

**INTI**  
Instituto Nacional  
de Tecnología Industrial

Reglamento CIRSOC 302



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

Fundamentos de Cálculo  
para los Problemas  
de Estabilidad del Equilibrio  
en las Estructuras  
de Acero

Julio 1982

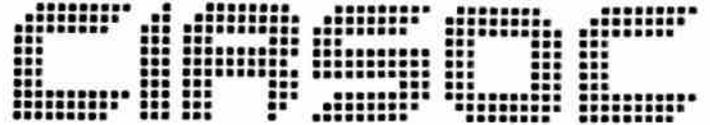
**SIREA**

Esta Publicación integra el  
Sistema Reglamentario Argentino  
para las Obras Civiles



**INTI**  
Instituto Nacional  
de Tecnología Industrial

Reglamento CIRSOC 302

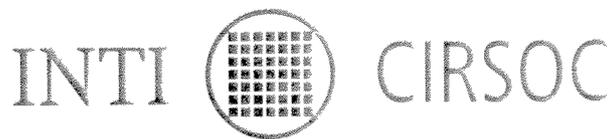


Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales  
de Seguridad para las Obras Civiles del Sistema INTI

Fundamentos de Cálculo  
para los Problemas  
de Estabilidad del Equilibrio  
en las Estructuras  
de Acero

Julio 1982

APROBADO POR RESOLUCIONES DEL  
MOySP N° 977/83 y 621/84



*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**

© 1997

Editado por INTI  
INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGIA INDUSTRIAL  
Av. Leandro N. Alem 1067 - 7° piso - Buenos Aires. Tel. 313-3013

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.



## ORGANISMOS PROMOTORES

Ministerio de Obras y Servicios Públicos  
Instituto Nacional de Tecnología Industrial  
Ministerio de Obras Públicas de la Provincia de Buenos Aires  
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.

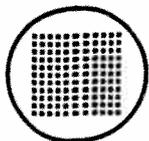
## MIEMBRO ADHERENTE

Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas

## ASESORES QUE INTERVINIERON EN LA REDACCION DEL REGLAMENTO CIRSOC 302

Coordinador: Ing. César J. Vasino

Asesor : Ing. Horacio Rezk



**INTI**  
Instituto Nacional  
de Tecnología Industrial

# Reglamento CIRSOC 302



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

## RESOLUCIONES:

MOySP N° 977/83

MOySP N° 621/84

MOSP N° 168/85

SSOP N° 59/90

SSOP N° 3/91



Expte. n° 40109/83.



*Ministerio de Obras y Servicios Públicos*

BUENOS AIRES, 7 OCT 1983

VISTO la necesidad de contar con un cuerpo orgánico y actualizado de normas en materia de seguridad estructural en las construcciones, y

CONSIDERANDO:

Que para atender a esa necesidad, la ex-Secretaría de Estado de Transporte y Obras Públicas dispuso oportunamente, en coordinación con otros organismos estatales, la creación del CENTRO DE INVESTIGACIONES DE LOS REGLAMENTOS NACIONALES DE SEGURIDAD PARA LAS OBRAS CIVILES (CIRSOC).

Que el citado organismo ha dado fin a una de las etapas de su cometido mediante la elaboración y publicación de los Reglamentos, Recomendaciones y Disposiciones que más adelante se detallarán.

Que la adopción de ese cuerpo normativo no sólo ha de significar una mayor seguridad en las construcciones sino también una más beneficiosa racionalización en el empleo de materiales y técnicas por parte de proyectistas y constructores.

Que asimismo se tenderá a un mejor ordenamiento en la actividad experimental y de investigación que desarrollan los institutos y laboratorios especializados.

Que es conveniente propender a que se extienda a todo el ámbito nacional la vigencia de las normas elaboradas por el CIRSOC, en procura del beneficio adicional representado por la

*H. E.*



## *Ministerio de Obras y Servicios Públicos*

coherencia y uniformidad de las reglamentaciones, objetivo por el que se viene bregando en nuestro país desde hace mucho tiempo.

Que de acuerdo con lo establecido en el Artículo 22 apartado 19 de la Ley N° 22.520 nada obsta para proceder a la aprobación de los documentos elaborados por el CIRSOC.

Por ello,

EL MINISTRO DE OBRAS Y SERVICIOS PUBLICOS

RESUELVE:

ARTICULO 1° - Apruébanse los siguientes REGLAMENTOS, RECOMENDACIONES y DISPOSICIONES elaborados por el CENTRO DE INVESTIGACIONES DE LOS REGLAMENTOS NACIONALES DE SEGURIDAD PARA LAS OBRAS CIVILES (CIRSOC), que integran la presente como ANEXOS n° 1 al 17, cuyos títulos se indican a continuación:

### REGLAMENTOS

- 101: Cargas y sobrecargas gravitatorias para el cálculo de las estructuras de edificios.
- 102: Acción del viento sobre las construcciones.
- 104: Acción de la nieve y del hielo sobre las construcciones.
- 201: Proyecto, cálculo y ejecución de estructuras de Hormigón Armado y Pretensado.
- 301: Proyecto, cálculo y ejecución de estructuras de acero para edificios.
- 302: Fundamentos de cálculo para los problemas de estabilidad del equilibrio en las estructuras de acero.



## Ministerio de Obras y Servicios Públicos

### RECOMENDACIONES

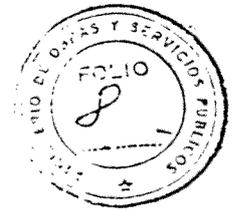
- 102-1: Acción dinámica del viento sobre las construcciones.
- 105: Superposición de acciones. Combinaciones de estados de carga.
- 106: Dimensionamiento del coeficiente de seguridad.
- 107: Acción térmica climática sobre las construcciones.
- 201-1: Acero para hormigón armado con  $B_S = 500 \text{ MN/m}^2$  y  $B_S = 600 \text{ MN/m}$ .
- 301-2: Métodos simplificados admitidos para el cálculo de las estructuras metálicas.
- 302-1: Métodos de cálculo para los problemas de estabilidad del equilibrio en las estructuras de acero.
- 303: Estructuras livianas de acero.

### DISPOSICIONES

- 251: Acero para estructuras de hormigón armado. Métodos de ensayo y condición de aceptación.
- 252: Agregados para hormigones. Métodos de ensayo.
- 256: Ensayo de penetración de agua en el hormigón endurecido.

ARTICULO 2° - Los REGLAMENTOS, RECOMENDACIONES y DISPOSICIONES indicados en el Artículo 1° serán de aplicación obligatoria en todas las obras públicas nacionales a partir del día 1° de noviembre de 1983.

ARTICULO 3° - Durante el lapso de DOS (2) años a partir de la fecha indicada en el artículo anterior, los organismos responsables de la ejecución de obras públicas nacionales podrán proponer las modificaciones que consideren aconsejable introducir en



## *Ministerio de Obras y Servicios Públicos*

el cuerpo normativo objeto de esta resolución, como consecuencia de las experiencias observadas durante su aplicación práctica.

ARTICULO 4° - Las propuestas de modificaciones a que se refiere el artículo anterior deberán ser presentadas ante este Ministerio a través de la Secretaría de Obras Públicas, la que las pondrá en conocimiento del CIRSOC para su consideración.

ARTICULO 5° - Regístrese, comuníquese, publíquese y archívese.

RESOLUCION N° 977/83 MOySP

CONRADO SAUER  
MINISTRO DE OBRAS Y SERVICIOS PUBLICOS

RESOLUCION MOYSP N° 621/84



Expediente n° 25327/84.



*Ministerio de Obras y Servicios Públicos*

BUENOS AIRES, 31 JUL 1984

VISTO que por Decreto N° 1393 del 7 de mayo de 1984, se delegó en el Ministerio de Obras y Servicios Públicos la facultad de aprobar los Reglamentos, Recomendaciones y Disposiciones vinculadas con la seguridad de las Obras Civiles, y

CONSIDERANDO:

Que en virtud de lo dispuesto por el Artículo 1° del aludido decreto, corresponde ratificar la Resolución N° 977-MOySP. del 7 de octubre de 1983 para dar continuidad y congruencia a la tarea iniciada.

Por ello,

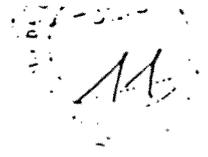
EL MINISTRO DE OBRAS Y SERVICIOS PUBLICOS

RESUELVE:

ARTICULO 1° - Ratifícase la Resolución N° 977-MOySP. del 7 de octubre de 1983.

ARTICULO 2° - La Resolución N° 977-MOySP. del 7 de octubre de 1983 será de aplicación obligatoria en todas las obras públicas nacionales, que realicen los entes centralizados y descentralizados autárquicamente, las Empresas del Estado, las Sociedades del Estado, las Sociedades de Economía Mixta y las Sociedades Anónimas con participación mayoritaria Estatal, a partir del 1° de agosto de 1984.

A. *[Firma]*



*Ministerio de Obras y Servicios Públicos*

ARTICULO 3° - Los organismos responsables de la ejecución de obras públicas nacionales podrán proponer las modificaciones que consideren aconsejables introducir en el cuerpo normativo objeto de esta resolución, como consecuencia de las experiencias observadas durante su aplicación práctica. Estas propuestas deberán ser presentadas ante este Ministerio a través de la Subsecretaría de Obras y Servicios Públicos para su consideración.

ARTICULO 4° - Invitar a las provincias a adoptar las normas cuya ratificación se efectúa por el Artículo 1°.

ARTICULO 5° - Regístrese, comuníquese, publíquese y archívese.

RESOLUCION N° 621/84 MOySP

*R. G. Carranza*  
\_\_\_\_\_  
ING. ROQUE GUILLERMO CARRANZA  
MINISTRO DE OBRAS Y SERVICIOS PÚBLICOS

*Ministerio de Obras y Servicios Públicos*

BUENOS AIRES, 19 NOV 1990

VISTO las Resoluciones SOP Nros. 55/87 y 69/87, los actuados del Expediente SOP N°40.093/90 y

**CONSIDERANDO:**

Que deben establecerse mayores precisiones en lo que hace a la definición y objetivos del Sistema Reglamentario Argentino para las obras civiles encaradas por el Gobierno Nacional (SIREA), creado por Resolución SOP N°. 55/87, y en lo relacionado con los documentos y publicaciones que lo integran.-

Que la introducción del SIREA ha producido en los ámbitos de su aplicación confusiones conceptuales y operativas que resulta oportuno corregir y aclarar.-

Que la experiencia ha demostrado la conveniencia de restituir al Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles (CIRSOC) la facultad del manejo de los aspectos relacionados con la edición y distribución de la normativa técnica que elabora, la que le había sido quitada por el Art. 6°. de la Resolución SOP N° 55/87.-

Que efectuada una consulta pública del anteproyecto de la presente Resolución entre instituciones académicas, técnicas



## *Ministerio de Obras y Servicios Públicos*

y profesionales, así como también Empresas y Organismos del Estado, la misma ha resultado ampliamente favorable.-

Que en virtud de lo establecido en la Resolución MOYSP N°603/90 del 27 de setiembre de 1990 han sido delegadas en la Subsecretaría de Obras Públicas las facultades de aprobar los Reglamentos, Recomendaciones y Disposiciones que elabore el CIRSOC.-

Por ello,

### **EL SUBSECRETARIO DE OBRAS PUBLICAS**

#### **RESUELVE:**

**ARTICULO 1°.-** El Sistema Reglamentario Argentino para las Obras Civiles (**SIREA**) creado por Resolución SOP N°. 55/87, se regirá por las disposiciones de la presente Resolución.-

**ARTICULO 2°.-** El **SIREA** es el marco conceptual dentro del cual se inscribe la normativa técnica, que ordenadamente relacionada entre sí está vinculada con las obras civiles encaradas por el Gobierno Nacional en todas sus etapas de planificación, proyecto, cálculo, ejecución, uso, mantenimiento, modificación, reparación y demolición. Entiéndase por obras civiles las partes de una construcción que hacen a su resistencia, estabilidad, durabilidad, funcionalidad y habitabilidad, así como todas aquellas que, de una u otra forma, inciden en ello.

