + 3 . r . d/s)\sigma^*$$

siendo:

r el cociente entre la fuerza transmitida por la hilera de tornillos normal al esfuerzo en una sección, y la fuerza total de tracción de la barra en la misma sección. Si r es menor que 0,2 se le puede tomar igual a cero;

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);

d y  $\sigma^*$  se definieron ya en el artículo 4.7.5.2..

#### 4.7.5.5. Tensiones de aplastamiento en la chapa

Estos esfuerzos referidos a la sección  $d . t$ , deben ser menores o iguales que  $3,3 . \sigma^*$ .

4.7.5.6. Las tensiones de corte y de tracción en los tornillos, se verifican de acuerdo con lo establecido en el Reglamento CIRSOC 301.

#### 4.7.5.7. Uniones con tornillos especiales

En construcciones metálicas de chapa delgada doblada en frío se aceptan empalmes con tornillos especiales de cualquier tipo, siempre que con ensayos se demuestre fehacientemente que las capacidades portantes individuales y de conjunto adoptadas responden a las previsiones de proyecto, con un margen de seguridad mínimo de 2,5.

4.7.5.8. Se permite un máximo de 6 tornillos en una línea.

#### 4.7.6. Uniones remachadas

##### 4.7.6.1. Generalidades

Para los remaches valen todas las especificaciones consignadas para los tornillos.

En general, los remaches empleados en construcciones de chapa delgada doblada en frío son de pequeño diámetro (menor o igual que 12,7 mm), y se colocan en frío.

##### 4.7.6.2. Tensiones de tracción en remaches

Se tomarán los valores del artículo 4.7.5.6 disminuídos un 50%.

#### 4.7.6.3. Remaches especiales

Existe una gran variedad de remaches especiales adaptables a estas formas constructivas, que pueden emplearse convenientemente, si se respaldan por ensayos intensivos. La seguridad mínima será siempre 2,5 contra falla.

4.7.6.4. Se permite un máximo de 6 remaches en una sola línea.

#### 4.7.7. Elementos de fijación

##### 4.7.7.1. Generalidades

En los artículos anteriores se analizaron medios de unión que se utilizan para transmitir esfuerzos.

Existen además en la construcción metálica de chapa delgada doblada en frío, otros tipos de medios de unión que pueden transmitir esfuerzos pero que fundamentalmente cumplen otras funciones, como por ejemplo, mantener en posición elementos que trabajan en conjunto, o evitar efectos colaterales originados por esfuerzos determinados. Genéricamente, estos elementos se denominan de fijación, y son los que se analizan a continuación.

##### 4.7.7.2. Empalme de dos secciones U para formar una sección I (doble T)

###### a) Elementos comprimidos

El máximo espaciamiento de soldaduras u otros elementos de fijación para formar secciones doble T a partir de dos U es:

$$s_{\text{máx}} = s \cdot \frac{i_e}{2 \cdot i}$$

siendo:

s la longitud no arriostrada en un elemento comprimido;

$i_e$  el radio de giro del U respecto al eje de gravedad paralelo al alma;

i el radio de giro de la sección doble T respecto al eje normal a la dirección respecto a la cual puede producirse el pandeo, conforme con las condiciones de apoyo extremas y las condiciones de arriostramiento transversal intermedio en caso de existir.

b) En elementos flexados es:

$$s_{\text{máx}} = \frac{l}{6}$$

En ningún caso el espaciamiento  $s_{\text{máx}}$  debe sobrepasar el valor:

$$s_{\text{máx}} = \frac{2 \cdot a \cdot T_s}{c \cdot p}$$

siendo:

$l$  la luz de la viga;

$T_s$  la resistencia a la tracción del elemento de fijación (ver anexo al artículo 4.7.4.2.);

$a$  la distancia vertical entre las dos filas de elementos de fijación del alma próxima a las alas o la distancia entre las alas de la sección doble T;

$c$  la distancia del centro de corte al eje central del alma del perfil;

$p$  la carga distribuida ficticia que actúa sobre la viga (ver el artículo 4.7.7.2.2.).

**4.7.7.2.1.** Para calcular  $c$ , pueden emplearse las siguientes ecuaciones:

a) Secciones abiertas sin rigidización (figura 1)

$$c = \frac{b^2}{2b + \frac{h}{3}}$$

b) Secciones abiertas rigidizadas (figura 2)

$$c = \frac{b \cdot h \cdot t}{4 I_y} (b \cdot h + 2 h_1 (h - 4 h_1^2 / 3h))$$

siendo:

$b$  el ancho del ala del perfil, si las alas son desiguales  $b$  es la mayor;

$h$  la altura de la viga;

$h_1$  la altura del labio rigidizador;

$I_y$  el momento de inercia del perfil respecto del eje  $y$ .

**4.7.7.2.2.** Si sobre la viga actúan cargas distribuidas  $q$ , se tomará:

$$p = 3 \cdot q$$

La resistencia mínima de los elementos de fijación será en este caso:

$$T_{smín} = \frac{P \cdot s_r \cdot c}{2 \cdot a}$$

siendo:

$s_r$  el espaciamiento entre elementos de fijación

En el caso de cargas concentradas, la intensidad de carga  $p$  se calcula dividiendo las cargas concentradas por la longitud de apoyo.

Si la longitud de apoyo de una reacción o de una carga concentrada es menor que  $s_r$ , la resistencia mínima de las soldaduras o elementos de fijación en la zona de dichas cargas o reacciones  $P$ , será:

$$T_{smín} = \frac{P \cdot c}{2 \cdot a}$$

La limitación en el espaciamiento de los elementos de fijación depende de las cargas que actúan directamente sobre ellos. Para una distribución uniforme de tales elementos a lo largo de la longitud de la viga, se deberá considerar el punto de máxima carga concentrada local. Si este método diera resultados antieconómicos, pueden seguirse dos caminos:

- El espaciamiento de los elementos de fijación puede ser no uniforme, variando con la intensidad de las cargas.
- Se pueden reforzar las zonas de cargas concentradas con platabandas soldadas a las alas de los perfiles. Se empleará como valor  $T_s$ , la resistencia al corte de dichos elementos de fijación entre alas y platabandas y "a" en este caso, será la altura de la viga.

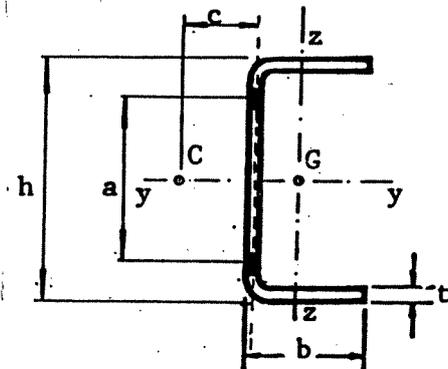


Figura 1.

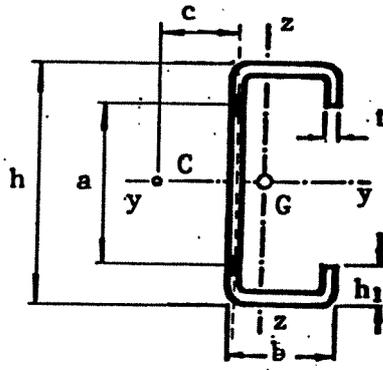


Figura 2.

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

La separación de los elementos de fijación en la línea de los esfuerzos de platabandas o chapas comprimidas, soldadas, atornilladas o remachadas a rigidizadores de borde independientes u otros elementos, no sobrepasará el menor de los valores  $s_a$ ,  $s_b$  ó  $s_c$ , dados a continuación:

- a)  $s_a$  : es la separación necesaria para transmitir los esfuerzos de corte entre las partes unidas, en base a la capacidad portante del elemento de fijación.

$$b) \quad s_b = 1,51 \cdot t \cdot g_F \sqrt{\frac{\sigma^*}{\sigma_{bd}}}$$

siendo:

$t$  el espesor de la chapa;

$\sigma^*$  la tensión de diseño de las uniones atornilladas, según el artículo 4.7.5.2.;

$\sigma_{bd}$  la tensión básica de diseño de la chapa;

$g_F = \sqrt{E/\sigma_F}$  el valor definido en el artículo 4.4.7..

- c) Se tomará el mayor de los siguientes valores:

$$\begin{aligned} - \text{Para } q \geq 0,85 \quad s_c &= 3 b \\ &= 1,1 t \cdot g_F \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{Para } q < 0,85 \quad s_c &= 3 b \\ &= 1,3 t \cdot g_F \end{aligned}$$

siendo:

$b$  el ancho del elemento comprimido no rigidizado más estrecho de los afectados por la unión;

$q$  el factor de minoración de tensiones según el artículo 4.4.13..

En el caso de soldaduras discontinuas longitudinales paralelas a la dirección del esfuerzo, el espaciamento se considerará como la distancia entre extremos libres de los cordones de soldadura más 13 mm. En otros casos se tomará como la distancia entre ejes de elementos de fijación.

Las exigencias de este artículo no se aplican a las chapas de cerramiento o de revestimiento, no consideradas como elementos resistentes.

## 4.8. ENSAYOS

### 4.8.1. Aprobación y control de las propiedades mecánicas del material virgen

Los aceros empleados en la construcción de estructuras livianas de chapa doblada en frío, deben cumplir con las consideraciones expuestas en el artículo 1.3..

### 4.8.2. Ensayos de la sección conformada

#### 4.8.2.1. Barras solicitadas predominantemente a flexión

Se ensayarán para determinar la tensión de fluencia, sobre una probeta cortada de la misma sección. Esta probeta puede consistir en un ala completa más una porción del alma, de manera que el factor  $Q$  definido en el artículo 4.4.14. sea igual a 1.

#### 4.8.2.2. Ensayos de elementos planos de secciones conformadas

La tensión de fluencia de elementos planos, se establecerá como el promedio ponderado de las tensiones de fluencia a la tracción, de porciones longitudinales de chapa plana, de una pieza representativa.

El promedio ponderado, será la suma de los productos de la tensión de fluencia media de cada porción de chapa plana, multiplicada por la relación entre el área de esa porción de chapa y el área total de chapas planas en la sección.

El valor de la tensión de fluencia dependerá de la forma de la pieza, es decir del número de porciones planas en la sección. Como mínimo debe tomarse un ensayo de tracción del centro de cada porción plana.

Si se verifica que la tensión de fluencia real del material virgen es mayor que su tensión de fluencia nominal, se ajustarán los valores de ensayo de las partes planas, multiplicándolos por la relación entre la tensión de fluencia nominal y la tensión de fluencia real del material virgen.

#### 4.8.2.3. Ensayo de flexión para determinar ductilidad residual

Una probeta plana, de por lo menos 8 cm de largo, cortada de un elemento conformado en frío, se pliega, a temperatura ambiente, un ángulo de  $180^\circ$ , con un diámetro interior de doblado igual al menor de los dos valores siguientes:

- 0,5 veces el espesor de la chapa;
- 0,75 veces el menor diámetro de doblado de la sección conformada en frío.

No deben aparecer grietas en el lado exterior del plegado.

#### 4.8.2.4. Determinación del límite de fluencia a compresión

Los ensayos se efectuarán sobre probetas cortas del perfil y se tomará como resultado el primer valor que se alcance de los dos siguientes:

- a) Máxima resistencia a compresión de la muestra.
- b) Tensión correspondiente a una deformación del 0,5%.

Los ensayos a compresión se realizarán en probetas de caras perfectamente planas y paralelas, cuya longitud será  $10 i_{\text{mín}}$  ó  $3 b_{\text{mín}}$ .

Para ensayos de rotura a compresión, la longitud de la muestra debe ser como mínimo  $15 i_{\text{mín}}$ .

Se deben evitar las excentricidades de las cargas de ensayo.

Siendo:

$i_{\text{mín}}$  el radio de giro mínimo;

$b_{\text{mín}}$  la menor dimensión del perfil.

#### 4.8.2.5. Recepción y control

Para definir problemas de control y recepción, se establece un mínimo de un ensayo por cada 300 kN (30 000 kgf) de material acopiado o construido, obtenido de la misma partida y maquinado bajo las mismas circunstancias.

#### 4.8.2.6. Ensayos de comportamiento estructural

Cuando la composición o configuración de los elementos, acoplamientos o detalles especiales de los perfiles resistentes de chapa o fleje de acero, no puedan calcularse con las especificaciones contenidas en la presente Recomendación, se determinará su comportamiento estructural mediante el procedimiento de ensayos que se da a continuación:

- a) Los resultados de los ensayos se evaluarán sobre la base de por lo menos tres valores promediados de muestras idénticas, con dispersiones respecto al valor medio menores a  $\pm 10\%$ . Cuando se sobrepase esta dispersión, se efectuarán otros tres ensayos del mismo tipo, aceptándose como valor del ensayo, el promedio de los tres valores individuales más bajos.
- b) La carga de ensayo será mayor o igual que dos veces la originada por las acciones debidas a la ocupación y al uso, más una vez y media la originada por las acciones permanentes que actúan sobre el prototipo.

Además, no deben aparecer deformaciones locales perjudiciales para una carga que sea igual a la totalidad de las acciones permanentes, más una vez y media las producidas por las acciones debidas a la ocupación y al uso.

#### **4.9. CONSTRUCCION Y MONTAJE**

La ejecución y el montaje de las estructuras de chapa delgada doblada en frío deben cumplir con las exigencias estipuladas en el Reglamento CIRSOC 301.

#### **4.10. PROTECCION CONTRA LA CORROSION**

Las estructuras de chapa delgada doblada en frío, deben cumplir las especificaciones del Reglamento CIRSOC 301, y además las prescripciones especiales consignadas en el capítulo 7.

## ANEXOS AL CAPITULO 4

### 4.4.1. VERIFICACION POR ESTADOS LIMITES ULTIMOS

#### 1. GENERALIDADES

Para elementos que se verifiquen por estados límites últimos, pueden emplearse las consideraciones siguientes:

Se mayorarán las cargas con el coeficiente de seguridad calculado según el capítulo 3 juntamente con los coeficientes que se especifiquen en este anexo.

#### 2. COEFICIENTE DE FUNCIONAMIENTO

Para calcular la capacidad portante de un elemento se considera un factor que afecta a la tensión de fluencia, que se denomina coeficiente de funcionamiento, y que tiene los siguientes valores:

##### a) Estudio de esfuerzos:

I) Tracción, compresión y corte	$\phi_a = 0,9$
II) Pandeo lateral y flexo-torsional	$\phi_c = 0,75$
III) Pandeo de alma en vigas:	
1. Alma simple no reforzada	$\phi_{fa} = 0,75$
2. Otras almas	$\phi_{fb} = 0,67$
IV) Uniones	$\phi_h = 0,60$

##### b) Estudio de deformaciones y análisis vibratorio:

$$\phi_D = 1,00$$

#### 3. TENSION BASICA DE DISEÑO

se define como:

$$\sigma_{bd} = \phi_a \cdot \sigma_F$$

$$\sigma_{bd} = \phi_a \cdot \sigma_{Fd}$$

siendo:

$\phi_a$  el coeficiente de funcionamiento definido anteriormente;

$\sigma_F$  la tensión de fluencia del material virgen;

$\sigma_{Fd}$  la tensión de fluencia del material plegado en frío.

#### 4. TENSIONES LIMITES

Las tensiones de tracción, compresión o flexión, en ningún elemento excederán el valor:

$$q \cdot \sigma_{bd}$$

donde q fue definido en el artículo 4.4.13. En algunos casos especiales se indicará expresamente el valor de q.

#### 5. FLEXION DE BARRAS RECTAS NO ARRIOSTRADAS LATERALMENTE

Para prevenir el pandeo lateral, la máxima tensión promedio de compresión  $\sigma'_c$  en el extremo de la fibra comprimida de la sección, no excederá el valor indicado en el artículo 4 de este anexo ni los valores de  $\sigma'_{cmáx}$  dados a continuación:

- Flexión respecto de un eje normal al eje del alma

a) Secciones I y U (I simétricos con respecto al plano del alma y U simétricas):

$$\text{Si } \sigma_{be} > 0,5 (\sigma_{bd} - \sigma_t) \quad \sigma'_{cmáx} = \sigma_{bd} - \frac{0,25 (\sigma_{bd} - \sigma_t)^2}{\sigma_{be}}$$

$$\text{Si } \sigma_{be} \leq 0,5 (\sigma_{bd} - \sigma_t) \quad \sigma'_{cmáx} = \sigma_{be} + \sigma_t$$

b) Secciones Z (simétricas respecto de un punto):

$$\text{Si } \sigma_{be} > \sigma_{bd} - 0,5 \sigma_t \quad \sigma'_{cmáx} = \sigma_{bd} - \frac{0,5 (\sigma_{bd} - 0,5 \sigma_t)^2}{\sigma_{be}}$$

$$\text{Si } \sigma_{be} \leq \sigma_{bd} - 0,5 \sigma_t \quad \sigma'_{cmáx} = 0,5 (\sigma_{be} + \sigma_t)$$

siendo:

$\sigma_{bd}$  la tensión básica de diseño según el artículo 3. de este anexo;

$$\sigma_{be} = \phi_c 9,86 \cdot E \cdot h I_{zc} \cdot C_b / \ell^2 \cdot W_{yc};$$

$$\sigma_t = \phi_c 0,335 \cdot G \cdot A \cdot C_b \cdot t^2 / h \cdot W_{yc};$$

h la altura de la sección;

$\ell$  la luz de la barra no arriostrada;

$I_{zc}$  el momento de inercia de la parte comprimida de la sección respecto a su eje de gravedad paralelo al alma de la viga;

$W_{yc}$  el módulo resistente de la sección completa respecto a la fibra más comprimida, o sea  $I_y$  dividido por la distancia desde el centro de gravedad a la fibra comprimida extrema;

A la sección de la barra;

t el espesor de la chapa;

$C_b$  el coeficiente de flexión, que conservativamente puede tomarse igual a 1, o bien calcularse con:

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

$M_1$  el menor momento actuante en el extremo de la longitud no arriostrada;

$M_2$  el momento actuante en el otro extremo, y ambos actuando en el plano de flexión de la viga.

La relación  $M_1/M_2$  es positiva cuando los momentos originan curvaturas dobles, y es negativa cuando causan curvaturas simples. Cuando en un punto interno de la barra no arriostrada existe un momento mayor que  $M_2$ , la relación  $M_1/M_2$  se adopta igual a 1. En barras flexo-comprimidas se toma  $C_b$  igual a la unidad.

## 6. FLEXION DE BARRAS DE SECCION CAJON CERRADO

La máxima tensión de compresión no excederá:

$$\sigma_{cm\acute{a}x} = \frac{\phi_c \cdot 1,92 \cdot E \cdot \sqrt{I_z \cdot I_T}}{\ell \cdot W_{yc}}$$

siendo:

$I_z$  el momento de inercia de la sección respecto a su eje de gravedad paralelo a las almas;

$\ell$  y  $W_{yc}$  fueron definidos en el artículo anterior;

$I_T = \frac{2(a \cdot b)^2}{(a/t_1) + (b/t_2)}$  la constante de torsión libre

de la sección;

a la distancia entre ejes de las almas;

b la distancia entre ejes de las alas;

$t_1$  el espesor de las alas;

$t_2$  el espesor de las almas;

$\phi_c$  el factor de funcionamiento.

## 7. TENSIONES EN LAS ALMAS

### 7.1. Tensiones de corte en las almas

La tensión tangencial de corte promedio  $\tau_m$  en un alma de chapa delgada, no excederá de  $\phi_a 0,577 \cdot \sigma_F$ , y no será mayor que:

$$a) \text{ Para } H \leq 3,2 g_F \quad \tau_{m\acute{a}x} = \phi_a 1,5 \cdot E/(H \cdot g_F)$$

$$b) \text{ Para } H > 3,2 g_F \quad \tau_{m\acute{a}x} = \phi_a 4,81 \cdot E/H^2$$

siendo:

H la máxima relación de altura total del alma ( $h_a/t_a$ ), igual a la distancia libre entre alas dividida por el espesor del alma;

E el módulo de elasticidad del material de la chapa;

$$g = \sqrt{E/\sigma_F} ;$$

$\phi_a$  el factor de funcionamiento.

Cuando el alma consiste en dos o más chapas, cada una de ellas se considera por separado soportando la parte proporcional del corte.

### 7.2. Tensiones de flexión en el alma

La tensión de compresión  $\sigma_c''$  en la chapa del alma por flexión en su plano, no excederá de  $\sigma_{bd}$  según el artículo 3 de este anexo, ni será mayor que:

$$\sigma_{cm\acute{a}x}'' = \phi_a 21,7 \cdot E/H^2$$

### 7.3. Esfuerzos combinados de corte y flexión en el alma

Para barras sujetas a esfuerzos combinados de corte y flexión, los esfuerzos no deben sobrepasar los valores de los artículos 7.1. y 7.2. de este anexo, y además debe cumplirse que:

$$(\sigma_c''/\sigma_{cm\acute{a}x}'')^2 + (\tau_m/\tau_{m\acute{a}x})^2 \leq 1$$

siendo:

$\sigma_c''$  la tensión máxima por flexión en el alma;

$\tau_m$  la tensión tangencial promedio en el alma;

$\sigma_{\text{máx}}$  y  $\sigma_{\text{cmáx}}$  se definen en los artículos 7.1. y 7.2. de este anexo.

#### 7.4. Pandeo del alma

Para evitar el pandeo del alma no reforzada de vigas que tienen una relación  $H \leq 150$ , las cargas concentradas y reacciones de apoyo en el plano del alma no deben sobrepasar los valores dados a continuación. Las vigas con  $H = h_a/t_a > 150$ , deberán diseñarse con dispositivos adecuados para transferir las cargas concentradas al alma.

a) Vigas con alma simple sin rigidizar:

I) Para reacciones extremas o cargas concentradas en los extremos de voladizos, y radio de curvatura de los pliegues menor o igual a 4 t:

$$P_{\text{máx}} = \phi_{fa} 0,0185 \cdot t^2 \cdot \sigma_F (98 + 4,2 \cdot A^* - 0,022 \cdot A^* \cdot H - 0,011 H) (1,15 - 0,15 n) (4 - k)$$

II) Para reacciones en apoyos interiores o cargas concentradas ubicadas en cualquier lugar de la viga, y radio de curvatura de los pliegues menor o igual a 4 t:

$$P_{\text{máx}} = \phi_{fa} 0,0185 \cdot t^2 \cdot \sigma_F (305 + 2,3 \cdot A^* - 0,009 \cdot A^* \cdot H - 0,5 \cdot H) (1,06 - 0,06 \cdot n) (3,67 - 0,67 \cdot k)$$

III) Para radios de curvatura mayores que 4 t (siendo t el espesor de la chapa), se deberá recurrir a ensayos.

b) Para vigas doble T construidas con dos perfiles U, (I) o un U y dos angulares soldados (I) y secciones similares que proveen un alto grado de restricción a la rotación del alma:

I) Para reacciones extremas o cargas concentradas en los extremos de voladizos:

$$P_{\text{máx}} = \phi_{fb} \cdot t^2 \cdot \sigma_F (9,77 + 1,293 \sqrt{A^*})$$

II) Para reacciones en apoyos interiores o cargas concentradas ubicadas en el tramo:

$$P_{\text{máx}} = \phi_{fb} \cdot t^2 \cdot \sigma_F (14,65 + 3,181 \sqrt{A^*})$$

Las cargas máximas anteriores representan la carga o reacción máxima para una sola alma conectando ambas alas. Para almas múltiples se sumarán las cargas máximas correspondientes a cada una de ellas actuando independientemente.

Cuando las cargas están aplicadas cerca del extremo de los voladizos o cerca de apoyos exteriores, a distancias mayores que el 50% de la altura del alma, pueden aplicarse las ecuaciones a) II) y b) II), para los máximos valores de P.

En las ecuaciones anteriores son:

$P_{m\acute{a}x}$  la carga concentrada o reacción mayorada por el factor de carga;

t el espesor del alma;

$A^*$  la relación entre la longitud real del apoyo y el espesor del alma tomándose igual a H cuando sea mayor que este valor;

$\sigma_F$  la tensión de fluencia del material virgen;

$$k = (29,9/g_F)^2 ;$$

n la relación entre el radio interno de plegado y el espesor del alma;

H la mayor relación  $h_a/t_a$ , altura del alma a espesor del alma;

$\phi_{fa}$  y  $\phi_{fb}$  los factores de funcionamiento definidos en el artículo 2 de este anexo.

En elementos flexados que tienen almas inclinadas las cargas concentradas o reacciones pueden introducir fuertes fuerzas de compresión en las alas.

Debe considerarse la posibilidad de interacción de flexión y pandeo del alma al aplicar las ecuaciones a) II) y b) II) de este artículo.

## B. BARRAS COMPRIMIDAS CARGADAS AXILMENTE

La tensión axil media  $\sigma$  en barras comprimidas por cargas concentradas, no excederá el valor  $\sigma_{cm\acute{a}x}$ :

$$a) \text{ Si } \sigma_p \leq \sigma_o$$

$$\sigma_{cm\acute{a}x} = \sigma_p$$

$$b) \text{ Si } \sigma_p > \sigma_o$$

$$\sigma_{cm\acute{a}x} = 2 \cdot \sigma_o - (\sigma_o^2 / \sigma_p)$$

siendo:

$$\sigma_o = 0,5 Q \cdot \sigma_{bd}$$

$\sigma_{bd}$  la tensión básica de diseño;

$\sigma_p$  el valor que se definirá en los siguientes artículos;

Q el coeficiente de pandeo local según el artículo 4.4.14..

**B.1.** En secciones I, formas cerradas o cualquier otra sección que no presente problemas de pandeo flexotorsional, y barras arriostradas contra el alabeo, se tiene:

$$\sigma_p = \sigma_e \qquad \sigma_e = \phi_c \cdot \pi^2 \cdot E / \lambda^2$$

siendo:

$\lambda$  la mayor de las esbelteces respecto de los ejes y o z.

**B.2.** Para secciones con un solo eje de simetría o simétricas respecto de un punto, que pueden estar sujetas a pandeo flexotorsional,  $\sigma_p$  se determina como el menor de los valores:

$$\sigma_p = \sigma_e \qquad \text{o} \qquad \sigma_p = \sigma_{st}$$

$\sigma_e$  se definió en el artículo anterior.

$$\sigma_{st} = \frac{0,5}{\beta} \left[ \sigma_s + \sigma_t - \sqrt{(\sigma_s + \sigma_t)^2 - 4 \beta \sigma_s \sigma_t} \right]$$

$$\sigma_s = \frac{\phi_c \cdot \pi^2 \cdot E}{\lambda_s^2}$$

$$\sigma_t = \frac{\phi_c}{A \cdot i_c^2} \left[ G \cdot I_T + \frac{\pi^2 \cdot E}{(sK)^2} I_\omega \right]$$

$$\beta = 1 - (y_c / i_c)^2$$

siendo:

A el área de la sección;

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

$\lambda_s$  la esbeltez respecto del eje de simetría de la sección completa;

$i_y, i_z$  los radios de giro respecto a los ejes principales y y z respectivamente;

$s_K$  la longitud de pandeo;

$y_C$  la distancia del centro de corte al centro de gravedad según el eje y;

$I_T$  la constante de torsión libre de la sección de la barra:

$$I_T = 1/3(\ell_1 \cdot t_1^3 + \ell_2 \cdot t_2^3 + \dots + \ell_n \cdot t_n^3)$$

$t_1, t_2 \dots t_n$  los espesores de acero de los elementos de la sección;

$\ell_1, \ell_2 \dots \ell_n$  las longitudes de la línea media de los elementos de la sección;

$I_\omega$  el momento sectorial de inercia de la sección (ver el anexo al artículo 4.5.6.2.);

$\phi_c$  el factor de funcionamiento.

8.3. En secciones asimétricas respecto a ejes o a un punto,  $\sigma_p$  debe determinarse por un análisis racional, o bien por medio de ensayos.

## 9. ESFUERZOS COMBINADOS DE FLEXION Y COMPRESION AXIL

Elementos solicitados a esfuerzos combinados de flexión y compresión deben cumplir con las siguientes condiciones:

$$a) \frac{\sigma_c}{Q \sigma_{bd}} + \frac{\sigma_{My}}{\sigma_{My\text{máx}}} + \frac{\sigma_{Mz}}{\sigma_{Mz\text{máx}}} \leq 1$$

$$b) \frac{\sigma_c}{\sigma_{cmáx}} + \frac{C_{my} \cdot \sigma_{My} \cdot a_y}{\sigma_{My\text{máx}}} + \frac{C_{mz} \cdot \sigma_{Mz} \cdot a_z}{\sigma_{Mz\text{máx}}} \leq 1$$

siendo:

$\sigma_c$  la tensión normal debida al esfuerzo axil;

$\sigma_{bd}$  la tensión básica de diseño, según el artículo 3 de este anexo;

$Q$  el coeficiente de pandeo local, según el artículo 4.4.14.;

$\sigma_{cmáx}$  la tensión máxima para carga axil solamente, según el artículo 8 de este anexo;

$\sigma_{My}$  y  $\sigma_{Mz}$  en la ecuación a) son las tensiones de flexión para los puntos en cuestión, si se aplica la ecuación b), son los valores máximos de tensiones, de las producidas en todas las secciones del elemento, como consecuencia de la flexión;

$\sigma_{Mymáx}$  y  $\sigma_{Mzmáx}$  las tensiones máximas por flexión solamente, según el artículo 5 de este anexo, en la ecuación a) no se tendrá en cuenta el efecto de pandeo lateral si la sección considerada coincide con un arriostramiento;

$C_{my}$ ,  $C_{mz}$  los coeficientes que tienen en cuenta la variación de los momentos flexores, según el artículo 4.4.15.;

$a_y$ ,  $a_z = 1/(1-\sigma_c/\sigma_e)$  los factores de amplificación, la esbeltez  $\lambda$  considerada para el cálculo de  $\sigma_e$  debe ser la correspondiente al plano de flexión para el que se calcula  $a_y$  o  $a_z$ .

Si  $\sigma_c/\sigma_{cmáx} \leq 0,15$  puede tomarse  $a_y = a_z = C_{my} = C_{mz} = 1$ .

#### 4.4.8. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

La determinación de las características de los perfiles de chapa plegada puede simplificarse utilizando el llamado método lineal o método de la línea media. En este el material de la sección se considera concentrado a lo largo de la línea media de cada elemento recto o curvo componente de la sección.

Los cálculos se realizan en la forma habitual introduciendo el espesor  $t$  al finalizarlos.

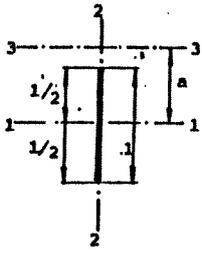
Así el área total de la sección es  $A = L \cdot t$ , siendo  $L$  la sumatoria de las longitudes de todos los elementos lineales ( $L = \sum \ell$ ). El momento de inercia de la sección es  $I = I' \cdot t$ , donde  $I'$  es el momento de inercia de la línea media de la sección. El momento resistente se determina en la forma habitual dividiendo  $I = I' \cdot t$  por la distancia de la fibra neutra a la fibra extrema, no a la línea central del elemento extremo. El radio de giro se obtiene directamente por el método lineal pues no depende del espesor.

Para la aplicación del método lineal la mayoría de las secciones pueden dividirse en líneas rectas y arcos de círculo. Los momentos de inercia y posición del centro de gravedad de tales elementos lineales se dan en la Tabla A.1..

Al calcular las características de una sección de determinado espesor  $t$  con elementos lineales sin espesor se cometen los siguientes errores:

- Se desprecian los momentos de inercia de los elementos rectos respecto de sus ejes longitudinales.

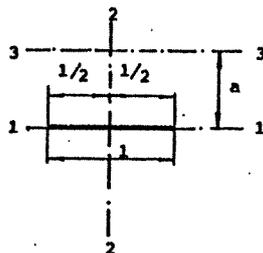
Tabla A.1. Características de elementos lineales



$$I_1 = \frac{l^3}{12}$$

$$I_2 = 0$$

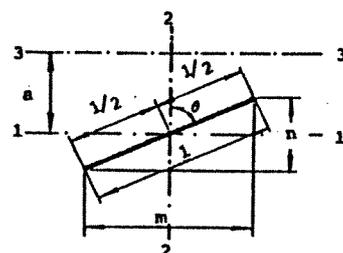
$$I_3 = l \cdot a^2 + \frac{l^3}{12} = l \left( a^2 + \frac{l^2}{12} \right)$$



$$I_1 = 0$$

$$I_2 = \frac{l^3}{12}$$

$$I_3 = l \cdot a^2$$



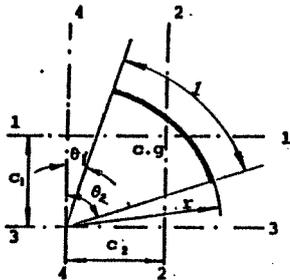
$$I_1 = \frac{\cos^2 \theta}{12} \cdot l^3 = \frac{l \cdot n^2}{12}$$

$$I_2 = \frac{\sin^2 \theta}{12} \cdot l^3 = \frac{l \cdot m^2}{12}$$

$$I_{12} = \frac{\sin \theta \cdot \cos \theta}{12} \cdot l^3 = \frac{l \cdot m \cdot n}{12}$$

$$I_3 = l a^2 + \frac{l n^2}{12} = l \left( a^2 + \frac{n^2}{12} \right)$$

$\theta$  (expresado en radianes) = 0,01745  $\theta$  (expresado en grados)



$$l = (\theta_2 - \theta_1) r$$

$$c_1 = \frac{\text{sene}_2 - \text{sene}_1}{\theta_2 - \theta_1} r ; c_2 = \frac{\text{cose}_1 - \text{cose}_2}{\theta_2 - \theta_1} r$$

$$I_1 = \left[ \frac{\theta_2 - \theta_1 + \text{sene}_2 \cdot \text{cose}_2 - \text{sene}_1 \cdot \text{cose}_1 - \frac{(\text{sene}_2 - \text{sene}_1)^2}{\theta_2 - \theta_1}}{2} \right] r^3$$

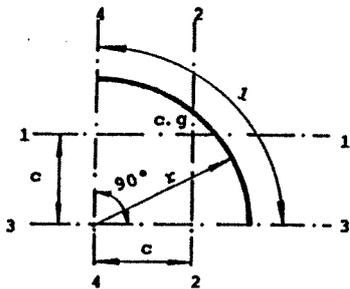
$$I_2 = \left[ \frac{\theta_2 - \theta_1 - \text{sene}_2 \cdot \text{cose}_2 + \text{sene}_1 \cdot \text{cose}_1 - \frac{(\text{cose}_1 - \text{cose}_2)^2}{\theta_2 - \theta_1}}{2} \right] r^3$$

$$I_{12} = \left[ \frac{\text{sen}^2 \theta_2 - \text{sen}^2 \theta_1 + \frac{(\text{sene}_2 - \text{sene}_1)(\text{cose}_2 - \text{cose}_1)}{\theta_2 - \theta_1}}{2} \right] r^3$$

$$I_3 = \left[ \frac{\theta_2 - \theta_1 + \text{sene}_2 \cdot \text{cose}_2 - \text{sene}_1 \cdot \text{cose}_1}{2} \right] r^3 ;$$

$$I_4 = \left[ \frac{\theta_2 - \theta_1 - \text{sene}_2 \cdot \text{cose}_2 + \text{sene}_1 \cdot \text{cose}_1}{2} \right] r^3 ; I_{34} = \left[ \frac{\text{sen}^2 \theta_2 - \text{sen}^2 \theta_1}{2} \right] r^3$$

CASO I:  $\theta_1 = 0 ; \theta_2 = 90^\circ$



$$l = 1,57 r ; c = 0,637 r$$

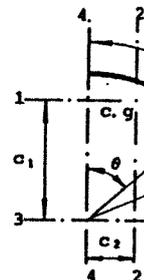
$$I_1 = I_2 = 0,149 r^3$$

$$I_{12} = -0,137 r^3$$

$$I_3 = I_4 = 0,785 r^3$$

$$I_{34} = 0,5 r^3$$

CASO II:  $\theta_1 = 0 ; \theta_2 = \theta$



$$l = \theta r$$

$$c_1 = \frac{r \text{sene} \theta}{\theta}$$

$$c_2 = \frac{r(1 - \text{cose} \theta)}{\theta}$$

$$I_1 = \left[ \frac{\theta + \text{sene} \cdot \text{cose} \theta - \frac{\text{sen}^2 \theta}{\theta}}{2} \right] r^3$$

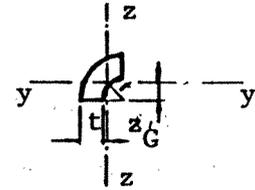
$$I_2 = \left[ \frac{\theta - \text{sene} \cdot \text{cose} \theta - \frac{(1 - \text{cose} \theta)^2}{\theta}}{2} \right] r^3$$

$$I_{12} = \left[ \frac{\text{sen}^2 \theta}{2} + \frac{\text{sene}(\text{cose} \theta - 1)}{\theta} \right] r^3$$

$$I_3 = \left[ \frac{\theta + \text{sene} \cdot \text{cose} \theta}{2} \right] r^3 ; I_4 = \left[ \frac{\theta - \text{sene} \cdot \text{cose} \theta}{2} \right] r^3$$

$$I_{34} = \left[ \frac{\text{sen}^2 \theta}{2} \right] r^3$$

Tabla A.2 Pliegue a 90°. Valores estáticos

 $r = t$ 

t mm	r = t mm	$y_G = z_G$ cm	$I_y = I_z$ cm <sup>4</sup>	A cm <sup>2</sup>
1	1	0,099	0,000064	0,020
1,25	1,25	0,124	0,00016	0,032
1,5	1,5	0,148	0,0003	0,046
1,75	1,75	0,173	0,0005	0,063
2	2	0,198	0,0010	0,082
2,25	2,25	0,223	0,0016	0,103
2,5	2,5	0,248	0,0024	0,128
2,75	2,75	0,272	0,0036	0,154
3	3	0,297	0,0051	0,184
3,5	3,5	0,346	0,0095	0,250
4	4	0,396	0,0162	0,326

 $r = 2 t$ 

t mm	r = 2 t mm	$y_G = z_G$ cm	$I_y = I_z$ cm <sup>4</sup>	A cm <sup>2</sup>
1	2	0,161	0,000255	0,038
1,25	2,5	0,202	0,00062	0,059
1,5	3	0,242	0,0014	0,085
1,75	3,5	0,282	0,0024	0,115
2	4	0,322	0,0041	0,151
2,25	4,5	0,362	0,0065	0,191
2,5	5	0,403	0,0099	0,236
2,75	5,5	0,443	0,0146	0,284
3	6	0,484	0,0206	0,339
3,5	7	0,565	0,0383	0,462
4	8	0,645	0,0653	0,603

 $r = 3 t$ 

t mm	r = 3 t mm	$y_G = z_G$ cm	$I_y = I_z$ cm <sup>4</sup>	A cm <sup>2</sup>
1	3	0,224	0,000669	0,054
1,25	3,75	0,280	0,00163	0,084
1,5	4,5	0,336	0,0034	0,122
1,75	5,25	0,393	0,0063	0,166
2	6	0,448	0,0107	0,216
2,25	6,75	0,505	0,0171	0,274
2,5	7,5	0,561	0,0262	0,338
2,75	8,25	0,617	0,0382	0,409
3	9	0,673	0,0542	0,487
3,5	10,5	0,785	0,1003	0,663
4	12	0,897	0,1710	0,866

- El momento de inercia de un elemento recto inclinado con respecto al eje de referencia, es ligeramente mayor que el deducido del correspondiente elemento lineal. Este error es de menor magnitud que el producido al despreciar el momento de inercia del elemento respecto de su eje longitudinal.
- La posición del centro de gravedad de un arco lineal difiere de la del pliegue que representa, pero como los pliegues suelen tener un radio pequeño el error es de poca importancia y el del momento de inercia generalmente es despreciable (comparar tablas A.1 y A.2). En tubos y chapas acanaladas el radio medio del elemento circular suele ser superior a cuatro veces el espesor. En estos casos prácticamente desaparece el error debido a la utilización del arco lineal.

#### 4.4.10. VIGAS DE PEQUEÑA LUZ QUE SOPORTAN CARGAS CONCENTRADAS

En la Tabla A.3. se dan los valores del coeficiente de reducción del ancho efectivo (calculado según el artículo 4.4.9.) que se podrán adoptar para tener en cuenta la disminución de la resistencia límite última de este tipo de vigas que se produce para los casos consignados en el artículo 4.4.10. de la Recomendación CIRSOC 303.

Tabla A.3. Factor de corrección del ancho efectivo.

$l/a'$	30	25	20	18	16	14	12	10	8	6
$\alpha$	1,00	0,96	0,91	0,89	0,86	0,82	0,78	0,73	0,67	0,55

siendo:

- $l$  la luz total de la viga, en el caso de vigas simplemente apoyadas, la distancia entre puntos de inflexión, en vigas continuas; el doble de la luz, en voladizos;
- $a'$  el ancho del ala medido a partir del alma en secciones doble T o similares, la mitad de la separación entre almas para secciones cajón o U, el ancho medido a partir del alma más la altura del labio para secciones doble T con rigidizador de borde en el ala.

#### 4.5.4.2. PANDEO LATERAL DE ALAS COMPRIMIDAS SIN ARRIOSTRAMIENTO LATERAL.

Este artículo es aplicable a secciones omega flexadas de forma que las alas resulten comprimidas, chapas con rigidizadores, flexadas de tal manera que la chapa se encuentra traccionada y los rigidizadores comprimidos y otras secciones semejantes (figura A.5.).

En estos casos la pieza no pandea en conjunto pero las alas o rigidizadores comprimidos no arriostros lateralmente pueden pandear por separado, desplazándose con respecto al ala traccionada y produciendo la flexión fuera de su plano del alma y del resto del perfil.

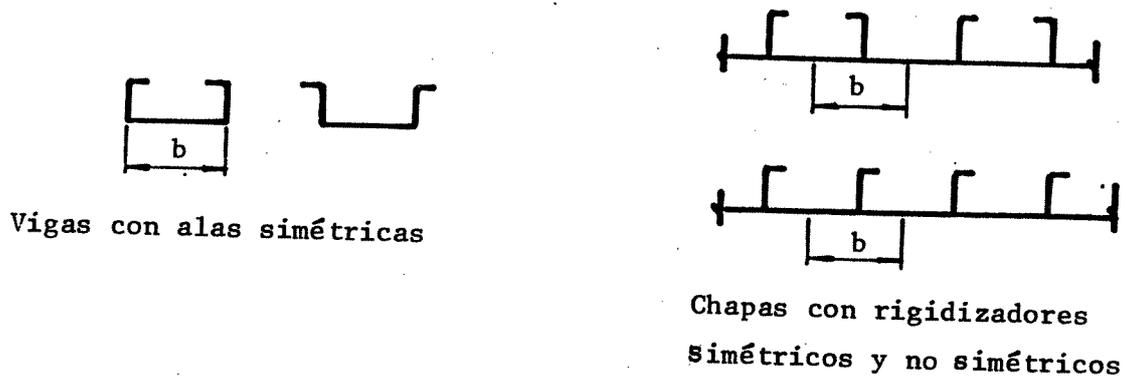


Figura A.5. Secciones Típicas

A continuación se indica un procedimiento simplificado que permite hacer una razonable estimación de la resistencia admisible de secciones como las descritas. Esta puede mejorarse mediante ensayos, siendo estos aconsejables en piezas muy solicitadas.

El método se basa en considerar al ala comprimida y la zona adyacente del alma como una columna arriostros elásticamente por la parte remanente del alma y el ala traccionada, que actúan conjuntamente como un marco elástico (la porción de ala traccionada colaborante se indica como  $b$  en la figura A.5.). También se tiene en cuenta el efecto debilitante de la torsión en el pandeo de este tipo de piezas.

Se procede como se indica a continuación:

- Determinar la posición del eje neutro de la sección.

- Determinar la altura de la columna equivalente con la expresión:

$$h_{eq} = h \cdot \frac{3 \cdot z_1 - z_n}{12 \cdot z_1}$$

siendo:

- $h_{eq}$  la altura de la columna equivalente medida desde la fibra extrema comprimida;
- $h$  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.

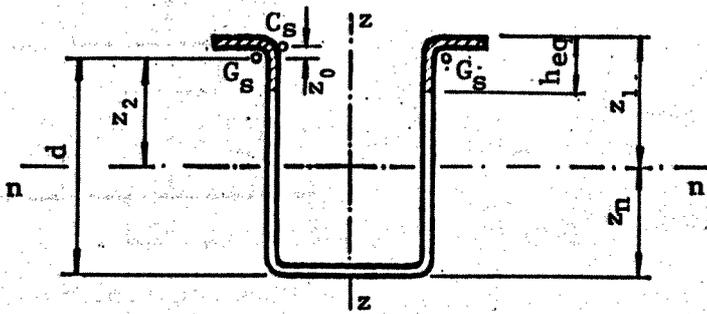


Figura A.6.

- Determinar la posición del centro de gravedad  $G_s$  de la columna equivalente.
- Determinar la posición del centro de corte  $C_s$  de la columna equivalente
- Determinar la distancia  $z_0$  entre el centro de gravedad y el de corte de la columna equivalente, medida paralelamente al alma, ver figura A.6.
- Determinar la constante de resorte  $k$ .  
Puede hacerse aislando una porción de la pieza de longitud unitaria y aplicando una fuerza distribuida unitaria que pase por el centro de gravedad de la columna equivalente y sea perpendicular al alma. Se calcula el desplazamiento lateral  $\delta$  del citado centro de gravedad, siendo la constante de resorte igual a la inversa del desplazamiento ( $k = 1/\delta$ ).

- Calcular:

$$T_0 = \frac{d}{d + 3,4 \cdot z_0}$$

siendo:

$T_0$  el parámetro que introduce la influencia debilitante de la torsión de la columna equivalente;

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

- Determinar la carga crítica de la columna equivalente, que será:

a) Si el ala está arriostrada lateralmente en dos o más puntos:

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

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

siendo:

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

$s$  la separación entre arriostramientos del ala comprimida;

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

$$\zeta = \frac{k \cdot s^2}{P_E}$$

$$s_{comp} = 3,7 \cdot \sqrt[4]{I_{zs} \cdot \left( \frac{d}{t} \right)^3}$$

en ambos casos:

$$T = T_0 \quad \text{si } s \geq s_{comp}$$

$$T = T_0 \left( \frac{s}{s_{comp}} \right) \quad \text{si } s < s_{comp}$$

- b) Si el ala está arriostrada lateralmente en menos de dos puntos:

$$P_{cr} = T_0 \cdot \sqrt{4 \cdot k \cdot E \cdot I_{zs}}$$

- Determinar la esbeltez del soporte equivalente mediante:

$$\lambda_s = \frac{1}{1,1} \cdot \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E}{P_{cr}/A_s}}$$

Si  $P_{cr}$  se expresa en N y  $A_s$  en  $\text{mm}^2$  es  $\lambda_s = \frac{13100}{\sqrt{P_{cr}/A_s}}$

- Determinar la tensión admisible a compresión  $\sigma'_{csadm}$  de la columna equivalente, aplicando los artículos 4.5.6. y 4.5.6.1.. Se debe usar  $Q = 1$  y  $\lambda = \lambda_s$
- La tensión admisible de compresión de la pieza flexada es:

$$\text{Si } \sigma'_{csadm} \leq \sigma_0 \quad \sigma'_{cad} = 1,20 \cdot \sigma'_{csadm} \cdot \left(\frac{z_1}{z_2}\right)$$

$$\text{Si } \sigma'_{csadm} > \sigma_0 \quad \sigma'_{cad} = \sigma'_{csadm} \cdot \left(\frac{z_1}{z_2}\right)$$

siempre debe cumplirse que:

$$\sigma'_{cad} \leq \sigma_{bd}$$

siendo:

$z_2$  la distancia entre el eje neutro de la pieza y el centro de gravedad de la columna equivalente (ver figura A.6.);

$$\sigma_0 = 0,5 \cdot Q \cdot \sigma_{bd}$$

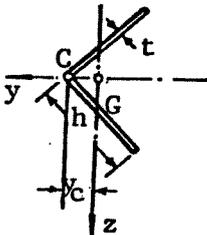
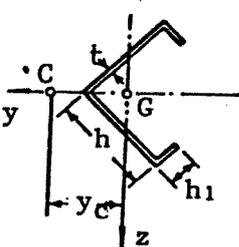
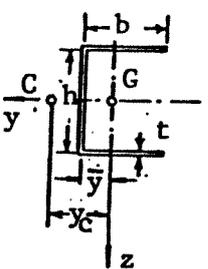
#### 4.5.6.2. MOMENTO SECTORIAL DE INERCIA DE LA SECCION $I_w$

El cálculo del momento sectorial de inercia de la sección se encuentra desarrollado en el Reglamento CIRSDC 301.

Para secciones típicas de perfiles de chapa delgada doblada o conformada en frío pueden usarse las fórmulas indicadas en la Tabla A.4. de este anexo.

Para algunas otras secciones también pueden encontrarse fórmulas en la Recomendación CIRSOC 302-1. En las fórmulas de la Tabla A.4. como en las de la Recomendación CIRSOC 302-1 se incurre en un error de aproximadamente un 5% por no haberse considerado los redondeos de las esquinas.