*[Firma manuscrita]*  
*[Iniciales]*



## *Ministerio de Obras y Servicios Públicos*

ARTICULO 3°.- El objetivo del SIREA es procurar la máxima seguridad, confiabilidad y aptitud de servicio de las construcciones así como la disminución de sus costos, el aumento de su calidad y su durabilidad, posibilitando a su vez la incorporación de nuevas tecnologías y su adaptación a cada modalidad regional.-

ARTICULO 4°.- La Subsecretaria de Obras Públicas dispondrá la incorporación al SIREA de todos aquellos documentos técnicos que considere apropiados, sean éstos publicados por ella misma o por otros organismos públicos o privados con competencia en los temas mencionados precedentemente.-

ARTICULO 5°.- Todos los documentos que la Subsecretaría de Obras Públicas publique e incorpore al SIREA incluirán en su cubierta, de la forma indicada en el Anexo I, la expresión "SIREA - Esta publicación integra el Sistema Reglamentario Argentino para las Obras Civiles".-

ARTICULO 6°.- La Subsecretaría de Obras Públicas deberá convenir con los organismos mencionados en el Art. 4°, para que los documentos que estos publiquen y ésta decida incorporar al SIREA, incluyan también en su cubierta la expresión mencionada precedentemente en la forma indicada en el Anexo I, así como la copia de la Resolución por la cual se los incorpora al Sistema y el listado completo de los documentos que integran el SIREA a la fecha de la publicación.

ARTICULO 7°.- El Centro de Estudios Tecnológicos para la Obra Pública CETOP, creado por Resolución SOP N° 17/88 entenderá

*[Firma]*  
*[Iniciales]*



## *Ministerio de Obras y Servicios Públicos*

en la planificación de las tareas de mejoramiento y actualización del SIREA, estableciendo las prioridades y necesidades para un desarrollo armónico y natural del cuerpo reglamentario.-

**ARTICULO 8°.-** Créase en el ámbito de la Subsecretaría de Obras Públicas, con sede en el Centro de Estudios Tecnológicos para la Obra Pública (CETOP), una Comisión Mixta Asesora de Reglamentos y Normas (RENOR) formada por representantes "ad honorem" de los Organismos y Empresas del Estado, asociaciones empresarias, entidades profesionales e instituciones académicas interesadas en contribuir al mejoramiento y actualización de la documentación técnica que integra el SIREA.

**ARTICULO 9°.-** La RENOR tendrá un Comité Ejecutivo que estará integrado por el Director del CETOP o quien el designe como suplente, y por dos representantes de cada una de las siguientes instituciones, un titular y un suplente: Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI), Instituto Argentino de Racionalización de Materiales (IRAM), Asociación de Ingenieros Estructurales (AIE), Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón (AATH), Cámara Argentina de la Construcción (CAC) y Unión Argentina de la Construcción (UAC). La coordinación de la RENOR corresponderá al representante del Ministerio de Obras y Servicios Públicos.

**ARTICULO 10°.-** El Comité Ejecutivo de la RENOR tendrá a su cargo la planificación y programación de las tareas de mejoramiento y actualización del SIREA, la detección y evaluación

*[Firma manuscrita]*  
*[Firma manuscrita]*



## Ministerio de Obras y Servicios Públicos

de documentos para la ampliación o renovación del Sistema, estableciendo las prioridades, criterios, necesidades y forma de financiamiento para un desarrollo armónico del cuerpo reglamentario. Luego de su estudio, propondrá a la Subsecretaría de Obras Públicas las inclusiones o remociones del **SIREA**.

**ARTICULO 11°.-** Para el caso de aquellos documentos normativos que no correspondan a la jurisdicción y competencia del **CIRSOC** (Reglamentos Nacionales de Seguridad) o del **IRAM** (Normas), el Comité Ejecutivo de la **RENOR** establecerá los criterios de funcionamiento propios y de las subcomisiones a crearse para la elaboración de los documentos normativos que se decida redactar en el ámbito del **CETOP**. Definirá las instituciones estatales y privadas, empresas y profesionales a quienes se deberá convocar para participar en la redacción de los mismos y los elevará para la aprobación de la Subsecretaría de Obras Públicas, para su posterior incorporación al **SIREA**. Asimismo, establecerá con la autoridad de aplicación los criterios para la edición, distribución y/o venta y difusión de los documentos elaborados.

**ARTICULO 12°.-** Restitúyese al **CIRSOC** la facultad de publicar los Reglamentos y demás documentos técnicos que elabore y cuenten con la aprobación de la Subsecretaría de Obras Públicas, la que le había sido retirada en virtud de lo dispuesto en el Art.6° de la Resolución SOP N° 55/87. El **CIRSOC** determinará la denominación a la que deberá ajustarse la normativa técnica actualmente vigente y la que elabore en el

*[Firma manuscrita]*  
*[Iniciales]*



## Ministerio de Obras y Servicios Públicos

futuro; asimismo, podrá efectuar la reimpresión de documentos anteriormente aprobados y que se encontraren agotados.

ARTICULO 13°.- Déjense sin efecto los artículos 2° a 8° de la Resolución SOP N° 55/87, y la Resolución SOP N° 69/87.-

ARTICULO 14°.- Los documentos que integran el SIREA se ajustarán a los Requisitos Técnicos Mínimos que se detallan en el Anexo 2° de la presente. Observarán en general las prescripciones de la Norma IRAM 50, Partes I a IV, equivalente a la Guía ISO/IEC 2-1986 y en particular los Capítulos 3 "Documentos Normativos", 7 "Contenido de los Documentos Normativos" y 8 "Estructura de los Documentos Normativos".

ARTICULO 15°.- Regístrese, comuníquese y archívese.-

RESOLUCION SSOP N°: 59 /90

ING. MARIO JOSE GUARAGNA  
SUBSECRETARIO DE OBRAS PUBLICAS DE LA NACION

MJO



*Ministerio de Obras y Servicios Públicos*

El fondo de la faja sera a tinta plena, del mismo color utilizado en la impresion de la tapa. El texto sera calado, resultando del color del papel utilizado en la confeccion de la tapa del documento.-

Ancho = 12,5 cm

Alto = 3 cm

**SIREA**  
**Esta publicacion integra el**  
**Sistema Reglamentario Argentino**  
**para las obras civiles**

Distancia al  
vertice = 3 cm

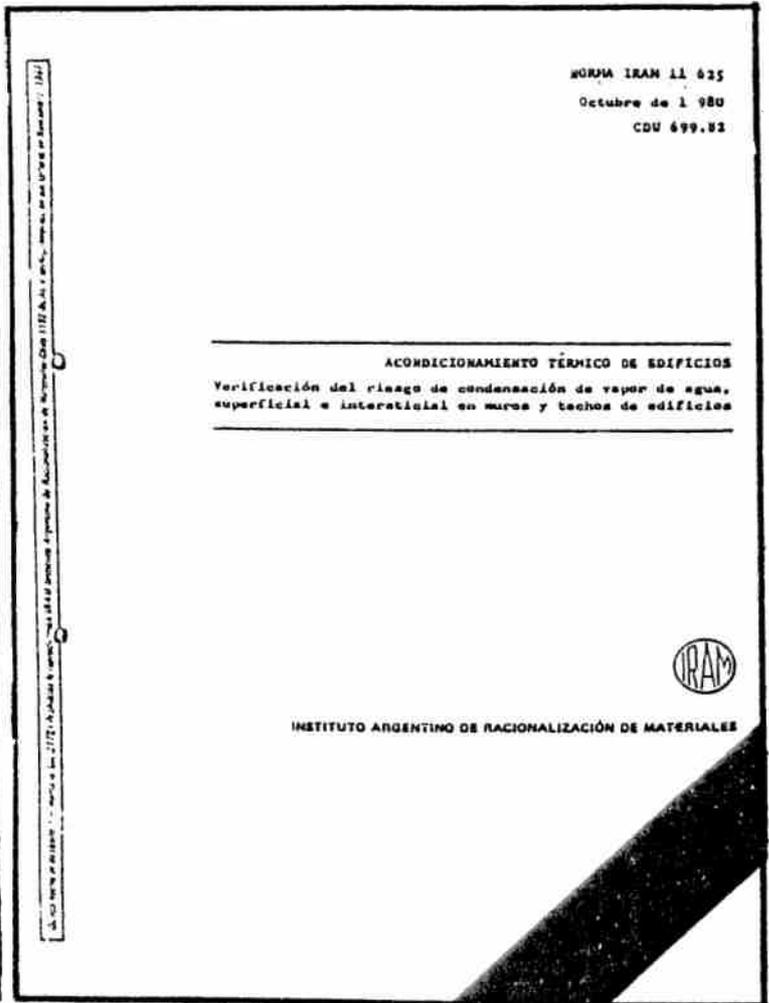
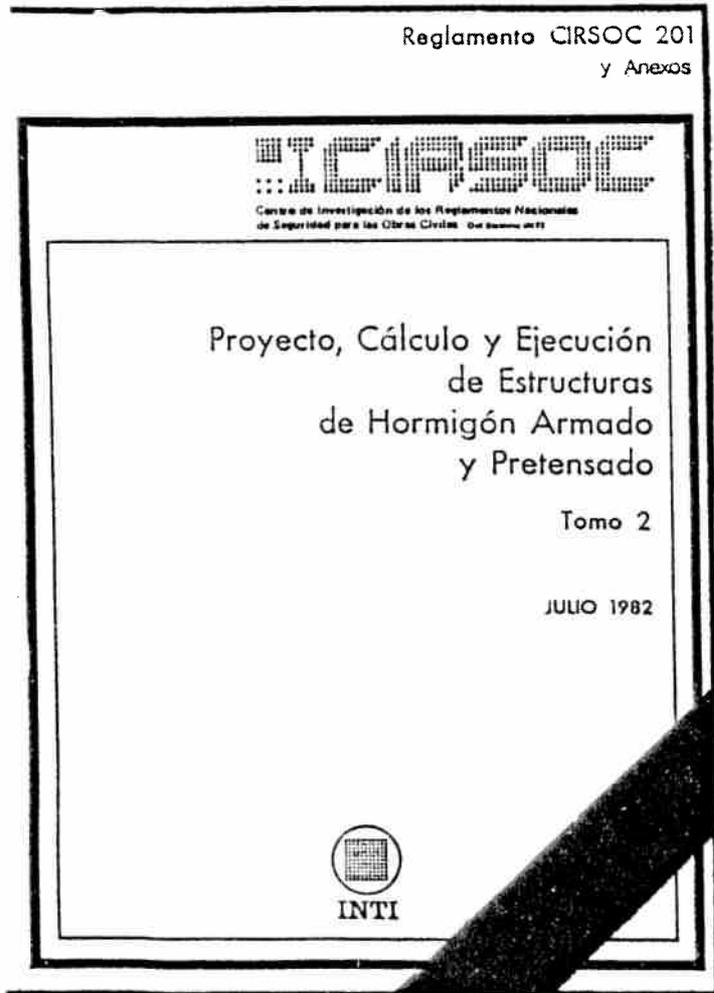
*[Firma manuscrita]*



Ministerio de Obras y Servicios Públicos

SECRETARIA DE OBRAS  
FOLIO  
42

UBICACION DE LA FAJA IDENTIFICATORIA:



EN PUBLICACIONES DEL CIRSOC

EN PUBLICACIONES DE OTRO ORIGEN  
INCORPORADAS AL SIREA (Ej. Normas  
Iram, Normas Iram-IAS, Manuales, etc.)