Tabla A.4. Momento sectorial de inercia de la sección  $I_{\omega}$

Sección	$y_c$	$z_0$	$I_{\omega}$
	$\frac{h \sqrt{2}}{4}$	0	0
	$\frac{h+h_1}{2\sqrt{2}} + \left[ \frac{t \cdot h \cdot h_1^2}{3\sqrt{2} I_y} \cdot (3h - 2h_1) \right]$	0	$\frac{t^2 \cdot h^4 \cdot h_1^3}{18 I_y} (4h + 3h_1)$ siendo: $I_y = \frac{t}{3} (h^3 + h_1^3 + 3h^2 h_1 - 3h h_1^2)$
	$\frac{b^2}{h+2b} + \frac{3b^2}{6b+h}$	0	$\frac{t \cdot h^2 \cdot b^3}{12} \left( \frac{3b+2h}{6b+h} \right)$

continúa

Tabla A.4. Continuación

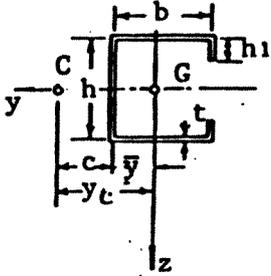
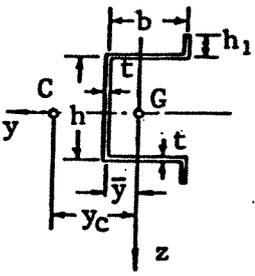
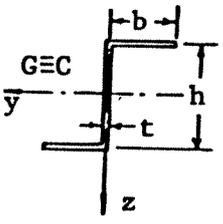
Sección	$y_c$	$z_0$	$I_w$
	$\frac{b t (b + 2 h_1)}{A} +$ $+ \frac{b t}{12 I_y} (6 h_1 h^2 +$ $+ 3 b h^2 - 8 h_1^3)$	0	$\frac{t^2}{A} \left\{ \frac{\bar{y} A h^2}{t} \left( \frac{b^2}{3} + \kappa^2 - \kappa \bar{b} \right) + \frac{A}{3 t} \left[ \kappa^2 h^3 + \right. \right.$ $+ b^2 h_1^2 (2 h_1 + 3 h) \left. \right] - \frac{I_y \kappa^2}{t} (2 h + 4 h_1) +$ $+ \frac{\kappa h_1^2}{3} \left[ 8 b^2 h_1 + 2 \kappa (2 h_1 (h_1 - h) + \right.$ $+ b (2 h_1 - 3 h)) \left. \right] + \frac{b^2 h^2}{6} \left[ (3 h_1 + b) \cdot \right.$ $\left. (4 h_1 + h) - 6 h_1^2 \right] - \frac{\kappa^2 h^4}{4} \left. \right\}$ <p>siendo:</p> $A = (h + 2 b + 2 h_1) t$ $\kappa = \frac{b t}{12 I_y} (6 h_1 h^2 + 3 b h^2 - 8 h_1^3)$ $\bar{y} = \frac{b \cdot t (b + 2 h_1)}{A}$ $I_y = \frac{t}{12} (h^3 + 6 b h^2 + 6 h_1 h^2 - 12 h h_1^2 +$ $+ 8 h_1^3)$
	$\frac{b t (b + 2 h_1)}{A} +$ $+ \frac{b t}{12 I_y} (6 h_1 h^2 +$ $+ 3 h^2 b - 8 h_1^3)$	0	$\frac{h^2}{4} \left[ I_z + \bar{y}^2 A \left( 1 - \frac{h^2 A}{4 I_y} \right) \right] + \frac{2 b^2 t h_1^3}{3} -$ $- h b^2 h_1^2 t + \frac{h^2 b t h_1^3 \bar{y} A}{3 I_y} -$ $- \frac{4 b^2 t^2 h_1^6}{9 I_y}$ <p>siendo:</p> $A = (h + 2 b + 2 h_1) t$ $\bar{y} = \frac{b t (2 h_1 + b)}{A}$ $I_y = \frac{t}{12} (h^3 + 6 b h^2 + 6 h_1 h^2 + 12 h h_1^2 +$ $+ 8 h_1^3)$ $I_z = \frac{t b^2}{3 (h + 2 b + 2 h_1)} (2 h b + b^2 + 4 b h_1 +$ $+ 6 h_1 h)$

Tabla A.4. Continuación

Sección	$y_c$	$z_0$	$I_\omega$
	0	0	$\frac{\left(\frac{t b^3 h^2}{12}\right) (b + 2 h)}{2 b + h}$

#### 4.7.4.2. MEDIOS DE UNION EN ESTRUCTURAS DE CHAPA DELGADA

##### 1. SOLDADURA DE FILETE

Para calcular la resistencia límite última de uniones soldadas en filete continuas o discontinuas, se tomarán los siguientes valores:

$$\text{Si } \sigma_F \leq 250 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \phi_h \cdot 240 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Si } \sigma_F \leq 350 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \phi_h \cdot 280 \text{ N/mm}^2$$

siendo:

$\sigma_F$  la tensión de fluencia del acero menos resistente a unir;

$\phi_h$  el factor de funcionamiento definido en el artículo 2 de este anexo.

2. Algunos valores orientativos de la resistencia de los puntos de soldadura pueden encontrarse en la tabla A.6.. Las Tablas A.5 y A.7. contienen los antecedentes de los ensayos con los que fueron obtenidos esos valores para soldadura por puntos y soldadura por puntos con resalto, respectivamente. Para obtener valores más confiables se deben realizar ensayos.

La tabla A.8. da la relación entre la tensión (admisible o de rotura) a la tracción y la de corte, para puntos de soldadura, en función del espesor de las chapas a unir.

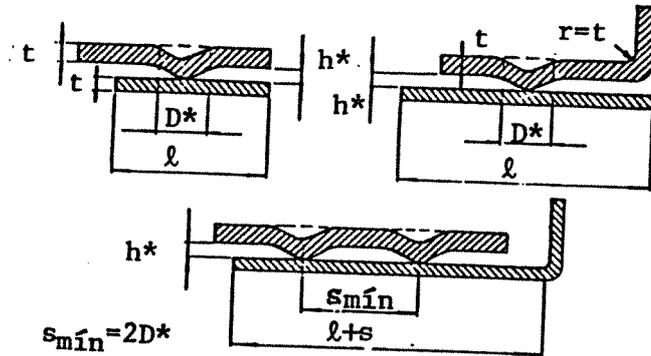
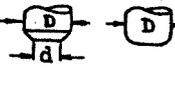


Figura A.7. Soldadura por puntos con resalto

Tabla A.5. Soldadura por puntos en chapa delgada.

Espesor $t$ de la mín. chapa supe- rior  (mm)	diámetro del electrodo		Tiempo  (seg)	Fuerza en el elec- trodo  (kN)	Corriente  (amperes)	Solape mínimo		Diámetro del punto  (mm)	Separación mínima de los puntos  (mm)
	 D (mm)	 d (mm)				 l (mm)	 D (mm)		
0,30	10,0	3,0	0,06	0,90	4000	100	2,5	6,50	
0,60	10,0	5,0	0,10	1,35	6500	110	3,3	10,00	
0,75	10,0	5,0	0,13	1,80	8000	110	4,1	12,00	
1,00	12,5	6,5	0,17	2,30	9500	130	4,8	19,00	
1,25	12,5	6,5	0,20	3,00	10500	140	5,6	22,00	
1,50	12,5	6,5	0,23	3,60	12000	160	6,4	25,00	
2,00	16,0	8,0	0,28	5,00	14000	175	7,4	30,00	
2,50	16,0	8,0	0,33	5,90	15500	190	7,8	35,00	
3,00	16,0	8,0	0,35	7,25	17500	200	8,2	40,00	
4,50	22,0	10,0	0,43	8,28	19000	220	8,4	44,00	

1N/mm<sup>2</sup> = 1 MPa ~ 10 kgf/cm<sup>2</sup>

Tabla A.6. Capacidad portante de puntos de soldadura.

Espesor de la menor chapa exterior o espesor nominal del punto de soldadura (mm)	Resistencia al corte admisible para puntos de soldadura (kN)	
	DTA	DEL
0,30	0,25	$\phi_h$ 0,60
0,40	0,50	$\phi_h$ 1,25
0,60	0,70	$\phi_h$ 1,60
0,75	1,00	$\phi_h$ 2,50
1,00	1,40	$\phi_h$ 3,40
1,25	2,40	$\phi_h$ 5,80
1,50	3,30	$\phi_h$ 8,20
2,00	4,80	$\phi_h$ 12,00
2,50	7,00	$\phi_h$ 18,00
3,00	9,00	$\phi_h$ 23,00
4,50	10,00	$\phi_h$ 25,00

siendo:

DTA el diseño por tensiones admisibles;

DEL el diseño por estado límite.

Tabla A.7. Soldadura por puntos con resaltos, según figura A.7.

t mm	Dt mm	ht mm	Diámetro del punto de soldadura (mm)	Solape mínimo ℓ(mm)
0,30	1,4	0,4	3	3,2
0,60	1,7	0,5	3,6	4,0
0,75	2,1	0,6	4,3	5,6
1,00	3,0	0,7	4,3	7,1
1,25	3,0	0,8	5,7	7,1
1,50	4,0	0,9	5,7	9,5
2,00	4,7	1,0	7,1	11,1
2,50	5,5	1,2	7,1	12,7
3,00	6,4	1,4	8,6	15,9
4,50	7,1	1,5	8,6	17,5

Tabla A.8. Relación  $\sigma_t/\tau_Q$ 

ESPESOR	$\sigma_t / \tau_Q$
0,30	0,45
0,60	0,45
1,00	0,42
1,50	0,38
2,00	0,36
2,50	0,35
3,00	0,35
4,50	0,35

siendo:

$\sigma_t$  la tensión de tracción en un punto de soldadura;

$\tau_Q$  la tensión de corte en un punto de soldadura.

## **CAPITULO 5. ESTRUCTURAS LIVIANAS CONSTRUIDAS CON BARRAS DE ACERO DE SECCION CIRCULAR**

### **5.1. INTRODUCCION**

5.1.1. Este capítulo se aplica al diseño y ejecución de estructuras livianas de acero construidas con barras de sección circular, comúnmente denominadas estructuras de hierro redondo o estructuras de filigrana.

5.1.2. Las recomendaciones presentes se refieren a dos tipos constructivos fundamentales:

- a) Elementos de eje recto.
- b) Elementos de eje curvo de pequeña curvatura.

5.1.3. Podrán adoptarse planteos teóricos de diseño que difieran de los expuestos en la Recomendación CIRSOC 303 si son debidamente respaldados por ensayos, con márgenes de seguridad similares a los especificados en los artículos siguientes.

### **5.2. DEFINICIONES Y NOMENCLATURA**

Han sido expuestas en el artículo 1.4..

### **5.3. MATERIALES**

Se debe cumplir lo establecido en el artículo 1.3..

### **5.4. CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO**

#### **5.4.1. Tensión admisible**

Se adopta el cálculo elástico con acotación de tensiones en la tensión admisible:

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_F}{\gamma}$$

siendo:

$\sigma_{adm}$  la tensión admisible;

$\sigma_F$  la tensión de fluencia del acero;

$\gamma$  el coeficiente de seguridad determinado según el capítulo 3.

#### **5.4.2. Acciones**

La consideración de las acciones sobre la estructura debe realizarse de acuerdo con el capítulo 2.

### 5.4.3. Cálculo de tensiones y deformaciones

Los cálculos de tensiones y deformaciones se realizarán siguiendo los métodos convencionales del análisis estructural, excepto los específicamente analizados en los artículos siguientes para la determinación de las deformaciones.

### 5.4.4. Relaciones geométricas y esbelteces admisibles

Los valores máximos aceptados para las relaciones geométricas de dimensiones y esbelteces son los siguientes:

a) Elementos rectos a flexión:

Simplemente apoyados:  $l/h \leq 35$   
 Continuos :  $l/h \leq 45$

b) Elementos curvos de pequeña curvatura (arcos) flexocomprimidos:

Cualquier tipo de apoyo :  $l/h \leq 55$   
 $l/f \leq 10$   
 $l/i_y \leq 110$

c) Elementos rectos comprimidos o flexocomprimidos:

elementos principales:  $\lambda_i \leq 150$   
 elementos secundarios:  $\lambda_i \leq 250$

El ancho  $b$  de la sección se determina en función de  $h$ :

$$b \geq h/2$$

Además se debe cumplir: —

a) Elementos rectos:  $b \geq s/75$

b) Elementos curvos:  $b \geq s/110$

siendo:

$f$  la flecha del arco;

$\lambda_i$  la esbeltez ideal de la barra tal como se define y se calcula en el artículo 2.2.5. del Reglamento CIRSOC 302);

$l$  la distancia entre ejes de apoyos;

$s$  la distancia entre ejes de arriostramientos que garanticen la indesplazabilidad lateral de la sección completa;

$b$  el ancho de la sección, medido entre ejes de barras de cordón;

h la altura de la sección, medida entre ejes de barras de cordón;

$i_y$  el radio de giro de la sección respecto del eje y.

#### 5.4.5. Características estáticas de la sección

Se desprecian los momentos de inercia propios de las barras de acero. Para la sección compuesta de un reticulado normal (como el de la figura 3), los momentos de inercia y radios de giro pueden calcularse como sigue:

$$I_y = k_y \cdot h^2 \cdot \frac{A_1 \cdot A_2}{A_T}$$

$$I_z = k_z \cdot b^2 \cdot \frac{A_3 \cdot A_4}{A_T}$$

$$i_y = \frac{h}{A_T} \cdot \sqrt{k_y \cdot A_1 \cdot A_2}$$

$$i_z = \frac{b}{A_T} \cdot \sqrt{k_z \cdot A_3 \cdot A_4}$$

siendo:

- A<sub>1</sub> la sección total de los cordones con coordenadas z positivas;
- A<sub>2</sub> la sección total de los cordones con coordenadas z negativas;
- A<sub>3</sub> la sección total de los cordones con coordenadas y positivas
- A<sub>4</sub> la sección total de los cordones con coordenadas y negativas;
- I<sub>y</sub> el momento de inercia respecto del eje y;
- I<sub>z</sub> el momento de inercia respecto del eje z;
- $i_y$  radio de giro respecto del eje y;
- $i_z$  radio de giro respecto del eje z;
- $A_T = A_1 + A_2 = A_3 + A_4$  el área total de la sección;
- $k_y$  y  $k_z$  los coeficientes experimentales que pueden obtenerse en el anexo a este artículo.

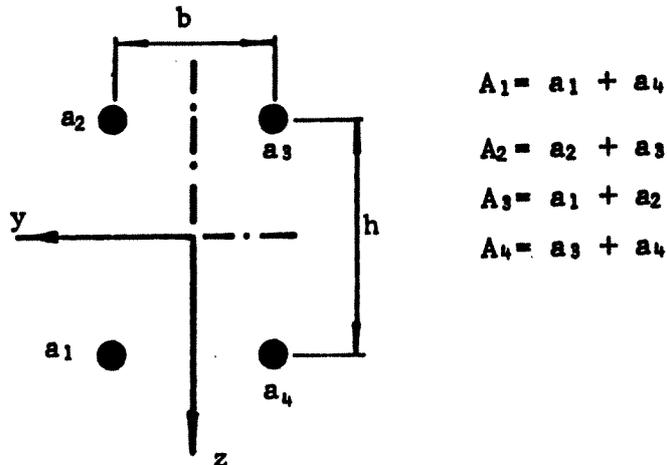


Figura 3.

Para la determinación de rigideces, esbelteces y deformaciones, puede tratarse a la sección reticulada normal como a una sección de alma llena equivalente con los valores estáticos definidos.

#### 5.4.6. Longitud de pandeo

Para el pandeo general de un reticulado normal de eje recto, la longitud de pandeo depende de las condiciones de apoyo de sus extremos, y será determinada de acuerdo con el Reglamento CIRSOC 302, y la Recomendación CIRSOC 302-1.

#### 5.4.7. Longitud de pandeo local

En un reticulado normal cuya distancia entre nudos es  $s$ , de manera que se cumple:

$$l = n \cdot s$$

la longitud de pandeo local del cordón comprimido de sección constante es:

$$s_K = \beta \cdot s$$

siendo:

$l$  la distancia entre ejes de apoyos de la pieza completa;

$n$  el número de tramos del cordón comprimido del reticulado.

$s_K$  la longitud de pandeo local;

$$\beta = \sqrt{1 - \frac{5}{4n}}$$

En general, los reticulados normales tienen un valor  $n$  grande, de manera que puede tomarse  $\beta = 1$ .

Para las diagonales comprimidas de longitud  $s_d$ , en un reticulado normal puede tomarse:

$$s_{Kd} = 0,75 s_d$$

siendo:

$s_d$  la longitud de la diagonal medida entre nudos del reticulado;

$s_{Kd}$  la longitud de pandeo de la diagonal comprimida.

Ver figura 5.

## 5.5. VERIFICACION POR TENSIONES ADMISIBLES

### 5.5.1. Generalidades

Las secciones de las piezas de hierro redondo se verificarán a los distintos esfuerzos como se detalla a continuación, controlando que las tensiones no sobrepasen los valores admisibles dados en el artículo 5.4.1..

### 5.5.2. Secciones sometidas a flexo-compresión en barras rectas o de pequeña curvatura arriostradas transversalmente

#### 5.5.2.1. Verificación de los cordones

La fuerza normal que actúa en cada barra de los cordones del reticulado puede calcularse como sigue:

$$N_c = \frac{N \cdot A_i}{A_T} + \frac{M}{h \cdot r_1}$$

siendo:

$N$  el esfuerzo normal actuante;

$M$  el momento flexor actuante;

$A_i$  la sección de la barra en estudio;

$A_T$  el área total de la sección;

$n_1$  el número de barras que componen el cordón;

$h$  la altura de la sección, medida entre ejes de cordones.

Un esfuerzo normal de tracción es positivo. El momento flexor debe intervenir con su signo, si produce tracciones en la barra en estudio es positivo, en caso contrario negativo.

#### 5.5.2.2. Verificación de las diagonales

Los esfuerzos axiales en las diagonales, originados por los esfuerzos de corte actuantes en la sección considerada, pueden calcularse, conforme a las figuras 4 y 5 de la siguiente manera:

$$N_d = \frac{T}{n \cdot \text{sen} \alpha \cdot \text{cos} \beta}$$

siendo:

$\alpha$  el ángulo entre la diagonal y el cordón;

$\beta$  el ángulo entre la diagonal y el eje de la sección;

$n$  el número de planos en que existen diagonales.

$T$  el esfuerzo de corte total actuante en la sección considerada, según el artículo 5.5.11..

En la sección de la figura 4 b, es:  $n = 2$   $\beta \neq 0$

En la sección de la figura 4 c, es:  $n = 2$   $\beta = 0$

Es suficiente verificar la diagonal comprimida más solicitada.

La longitud real de dicha diagonal es:

$$\text{para } \beta \neq 0 \quad s_d = \sqrt{\frac{s^2}{4} + \frac{b^2}{4} + h^2}$$

$$\text{para } \beta = 0 \quad s_d = \sqrt{\frac{s^2}{4} + h^2}$$

La longitud de pandeo según el artículo 5.4.7. es:

$$s_{Kd} = 0,75 s_d$$

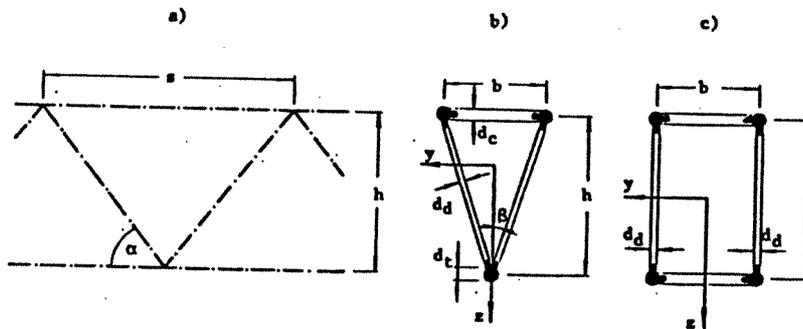


Figura 4.

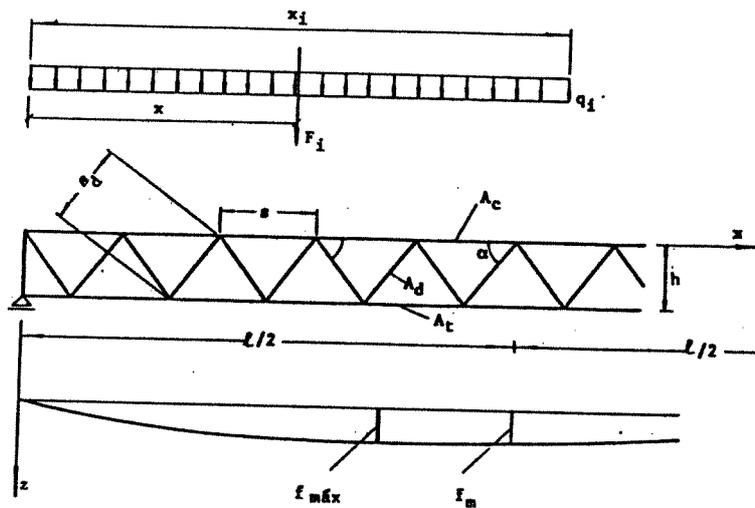


Figura 5.

### 5.5.3. Control de tensiones

Con los esfuerzos anteriormente calculados se verificarán las tensiones conforme a lo estipulado en el Reglamento CIRSOC 301 y el Reglamento CIRSOC 302, en elementos traccionados o comprimidos.

En las barras comprimidas la esbeltez se expresa por:

$$\lambda = \frac{s_K}{i} = \frac{4 \cdot s_K}{d}$$

siendo:

$s_K$  la longitud de pandeo local según el artículo 5.4.7;

$d$  el diámetro de la sección circular de acero.

#### 5.5.4. Esfuerzos secundarios

En general, en los casos comunes de la práctica no es necesario considerar los esfuerzos secundarios en cordones o diagonales, ni el incremento de esfuerzos por el plegado de las diagonales.

En los casos en que a criterio del Proyectista fuera necesario considerar tales esfuerzos, pueden aplicarse los lineamientos generales dados en el anexo a este artículo.

#### 5.5.5. Rigidización de las secciones T

Las secciones T indicadas en la figura 6 son empleadas usualmente en la elaboración de correas para cubiertas metálicas, aunque no deben emplearse en los casos en que soportan cargas según el eje y, ni en aquellos casos en que el cordón inferior resulte comprimido.

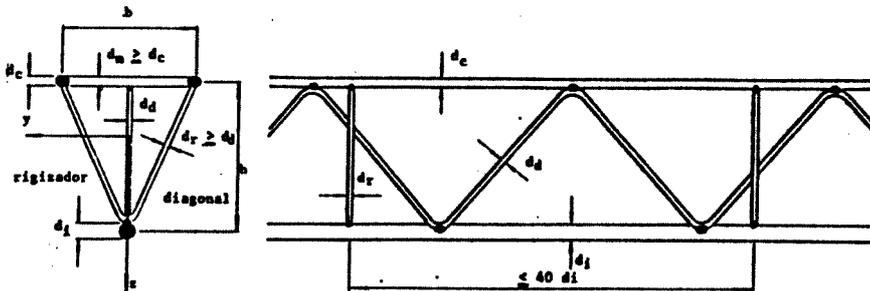


Figura 6. Sección T

La estabilidad de conjunto exige ubicar rigidizadores distribuidos a lo largo de su longitud, estos rigidizadores son redondos doblados en V (la V está contenida en el plano de la sección transversal - ver figura 6) que se sueldan a las tres barras longitudinales de manera de evitar el desplazamiento del cordón inferior.

El diámetro de tales elementos de rigidización será como mínimo el diámetro de la diagonal.

La separación de los rigidizadores en V será, como máximo,  $40 d_i$  siendo:

$d_i$  el diámetro del cordón inferior.

### 5.5.6. Montante de vinculación del cordón superior en secciones T

El diámetro de los montantes que vinculan las dos barras del cordón superior en secciones T, puede calcularse con la ecuación:

$$d_m = 0,9 \sqrt[3]{\frac{T \cdot b}{10}}$$

siendo:

- T el esfuerzo de corte máximo según el artículo 5.5.11., expresado en kN;
- b el ancho de la sección expresado en cm;
- $d_m$  el diámetro del montante expresado en cm.

Como mínimo, debe ser  $d_m = d_c$

siendo:

$d_c$  el diámetro de las barras del cordón comprimido

### 5.5.7. Estabilidad lateral de elementos rectos flexados

Para los casos comunes en la práctica, la estabilidad lateral está garantizada si se respetan las relaciones geométricas dadas en el artículo 5.4.4.. Quedará a juicio del proyectista realizar una verificación de la estabilidad lateral (ver anexo a este artículo).

### 5.5.8. Deformaciones del reticulado normal flexado

Para algunos casos particulares pueden calcularse las deformaciones máximas como sigue:

#### 1) Piezas rectas simplemente apoyadas

##### a) Carga uniformemente distribuida:

$$f_m = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} (1 + 9,6 \cdot \mu)$$

b) Carga concentrada al centro de la luz:

$$f_m = \frac{F \cdot \ell^3}{48 \cdot E \cdot I_y} (1 + 10,8 \cdot \mu)$$

2) Reticulado normal en voladizo

c) Carga uniformemente distribuida:

$$f_m = \frac{q \cdot \ell^4}{8 \cdot E \cdot I_y} (1 + 3,1 \cdot \mu)$$

d) Carga concentrada en el extremo del voladizo:

$$f_m = \frac{F \cdot \ell^3}{3 \cdot E \cdot I_y} (1 + 3 \cdot \mu)$$

siendo:

$$\mu = \frac{1}{2} \left( \frac{h}{\ell} \right)^2 \frac{A_c}{A_d \cdot \sin^2 \alpha \cdot \cos \alpha}$$

el parámetro de flexocorte, que tiene en cuenta el efecto del esfuerzo cortante en las deformaciones;

h la altura total de la sección, calculada como la distancia entre los ejes de los cordones;

$\alpha$  el menor ángulo entre la diagonal y el cordón;

$A_c$  el área del cordón comprimido;

$A_d$  el área de las diagonales;

E el módulo de elasticidad del acero;

$\ell$  la distancia entre ejes de apoyos en vigas simplemente apoyadas, la distancia entre puntos de momentos nulos en vigas continuas, o la luz en un voladizo.

#### 5.5.8.1. Deformaciones admisibles

Se calcularán las deformaciones correspondientes al estado de carga determinado en el artículo 2.2.3. a).

Estos valores serán comparados con las siguientes relaciones consideradas como admisibles:

- a) Estructuras para entrepisos:  $l/300$
- b) Estructuras para cubiertas y cerramientos:  $l/250$

siendo:

$l$  la distancia entre ejes de apoyos.

En las estructuras con predominio de la altura se aplicarán las especificaciones consignadas en el artículo 6.6. del Reglamento CIRSOC 301.

#### 5.5.9. Secciones sometidas a flexión oblicua

El procedimiento general a seguir es el siguiente:

Se descompone el momento flexor actuante según los ejes  $y$  y  $z$  de la sección.

Se analiza por separado cada una de estas componentes, según lo establecido en el artículo 5.5.2. de este capítulo, y el dimensionamiento se efectúa para la superposición de los esfuerzos calculados.

#### 5.5.10. Secciones sometidas a compresión o flexo-compresión

Los reticulados normales actuando como columnas esbeltas sometidas a compresión o flexocompresión se verificarán de acuerdo con el artículo 2.5.5. o 2.4. según corresponda, del Reglamento CIRSOC 302.

### 5.5.11. Diagonales de reticulados flexocomprimidos

Las diagonales de los reticulados flexocomprimidos deben dimensionarse para soportar los esfuerzos de corte  $Q_y$  y  $Q_z$  originados por las acciones y los esfuerzos de corte  $Q_{py}$  y  $Q_{pz}$  originados por efectos del pandeo producido normalmente a los ejes y-y y z-z, respectivamente:

$$Q_{py} = \frac{2 \cdot \pi \cdot I_y}{s_{Ky} \cdot h} \left[ \frac{N}{A} \cdot (1,125 \cdot \omega_{yi} - 1) + \frac{M_y \cdot h}{16 \cdot I_y} \right]$$

$$Q_{pz} = \frac{2 \cdot \pi \cdot I_z}{s_{Kz} \cdot b} \left[ \frac{N}{A} \cdot (1,125 \cdot \omega_{zi} - 1) + \frac{M_z \cdot b}{16 \cdot I_z} \right]$$

siendo:

- $I_y$  el momento de inercia respecto al eje y según el artículo 5.4.5.;
- $I_z$  el momento de inercia respecto al eje z según el artículo 5.4.5.;
- $N$  el esfuerzo axial actuante;
- $\omega_{yi}$  el coeficiente de pandeo para la esbeltez ideal  $\lambda_{yi}$ ;
- $\omega_{zi}$  el coeficiente de pandeo para la esbeltez ideal  $\lambda_{zi}$ ;
- $M_y$  el momento flexor actuante en la dirección y (plano x-z);
- $M_z$  el momento flexor actuante en la dirección z (plano x-y);
- $A$  la sección total de la pieza;
- $h$  la distancia entre ejes de cordones en la dirección z;
- $b$  la distancia entre ejes de cordones en la dirección y;
- $s_{Ky}$  ,  $s_{Kz}$  las longitudes de pandeo del reticulado, para pandeo producido normalmente a los ejes principales y-y y z-z, respectivamente.

Los esfuerzos de corte totales serán:

$$T_y = Q_y + Q_{pz}$$

$$T_z = Q_z + Q_{py}$$

Estos esfuerzos deben descomponerse en dirección de las diagonales según el menor ángulo  $\alpha$  entre la diagonal y el cordón, y el número de diagonales.

Los esfuerzos en las diagonales pueden calcularse, entonces, con lo establecido en el artículo 5.5.2.2..

### 5.5.12. Secciones sometidas a torsión sin alabeo

#### 5.5.12.1. Sección rectangular

Para deformaciones por torsión pequeñas (deformación angular y menor que 0,08 rad.), considerando inalterable el plano de la sección luego del giro por torsión, se tiene:

$$F_1 = k_1 \cdot \frac{M_T}{h}$$

$$F_2 = k_2 \cdot \frac{M_T}{b}$$

siendo:

$F_1$  la fuerza generada por el momento torsor paralela al eje y (figura 7);

$F_2$  la fuerza generada por el momento torsor paralela al eje z;

$M_T$  el momento torsor actuante;

$h$  la altura de la sección;

$b$  el ancho de la sección;

$k_1$  y  $k_2$  dos coeficientes experimentales.

Conservativamente pueden tomarse:

$$k_1 = \frac{I_z}{I_z + I_y \left( \frac{b}{h} \right)^2}$$

$$k_2 = \frac{I_y}{I_y + I_z \left( \frac{h}{b} \right)^2}$$

Para secciones con cordones superior e inferior iguales puede adoptarse  $k_1 = k_2 = 0,5$ .

Para secciones en las cuales el cordón superior tiene mayor área que el inferior, dentro de las relaciones usuales, puede tomarse:

$$k_1 = 0,55$$

$$k_2 = 0,45$$

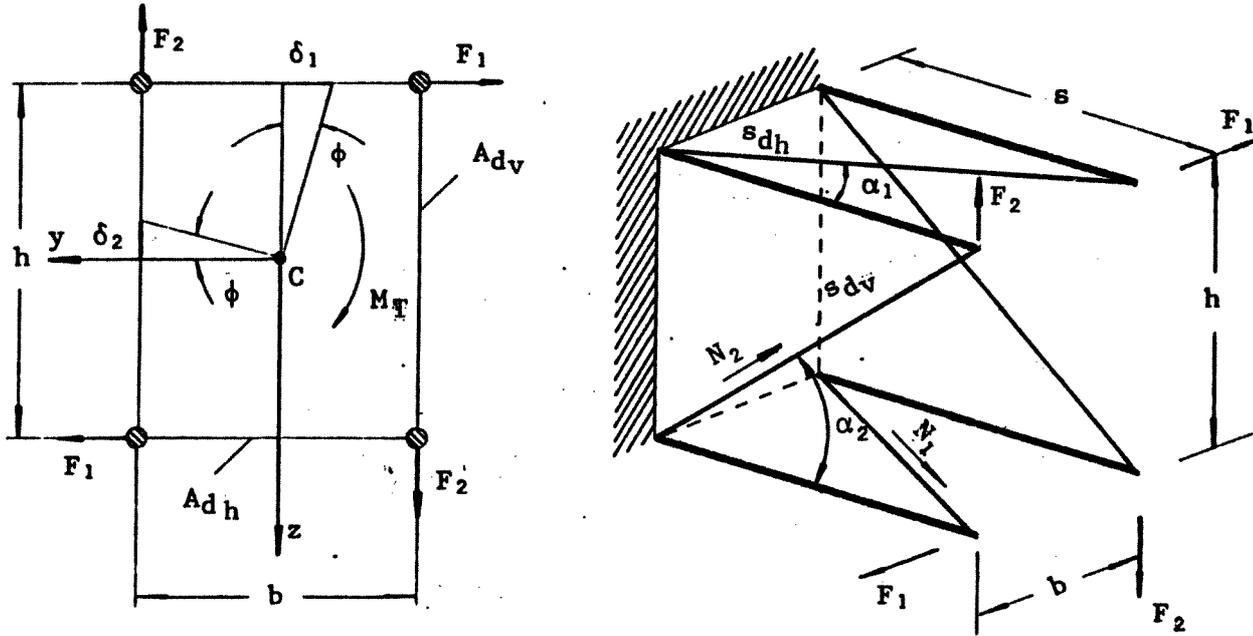


Figura 7. Torsión en secciones rectangulares

Los esfuerzos axiales que se originan en las diagonales valen:

$$N_1 = \pm \frac{F_1}{\text{sen } \alpha_1}$$

$$N_2 = \pm \frac{F_2}{\text{sen } \alpha_2}$$

Los signos dependen del sentido del momento torsor, según se traccione o comprima la diagonal.

El giro por torsión por unidad de longitud puede calcularse como:

$$\phi = \frac{M_T}{E \cdot I_T}$$

siendo:

$E$  el módulo de elasticidad del acero;

$I_T$  la constante de torsión libre de la sección.

Este último valor puede expresarse por:

$$I_T = k \cdot \frac{b^2 \cdot h^2 \cdot \cos \alpha_1 \cdot \operatorname{sen}^2 \alpha_1 \cdot \cos \alpha_2 \cdot \operatorname{sen}^2 \alpha_2 \cdot A_{dh} \cdot A_{dv}}{h^2 \cdot \cos \alpha_1 \cdot \operatorname{sen}^2 \alpha_1 \cdot A_{dh} + b^2 \cdot \cos \alpha_2 \cdot \operatorname{sen}^2 \alpha_2 \cdot A_{dv}}$$

siendo:

$k$  una constante experimental que puede considerarse conservativamente igual a 1;

$A_{dh}$  la sección de la diagonal horizontal;

$A_{dv}$  la sección de la diagonal vertical;

$\alpha_1$  ,  $\alpha_2$ ,  $b$ ,  $h$ , están indicados en la figura 7.

Se debe cumplir que:

$$\phi \leq 0,015 \text{ rad/m}$$

#### 5.5.12.2. Sección triangular

Un reticulado normal de sección triangular no es en general apto cuando existen sollicitaciones de torsión. Cuando éstas sollicitaciones no son las más importantes para el reticulado y se da una disposición de diagonales como por ejemplo la de la figura 8, es posible calcular los esfuerzos en los cordones y diagonales mediante descomposición de fuerzas.

En caso contrario se deben determinar los esfuerzos mediante análisis experimental.

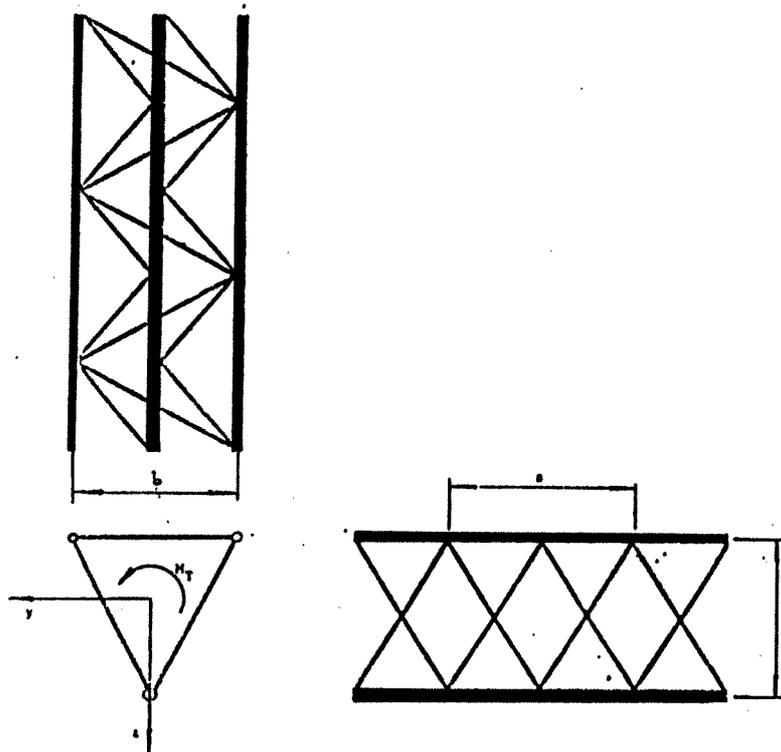


Figura 8. Designaciones en el reticulado espacial

### 5.5.13. Barras de eje curvo, de pequeña curvatura (arcos)

Estas estructuras se emplean generalmente en cubiertas, en dos esquemas estructurales típicos:

- a) Arcos con o sin tensor.
- b) Pórticos con dintel curvo, con o sin tensor.

Las secciones usuales son principalmente la triangular y la rectangular. En todos los casos se deben respetar las condiciones de diseño dadas en el artículo 5.4.4..

Los esfuerzos internos para diferentes secciones pueden determinarse con los métodos normales del análisis estructural para cada estado de carga actuante, en función del tipo de estructura elegida.

En el análisis estructural es conveniente hacer intervenir las deformaciones por esfuerzo axial y de corte.

En los esquemas con tensor, éstos trabajan sólo para cargas verticales gravitatorias.

Puede determinarse la sección del tensor con la fuerza:

$$H = \frac{q \cdot l^2}{8 f}$$

siendo:

q la carga distribuida;

l la luz del arco;

f la flecha del arco.

#### 5.5.13.1. Arcos parabólicos

El pandeo de los arcos de directriz parabólica puede verificarse de acuerdo con lo determinado en el Reglamento CIRSOC 302 y la Recomendación CIRSOC 302-1.

#### 5.5.13.2. Arcos circulares

Las relaciones geométricas del arco de circunferencia son las siguientes (ver figura 9):

$$r = \frac{f^2 + l^2/4}{2 \cdot f}$$

$$z_x = f - r + \sqrt{r^2 - \left(\frac{l}{2} - x\right)^2}$$

$$\cos \phi_0 = 1 - \frac{2 \cdot f^2}{f^2 + l^2/4} = 1 - \frac{f}{r}$$

$$\text{sen } \phi_0 = \frac{l \cdot f}{f^2 + l^2/4} = \frac{l}{2 \cdot r}$$

siendo:

l la distancia entre ejes de apoyo del arco;

f la flecha;

$\phi_0$  el semiángulo central;

r el radio de la circunferencia.

La carga crítica de pandeo de un arco circular, para el pandeo en el plano del arco es:

$$q_{\text{crít}} = k_1 \frac{E \cdot I_y}{r^3}$$

y para el pandeo fuera del plano del arco es:

$$q_{crft} = k_2 \cdot \frac{E \cdot I_z}{r^3}$$

siendo:

$E = 210.000 \text{ N/mm}^2$  ( $2.100.000 \text{ kgf/cm}^2$ ) el módulo de elasticidad longitudinal del acero;

$I_y$ ,  $I_z$  los momentos de inercia de la sección respecto de los ejes  $y$  y  $z$  respectivamente, según el artículo 5.4.5.;

$r$  el radio del arco;

$k_1$ ,  $k_2$  coeficientes que se indican en cada uno de los casos particulares que se tratan a continuación.

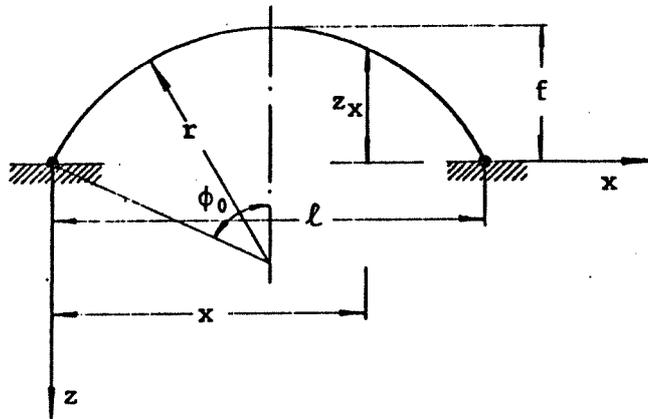


Figura 9.

#### 5.5.13.2.1. Arco circular biarticulado

##### 5.5.13.2.1.1. Carga radial uniforme

Pandeo en el plano del arco

$$k_1 = \frac{\pi^2}{\phi_0^2} - 1 \quad (\phi_0 \text{ en radianes})$$

### 5.5.13.2.1.2. Carga vertical uniformemente distribuida

a) Pandeo en el plano del arco

$$k_1 = k \cdot \left(\frac{r}{\ell}\right)^3$$

Los valores de k se obtienen de la tabla 2.

Tabla 2

f/ℓ	0,07	0,10	0,18	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50
k	20	30	40	42	42	40	36	28

Si la carga actúa en la semi-luz del arco:

$$q_{crít}^i = 0,8 \cdot q_{crít}$$

siendo:

- $q_{crít}$  la carga crítica para todo el arco cargado;
- f la flecha del arco;
- ℓ la luz del arco;
- r el radio del arco.

b) Pandeo fuera del plano

$$k_2 = k \left(\frac{r}{\ell}\right)^2 \cdot \frac{I_y}{I_z}$$

El valor de k puede obtenerse del gráfico de la figura 10 en función del ángulo central  $2\phi_0$  y de la relación:

$$m = \frac{G \cdot I_T}{E \cdot I_y}$$

siendo:

$I_T$  la constante de torsión libre

### 5.5.13.2.2. Arco circular biarticulado atirantado

#### 5.5.13.2.2.1. Carga radial uniforme

a) Pandeo en el plano del arco:

$$k = \left(\frac{\pi^2}{\phi_0^2} - 1\right) (1 + \theta \cdot \cos^2 \phi_0)$$

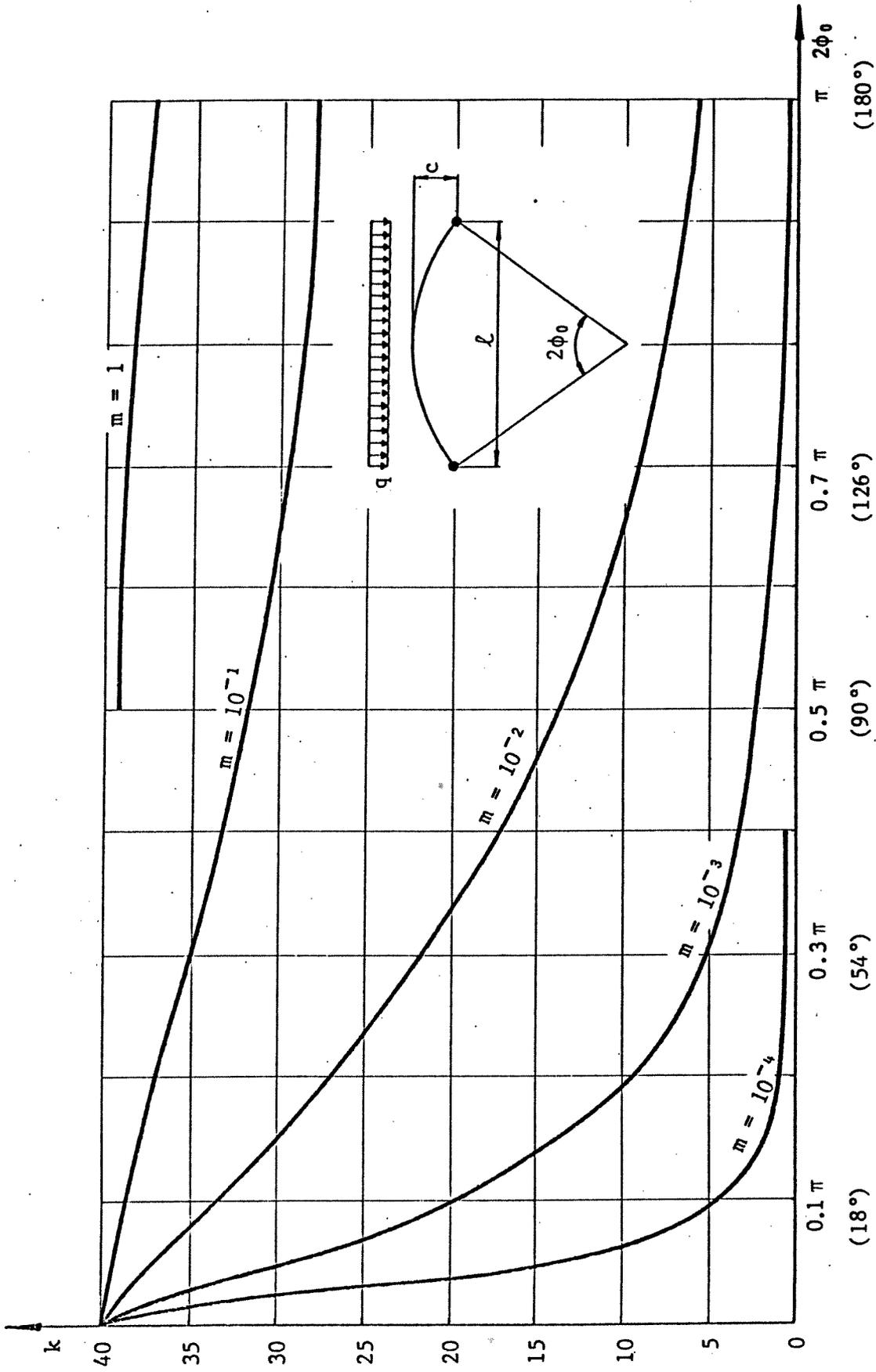


Figura 10. Pandeo de arcos circulares.

siendo:

$$\theta = \frac{E \cdot I_y \cdot \text{sen } \phi_0}{(E' \cdot A \cdot r^2) \cdot (1 + (\phi_0/2) \cdot \cos 2 \phi_0 - (3/4) \cdot \text{sen } 2 \phi_0)} ;$$

$E'$  el módulo de elasticidad del tensor;

$A$  la sección del tensor;

$\phi_0$  el semiángulo central

b) Pandeo fuera del plano del arco:

$$k_2 = \frac{\left(\frac{\pi^2}{\phi_0^2} - 1\right) \cdot (1 + \theta \cdot \cos^2 \phi_0)}{\frac{\pi^2}{\phi_0^2} + \frac{E \cdot I_z}{G \cdot I_T}}$$

siendo:

$I_z$  el momento de inercia de la sección del arco respecto del eje  $z$ , según el artículo 5.4.5.;

$I_T$  la constante de torsión libre;

$G$  el módulo de elasticidad transversal del acero;

$\phi_0$  y  $\theta$  fueron definidos en el punto a) de este artículo.

### 5.5.13.2.3. Arco circular biempotrado

#### 5.5.13.2.3.1. Carga radial uniforme

Pandeo en el plano del arco

Tabla 3.

$\phi_0$	$\pi/6$ (30°)	$\pi/3$ (60°)	$\pi/2$ (90°)	$2\pi/3$ (120°)	$5\pi/6$ (150°)	$\pi$ (180°)
$k_1$	73,32	18,14	8,00	4,58	3,27	3,00

### 5.5.14. Pandeo de columnas de pórticos

El estudio del pandeo de pórticos de dintel recto debe hacerse de acuerdo con lo especificado en el Capítulo 4 del Reglamento CIRSOC 302.

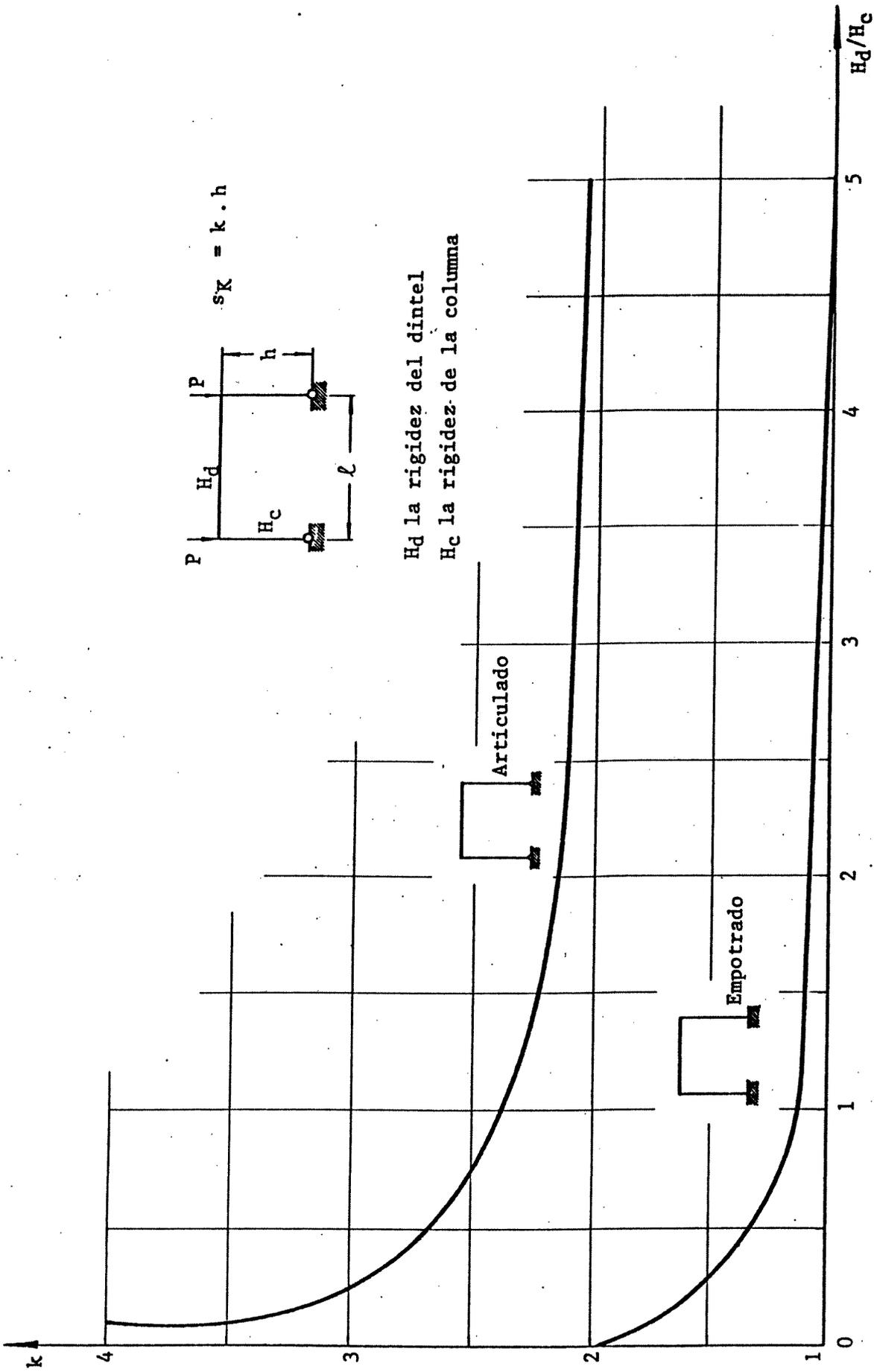


Figura 11. Pandeo de columnas de pórticos.

En el caso de pórticos de dintel curvo puede emplearse también el gráfico de la figura 11, si se calcula en este último caso la rigidez del dintel como:

$$H_d = \frac{9 \cdot E \cdot I_y}{4 \cdot l}$$

siendo:

E el módulo de elasticidad del acero del dintel;

$I_y$  el momento de inercia del dintel respecto del eje y;

l la luz del pórtico.

### 5.5.15. Estructuración de los nudos

Para lograr el centrado de los ejes de las diagonales y cordones en el reticulado normal, el zig zag de las diagonales debe curvarse sobre un diámetro interior  $d_i$ , que vale:

$$d_i = \frac{((d_c/d_d + 2) \cdot \cos \alpha) - 1}{1 - \cos \alpha} \cdot d_d = k \cdot d_d$$

siendo:

$d_c$  el diámetro de la barra del cordón;

$d_d$  el diámetro de la barra de la diagonal;

$\alpha$  el ángulo entre diagonal y cordón, según la figura 12.

La constante k está graficada en la figura 12 en función de  $d_c/d_d$  y del ángulo  $\alpha$ .

Además, para evitar la fisuración de las barras por efecto del doblado, el diámetro interior  $d_i$  será:

$$\text{para } d_d \leq 20 \text{ mm} \quad d_i \geq 2,5 d_d$$

$$\text{para } 20 \text{ mm} < d_d \leq 28 \text{ mm} \quad d_i \geq 5 d_d$$

Estas relaciones han sido obtenidas de la Tabla 23 del Reglamento CIRSOC 201 y son solo válidas para aceros AL-220.