43

Ministerio de Obras y Servicios Públicos

ANEXO 2 - Res. SSOP No. 59 /90

REQUISITOS TECNICOS MINIMOS

A observar en la ejecución de Obras Civiles  
de caracter Público

1.- RESISTENCIA MECANICA Y ESTABILIDAD:

Las obras deberán proyectarse y construirse de forma que las cargas a que puedan verse sometidas durante su construcción y utilización no produzcan ninguno de los siguientes resultados:

- 1.1.- Derrumbe de toda o parte de la obra.-
- 1.2.- Deformaciones importantes en grado inadmisibles.-
- 1.3.- Deterioro de otras partes de la obra, de los accesorios o del equipo instalado, como consecuencia de una deformación importante de los elementos sustentantes.-
- 1.4.- Daño por accidente de consecuencias desproporcionadas respecto a la causa original.-

2.- SEGURIDAD EN CASO DE INCENDIO:

Las obras deberán proyectarse y construirse de forma que, en caso de incendio:

- 2.1.- La capacidad de sustentación de la obra se mantenga durante un periodo de tiempo determinado.-
- 2.2.- La aparición y la propagación del fuego y del humo dentro de la obra estén limitados.-
- 2.3.- La propagación del fuego a obras vecinas este limitada.-

*Julg*  
*MAO*



## Ministerio de Obras y Servicios Públicos

2.4.- Los ocupantes puedan abandonar la obra o ser rescatados por otros medios.-

2.5.- Se tenga en cuenta la seguridad de los equipos de rescate.-

### 3.- CONDICIONES DE HABITABILIDAD Y MEDIO AMBIENTE:

Las obras deberán proyectarse y construirse de forma que no supongan una amenaza para la higiene o para la salud de los ocupantes o vecinos, en particular como consecuencia de cualquiera de las siguientes circunstancias:

3.1.- Fugas de gas tóxico.-

3.2.- Presencia de partículas o gases peligrosos en el aire.-

3.3.- Emisión de radiaciones peligrosas.-

3.4.- Contaminación o envenenamiento del agua o del suelo.-

3.5.- Defectos de evacuación de aguas residuales, humos y residuos sólidos o líquidos.-

3.6.- Presencia de humedad en partes de la obra o en superficies interiores de la misma.-

3.7.- Condiciones inaceptables de ventilación y confort térmico en los locales.-

### 4.- SEGURIDAD EN EL USO:

Las obras deberán proyectarse y construirse de forma que su utilización o funcionamiento no supongan riesgos inadmisibles de accidentes como resbalones, caídas, colisiones, quemaduras, electrocución o heridas originadas por explosión.-



## *Ministerio de Obras y Servicios Públicos*

### 5.- PROTECCION CONTRA EL RUIDO:

Las obras deberán proyectarse y construirse de forma que el ruido percibido por los ocupantes y las personas que se encuentren en las proximidades se mantenga a un nivel que no ponga en peligro su salud y que les permita dormir, descansar y trabajar en condiciones satisfactorias.-

### 6.- AHORRO DE ENERGIA Y AISLAMIENTO TERMICO:

Las obras y sus sistemas de iluminación, calefacción, refrigeración y ventilación deberán proyectarse y construirse de forma que la cantidad de energía necesaria para su utilización sea moderada, habida cuenta las condiciones climáticas del lugar, sus ocupantes y la frecuencia de uso de las instalaciones.-

### 7.- MANTENIMIENTO:

Las obras deberán proyectarse y construirse de forma tal que las tareas de mantenimiento y conservación estén reducidas al mínimo. Para ello se extremará la selección de materiales y dispositivos constructivos en los sectores de la obra de uso más frecuente y/o dificultosa accesibilidad.-

### 8.- RESTRICCIONES FUNCIONALES:

Las obras deberán proyectarse y construirse de forma tal que no presenten barreras arquitectónicas ni limitaciones funcionales para el acceso y uso de personas con discapacidad física.-

*Fuente*  
*MHO*



*Ministerio de Obras y Servicios Públicos*

BUENOS AIRES, 17 ENE 1991

VISTO la Resolución SSOP Nº 59/90 y

CONSIDERANDO:

Que de acuerdo a lo establecido en el Art. 4º corresponde que la SUBSECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS disponga la incorporación al Sistema Reglamentario Argentino para las Obras Civiles (SIREA) de todos aquellos documentos técnicos que considere apropiados.

Que por Resolución MOySP Nº 977/83 del 7 de octubre de 1983 fueron aprobados los Reglamentos, Recomendaciones y Disposiciones elaborados por el Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles (CIRSOC).

Que por Resolución MOySP Nº 621/84 del 31 de julio de 1984 fue ratificada la antecitada aprobación y por Resolución MOySP Nº 168/85 del 15 de marzo de 1985 fueron aprobadas las actualizaciones de los mismos documentos.

Por ello,

EL SUBSECRETARIO DE OBRAS PUBLICAS

RESUELVE:

ARTICULO 1: Incorporar al Sistema Reglamentario Ar-



*Ministerio de Obras y Servicios Públicos*

gentino para las Obras Civiles (SIREA) los documentos elaborados por el Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles (CIRSOC) y que oportunamente fueran aprobados por Resoluciones MOySP Nº 977/83 y 621/84 con las actualizaciones aprobadas por Resolución MOySP Nº 168/85.

ARTICULO 2: Regístrese, comuníquese y archívese.

RESOLUCION SSOP Nº: 3 /91

MJO

ING. MARIO JOSE GUARAGNA  
SUBSECRETARIO DE OBRAS PUBLICAS DE LA NACION

## CAPITULO 1. GENERALIDADES

### 1.1. INTRODUCCION

Se debe estudiar con especial cuidado si en parte o en la totalidad de la estructura pueden aparecer estados de equilibrio inestable. La estabilidad del equilibrio de una estructura tiene que estar asegurada no sólo en su estado final sino también en su fase de construcción. Un medio importante para asegurar dicha estabilidad son las riostras. Deben colocarse de manera que impidan desplazamientos laterales de los elementos de la estructura y de la misma en su totalidad, y garanticen de esta manera una estabilidad suficiente.

### 1.2. CAMPO DE VALIDEZ

Este Reglamento se aplica en la verificación de la estabilidad del equilibrio en estructuras de acero en los siguientes casos:

- a) Edificios construídos de acuerdo con el Reglamento CIRSOC 301.
- b) Puentes carreteros de acero.
- c) Puentes ferroviarios de acero.
- d) Elementos de estructuras de acero de grúas y puentes grúas.
- e) Torres de acero de perforación.
- f) Torres de acero de líneas aéreas de alta tensión.
- g) Estructuras livianas de acero.

Este Reglamento puede aplicarse solamente a los aceros que se encuentran especificados en la tabla 1 del Reglamento CIRSOC 301 "Proyecto, cálculo y ejecución de estructuras de acero para edificios".

El empleo de algunas de sus disposiciones para el caso de aceros no contenidos en la tabla mencionada, debe ser justificado por el Proyectista y obtener la aprobación de la Autoridad Fiscalizadora.



## CAPITULO 2. PANDEO DE BARRAS COMPRIMIDAS

### 2.1. PRINCIPIOS FUNDAMENTALES

En las barras solicitadas a compresión acompañada por otros esfuerzos (flexión, corte, torsión) no es suficiente, en general, calcular tensiones, deformaciones y desplazamientos con teoría lineal o de primer orden, sino que es necesario aplicar teoría de segundo orden, en la cual se plantean las ecuaciones de equilibrio en la configuración deformada de la barra.

En ciertos casos ideales, se produce el pandeo de la barra, que consiste en un cambio muy marcado en el modo de deformación de la barra. La teoría de segundo orden permite obtener las cargas que producen el pandeo o cargas críticas de pandeo.

El pandeo puede producirse por flexión, torsión y flexotorsión; el modo de pandeo depende de las características geométricas de la sección, ubicación del baricentro  $G$ , del centro de corte  $C$  y del punto de aplicación de la fuerza de compresión (ver figura 1).

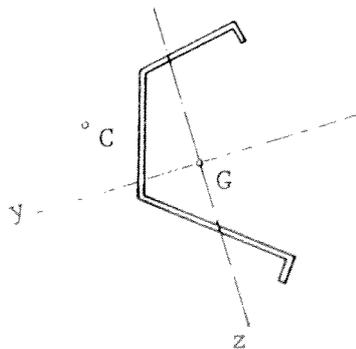


Figura 1

En los casos de sollicitación que no son casos ideales de pandeo, el cálculo con teoría de segundo orden de tensiones, deformaciones y desplazamientos conduce a resultados satisfactorios siempre que éstos se encuentren dentro del campo de validez de la teoría lineal de las deformaciones (derivadas primeras de los desplazamientos muy pequeñas en valor absoluto frente a  $l$ ).

## 2.2. BARRAS RECTAS AXILMENTE COMPRIMIDAS

### 2.2.1. Generalidades

Se consideran como barras rectas comprimidas axilmente sólo aquellas que de acuerdo con el proyecto, trabajen como tales.

Las barras cuya fuerza de compresión está aplicada con una excentricidad prevista en el proyecto, o cuyo eje en la configuración correspondiente al estado descargado tiene una forma curva determinada en el proyecto o barras que además de la fuerza de compresión deben soportar cargas transversales o pares de fuerzas, deben calcularse de acuerdo con las prescripciones del artículo 2.4.

En el caso de barras comprimidas con eje horizontal o inclinado, cuya longitud proyectada sobre un plano horizontal es mayor que 6,00 m, debe tenerse en cuenta el efecto del peso propio de acuerdo con las prescripciones del artículo 2.4.5.

### 2.2.2. Esbeltez máxima admisible

La esbeltez  $\lambda$  (ver artículo 2.2.4.) de las piezas comprimidas no excederá de 250. La esbeltez a considerar será la ideal en caso de barras compuestas (ver artículo 2.2.5.).

En especial se prescribe lo siguiente: en los puentes la esbeltez máxima admisible es de 150, pudiéndose incrementar este valor hasta 200 para las barras de arriostamiento que están solicitadas únicamente por acciones accidentales, o que tienen como misión exclusiva asegurar contra el pandeo barras comprimidas.

En las torres de celosía destinadas a líneas de alta tensión no se limita la esbeltez.

### 2.2.3. Longitud de pandeo

#### 2.2.3.1. Generalidades

2.2.3.1.1. El cálculo de barras comprimidas de sección constante, con cualquier apoyo o esfuerzo normal variable o con fuerzas de compresión que no conservan su dirección durante el pandeo, puede reducirse al procedimiento prescrito en el artículo 2.2.4. para el cálculo de barras con ambos extremos articulados y cargados con fuerzas de compresión de dirección invariable. Para ello, hay que introducir una longitud ideal, llamada longitud de pandeo:

$$s_K = \beta s$$

siendo:

$s$  la longitud de la barra en el modelo de análisis o longitud teórica;

$\beta$  un valor que depende de los vínculos reales y de la forma de distribución de la carga.

Si los extremos de las barras tienen impedidos sus desplazamientos en dirección normal al eje de la misma por medio de arriostramientos, rótulas o deslizaderas, en general se considera a dichos extremos como articulados ( $\beta = 1$  cuando la barra está cargada en sus extremos con fuerzas de compresión de dirección invariable). No se debe considerar el efecto de un empotramiento o de una restricción del alabeo de la sección, salvo en los casos excepcionales indicados más adelante, si no se aporta una justificación rigurosa que estudie el comportamiento de las uniones.

Si no se cumple la condición de inmovilidad de los extremos la longitud de pandeo puede ser mucho mayor que la de la barra ( $\beta > 1$ ).

2.2.3.1.2. Al proyectar barras de arriostramiento, que tengan como misión evitar el pandeo de otra comprimida, se ha de tener especial cuidado en asegurar también las partes voladas (alas) de la misma contra cualquier fenómeno de inestabilidad.

2.2.3.2. Cordones comprimidos de los reticulados y diagonales extremas de las vigas trapeciales.

2.2.3.2.1. Para el pandeo en el plano de la estructura se tomará  $s_K = s$ .

2.2.3.2.2. Para el pandeo en un plano normal al de la estructura se tendrá en cuenta lo siguiente:

- Si la inmovilidad lateral de los nudos está asegurada se tomará  $s_K = s$ .
- Si los nudos están apoyados elásticamente en sentido transversal se adoptarán las prescripciones del artículo 2.5.
- Si los nudos a y b (figura 2) están inmovilizados en los dos planos, pero a un lado y otro del punto medio de la barra actúan esfuerzos de compresión distintos:  $N_1$  y  $N_2 < N_1$  se calculará la barra para la mayor compresión  $N_1$  y con una longitud de pandeo

$$s_K = s \left[ 0,727 + 0,295 \frac{N_2}{N_1} - 0,0224 \left( \frac{N_2}{N_1} \right)^2 \right]$$

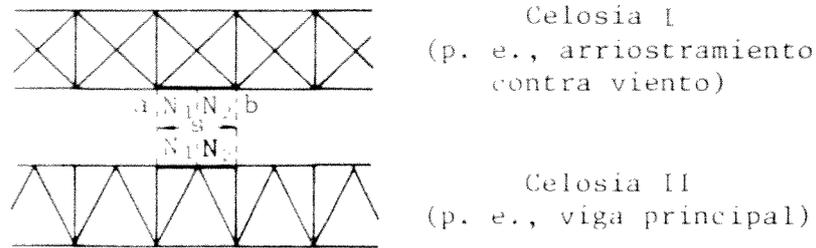


Figura 2

### 2.2.3.3. Montantes y diagonales de los reticulados

2.2.3.3.1. Para el pandeo en el plano del reticulado y para el pandeo por torsión pura se tomará como valor de  $s_k$  la distancia  $s_0$ , entre los centros de gravedad de los medios de unión en ambos extremos de la pieza, siempre que estos medios de unión sean capaces de impedir el deslizamiento de las superficies en contacto en dichos enlaces. Si la barra se cruza con otra, para que el punto de cruce pueda considerarse fijo en el plano del reticulado es necesario que las barras estén unidas entre sí con un medio de unión capaz de impedir el deslizamiento de las superficies en contacto y con una capacidad de carga no menor que una cuarta parte de la necesaria para unir la barra comprimida.

2.2.3.3.2. Para el pandeo en un plano normal al de la estructura se tendrá en cuenta lo siguiente:

- Si la barra tiene ambos extremos indesplazables en dirección normal a su eje, se tomará  $s_k = s$ .
- Si uno de sus extremos está rígidamente unido a una vigueta transversal, formando un pórtico cuyos nudos no se desplazan (figura 3a), puede tomarse  $s_k = 0,8s$
- Si ambos extremos están rígidamente unidos a viguetas transversales formando un marco cerrado cuyos nudos no se desplazan (figura 3b), puede tomarse  $s_k = 0,7s$ .
- Si los nudos del pórtico pueden desplazarse transversalmente, ver las prescripciones del capítulo 4.

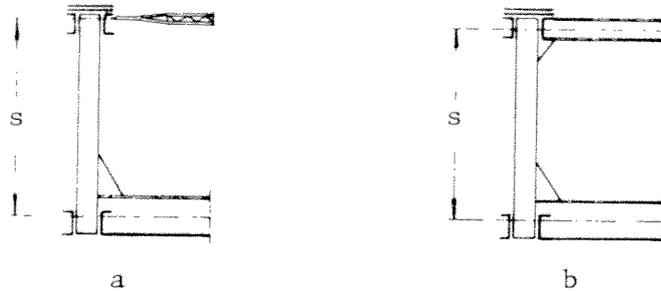


Figura 3

2.2.3.3.3. Si la barra está constituida por un único angular deben tenerse en cuenta las prescripciones del artículo 2.4.7.

#### 2.2.3.4. Columnas

2.2.3.4.1. Si las columnas están unas a continuación de otras en una misma vertical, a través de varias plantas y sus extremos están impedidos de desplazarse horizontalmente, se adoptará como longitud de pandeo la altura de la planta. Para la planta inferior del edificio, la longitud se medirá des de la base de la columna.

2.2.3.4.2. Las columnas de edificios de una planta incorporadas en un tabique de mampostería de 15 cm de espesor, enmarcado entre las columnas adyacentes y vigas metálicas de encadenado deben verificarse al pandeo en el plano del muro con una luz equivalente al menos igual a la existente entre las vigas del encadenado, siempre y cuando estas últimas se encuentren correctamente unidas a la mampostería. Si el espesor del muro es mayor que 15 cm, deben ser comprobadas en una altura al menos igual a la de las puertas o ventananas del edificio en cuestión.

Si el edificio tuviese más de una planta no se deberá tener en cuenta el arriostramiento prestado por la mampostería a las columnas incorporadas en ella.

#### 2.2.4. Barras simples de sección constante solicitadas a compresión

2.2.4.1. En las barras simples de sección constante solicitadas a compresión debe cumplirse que:

$$\omega \cdot \frac{N}{A} \leq \sigma_{adm}$$

siendo:

N el mayor esfuerzo axial de compresión que puede actuar en la barra, tomado en valor absoluto, y calculado teniendo en cuenta los correspondientes coeficientes de mayoración por efectos dinámicos pero sin considerar los debidos a la fatiga del material;

A el área de la sección bruta de la barra;

$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_F}{\gamma}$  la tensión admisible, donde  $\sigma_F$  es la tensión de fluencia del acero y  $\gamma$  el coeficiente de seguridad de la estructura definido en el reglamento correspondiente (en el caso de edificios, Reglamento CIRSOC 301 "Proyecto, cálculo y ejecución de estructuras de acero para edificios");

$\omega$  el coeficiente de pandeo dependiente del tipo de acero y de la esbeltez  $\lambda$  de la barra, a tomarse de las tablas 1, 2, 3, 4, 5 ó 6; con  $\lambda$  la mayor de las dos relaciones siguientes:  $\lambda_y = s_{Ky}/i_y$ ;  $\lambda_z = s_{Kz}/i_z$ , en las cuales  $s_{Ky}$ ,  $s_{Kz}$  son las longitudes de pandeo deducidas según lo prescrito en el artículo 2.2.3. para pandeos supuestos producidos normalmente a los ejes principales y-y ó z-z, e  $i_y$ ,  $i_z$  los radios de giro correspondientes.

2.2.4.2. Las barras con débil rigidez torsional deben ser comprobadas, en caso necesario, al pandeo por flexión y torsión o por torsión pura según corresponda (ver Recomendación CIRSOC 302-1 "Métodos de cálculo para los problemas de estabilidad del equilibrio en las estructuras de acero").

2.2.4.3. Para las barras con  $\lambda < 20$ , el coeficiente de pandeo es:

$$\omega = 1 + 0,05 (\omega_{20} - 1) \lambda$$

siendo:

$\omega_{20}$  el valor de  $\omega$  para  $\lambda = 20$ .

## 2.2.5. Barras compuestas de sección constante solicitadas a compresión

### 2.2.5.1. Significado de los símbolos empleados

m número de barras simples, iguales entre sí, que mediante uniones transversales forman una barra compuesta (por ejemplo  $m = 3$  en la figura 5 e) o el número de conjuntos de barras que pueden ser considerados como una barra simple y que, mediante uniones transversales forman una barra compues













ta (por ejemplo  $m = 2$  en la figura 8 c).

La unión transversal puede ser de presillas (figura 4 a) o de "enrejado" (figuras 4 b a 4 f).

$N$  valor absoluto del mayor esfuerzo axial de compresión que actúa sobre la barra compuesta.

$A$  área de la sección bruta de la barra compuesta.

$A_1$  área de la sección bruta de cada barra simple.

$I_y = A \cdot i_y^2$ ,  $I_z = A \cdot i_z^2$ , momentos de inercia de la sección de la barra compuesta respecto de los ejes principales y-y, z-z. El eje y-y se denomina "eje material" cuando corta a las secciones de todas las barras simples.

$s_{Ky}$ ,  $s_{Kz}$  longitudes de pandeo para la barra compuesta, determinadas según lo prescrito en el artículo 2.2.3. para pandeos supuestos producidos normalmente a los ejes principales y-y, z-z.

$\lambda_y = s_{Ky}/i_y$  y  $\lambda_z = s_{Kz}/i_z$  esbelteces correspondientes a la barra compuesta.

$I_1 = A_1 \cdot i_1^2$  momento de inercia de la sección de cada barra simple respecto a su propio eje de mínima inercia 1 - 1 (figuras 5 a 8).

$\lambda_1$  magnitud auxiliar que se calcula mediante las fórmulas dadas en la figura 4.

$n$  número de uniones transversales situadas una en frente a otra en planos paralelos.

$s_1$  distancia indicada para cada caso en la figura 4.

$A_D$  área de la sección bruta de una diagonal simple de una unión transversal de "enrejado" (figuras 4 b a 4 f).

$A_M$  área de la sección bruta de un montante de una unión transversal de "enrejado" (figuras 4 e a 4 f).

$d$  longitud teórica de una diagonal de una unión transversal de "enrejado" (figuras 4 b a 4 f).

$a$  distancia entre ejes baricéntricos de dos perfiles simples (figura 4).

$Q_i$  el esfuerzo de corte ideal calculado según lo establece el artículo 2.2.5.5.1.

$N_D$  el esfuerzo normal de una diagonal simple de una unión transversal de "enrejado" (figura 4 b a 4 f).

$N_M$  el esfuerzo normal de un montante simple de una unión transversal de "enrejado" (figura 4 e y 4 f).