### 5.6. VERIFICACION POR ESTADO LIMITE ULTIMO

El comportamiento en el campo plástico de estos tipos estructurales sólo puede ser comprobado mediante ensayos de laboratorio, pues los efectos locales tienen mucha influencia en la magnitud de la carga límite última (ver además el anexo a este artículo).

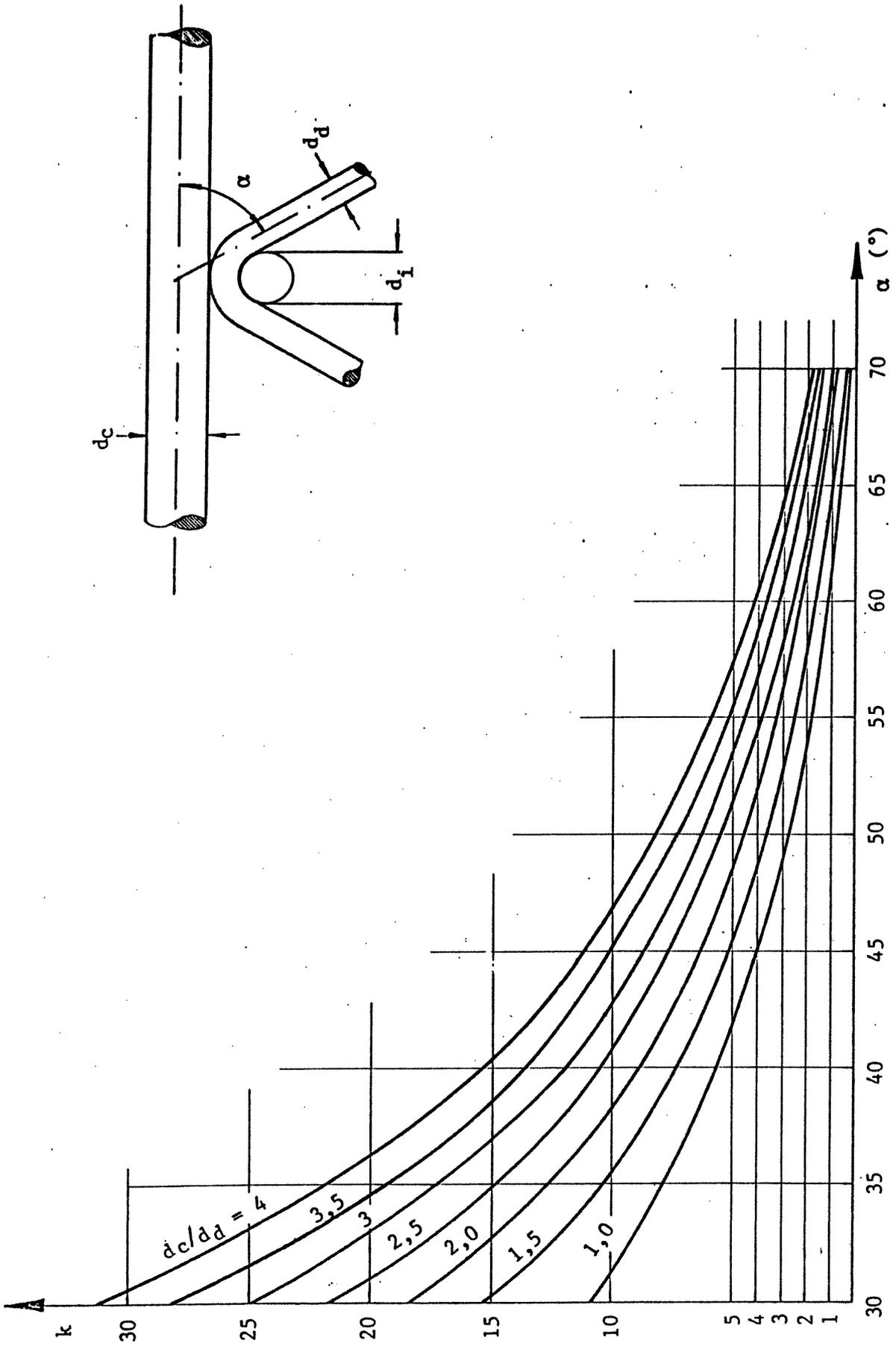


Figura 12. Diámetro interior de plegado de las diagonales del reticulado normal

## 5.7. RIGIDIZACION

### 5.7.1. Generalidades

Todos los esquemas estructurales analizados son esquemas planos, de manera que la rigidez espacial de la construcción exige la correcta distribución de los elementos auxiliares de refuerzo que en términos generales se denominan arriostramientos.

De acuerdo a su ubicación en el esquema estructural puede haber diferentes tipos de arriostramientos, los que genéricamente pueden ser:

- a) longitudinales
- b) transversales

y ambos a su vez pueden ser horizontales o verticales.

Las cargas gravitatorias casi siempre actúan sobre los elementos tratados en los artículos anteriores.

Las acciones horizontales originadas por el viento o el sismo actúan fundamentalmente sobre los arriostramientos.

En lo que sigue se analiza, en general, el diseño y cálculo de los arriostramientos.

### 5.7.2. Determinación de las cargas

La determinación de las cargas actuantes y los esfuerzos de cálculo, se efectúa conforme a lo establecido en el artículo 5.4.2..

### 5.7.3. Esquemas estructurales

En general los arriostramientos son vigas reticuladas planas, de cordones paralelos, con montantes, y diagonales cruzadas. Para el cálculo de los esfuerzos en las barras no deben considerarse las diagonales que soportarían esfuerzos de compresión.

Los cordones y montantes se materializan con los elementos principales de la estructura, correas, columnas, vigas secundarias etc. Las diagonales cruzadas, con sus correspondientes elementos de regulación, permiten la formación del reticulado de arriostramiento que da rigidez espacial al conjunto.

### 5.7.4. Determinación de esfuerzos y dimensionado

Con las cargas actuantes se calculan los esfuerzos en cordones, montantes y diagonales, sin considerar las diagonales comprimidas.

Los cordones y montantes formados por los elementos principales de la estructura, deberán verificarse agregando a los esfuerzos obtenidos como elemento del arriostramiento, los esfuerzos propios de su función principal.

Las diagonales se dimensionan a tracción, con un esfuerzo admisible según el artículo 5.4.1..

Si la regulación de las diagonales se efectúa con manguitos roscados y el anclaje del redondo se efectúa con barras roscadas, éstas deben cumplir las siguientes exigencias:

- a) El material de la barra roscada debe ser igual o similar al del tensor de la diagonal, para efectuar sin problemas el empalme por soldadura a tope de ambos elementos.
- b) El diámetro de la barra roscada debe ser:

$$d = 1,25 d_d$$

siendo:

$d_d$  el diámetro de la diagonal.

#### 5.7.5. Otros tipos de arriostramientos

Podrán emplearse otros tipos de arriostramientos si se demuestra teórica o experimentalmente su buen comportamiento.

Como arriostramientos verticales se emplean pórticos simples o múltiples resueltos con el análisis estructural tradicional y dimensionados conforme a lo estipulado en las presentes recomendaciones.

### 5.8. MEDIOS DE UNION

5.8.1. Los medios de unión deben ser capaces de transmitir la totalidad de las cargas que solicitan los elementos que unen, considerando las excentricidades existentes y los efectos debidos a las acciones dinámicas.

5.8.2. En estructuras livianas de acero de sección circular se utilizan como medios de unión:

- a) La soldadura eléctrica.
- b) Los tornillos normales.
- c) Los tornillos de alta resistencia.

5.8.3. Se podrá emplear cualquier otro dispositivo de unión, debidamente respaldado por ensayos que aseguren márgenes de seguridad mayores o iguales a los especificados en esta Norma.

#### 5.8.4. Uniones soldadas

Deberán cumplir lo establecido en el Reglamento CIRSOC 304, además de lo estipulado en el artículo 5.8.4.1. de la presente Recomendación.

### 5.8.4.1. Verificación de las uniones soldadas entre cordones y diagonales

En general las uniones soldadas entre cordones y diagonales de estas estructuras, que prácticamente son puntos de soldadura, se comportan eficientemente y no requieren ningún tipo de verificación, ya que la mínima sección disponible es suficiente para transmitir los esfuerzos que se presentan.

En los casos en que sea necesario controlar un empalme soldado de un reticulado normal, se procederá como se indica a continuación.

Se supone que los puntos de soldadura tienen sección elíptica, como se indica en la figura 13.

Los valores geométricos aceptados para este punto de soldadura son:

a) Unión cordón diagonal:

$$t = 0,5 d_d$$

$$l_s = 3 d_d$$

Area del punto de soldadura:

$$A_s = \frac{\pi \cdot t \cdot l_s}{2} = 2,36 \cdot d_d^2$$

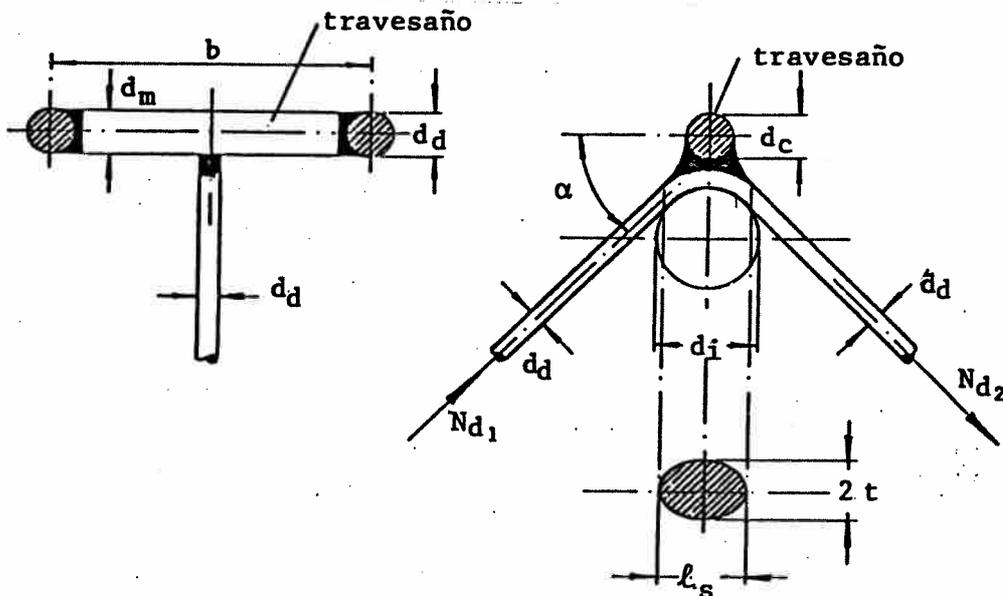


Figura 13. Area de soldadura

b) Unión travesaño diagonal (figura 13):

$$t = 0,7 d_d$$

$$l_s = 2 d_d$$

$$\text{Area del punto de soldadura: } A_s = \frac{\pi \cdot t \cdot l_s}{2} = 2,20 d_d^2$$

La fuerza a transmitir, según la figura 13, será:

$$H = (N_{d1} + N_{d2}) \cdot \cos \alpha$$

Se debe cumplir que:

$$H/A_s \leq \sigma_{adm} = 90 \text{ N/mm}^2 (900 \text{ kgf/cm}^2)$$

#### 5.8.5. Uniones atornilladas

Deberán cumplir con lo determinado en el Reglamento CIRSOC 301.

#### 5.9. ENSAYOS

Los ensayos de comportamiento estructural deben realizarse según lo establecido en el artículo 4.8.2.6..

#### 5.10. CONSTRUCCION Y MONTAJE

Para la construcción y el montaje se deben cumplir las exigencias consignadas en el Reglamento CIRSOC 301.

#### 5.11. PROTECCION CONTRA LA CORROSION

Se deben cumplir las especificaciones del Reglamento CIRSOC 301 y además las prescripciones adicionales consignadas en el capítulo 7.

## ANEXOS AL CAPITULO 5

### 5.4.5. COEFICIENTES DE CORRECCION PARA LOS MOMENTOS DE INERCIA

De acuerdo con resultados experimentales los momentos de inercia deben afectarse por los siguientes coeficientes de corrección:

Secciones T	$k_y = 0,86$
Secciones triangulares y rectangulares	$k_z = k_y = 1,00$

### 5.5.4. ESFUERZOS SECUNDARIOS

#### 1. Esfuerzos secundarios en los cordones

Las tensiones producidas en las barras del cordón por efecto de la hiperestaticidad del reticulado, se calculan como sigue.

Aceptando una curva de deformación senoidal:

$$w = w_{\text{máx}} \cdot \text{sen} (\pi x/l)$$

siendo:

- x la distancia desde el apoyo izquierdo al punto donde se define la deformación w (ver figura 56);
- l la distancia entre ejes de apoyos;
- $w_{\text{máx}}$  la deformación máxima del elemento.

El momento máximo en el cordón debido a este efecto, para secciones circulares, puede calcularse:

$$M_{xw} = 0,5 \cdot \frac{E \cdot d_c^4 \cdot w_{\text{máx}}}{l^2}$$

Las tensiones secundarias máximas provocadas por este esfuerzo valen:

$$\sigma_{xw} = \frac{M_{xw}}{W_d} = 5 \cdot \frac{E \cdot d_c \cdot w_{m\acute{a}x}}{\ell^2}$$

siendo:

$W_d \approx 0,1 d_c^3$  el módulo resistente de la sección circular;

$d_c$  el diámetro del cordón;

$E$  el módulo de elasticidad del acero 210 000 N/mm<sup>2</sup> (2 100 000 kgf/cm<sup>2</sup>).

La deformación máxima  $w_{m\acute{a}x}$  puede calcularse conforme con el artículo 5.5.8..

## 2. Esfuerzos secundarios en las diagonales

Las sollicitaciones provocadas por los esfuerzos evaluados en este artículo deben sumarse a las provocadas por el esfuerzo de corte (artículo 5.5.2.2.), de la siguiente forma:

$$\frac{N_d}{A} + \sigma_{uw} + \sigma_{ow} + \sigma_{pw} \leq \frac{\sigma_F}{1,20}$$

a) Esfuerzos secundarios en las diagonales por efecto de la hiperestaticidad del reticulado.

Aceptando una curva de deformación senoidal, los esfuerzos secundarios en las diagonales pueden calcularse como sigue:

$$w_{x_0} = w_{m\acute{a}x} \cdot \text{sen} \frac{\pi \cdot x_0}{\ell}$$

$$w_{x_u} = w_{m\acute{a}x} \cdot \text{sen} \frac{\pi \cdot x_u}{\ell}$$

los ángulos de giro de la diagonal por efecto de estas deformaciones son:

$$\psi_{0-u} = \frac{w_{x_u} - w_{x_0}}{s_d} \cos \alpha$$

$$\phi_0 = w_{m\acute{a}x} \cdot \frac{\pi}{\ell} \cdot \cos \frac{\pi \cdot x_0}{\ell}$$

$$\phi_u = w_{m\acute{a}x} \cdot \frac{\pi}{\ell} \cdot \cos \frac{\pi \cdot x_u}{\ell}$$

siendo:

$w_{x_0}$  la deformación vertical en el comienzo de la diagonal, a la distancia  $x_0$  del apoyo izquierdo (ver figura A.8.);

$w_{x_u}$  la deformación vertical en la terminación de la diagonal, a la distancia  $x_u$  del apoyo izquierdo (ver la figura A.8.);

$\phi_0$  y  $\phi_u$  los giros en los extremos superior e inferior de la diagonal respectivamente;

$\psi_{0-u}$  giro relativo entre ambos extremos;

$l$  la distancia entre puntos de momento nulo;

$s_d$  la longitud de la diagonal.

Los momentos secundarios que originan estos ángulos de giro son:

$$M_{ow} = \frac{0,1 \cdot E \cdot d d^4}{s_d} \cdot (2 \cdot \phi_0 + \phi_u - 3 \cdot \psi_{0-u})$$

$$M_{ux} = \frac{0,1 \cdot E \cdot d d^4}{s_d} \cdot (2 \cdot \phi_u + \phi_0 - 3 \cdot \psi_{0-u})$$

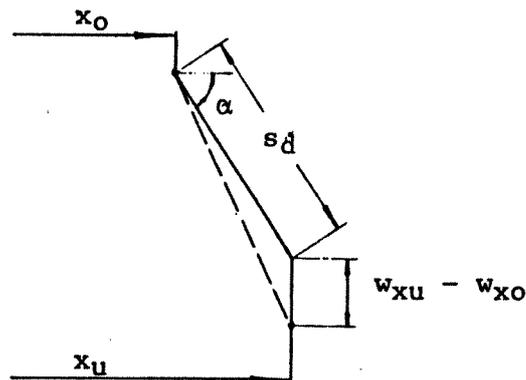


Figura A.8. Deformación de la diagonal.

Las tensiones secundarias son:

$$\sigma_{ow} = \frac{E \cdot d d}{s_d} \cdot (2 \cdot \phi_0 + \phi_u - 3 \cdot \psi_{0-u})$$

$$\sigma_{uw} = \frac{E \cdot d d}{s_d} \cdot (2 \cdot \phi_u + \phi_0 - 3 \cdot \psi_{0-u})$$

b) Esfuerzos secundarios en las diagonales provocados por la curvatura de plegado.

En las piezas con gran curvatura la distribución de tensiones es no lineal. En estos casos un esfuerzo de flexión  $M$  origina las tensiones:

$$\sigma_{pw} = \frac{4 \cdot M \cdot z}{\pi \cdot d_d^2 \cdot e \cdot (r - e + z)}$$

La nomenclatura se encuentra aclarada en la figura A.9.. De la curva puede obtenerse  $e/d_d$  en función de  $r/d_d$ , siendo  $r$  el radio medio del plegado de la diagonal.

El momento actuante  $M$ , teniendo en cuenta el cordón de soldadura, puede tomarse:

$$M = \frac{N_d}{2} \cdot (d_c + d_d) \cdot \cos \alpha$$

siendo:

- $N_d$  el esfuerzo axial en la diagonal;
- $d_c$  el diámetro del cordón;
- $d_d$  el diámetro de la diagonal;
- $\alpha$  el ángulo de la diagonal con el cordón.

### 5.5.7. ESTABILIDAD LATERAL DEL RETICULADO NORMAL

Se supone que el pandeo lateral puede producirse entre dos arriostramientos laterales cuya separación es  $s$ , y que la vinculación entre dichos arriostramientos es totalmente articulada. El reticulado normal puede ser también una viga en voladizo de luz  $l$ .

Para estos casos, puede obtenerse la carga crítica con las siguientes expresiones:

a) Carga uniformemente distribuida

$$(p \cdot s)_{crít} = \frac{m_1 \cdot \sqrt{E \cdot I_z \cdot G \cdot I_T}}{s^2}$$

b) Carga concentrada en el centro del tramo

$$P_{crít} = \frac{m_2 \cdot \sqrt{E \cdot I_z \cdot G \cdot I_T}}{s^2}$$

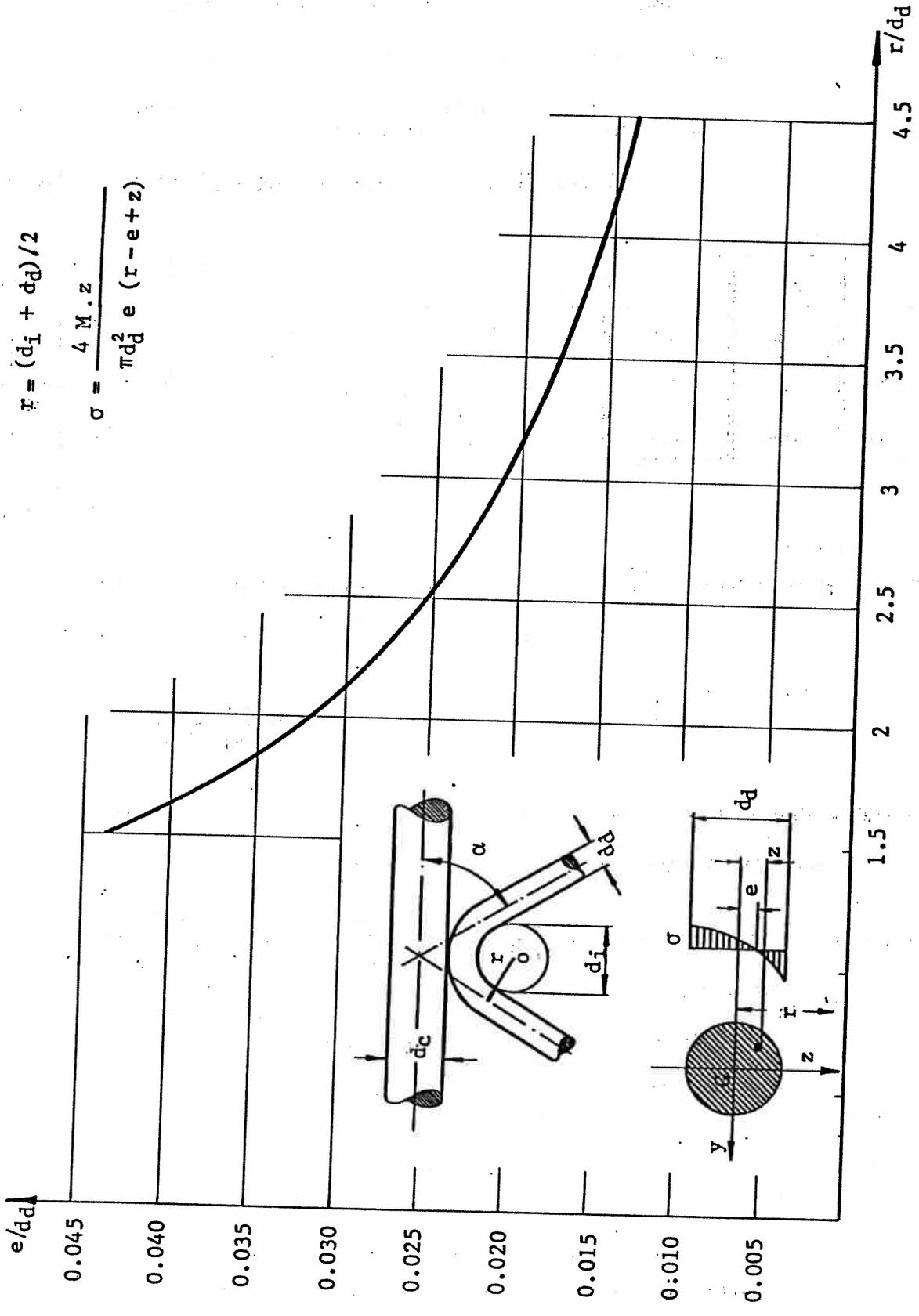


Figura A.9. Flexión en barras de gran curvatura.

c) Voladizo con carga concentrada en el extremo

$$P_{\text{crít}} = \frac{m_3 \sqrt{E \cdot I_z \cdot G \cdot I_T}}{\ell^2}$$

siendo:

$I_T$  la constante de torsión libre de la sección, calculada según el artículo 5.5.12.;

$G$  el módulo de elasticidad transversal del acero;

$E$  el módulo de elasticidad longitudinal del acero;

$I_z$  el momento de inercia de la sección respecto del eje  $z$ ;

$\ell$  la luz del voladizo no arriostrada transversalmente;

$m_1, m_2$  y  $m_3$  los coeficientes que se obtienen de la tabla A.9. en función de  $\eta$ .

$$\eta = \frac{2 G \cdot I_T \cdot s^2}{E \cdot I_{zc} \cdot h^2};$$

$h$  la altura de la sección;

$I_{zc}$  el momento de inercia del cordón comprimido respecto del eje  $z$ .

Tabla A.9. Coeficientes  $m_1$ ,  $m_2$  y  $m_3$ .

$\eta$	0,1	0,4	4	8	16	48	200	400
$m_1$	-	143	53	46	36	32	29	29
$m_2$	-	86	32	26	22	19	17	17
$m_3$	44	-	10	8	7	5	4	4

## 5.6. VERIFICACION POR ESTADO LIMITE ULTIMO

Estas estructuras sometidas a esfuerzos de flexión y corte presentan tres formas fundamentales de falla:

- Por pandeo lateral del cordón comprimido;
- Por pandeo de una diagonal comprimida;
- Por fluencia del cordón traccionado.

Para lograr la máxima capacidad portante se deben buscar diseños en los cuales la falla se produzca según c), en este caso la carga

límite última de la sección es la que produce el momento flexor:

$$M_L = A_t \cdot \sigma_F \cdot h$$

siendo:

- $M_L$  el momento límite;
- $A_t$  el área del cordón traccionado;
- $\sigma_F$  la tensión de fluencia del material utilizado;
- $h$  la distancia entre los ejes de cordones.



## **CAPITULO 6. ESTRUCTURAS LIVIANAS CONSTRUIDAS CON PERFILES LAMINADOS PEQUEÑOS Y TUBOS DE PARED DELGADA**

### **6.1. INTRODUCCION**

**6.1.1.** El presente capítulo se refiere al diseño de elementos estructurales fabricados con perfiles laminados pequeños y tubos estructurales de pared delgada y da consideraciones adicionales para el cálculo de las estructuras construidas con barras de acero de sección circular, tratadas en el capítulo 5.

**6.1.2.** Este capítulo debe emplearse como complemento y en forma conjunta con el Reglamento CIRSOC 301.

**6.1.3.** Las disposiciones siguientes se aplican en especial a elementos de eje recto por ser los económicamente convenientes para la aplicación a estas formas estructurales no excluyéndose su utilización en elementos de eje curvo.

### **6.2. DEFINICIONES**

Se utilizarán las definiciones del artículo 1.4..

### **6.3. MATERIALES**

Los aceros a emplear en la construcción de este tipo de estructuras livianas deben cumplir las disposiciones del artículo 1.3..

### **6.4. CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO**

#### **6.4.1. Perfiles laminados pequeños**

La tensión admisible del material constructivo de la estructura se define como:

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_F}{\gamma}$$

siendo:

$\sigma_F$  la tensión de fluencia del acero empleado;

$\gamma$  el coeficiente de seguridad que se obtiene del capítulo 3.

La determinación de los esfuerzos actuantes se realizará por los métodos convencionales del análisis estructural.

### 6.4.2. Tubos de pared delgada

Las estructuras tubulares de cualquier tipo de sección se verificarán según el capítulo 4, considerando además las indicaciones particulares de este capítulo en lo referente a las secciones compuestas y uniones.

### 6.4.3. Esbelteces máximas, alturas y anchos mínimos, rigideces

Son válidos los artículos 5.4.4. y 5.4.5..

### 6.4.4. Piezas solicitadas a torsión

Las secciones reticuladas triangulares o rectangulares solicitadas a esfuerzos torsores deben resolverse conforme con el artículo 5.5.13..

### 6.4.5. Longitudes de pandeo general y local

Son válidas las consideraciones de los artículos 5.4.6 y 5.4.7..

### 6.4.6. Estructuración de los nudos

La figura 14 permite determinar los radios de curvatura de barras de acero de sección circular en su unión con perfiles angulares o T (te).

En general se puede aceptar que

$$H' = 0,7 H$$

siendo:

H' la distancia desde el eje de gravedad al borde más alejado del perfil;

H la altura total del perfil.

La longitud real de las diagonales puede obtenerse de la figura 15.

Los nudos de estructuras reticulares de tubos circulares pueden resolverse conforme al anexo a este artículo.

## 6.5. VERIFICACION POR TENSIONES ADMISIBLES

### 6.5.1. Generalidades

Las secciones de elementos de acero se verificarán a distintos esfuerzos, como se indica en los artículos siguientes, debiendo controlarse que las tensiones no sobrepasen las tensiones admisibles definidas en los artículos 6.4.1. y 6.4.2..

### 6.5.2. Flexo-compresión de reticulados normales de eje recto, o de pequeña curvatura, arriostrados transversalmente

Para la determinación de los esfuerzos actuantes valen las recomendaciones del artículo 5.5.2..

La esbeltez resulta:  $\lambda = s_K / i_{\text{mín}}$

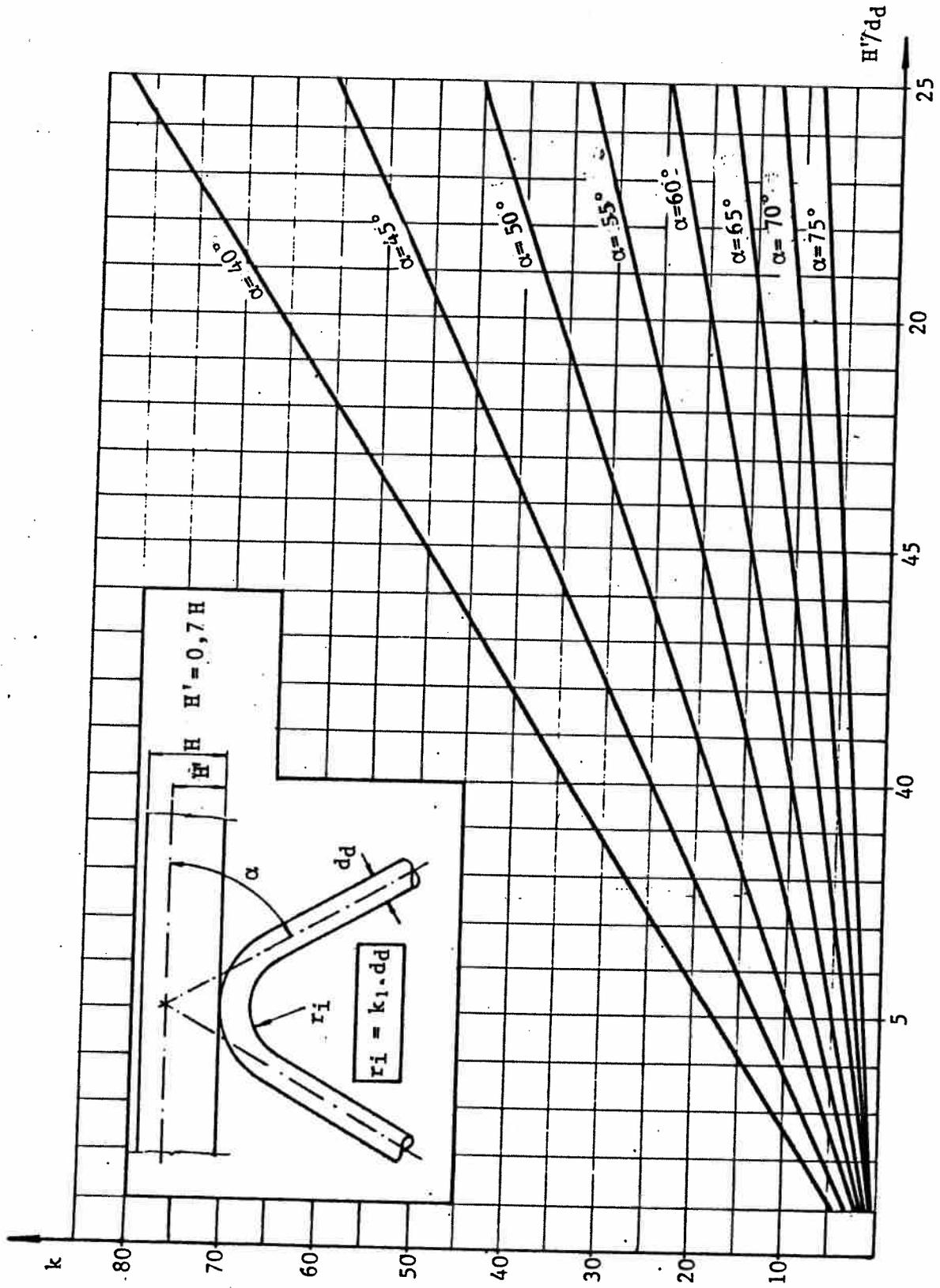


Figura 14. Plegado de diagonales de barras de acero de sección circular

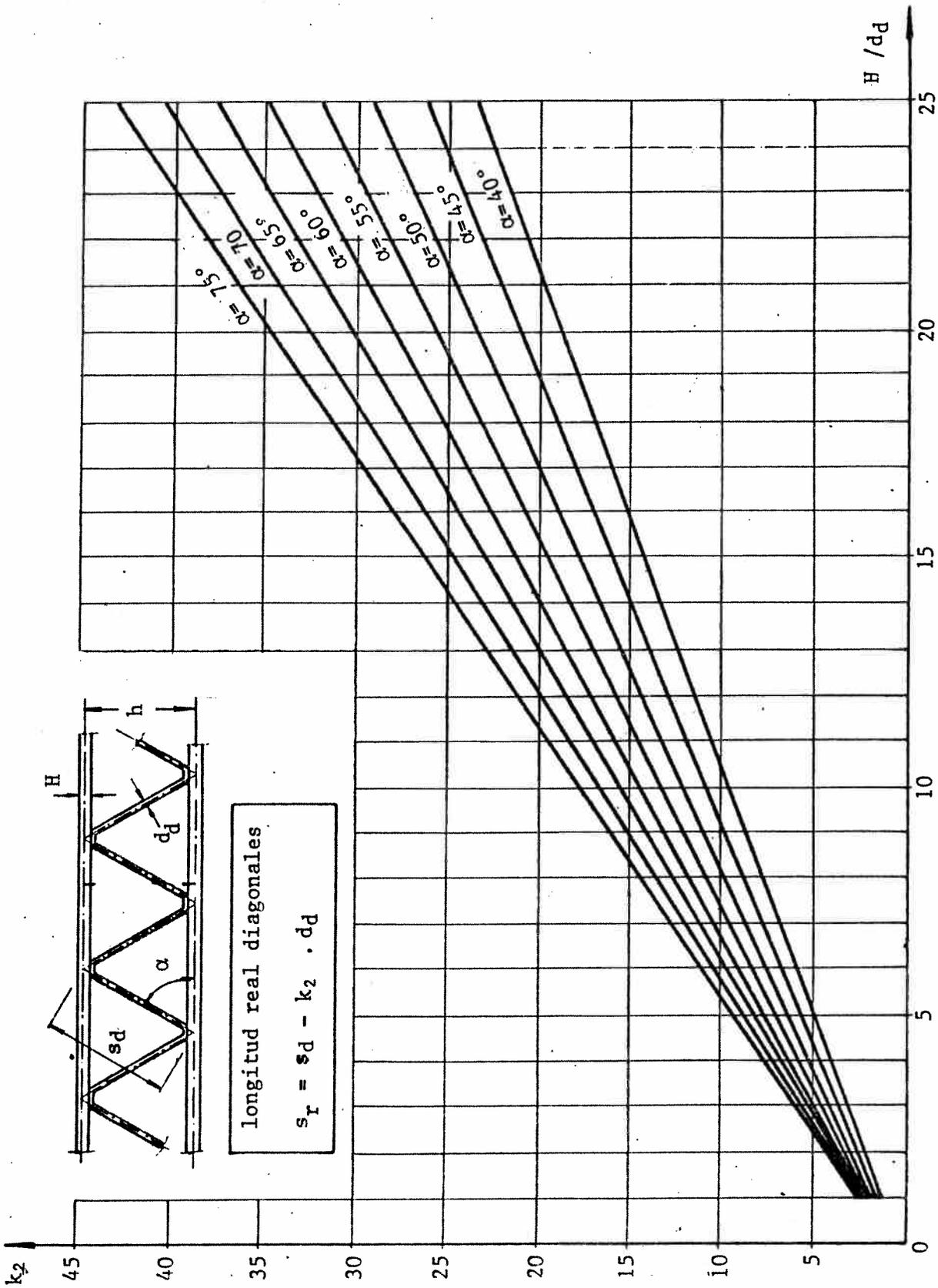


Figura 15. Longitud de diagonales de barras de acero de sección circular

siendo:

$i_{\min}$  el radio de giro mínimo de la sección comprimida.

El valor de  $s_K$  depende de las condiciones de vínculo del elemento de acuerdo a lo dispuesto en el Reglamento CIRSOC 302.

Con  $\lambda$  y el tipo de acero se determina el coeficiente de pandeo  $\omega$  de acuerdo con el Reglamento CIRSOC 302. Se debe verificar:

$$\frac{\omega \cdot N}{A} \leq \sigma_{adm} \quad \text{si el cordón está comprimido}$$

$$\frac{N}{A} \leq \sigma_{adm} \quad \text{si el cordón está traccionado}$$

### 6.5.3. Verificación de las diagonales

Los esfuerzos se calculan de acuerdo al artículo 5.5.2.2..

En el caso de diagonales en tracción:

$$A_{nec} = \frac{N_d}{\sigma_{adm}} \leq A - \Delta A$$

siendo:

$A_{nec}$  el área de acero necesaria;

$N_d$  el esfuerzo axial de tracción;

$A - \Delta A$  el área de la sección neta del perfil adoptado.

En el caso de diagonales comprimidas:

$$\lambda = \frac{s_K}{i_{\min}}$$

y de la tabla correspondiente del Reglamento CIRSOC 302, en función del tipo de acero y de la esbeltez  $\lambda$  se obtiene el coeficiente de pandeo  $\omega$ , debiéndose cumplir que:

$$\frac{\omega \cdot N_d}{A} \leq \sigma_{adm}$$

siendo:

- $i_{\text{mín}}$  el radio de giro mínimo de la sección;
- $e_x$  la longitud de pandeo de la diagonal;
- $A$  el área de la sección total de la diagonal;
- $w$  el coeficiente de pandeo según el Reglamento CIRSOC 302;
- $N_d$  el esfuerzo axial actuante en la diagonal;
- $\sigma_{\text{adm}}$  la tensión admisible del acero.

#### 6.5.4. Esfuerzos secundarios en los cordones

Vale lo expresado en el artículo 5.5.4..

#### 6.5.5. Esfuerzos secundarios en las diagonales

Vale lo expresado en el artículo 5.5.4..

#### 6.5.6. Montantes de vinculación del cordón superior

Cuando se adopta este esquema de rigidización del cordón superior puede calcularse:

$$W = 7,29 \cdot 10^{-3} \cdot T \cdot b$$

siendo:

- $W$  el módulo resistente del perfil de rigidización ( $\text{cm}^3$ ).
- $T$  el máximo esfuerzo de corte según el artículo 5.5.11., expresado en KN;
- $b$  el ancho de la sección expresado en cm.

#### 6.5.7. Estabilidad lateral de elementos rectos flexados

Se pueden emplear las ecuaciones del artículo 5.5.7. para verificar la seguridad al pandeo fuera del plano de la pieza en elementos flexados.

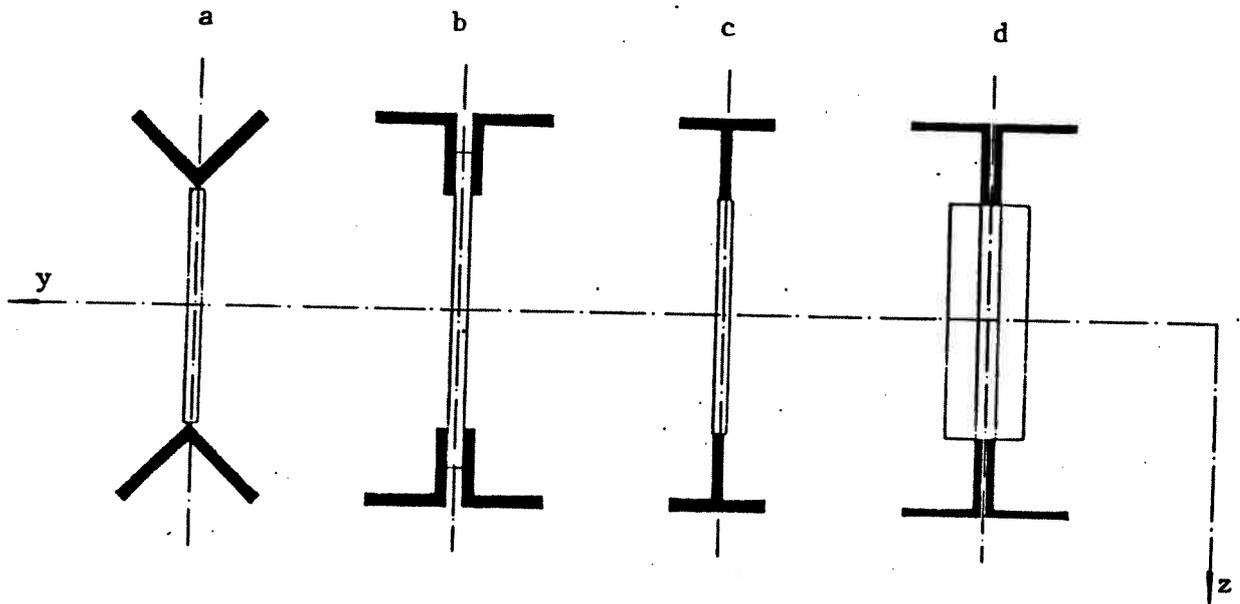


Figura 16.

Para secciones planas como las a), b), c) y d) de la figura 16, puede usarse la expresión:

$$P_{\text{crít}} = q_{\text{crít}} \cdot s = \frac{\pi^4 \cdot E \cdot I_{\text{zc}} \cdot h}{s^3}$$

siendo:

- $P_{\text{crít}}$  la carga crítica total para el pandeo fuera del plano;
- $s$  la separación entre rigidizadores transversales;
- $I_{\text{zc}}$  el momento de inercia del cordón comprimido respecto del eje  $z$ ;
- $h$  la altura total de la sección.

#### 6.5.8. Deformaciones del reticulado normal sometido a flexión

Para calcular las deformaciones de un reticulado normal sometido a flexión y corte pueden emplearse las expresiones del artículo 5.5.8..

### 6.5.9. Reticulado normal solicitado a compresión y a flexo-compresión

Resultan válidas las expresiones de los artículos 5.5.9., 5.5.10. y 5.5.11..

La esbeltez local de los cordones puede determinarse con:

$$\lambda = \frac{s_K}{i_{\min}} \quad s_K = 0,875 \cdot s$$

siendo:

- $s_K$  la longitud de pandeo local del cordón;
- $s$  la distancia entre nudos del reticulado;
- $i_{\min}$  el radio de giro mínimo de la sección.

### 6.5.10. Torsión y barras de eje curvo

Pueden resolverse con ayuda de las ecuaciones de los artículos 5.5.12. y 5.5.13..

## 6.6. MEDIOS DE UNION

### 6.6.1. Uniones atornilladas en estructuras tubulares

Las uniones atornilladas de estructuras tubulares, efectuadas mediante el aplastamiento de los extremos de las barras, son los puntos menos resistentes de estos tipos constructivos, como se ha constatado con ensayos. Se deben respetar estrictamente las distancias al borde cargado indicadas en la figura 17.

### 6.6.2. Uniones atornilladas en estructuras de perfiles

Deben realizarse conforme con lo dispuesto en el Reglamento CIRSOC 301.

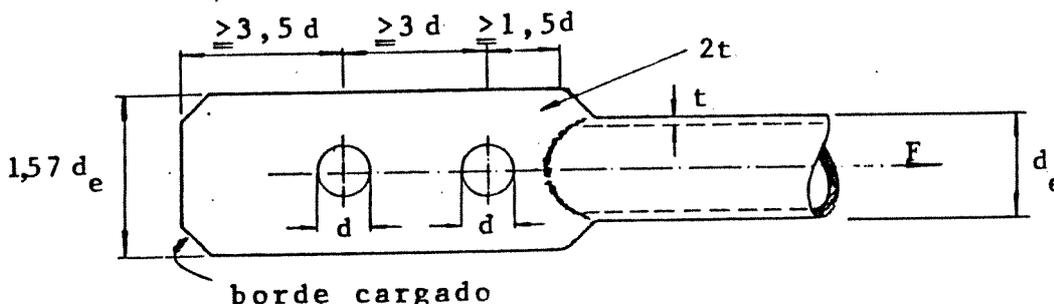


Figura 17. Uniones atornilladas en estructura de tubos

### 6.6.3. Uniones soldadas en estructuras tubulares

Deberán cumplir lo establecido en el Reglamento CIRSOC 304, además de lo estipulado en los artículos 6.6.3.1. y 6.6.3.2. de la presente Recomendación.

6.6.3.1. En estructuras tubulares los empalmes por soldadura a tope deben ser controlados con las tensiones admisibles afectadas por los coeficientes  $k_t$  o  $k_c$  obtenidos de la tabla 4 para los casos de la figura 18.

Tabla 4.

Fig.18.	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	m
$k_t$	0,57	0,62	0,62	0,62	0,62	0,70	0,44	0,56	0,44	0,55	0,40	0,50	0,50
$k_c$	1	1	1	1	1	1	0,68	0,94	0,68	0,95	0,60	0,94	0,94

$$\sigma_{t \text{ adm}} = \sigma_{\text{adm}} \cdot k_t$$

$$\sigma_{c \text{ adm}} = \sigma_{\text{adm}} \cdot k_c$$

siendo:

$\sigma_{t \text{ adm}}$  la tensión admisible de la soldadura, a tracción, en uniones de tubos;

$\sigma_{c \text{ adm}}$  la tensión admisible de la soldadura, a compresión, en uniones de tubos;

$\sigma_{\text{adm}}$  la tensión admisible para el esfuerzo correspondiente, de acuerdo con el Reglamento CIRSOC 304;

$k_t$  ,  $k_c$  los coeficientes de minoración de tensiones admisibles, a tracción y compresión respectivamente, en uniones a tope de estructuras de tubos.

6.6.3.2. Las estructuras tubulares empalmadas por soldadura se controlarán como sigue:

El máximo espesor de la soldadura será:

Soldadura a tope:  $t_s = t$

Soldadura de filete:  $t_s = 0,7 t$

Extremos de tubos achatados (ver fig.17):  $t_s = 1,4 t$

En tubos unidos por soldadura deberán evitarse los esfuerzos combinados, procurando minimizar las excentricidades.

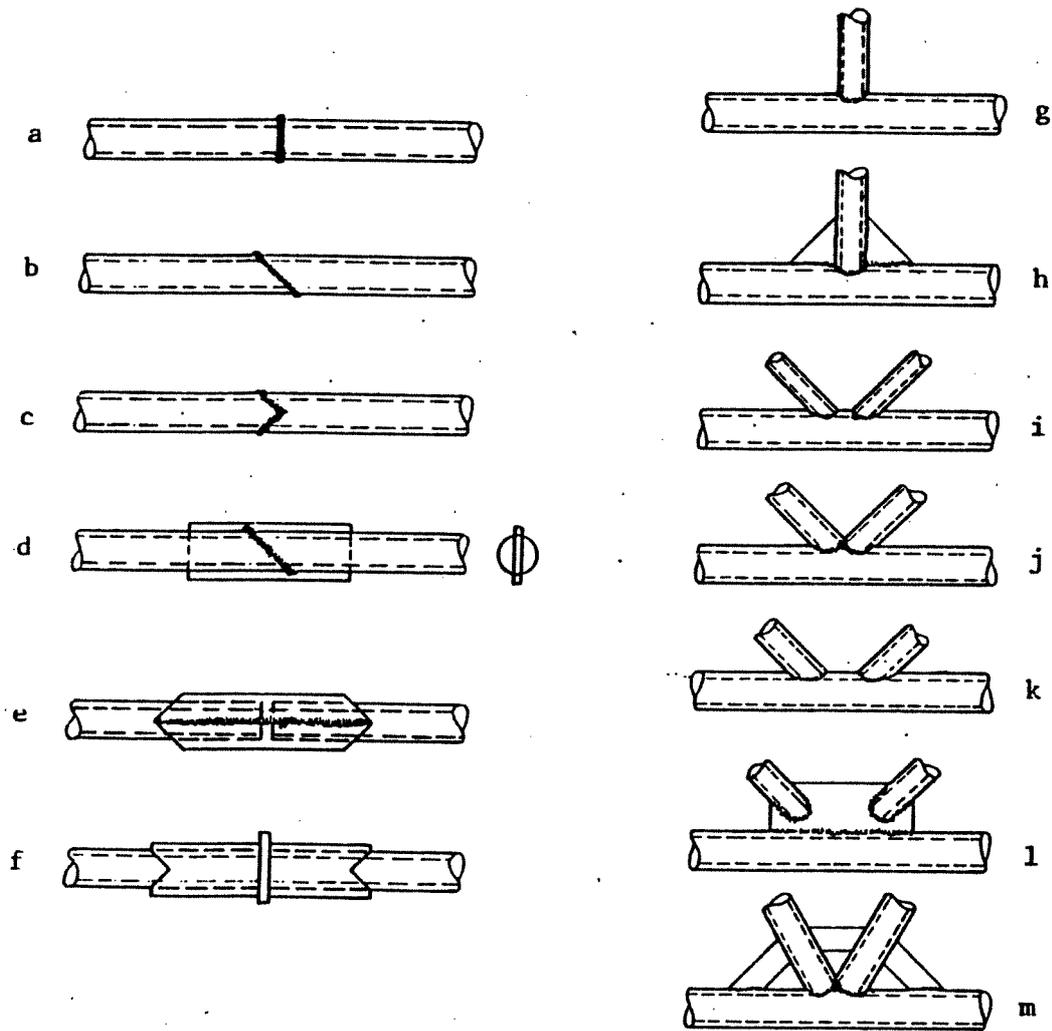


Figura 18. Unión de tubos por soldadura

6.6.3.3. La longitud de la soldadura  $l_s$  en un empalme de tubos será igual al desarrollo de la línea de empalme.

En tubos circulares se puede calcular:

$$l_s = k_3 \cdot d_d$$

siendo:

$k_3$  el coeficiente que se obtiene de la figura 19 en función de  $d_d/d_c$  y de  $\alpha$ ;

$d_d$  el diámetro del tubo de la diagonal;

$d_c$  el diámetro del tubo del cordón;

$\alpha$  el ángulo entre la diagonal y el cordón.

Si  $F$  es el esfuerzo actuante se debe cumplir:

$$\sigma = \frac{F}{l_s \cdot t_s} \leq \sigma_{adm}$$

siendo:

$\sigma_{adm}$  la tensión admisible al corte del cordón de soldadura conforme con el artículo 4.7.4., disminuida según lo establecido en el artículo 6.6.3.1..

$t_s$  el espesor de la soldadura

Los empalmes por soldadura de puntos cumplirán las exigencias del artículo 4.7.4..

En estructuras tubulares las uniones soldadas son puntos críticos, por lo cual deberán ser diseñadas, verificadas y ejecutadas de una manera muy cuidadosa.

Quando existen dudas respecto al comportamiento de dichas uniones, si éstas se encuentran sometidas a esfuerzos combinados o se adoptan planteos teóricos que difieren de los expuestos en la presente Recomendación, deberán realizarse ensayos para determinar fehacientemente la capacidad portante de la unión, con márgenes de seguridad equivalentes a los aquí exigidos.

#### 6.6.4. Uniones soldadas en estructuras de perfiles

6.6.4.1. En estructuras reticuladas con perfiles las soldaduras y su verificación se ajustarán a lo establecido en el Reglamento CIRSOC 304.