## 2.2.5.2. Cálculo de las barras del grupo I (figuras 5 y 6)

2.2.5.2.1. Las barras del grupo I son las que tienen un eje material y-y y un eje libre z-z. Han de calcularse respecto del eje material como una barra simple. Tiene por lo tanto que cumplirse  $\omega_y \frac{N}{A} < \sigma_{adm}$ , donde  $\omega_y$  es el

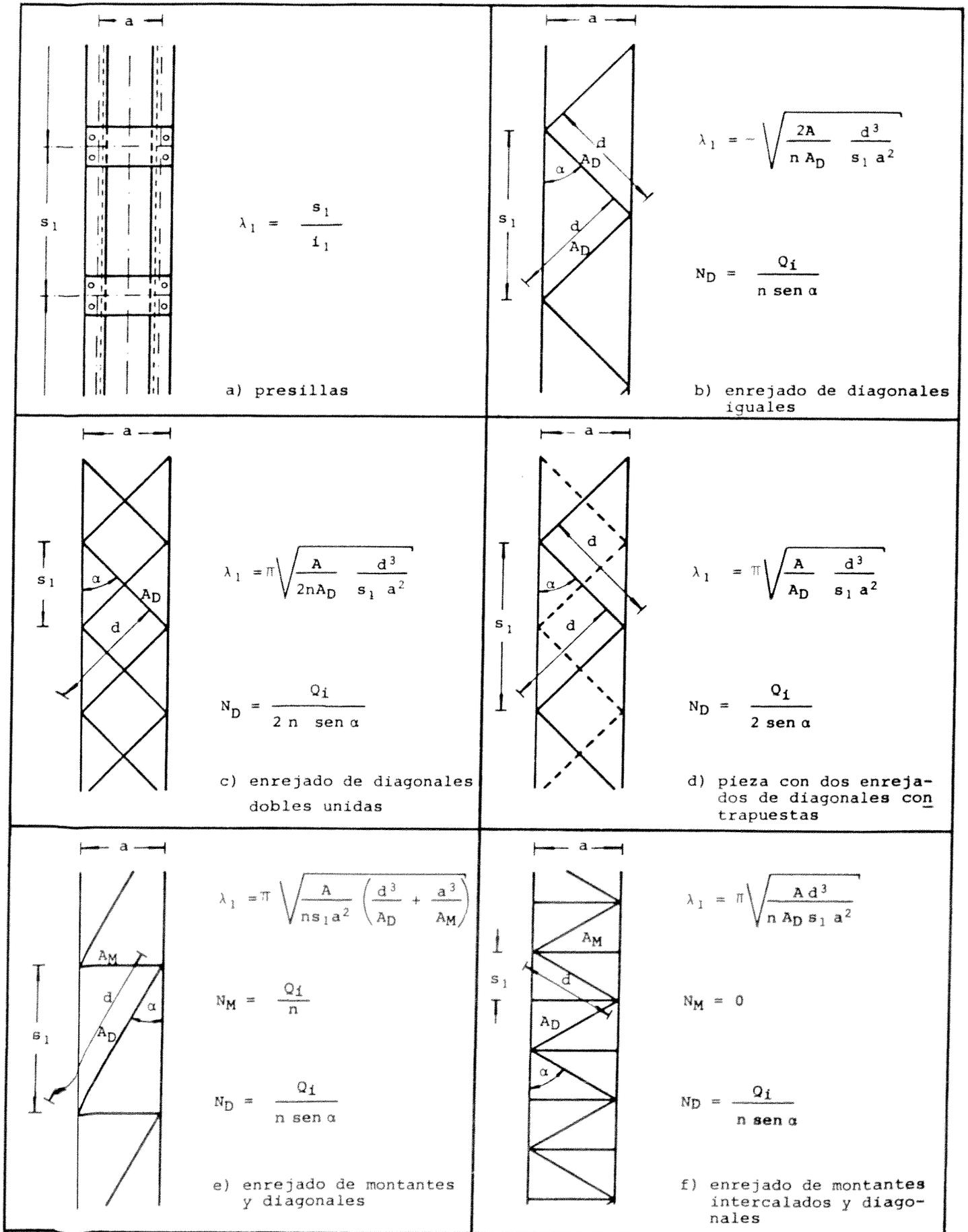


Figura 4

coeficiente de pandeo correspondiente a la esbeltez  $\lambda_y = \frac{SK_y}{i_y}$  y  $\sigma_{adm}$  la tensión admisible.

2.2.5.2.2. Para el pandeo normal al eje z-z se debe verificar la barra como si se tratara de una pieza simple pero con una esbeltez ideal:

$$\lambda_{zi} = \sqrt{\lambda_z^2 + \frac{m}{2} \lambda_1^2}$$

Tiene por lo tanto que cumplirse  $\omega_{zi} \cdot \frac{N}{A} \leq \sigma_{adm}$ , donde  $\omega_{zi}$  es el coeficiente de pandeo correspondiente a la esbeltez  $\lambda_{zi}$ , a determinar según tablas 1 a 6, y  $\sigma_{adm}$  la tensión admisible.

2.2.5.2.3. En la construcción de puentes y grúas la relación  $s_1/i_1$  tiene que cumplir la condición  $\frac{s_1}{i_1} \leq \frac{1}{2} \lambda_y$ , pero no es necesario adoptar un valor menor que 50 aunque dicha fórmula lo indicara. En la colocación de las presillas es necesario tener en cuenta el artículo 2.2.5.5.4. En la construcción de edificios esta condición puede escribirse en la forma

$$\frac{s_1}{i_1} \leq \frac{1}{2} \lambda_y \left( 4 - \frac{3 \omega_{zi} N}{A \sigma_{adm}} \right)$$

donde  $\omega_{zi}$  y  $\sigma_{adm}$  tienen el mismo significado que en el artículo 2.2.5.2.2. En la fórmula anterior en lugar de  $\frac{1}{2} \lambda_y$  puede escribirse 50 cuando  $\frac{1}{2} \lambda_y \leq 50$ .

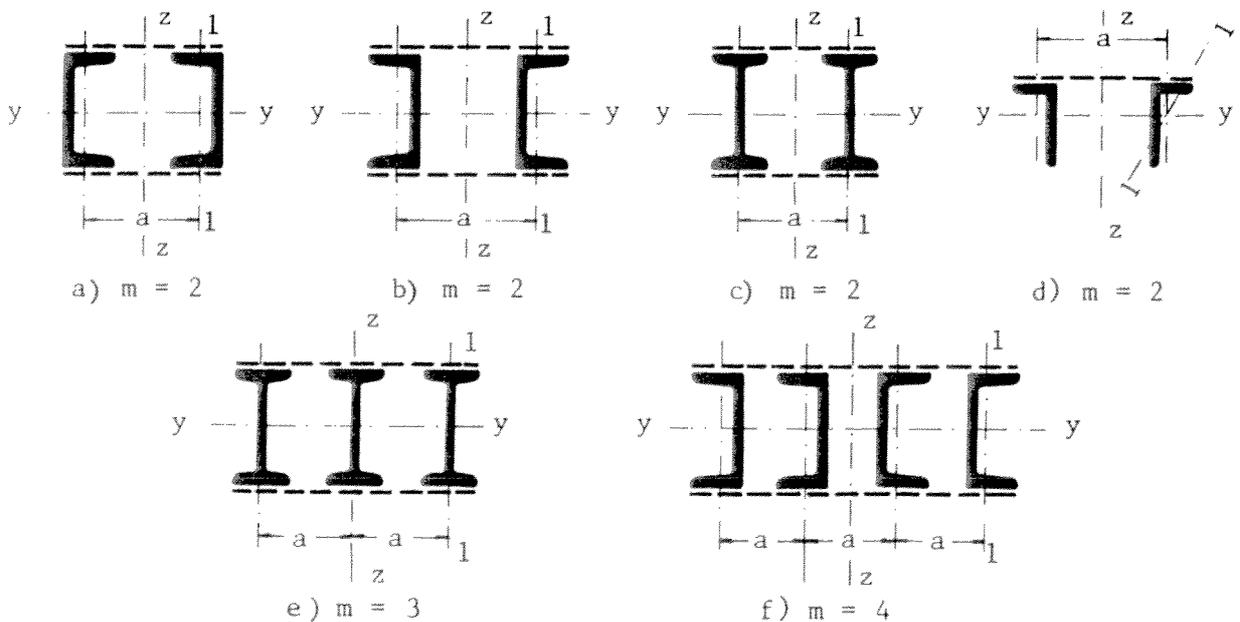


Figura 5

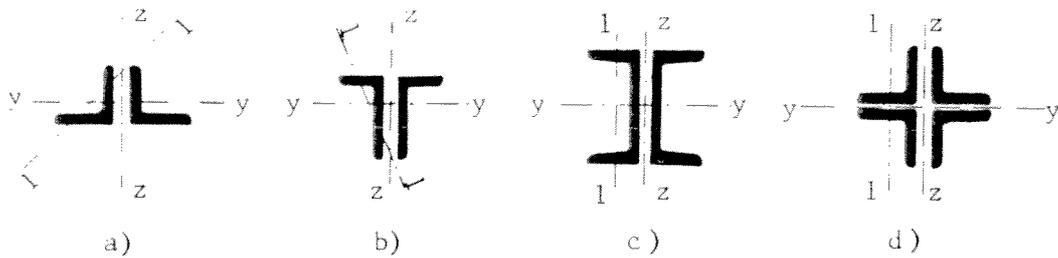


Figura 6

2.2.5.2.4. En las barras compuestas formadas por dos perfiles, en las cuales la separación entre ambos es igual o poco mayor que el espesor de la chapa de nudo (figura 6) puede aplicarse el artículo 2.2.5.2.2. haciendo  $\lambda_{zi} = \lambda_z$  cuando se utilice como elemento de unión un forro continuo.

Esto es válido también para aquellas barras con presillas que cumplan las prescripciones de los artículos 2.2.5.2.3. y 2.2.5.5.4. y además se dispongan entre las presillas, remaches que unan ambas barras con interposición entre ellas de una arandela de separación de espesor igual a la distancia entre las mismas y separadas entre sí a una distancia no mayor que  $15 i_1$ .

El momento de inercia del forro continuo puede tenerse en cuenta en el cálculo. Esto puede hacerse también con el área de la sección en el caso en que la tensión de la barra (sin tener en cuenta el coeficiente de pandeo) no sobrepase en su sección de unión al nudo la tensión admisible o bien en los casos en que se ha previsto un enlace eficaz entre el forro y la chapa de nudo.

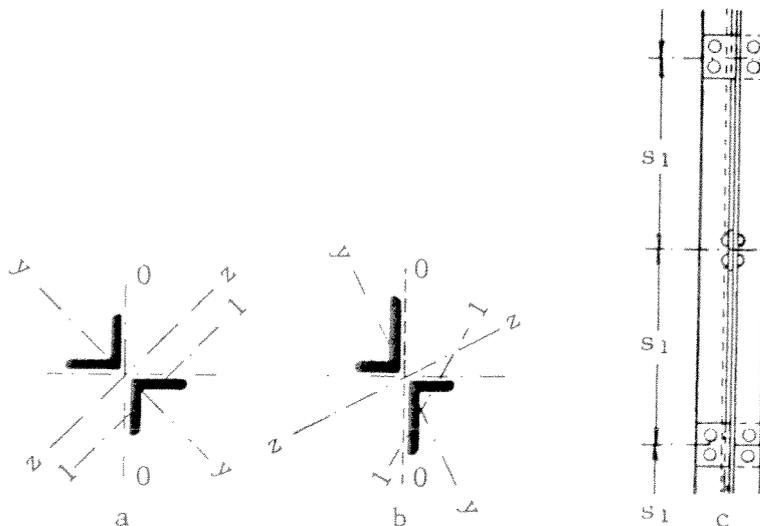


Figura 7

2.2.5.3. Cálculo de barras del grupo II (figura 7)

2.2.5.3.1. Las barras compuestas formadas por dos angulares dispuestos en cruz (figuras 7 a y 7 b) y con una única longitud de pandeo para todas las direcciones sólo necesitan ser comprobadas al pandeo normalmente al eje y-y. Tiene por lo tanto que cumplirse:

$$\omega_y \frac{N}{A} \leq \sigma_{adm}$$

siendo:

$\omega_y$  el coeficiente de pandeo correspondiente a la esbeltez  $\lambda_y = \frac{S_{Ky}}{i_y}$  ;  
 $\sigma_{adm}$  la tensión admisible del acero.