6.6.4.2. Los empalmes de perfiles con diagonales de redondos de acero se verificarán como sigue:

El espesor de soldadura  $t_s$  será:

$$\text{si } d_d \geq t \quad t_s = t$$

$$\text{si } d_d < t \quad t_s = 1,4 d_d$$

La máxima longitud de la soldadura será:

$$l_s = 2 \cdot H' \cdot \text{tg } \alpha + d_d \cdot \cos \alpha$$

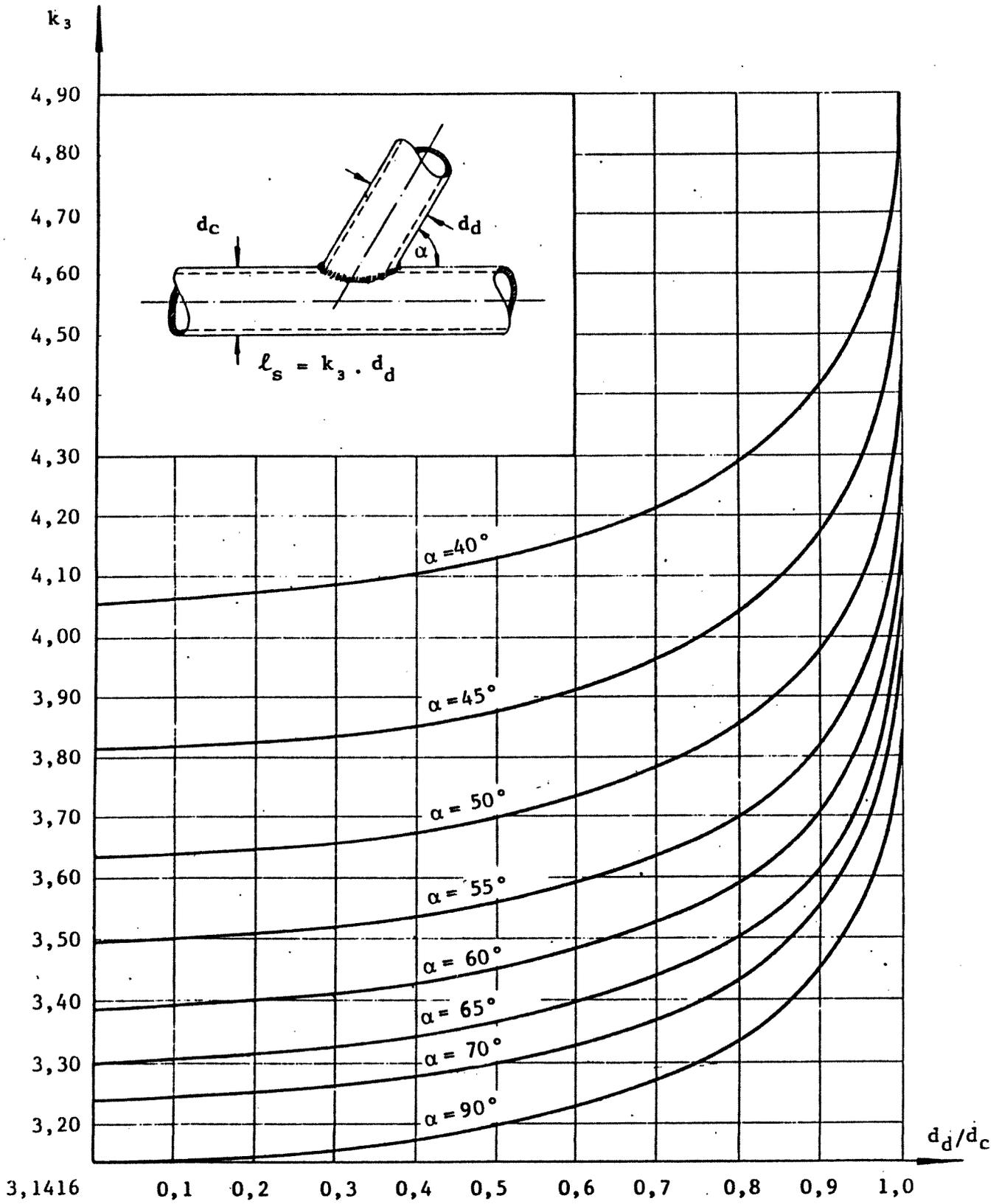


Figura 19. Longitud de soldadura en empalme de tubos

siendo:

- t el espesor del perfil;
- d<sub>d</sub> el diámetro de la diagonal;
- H' la distancia desde el eje baricéntrico del perfil al borde más alejado;
- α el ángulo entre la diagonal y el cordón.

Debe cumplirse:

$$\sigma = \left( N_1 + N_2 \right) \cdot \frac{\cos \alpha}{l_s \cdot t_s} \leq \sigma_{adm}$$

siendo:

- N<sub>1</sub> el esfuerzo axial en la diagonal que llega al cordón;
- N<sub>2</sub> el esfuerzo axial en la diagonal que sale del cordón;
- σ<sub>adm</sub> la tensión admisible al corte de la soldadura conforme con el Reglamento CIRSOC 304.

#### 6.7. RETICULADOS ESPACIALES

Resulta válido el artículo 5.5..

#### 6.8. VERIFICACION POR ESTADOS LIMITE ULTIMO

Para las estructuras construidas con perfiles laminados pequeños resulta imposible plantear una verificación por estado límite último por falta de estudios experimentales confiables. Para las estructuras tubulares vale lo indicado en el capítulo 4.

#### 6.9. RIGIDIZACION

En los reticulados deberá cumplirse con lo determinado en el artículo 5.7..

#### 6.10. ARMADO Y MONTAJE

Deberá cumplirse con lo establecido en el Reglamento CIRSOC 301.

#### 6.11. PROTECCION CONTRA LA CORROSION

Deberá cumplirse con lo establecido en el Reglamento CIRSOC 301 y además las prescripciones adicionales consignadas en el artículo 7.1..

Deberán sellarse convenientemente los extremos de los tubos impidiendo las variaciones de humedad, o el acceso y estancamiento del agua de lluvia, para evitar de esta forma su corrosión interior.

**ANEXOS AL CAPITULO 6****6.4.6. ESTRUCTURACION DE LOS NUDOS**

Los nudos de estructuras reticuladas de tubos circulares pueden resolverse con las uniones indicados en los gráficos de las figuras A.11 a A.19.

La nomenclatura de los gráficos se aclara en la figura A.10:

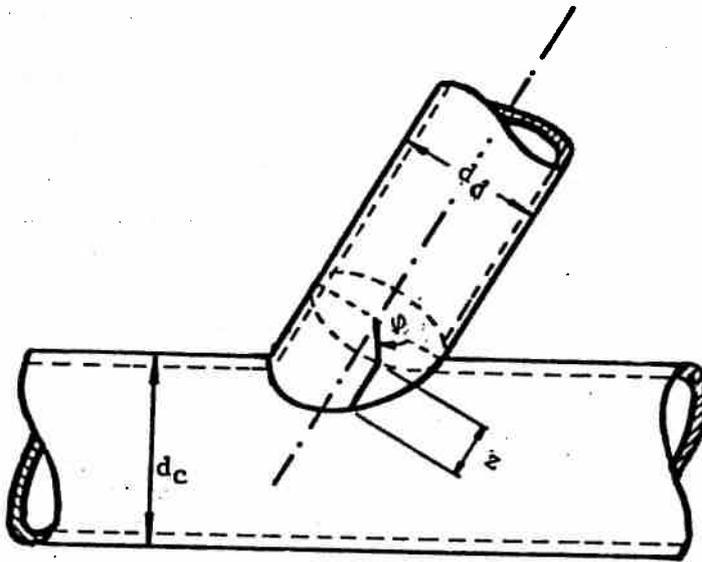


Figura A.10

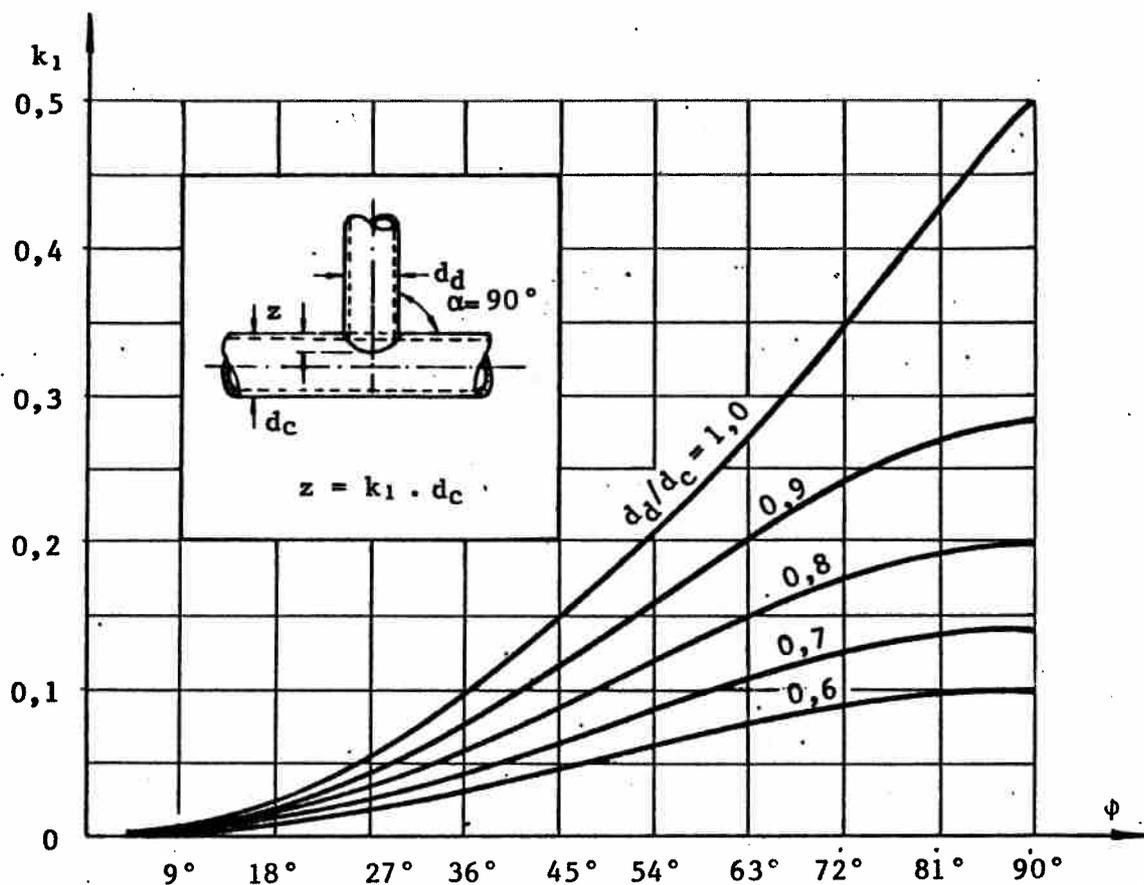


Figura A.11. Intersección de tubos

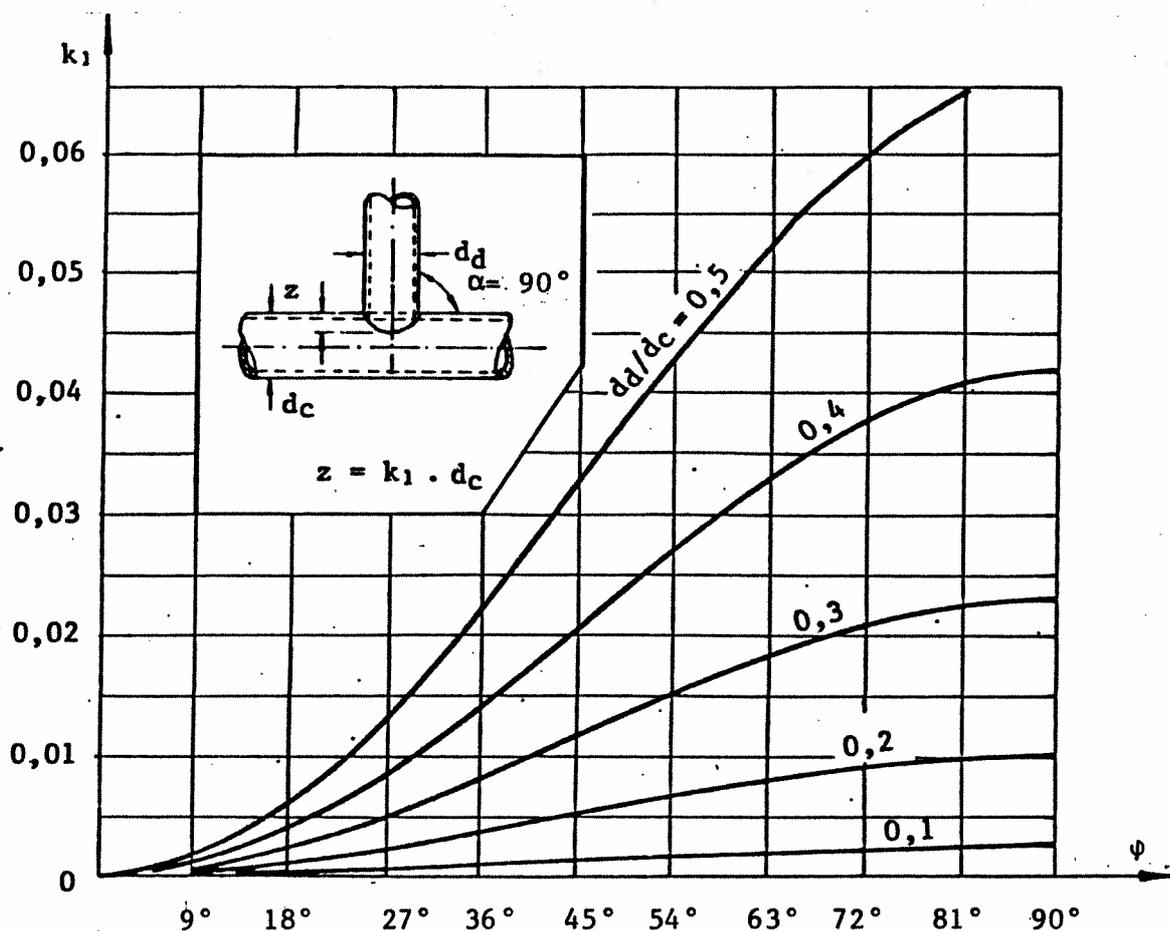


Figura A.12 Intersección de tubos

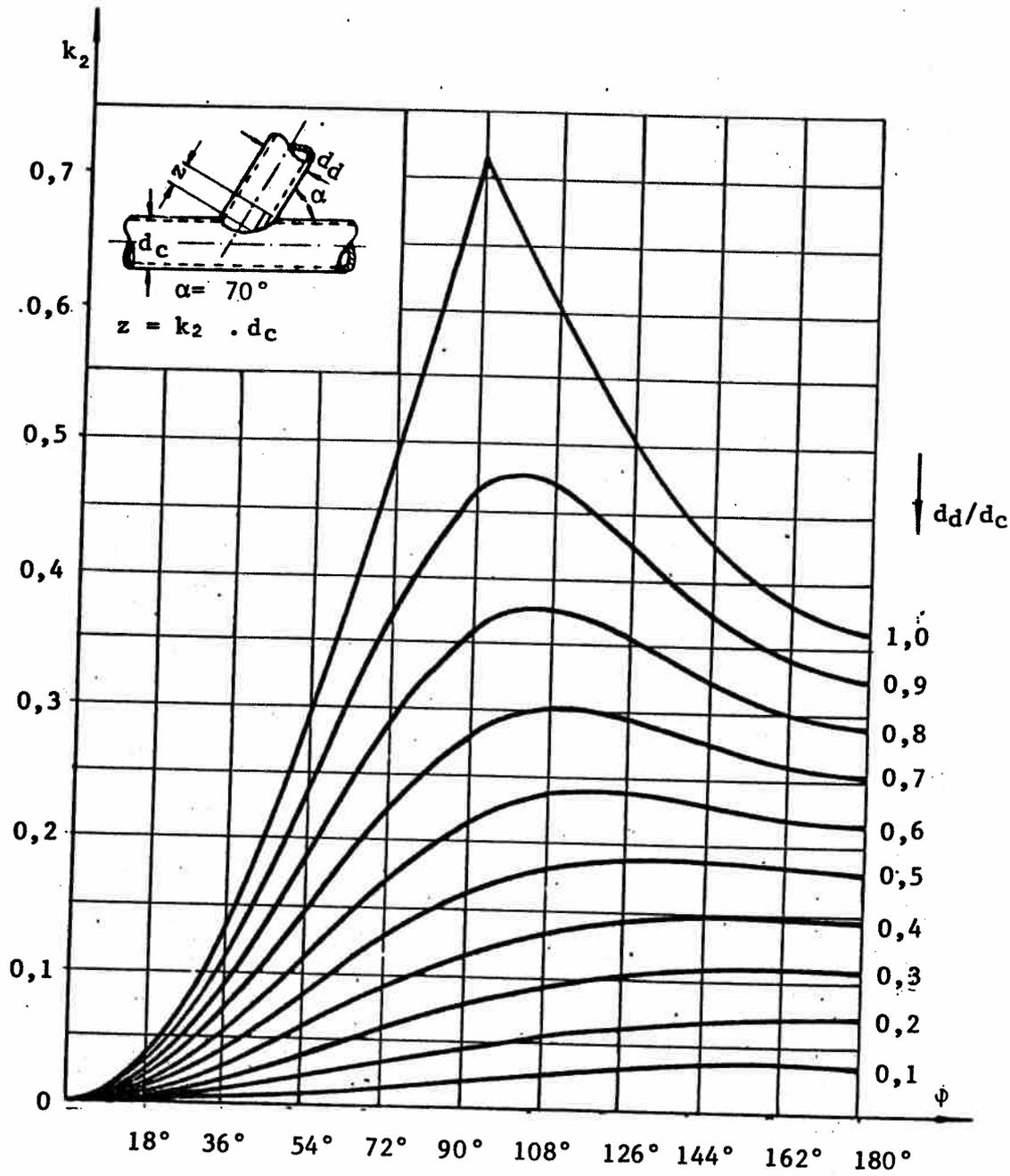


Figura A.13. Intersección de tubos

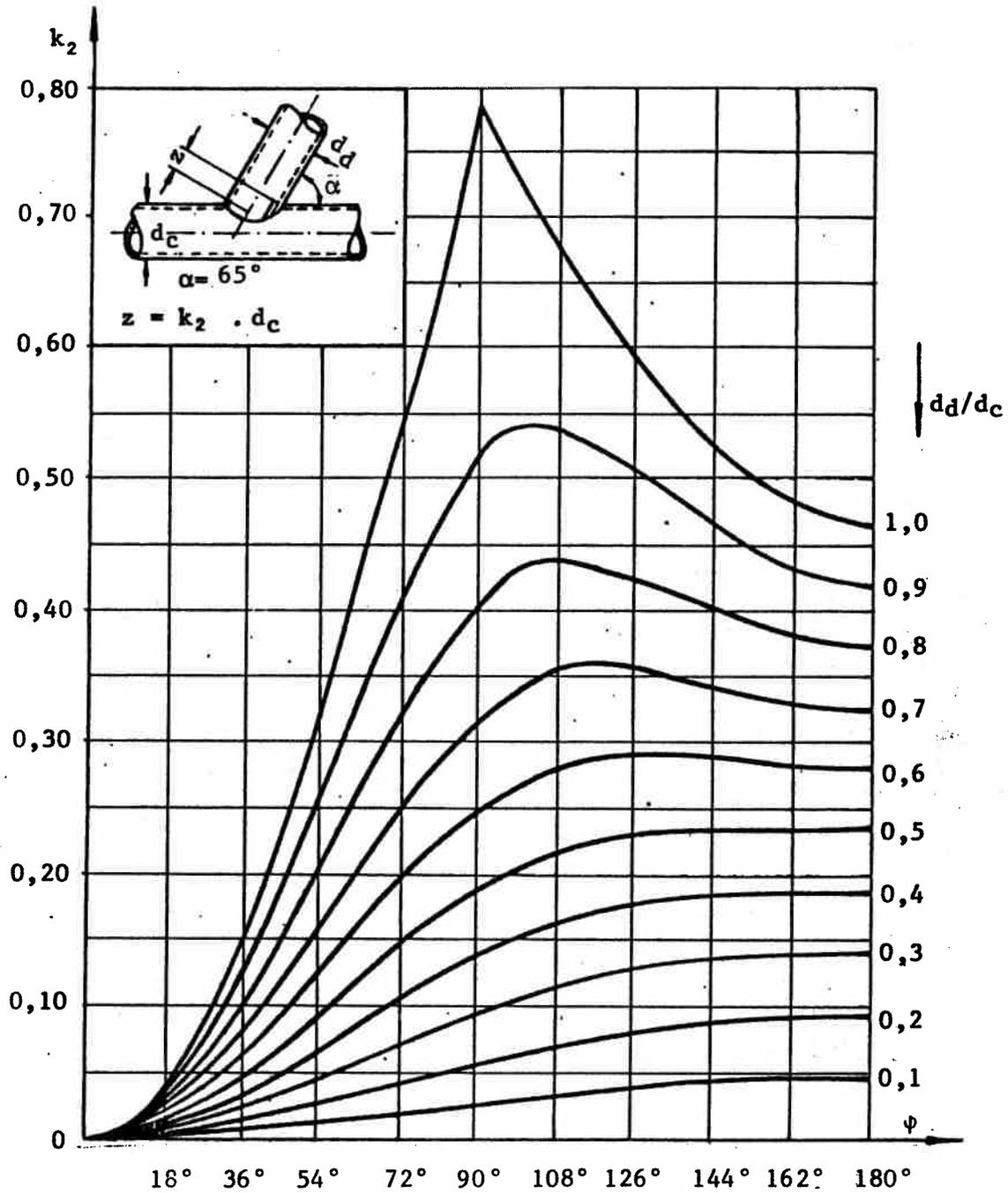


Figura A.14. Intersección de tubos

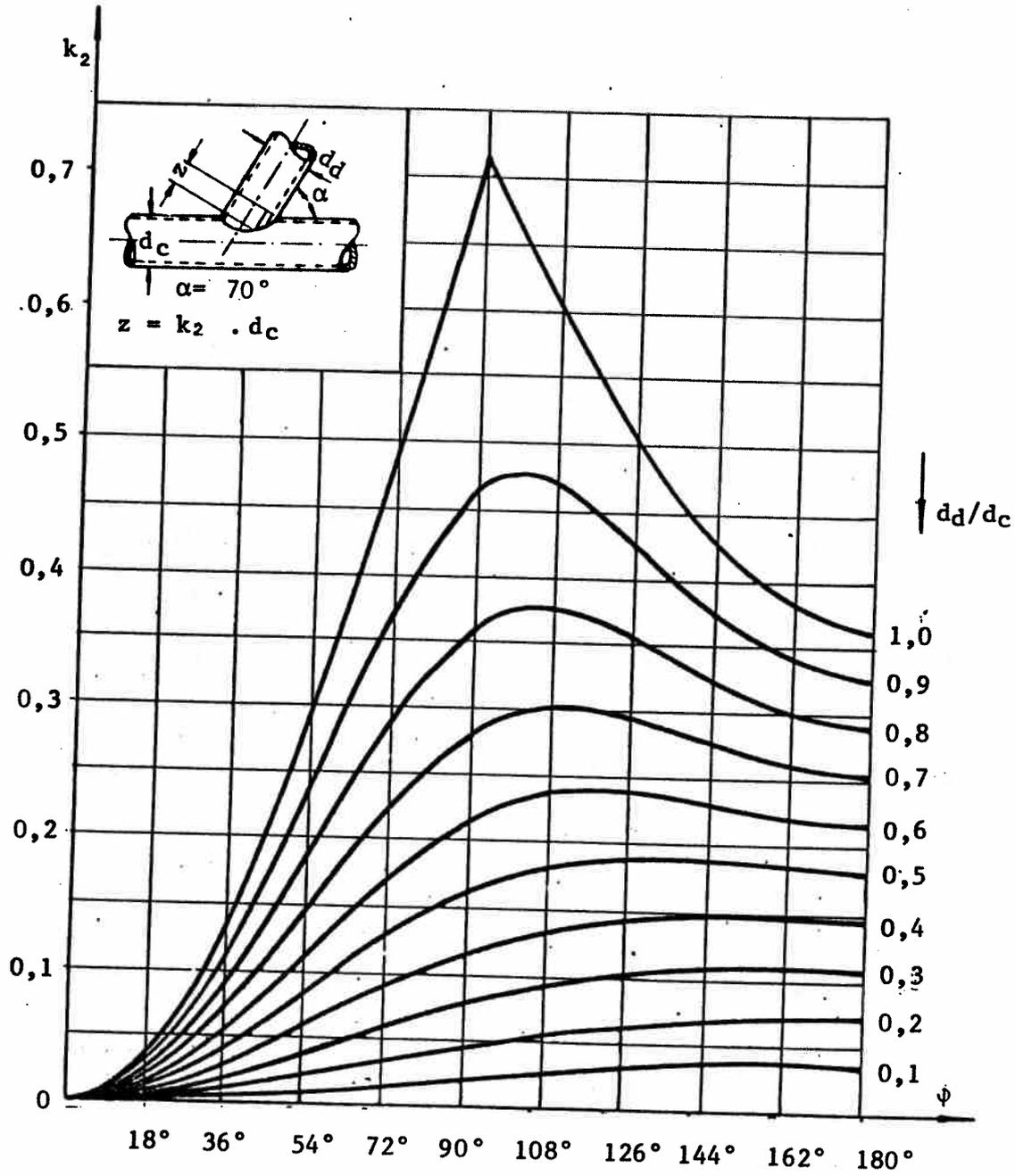


Figura A.13. Intersección de tubos

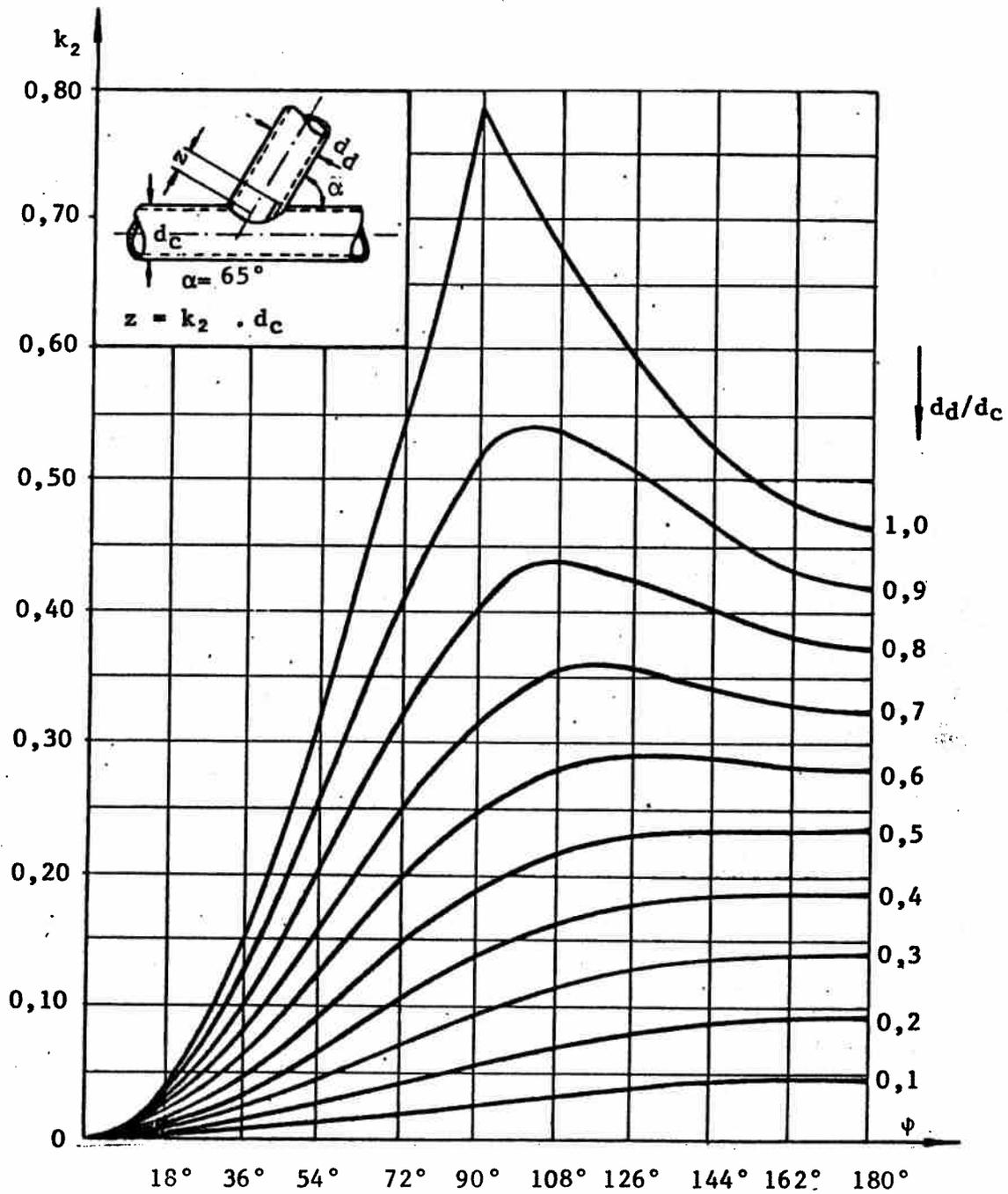


Figura A.14. Intersección de tubos

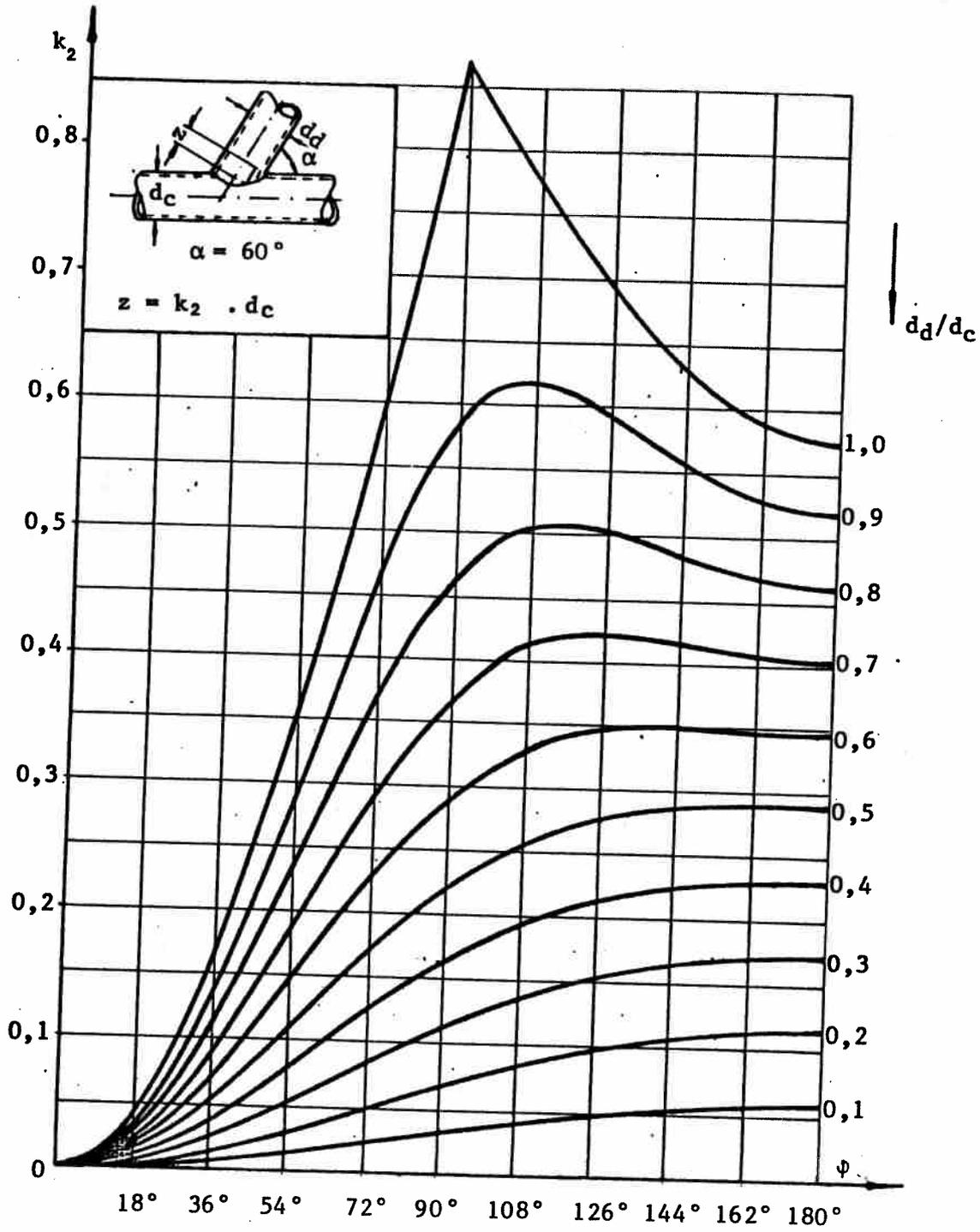


Figura A.15. Intersección de tubos

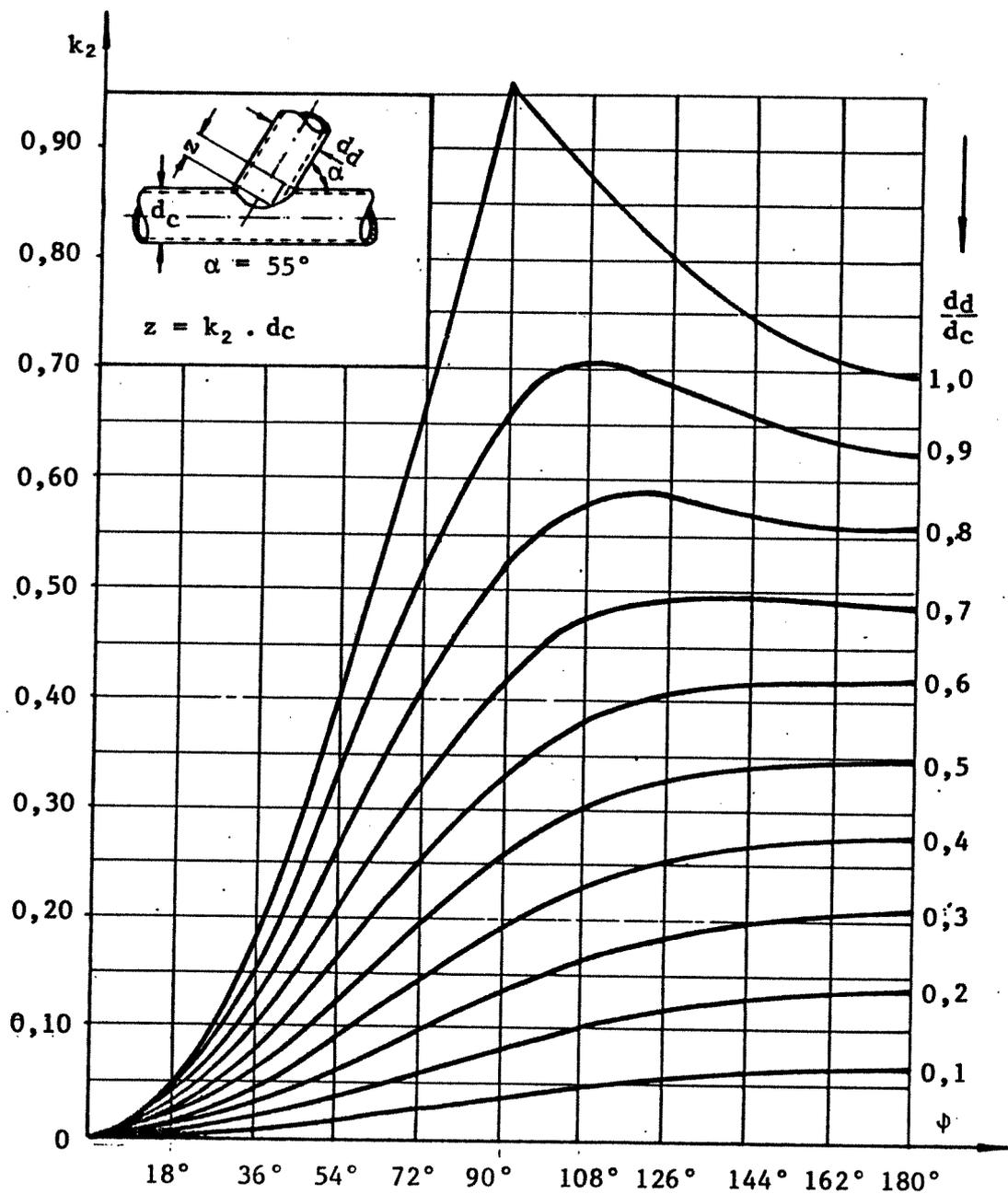


Figura A.16. Intersección de tubos

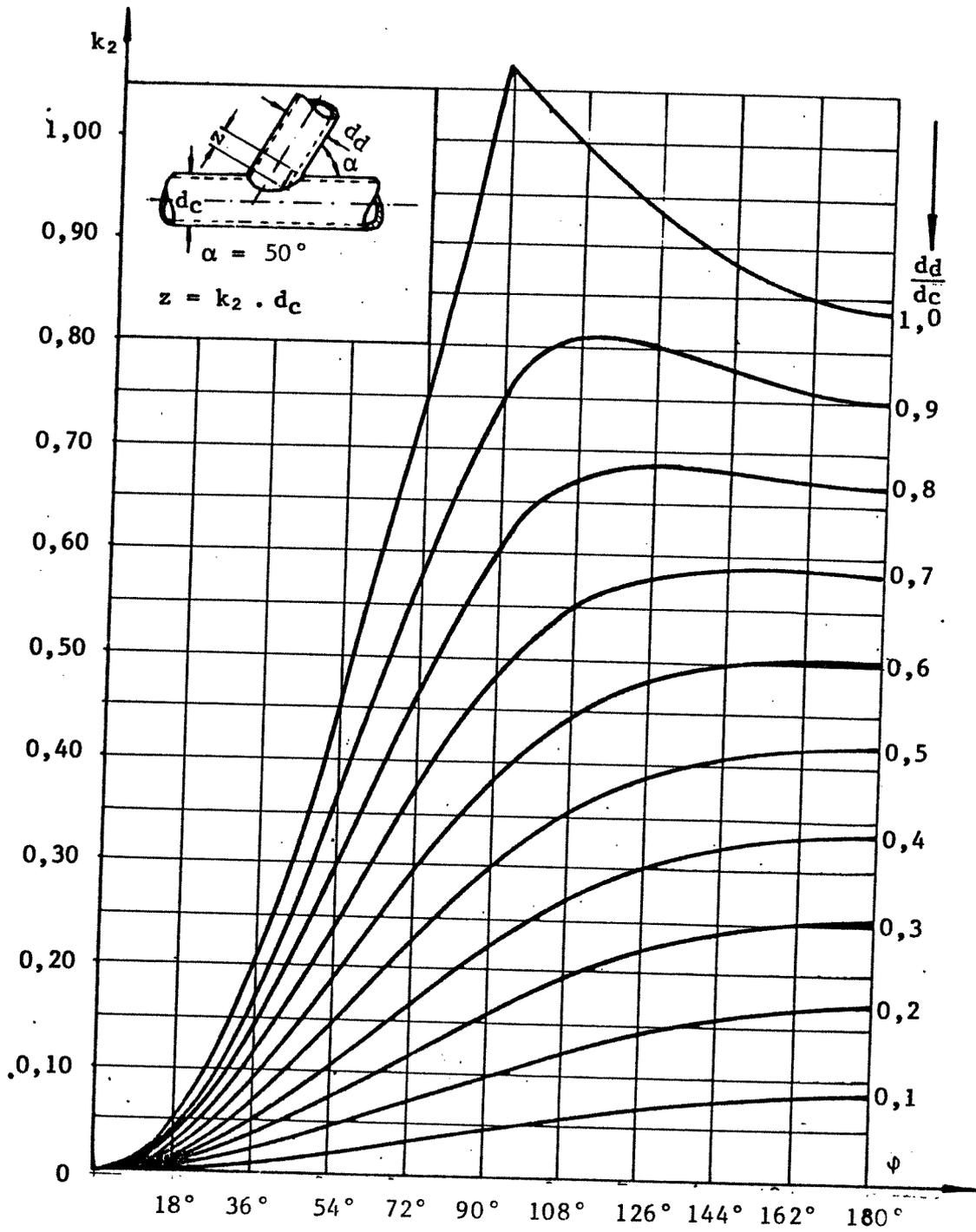


Figura A.17. Intersección de tubos

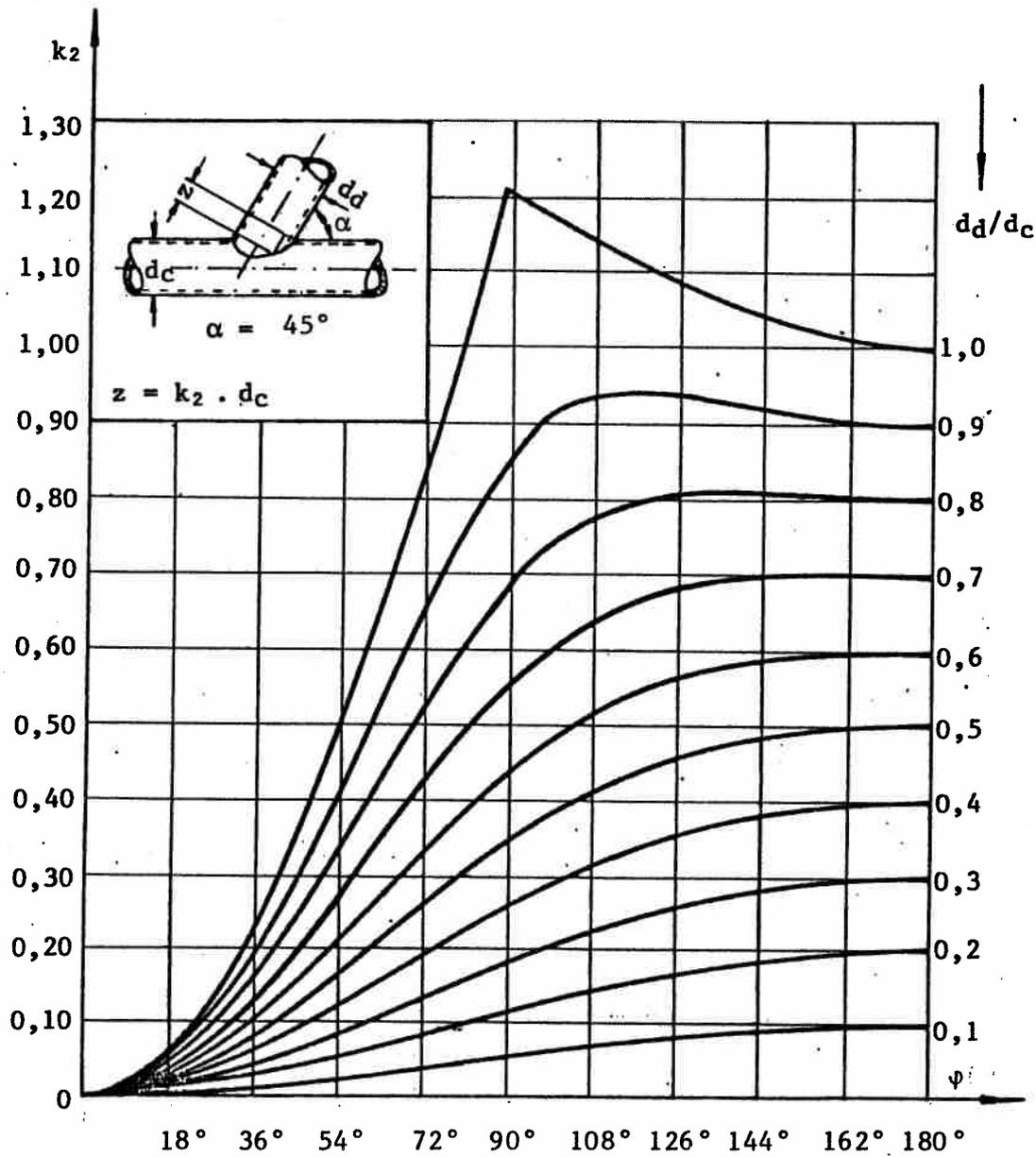


Figura A.18. Intersección de tubos

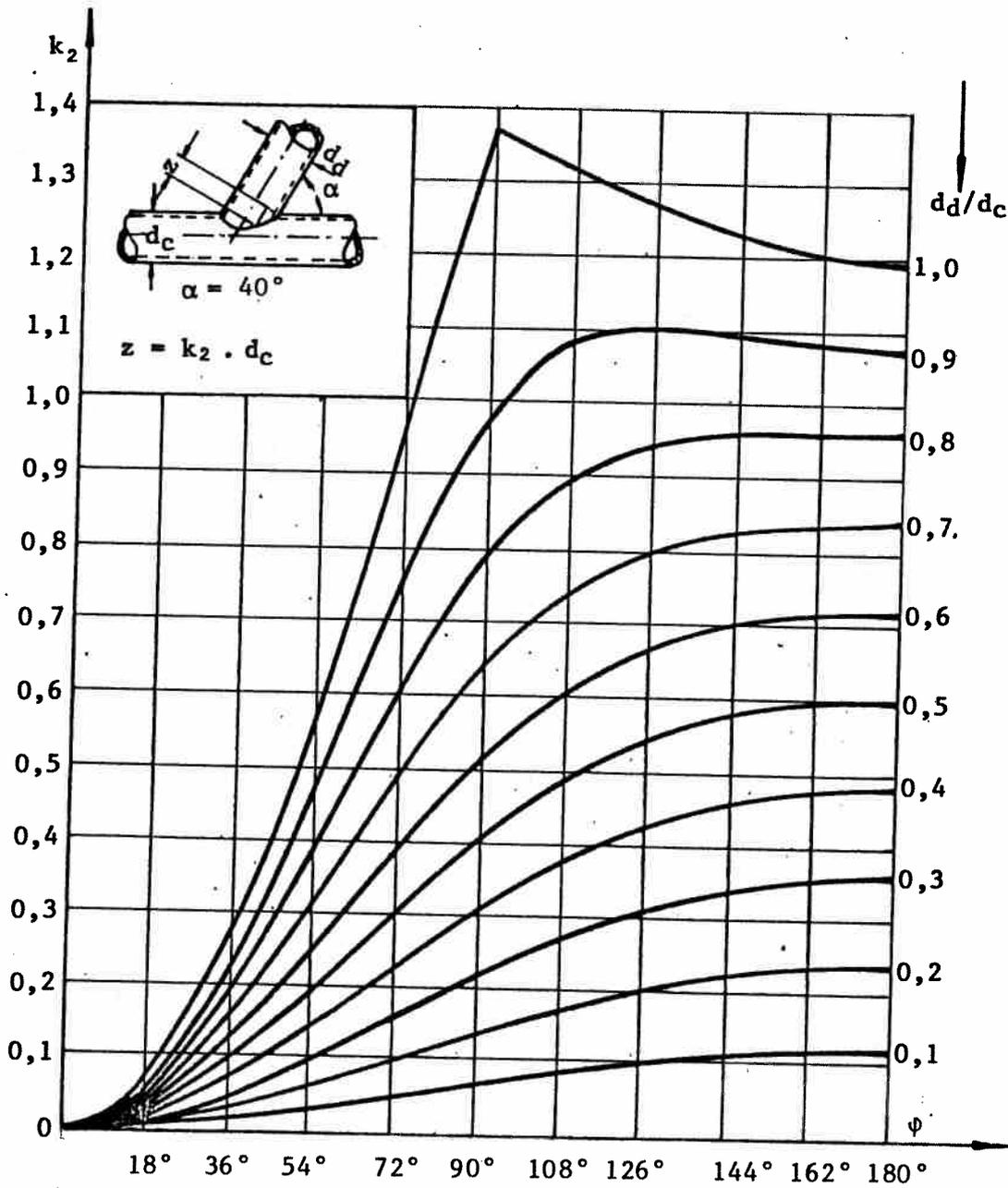


Figura A.19. Intersección de tubos



## CAPITULO 7. PROTECCION DE ESTRUCTURAS DE ACERO

### 7.1. PROTECCION CONTRA LA CORROSION

7.1.1. La protección contra la corrosión se deberá ejecutar conforme con lo dispuesto en el Reglamento CIRSOC 301 y lo dispuesto en el presente artículo.

Se distinguen tres niveles de protección.

#### Nivel I:

Acero elaborado para ser resistente a la corrosión expuesto a la intemperie, el cual puede ser utilizado sin ningún tipo de protección, por formarse en contacto con la atmósfera una capa de óxido protectora.

La estabilidad del material básico, se obtiene con una aleación que contenga aproximadamente 0,5% Cu, 0,8% Cr, 0,5% Ni y 0,1% P.

#### Nivel II:

Acero tratado superficialmente mediante uno de los siguientes métodos:

- a) galvanizado al fuego de 300 g/m<sup>2</sup> de superficie;
- b) emplomado galvánico de 500g/m<sup>2</sup> de superficie;
- c) dos capas de minio de plomo y dos capas de terminación, las dos capas de minio pueden reemplazarse por dos capas de pintura anticorrosiva al cromato de zinc.

#### Nivel III:

Acero tratado superficialmente mediante uno de los siguientes métodos:

- a) galvanizado a pistola de 1000 g/m<sup>2</sup> de superficie;
- b) galvanizado galvánico de 150 g/m<sup>2</sup> de superficie;
- c) una capa de minio y dos capas de terminación, la capa de minio puede reemplazarse por una capa de pintura anticorrosiva al cromato de zinc;
- d) fosfatización con dos capas de laqueado;
- e) dos capas con disolución de betún o alquitrán, equivalentes a alguno de los métodos anteriores.

La sucesión dentro de las distintas categorías no significa ninguna jerarquía.

7.1.2. El acero con el que se fabrican las estructuras livianas, especialmente las chapas delgadas, ha de estar suficientemente protegido de la corrosión durante el almacenaje y durante la elaboración, por ejemplo estibándolo en locales cerrados.

7.1.3. En la disposición constructiva de los elementos estructurales deben evitarse las partes que presenten dificultad para el pintado, o que estén particularmente expuestas a la corrosión.

Deben preverse desagües para el agua de condensación y debe evitarse la acumulación permanente del agua de lluvia.

7.1.4. Los elementos estructurales livianos deben recibir una protección anticorrosiva suficiente antes de dejar el taller, con excepción de aquellas piezas o partes que han de ser hormigonadas en el obrador.

7.1.5. Antes de efectuar la protección anticorrosiva los elementos deben ser limpiados con medios adecuados, eliminándose todo vestigio de óxido y de cascarilla de laminación suelta.

7.1.6. Debe ponerse especial cuidado en la protección de aquellos elementos que no serán accesibles durante la vida útil estructural. Para ello, en lo posible se empleará la protección de nivel II (ver artículo 7.1.1.).

Los huecos de las secciones cerradas deben ser estancos al aire mediante soldadura cuidadosa de los cordones longitudinales, juntas y aberturas.

7.1.7. Los elementos sin protección anticorrosiva deben tener un recubrimiento mínimo de hormigón de 15 mm, debiendo evitarse que éste se desprenda, por ejemplo, mediante telas de alambre.

Se debe evitar el contacto de elementos metálicos livianos con materiales que contengan yeso o cloruro de magnesio, con cenizas de carbón, coque o escoria de coque.

7.1.8. Se deberán extremar las precauciones en ambientes industriales altamente corrosivos y en las proximidades del mar.

## 7.2. PROTECCION CONTRA EL FUEGO

Se realizará conforme con lo dispuesto en el Reglamento CIRSOC 301.

\*\*\*\*\*