2.2.5.3.2. La relación  $s_1/i_1$  no debe ser mayor que 50.

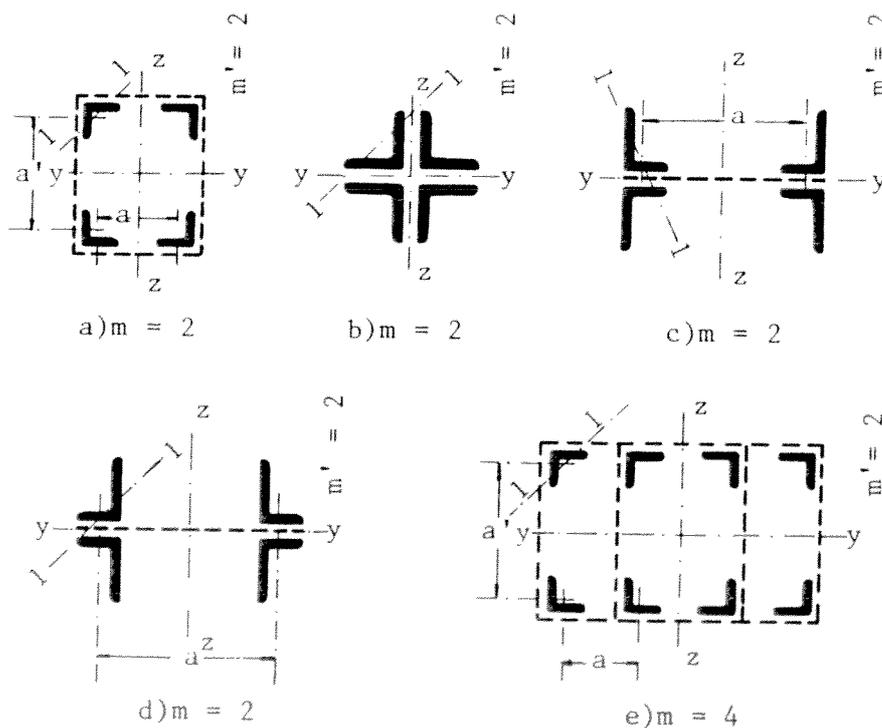


Figura 8

2.2.5.3.3. En el caso en que las longitudes de pandeo en el plano de la estructura y en el normal a ella determinadas según el artículo 2.2.3. fueran diferentes, se debe verificar la barra aplicando lo dispuesto en el artículo 2.2.5.3.1. usando como longitud de pandeo  $s_{Ky}$  la media aritmética de ambas longitudes de pandeo.

2.2.5.3.4. Para barras dispuestas según la figura 7 b puede tomarse, para aplicar el artículo 2.2.5.3.1.,  $i_y \approx i_0/1,15$  y por lo tanto  $\lambda_y \approx 1,15 s_{Ky}/i_0$ , donde  $i_0$  es el radio de giro de la sección total respecto al eje baricéntrico paralelo a las alas mayores de los angulares.

2.2.5.4. Cálculo de barras del grupo III (figura 8)

2.2.5.4.1. Las barras del grupo III son las que no tienen ningún eje material. En ellas debe cumplirse:

$$\omega_{yi} \frac{N}{A} \leq \sigma_{adm} \quad \text{y} \quad \omega_{zi} \frac{N}{A} \leq \sigma_{adm}$$

siendo:

$\sigma_{adm}$  la tensión admisible del acero;

$\omega_{yi}$  y  $\omega_{zi}$  los coeficientes de pandeo que corresponden a las esbelteces ideales:

$$\lambda_{yi} = \sqrt{\lambda_y^2 + \frac{m'}{2} \lambda_{1y}^2} \quad \text{y} \quad \lambda_{zi} = \sqrt{\lambda_z^2 + \frac{m}{2} \lambda_{1z}^2}$$

2.2.5.4.2. En el pandeo de la barra perpendicularmente al eje z-z no son solicitadas las uniones transversales en planos paralelos a dicho eje, por lo cual pueden considerarse los grupos de barras unidas transversalmente de ese modo como barras simples. De acuerdo con esto en la expresión de  $\lambda_{zi}$  habrá que hacer  $m = 2$  para los casos de las figuras 8 a a 8 d y  $m = 4$  para el caso de la figura 8 e.

Análogamente para  $\lambda_{yi}$  habrá que hacer  $m' = 2$  para todos los casos de la figura 8.

Para asegurar la conservación de la sección rectangular en las piezas representadas en las figuras 8 a y 8 e deben colocarse mamparos transversales.

2.2.5.4.3. En los puentes y grúas las relaciones  $s_{1y}/i_1$  y  $s_{1z}/i_1$  de las barras componentes no deben ser mayores que 50. En los edificios estas condiciones pueden escribirse de la forma

$$\frac{s_{1y}}{i_1} \leq 50 \left( 4 - \frac{3 \omega_{yi} N}{A \sigma_{adm}} \right) \quad \text{y} \quad \frac{s_{1z}}{i_1} \leq 50 \left( 4 - 3 \frac{\omega_{zi} N}{A \sigma_{adm}} \right)$$

en cuyas expresiones  $\omega_{yi}$ ,  $\omega_{zi}$  y  $\sigma_{adm}$  tienen los mismos significados que en el artículo 2.2.5.4.1.

2.2.5.4.4. En las barras que tienen la sección representada en la figura 8 b

puede ponerse  $\lambda_{yi} = \lambda_y$  y  $\lambda_{zi} = \lambda_z$ , si los angulares no sólo están unidos por las presillas prescritas, sino que están unidos además mediante remaches que cumplan condiciones iguales a las que se establecen en el artículo 2.2.5.2.4. Análogamente, en las barras cuyas secciones son las representadas en las figuras 8 c y 8 d, puede ponerse  $\lambda_{yi} = \lambda_y$  si los angulares adyacentes están unidos en la forma indicada precedentemente.

2.2.5.4.5. En el caso de barras compuestas con uniones transversales de "enrejado" debe comprobarse la seguridad al pandeo de las barras simples verificando la condición:

$$\omega_1 \frac{N}{A} \leq \sigma_{adm}$$

siendo:

$\omega_1$  el coeficiente de pandeo correspondiente a la esbeltez local  $\frac{s_1}{i_1}$   
(ver figura 4);

$\sigma_{adm}$  la tensión admisible del acero.

2.2.5.5. Disposiciones constructivas y cálculo de las uniones transversales

2.2.5.5.1. Todas las presillas y barras de "enrejado", así como sus enlaces deben ser dimensionados de tal forma que las tensiones producidas por el esfuerzo de corte ideal  $Q_i$ , no sobrepasen las admisibles, determinadas para el acero y el coeficiente de seguridad de que se trate.

El esfuerzo de corte ideal vale para puentes y grúas:

$$Q_i = \frac{A \sigma_{adm}}{80}$$

y para edificios:

$$Q_i = \frac{\omega_{zi} N}{80}$$

(Los valores de  $\omega_{zi}$  deben tomarse de las tablas 1 a 6 siendo  $\omega_{zi}$  el coeficiente de pandeo correspondiente a la esbeltez ideal  $\lambda_{zi}$ ).

Si la barra no tiene un eje material (figura 8), hay que calcular en forma análoga, usando el coeficiente  $\omega_{yi}$ , las uniones transversales que trabajan cuando la barra pandea normalmente al eje y.

En el caso de barras empresilladas (figura 4 a), en las cuales la distancia entre los ejes de las barras simples (figuras 5 y 8) exceda el valor  $20 i_1$ , debe aumentarse el esfuerzo de corte ideal que ha de tomarse para el cálculo,

en un porcentaje igual a  $5 (a/i_1 - 20)\%$ . En el caso de barras con uniones transversales de "enrejado", que son apropiadas para grandes separaciones, no es necesario este incremento.

2.2.5.5.2. En las barras compuestas de dos barras simples con uniones transversales de "enrejado" los esfuerzos normales  $N_D$  y  $N_M$  que el esfuerzo de corte ideal  $Q_i$  origina en las diagonales y montantes respectivamente, se calculan por medio de las fórmulas indicadas en la figura 4, en las cuales  $n$  es el número de uniones transversales de igual configuración situadas en planos paralelos y  $\alpha$  el ángulo de las diagonales con las barras principales.

2.2.5.5.3. En el caso de las barras empresilladas (figura 4 a), las presillas pueden estar dispuestas en un plano (figuras 5 d, 8 b, 8 c, 8 d) o en varios planos paralelos en posiciones similares (figuras 5 a, 5 b, 5 c, 5 e, 5 f, 8 a y 8 e).

En las barras empresilladas, el esfuerzo de corte  $T$  que solicita a una presilla (cuando están dispuestas en un solo plano) o al conjunto de presillas que en posición análoga se encuentran en varios planos paralelos, se calcula con las siguientes expresiones:

- para barras de dos elementos ( $m = 2$ ) :

$$T = \frac{Q_i \cdot s_1}{a}$$

- para barras de tres elementos ( $m = 3$ ) :

$$T = \frac{Q_i \cdot s_1}{2a}$$

- para barras de cuatro elementos ( $m = 4$ ):

en el campo central

$$T' = 0,4 \frac{Q_i \cdot s_1}{a}$$

en los campos externos

$$T'' = 0,3 \frac{Q_i \cdot s_1}{a}$$

Puede admitirse que la posición de los puntos de momento flexor nulo en las presillas dividen a la distancia entre los ejes de las barras simples extremas en segmentos cuyas longitudes son:

$\frac{a}{2}$  ;  $\frac{a}{2}$  ; para barras de dos elementos

$\frac{2}{3} a$  ;  $\frac{2}{3} a$  ;  $\frac{2}{3} a$  ; para barras de tres elementos

$\frac{5}{6} a$  ;  $\frac{4}{6} a$  ;  $\frac{4}{6} a$  ;  $\frac{5}{6} a$  ; para barras de cuatro elementos (figura 9)

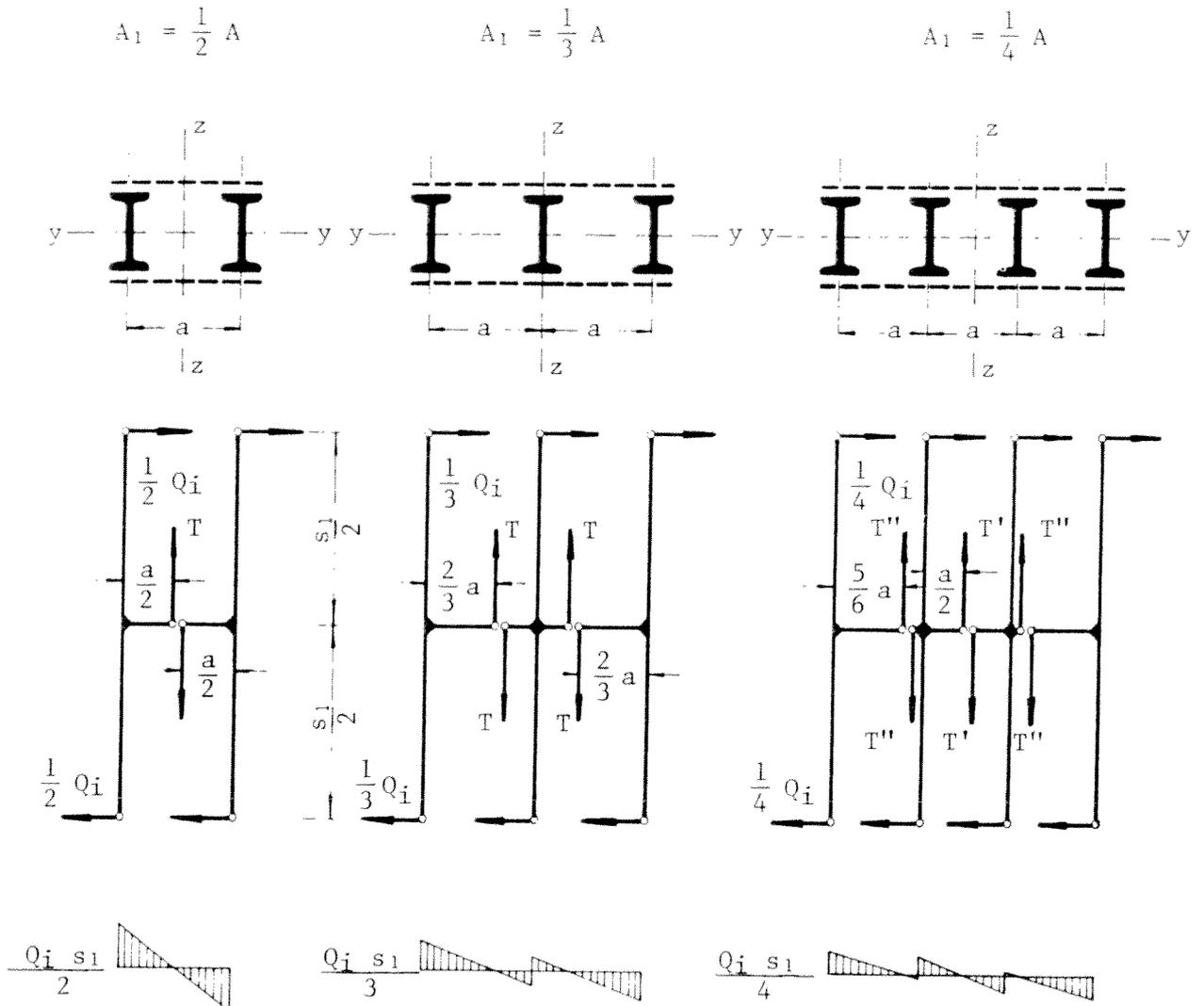


Figura 9

2.2.5.5.4. Las presillas deben colocarse a distancias iguales o aproximadamente iguales; deben unirse a cada barra con dos remaches como mínimo o con los cordones de soldadura equivalentes. El número de recuadros debe ser no menor que 3, es decir que deben colocarse presillas por lo menos en los tercios de la longitud de la barra.

2.2.5.5.5. Las barras compuestas empresilladas y de "enrejado" deben tener en sus extremos chapas de unión (presillas extremas), que tienen que estar unidas a cada barra simple mediante tres remaches como mínimo o con un cordón de soldadura equivalente. En las barras que pertenecen a un reticulado con elementos dobles, deben disponerse estas presillas extremas, si es posi-

ble, entre las dos cartelas del nudo correspondiente (figura 10 a). Si las presillas extremas no pueden colocarse entre las cartelas de nudo (figura 10 b),

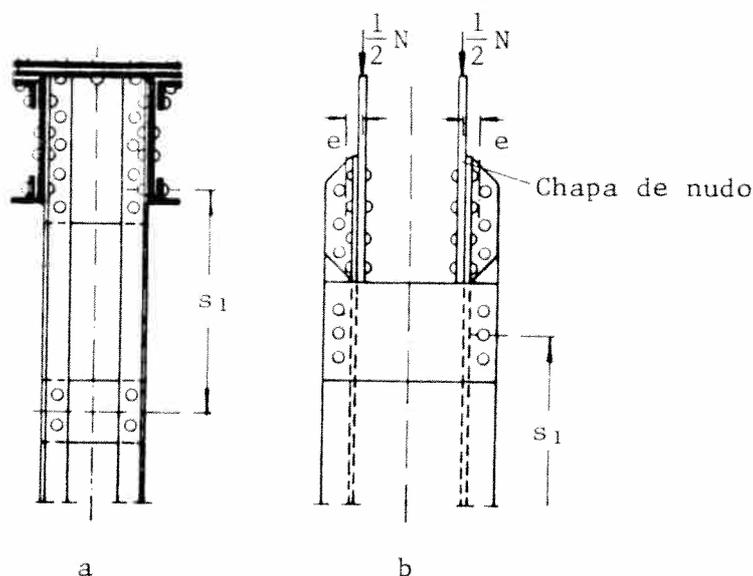


Figura 10

debe tenerse en cuenta que en los extremos de las barras simples se tienen momentos flexores de valor  $\frac{1}{2} Ne$ , siendo  $e$  la distancia entre el eje de la barra simple y la cartela de nudo. El cálculo de la presilla extrema y sus enlaces debe hacerse adicionando la mitad de ese momento flexor, o sea  $\frac{1}{4} Ne$  al momento flexor debido a  $T$ . Las presillas extremas pueden suprimirse cuando las cartelas de nudo están en el plano de las uniones transversales de la barra compuesta.

2.2.5.5.6. En las barras compuestas de dos elementos, en las cuales la distancia entre las barras simples es igual o sólo un poco mayor que el espesor de la cartela de nudo (figuras 6 y 7), no necesitan tener en los extremos, chapas de unión especiales, pero sin embargo han de disponerse al menos en los tercios de la longitud de la barra presillas que estén enlazadas a cada barra simple mediante, como mínimo, dos remaches o con un cordón de soldadura equivalente.

En barras según la figura 6, pueden emplearse en lugar de presillas, forros discontinuos que en la dirección del eje de la barra estén unidos mediante dos remaches, como mínimo, o con un cordón de soldadura equivalente.

En las barras según la figura 7 pueden disponerse las chapas de unión en direcciones ortogonales (figura 7 c) o paralelas.

En las presillas y los forros discontinuos de las barras según figuras 6 y 7 basta comprobar que su enlace es suficiente para soportar el esfuerzo de corte T. Esto mismo vale también para las barras según la figura 8 b y para las barras según las figuras 8 c y 8 d cuando se considera el pandeo normalmente al eje y-y.

2.2.5.5.7. Si las presillas o las barras de "enrejado" de una barra están colocadas entre chapas de alma o platabandas (figuras 11 e, g, i), el esfuerzo de corte ideal es

$$Q_i = \frac{A \sigma_{adm}}{80}$$

siendo:

A el área de los dos angulares de borde (o de los dos pares de angulares de borde más el área de las partes de las chapas adyacentes a las alas de los angulares);

$\sigma_{adm}$  la tensión admisible determinada como en el artículo 2.2.4.

2.2.5.5.8. En las uniones de las presillas o las barras de "enrejado", no se deben usar tornillos, salvo en aquellos lugares en que no es factible colocar remaches, en ese caso deben usarse tornillos calibrados.

### 2.3. LAMINAS DELGADAS DE BARRAS COMPRIMIDAS

Para prevenir el pandeo prematuro de las láminas de pequeño espesor que forman parte de una barra comprimida, su seguridad frente a la abolladura debe ser por lo menos igual a la seguridad frente al pandeo total de la barra (ver también el artículo 6.2.5.). En caso de que no se efectúe una comprobación más exacta, pueden tomarse, para cualquier calidad de acero, las relaciones  $h/t$  dadas por la tabla 7

siendo:

t el espesor de la lámina delgada (figura 11);

h el ancho o altura de la lámina delgada (figura 11);

$\lambda$  la esbeltez de la barra, determinada para la comprobación del pandeo total de la barra (artículo 2.2.4.);

$\delta$  y b el espesor y el ancho ideal de las platabandas (figura 11).

$\theta = \frac{b t}{h \delta}$  un número que sirve para considerar de una manera aproxima-

Tabla 7

Chapas de alma según figuras 11 a, b, c o platabandas según figura 11 d.	para $\lambda \leq 75$ para $\lambda > 75$	$h/t \leq 45$ $h/t \leq 0,6 \cdot \lambda$
Chapas de alma según figura 11 e.	para $\lambda \leq 75$ para $\lambda > 75$	$h/t \leq 52,5 - 7,5 \cdot \theta^2$ $h/t \leq (0,7 - 0,1 \cdot \theta^2) \cdot \lambda$
Chapas de alma según figuras 11 f, g o platabandas según figura 11 h, i.	para $\lambda \leq 75$ para $\lambda > 75$	$h/t \leq 60 - 15 \cdot \theta^2$ $h/t \leq (0,8 - 0,2 \cdot \theta^2) \cdot \lambda$
Chapas de alma según figura 11 j, cuando excepcionalmente no se dispone ángulos de borde sino únicamente mamparos transversales a distancias a	para $\lambda \leq 75$ para $\lambda > 75$	$h/t \leq 25,5 - \{10,5 - 15 \cdot (h/a)^2\} \cdot \theta^2$ $h/t \leq \{0,34 - (0,14 - 0,2 \cdot (h/a)^2) \cdot \theta^2\} \cdot \lambda$
Chapas de alma según figuras 11 k, l.	para $\lambda \leq 75$ para $\lambda > 75$	$h/t \leq 15 + 30 \sqrt{b_2/b_1}$ $h/t \leq (0,2 + 0,4 \sqrt{b_2/b_1}) \cdot \lambda$

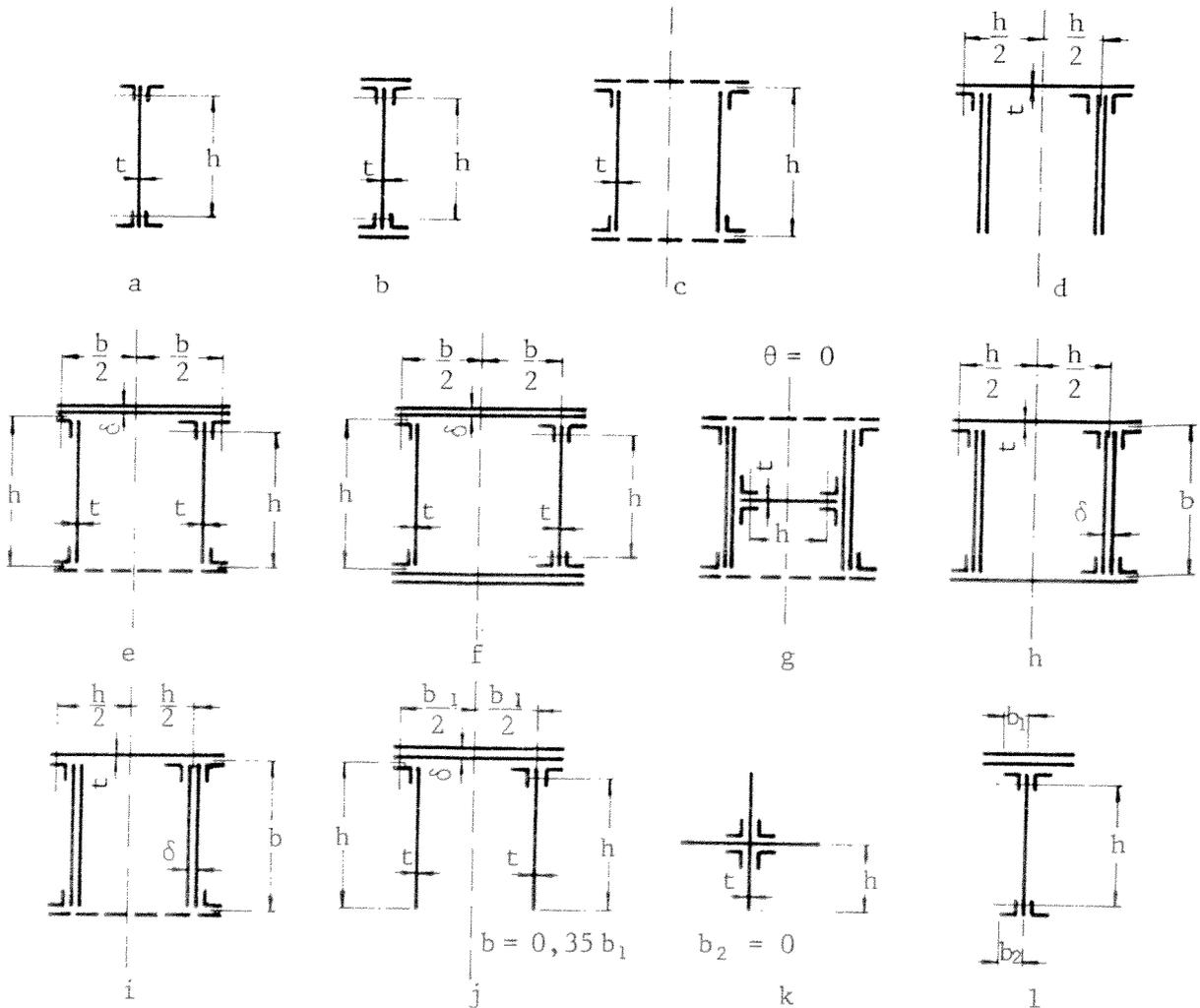


Figura 11

da el empotramiento elástico que una lámina delgada experimenta por su enlace rígido con una placa gruesa; si  $b_t > h\delta$  o no existe ninguna placa donde empotrar, hay que tomar  $\theta = 1$ .

En las piezas soldadas,  $h$ ,  $b$  y  $b_1$  deben ser medidas en la figura 11 hasta el eje de los cordones.

#### 2.4. BARRAS RECTAS DE SECCION CONSTANTE SOLICITADAS A COMPRESION AXIL Y FLEXION

2.4.1. Las prescripciones que se indican en adelante, salvo las excepciones referidas en los artículos 2.4.7. y 2.4.8. han de seguirse en las barras solicitadas a compresión axil y flexión.

Primeramente hay que realizar el estudio corriente de las tensiones debidas a la compresión y a la flexión y comprobar, de acuerdo con lo prescrito en los reglamentos correspondientes, que las mayores tensiones que se presentan en la barra no sobrepasen el valor de  $\sigma_{adm}$ .

Estas tensiones hay que calcularlas con los esfuerzos obtenidos con teoría lineal, pero considerando las prescripciones sobre el debilitamiento debido a los agujeros de los remaches y coeficientes que representen los efectos dinámicos y de fatiga.

2.4.2. A continuación hay que realizar la comprobación al pandeo para el pandeo en el plano del momento (que se supone coincide con un plano principal), para lo cual, en caso de no usarse un procedimiento más riguroso, se ha de proceder del modo siguiente:

- Si el punto de aplicación de la fuerza resultante del esfuerzo axil de compresión  $N$  y el momento flexor  $M$  están sobre un eje principal de la sección, para las barras en cuya sección el centro de gravedad se halle a igual distancia de los bordes traccionado y comprimido ( $a_t = a_c$ ) (figura 12 a) o más próximo al borde traccionado ( $a_t < a_c$ ) (figura 12 b), se debe tener:

$$\omega \frac{N}{A} + \frac{M}{W_c} \leq \sigma_{adm} \quad (I)$$

- Para las barras en cuya sección el centro de gravedad está más cerca del borde comprimido que del traccionado ( $a_t > a_c$ ) (figura 12 c) se deben cumplir las dos condiciones siguientes:

$$\omega \frac{N}{A} + \frac{M}{W_c} \leq \sigma_{adm} ; \quad \omega \frac{N}{A} + \frac{300 + 2\lambda}{877} \frac{M}{W_t} \leq \sigma_{adm} \quad (II)$$

siendo:

A el área de la sección bruta de la barra;

$\omega$  el coeficiente de pandeo de la barra para el pandeo en el plano de los momentos;

$W_c$  y  $W_t$  los módulos resistentes de la sección bruta de la barra referidos a los bordes comprimido y traccionado respectivamente;

$\sigma_{adm} = \sigma_F/\gamma$  la tensión admisible,

con:

$\sigma_F$  la tensión de fluencia;

$\gamma$  el coeficiente de seguridad para el cálculo de la estructura establecido de acuerdo con el reglamento correspondiente (en el caso de edificios, Reglamento CIRSOC 301 "Proyecto, cálculo y ejecución de estructuras de acero para edificios");

$\lambda$  la esbeltez de la barra (artículo 2.2.4.) para el pandeo en el plano de los momentos;

N y M los valores absolutos del esfuerzo de compresión y del momento flector, calculados teniendo en cuenta los efectos dinámicos pero sin tener en cuenta el coeficiente de resistencia a la fatiga.

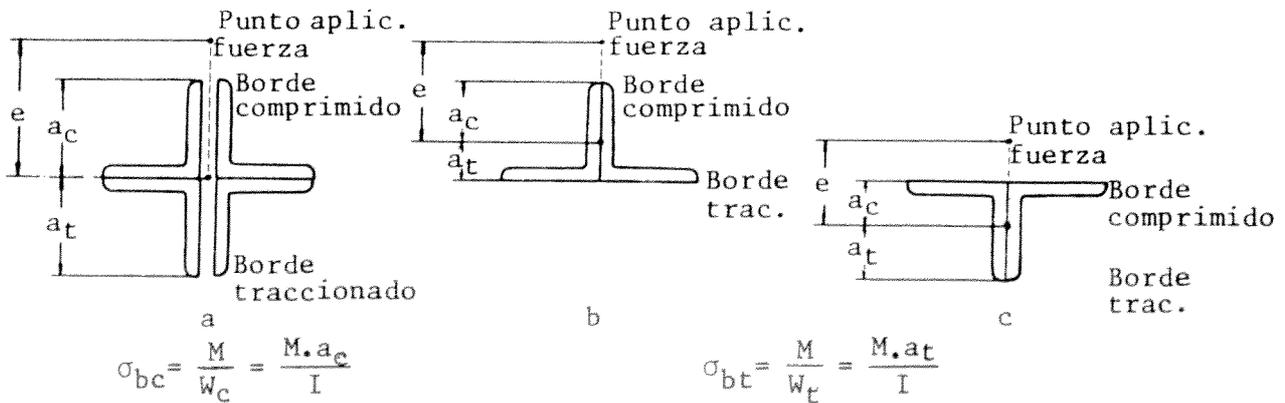


Figura 12

Las fórmulas aproximadas I y II en las cuales hay que sumar los valores absolutos de las tensiones ideales "ficticias", conducen en las barras comprimidas de gran esbeltez  $\lambda$  y pequeña excentricidad  $e$ , a mayores secciones que el método ordinario exigido en el artículo 2.4.1. y son, por lo tanto, determinantes para el dimensionamiento.

2.4.3. Hay que estudiar, en caso necesario, de acuerdo con los artículos 4.4. y 5.1. de la Recomendación CIRSOC 302-1 "Métodos de cálculo para los problemas de estabilidad del equilibrio en las estructuras de acero", el pandeo por torsión y flexión en el plano perpendicular al plano de los momentos.

2.4.4. Si el momento flexor  $M$  de la barra solicitada a compresión y flexión, es variable a lo largo de la misma, hay que poner en las fórmulas I y II el máximo valor del momento flexor.

Cuando el máximo momento flexor aparece en uno de los dos extremos de la barra y ambos extremos son indesplazables transversalmente en el plano de la flexión, el valor  $M$  a introducir en las ecuaciones I y II es la semisuma de los momentos flexores extremos si ambos son del mismo signo o la mitad del momento máximo si lo tienen distinto (figura 13); para las columnas estas simplificaciones son válidas solamente cuando también su extremo superior está firmemente inmovilizado; y para los pilares de pórticos, sólo si el dintel no puede efectuar ningún recorrido en la dirección de su eje.

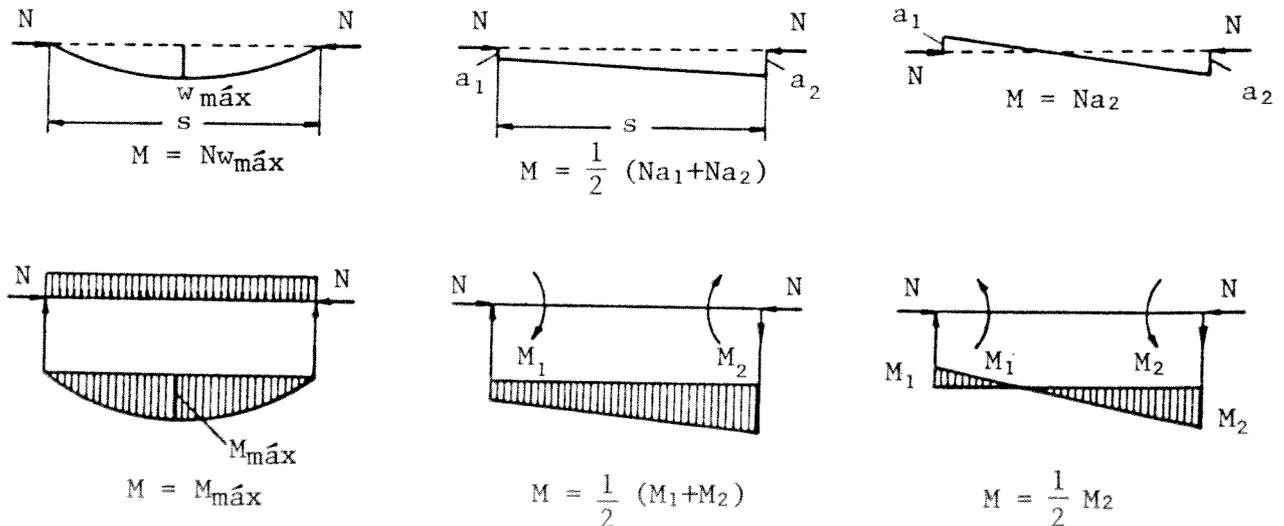


Figura 13

2.4.5. Pueden calcularse también según el artículo 2.4.4. las barras comprimidas axialmente, que están horizontales o inclinadas y por tanto son solicitadas a flexión debido al peso propio; para  $M$  puede ponerse aquí aproximadamente un valor  $M = G \cdot l_H/10$ , en donde  $G$  significa el peso y  $l_H$  la longitud real de la barra medida en planta (proyectada sobre un plano horizontal). En barras de  $l_H \leq 6,00$  m no se necesita tener en cuenta esta influencia.

2.4.6. En una barra solicitada a compresión axial y a momentos flexores  $M_y$  y

$M_z$  hay que introducir en las fórmulas I y II el coeficiente de pandeo correspondiente al radio de giro mínimo de la sección y en lugar de las tensiones de borde  $M/W_c$  y  $M/W_t$  las tensiones de compresión y tracción máximas, respectivamente que aparecen al actuar simultáneamente  $M_y$  y  $M_z$ .

Las barras con pequeña rigidez a torsión deben comprobarse, si es necesario con teoría de segundo orden.

2.4.7. En las barras de alma de las vigas de reticulado que estén solicitadas a compresión y constituídas por un solo angular unido por una de sus alas al cordón o a la cartela de nudo de la viga principal y que solamente estén solicitadas por sobrecargas poco significativas, así como en todas las barras de arriostamiento de los postes de celosía, puede prescindirse de la excentricidad de la sollicitación siempre que para el valor de  $\lambda$  se haya tomado la relación entre la longitud teórica y el radio de giro mínimo de la sección.

2.4.8. Para el cálculo de las cargas de pandeo de los arcos sustentados hiperestáticamente (Capítulo 3) y de los pórticos (Capítulo 4) puede prescindirse de los pequeños momentos flexores producidos por la deformación longitudinal del eje de la barra. La misma consideración es aplicable para los esfuerzos secundarios en las estructuras reticuladas.

2.4.9. Si una barra compuesta es solicitada a compresión axial y flexión en un plano normal a un eje de inercia no material de su sección hay que tener presente el artículo 2.2.5. e introducir, en las fórmulas I y II, el coeficiente de pandeo  $\omega_{zi}$ , definido en el artículo 2.2.5.2.

## 2.5. CORDONES Y BARRAS COMPRIMIDAS CON APOYOS TRANSVERSALES ELASTICOS Y BARRAS AUXILIARES PARA EL APOYO DE LAS BARRAS COMPRIMIDAS

### 2.5.1. Generalidades

Los cordones comprimidos que, como el cordón superior de una viga de puente abierto con tablero inferior, no están asegurados contra el pandeo fuera del plano de la viga principal mediante un arriostamiento transversal, se apoyan lateralmente en forma elástica mediante semipórticos dispuestos perpendicularmente al plano de la viga principal, cuya rigidez a la flexión es necesaria para obtener la seguridad al pandeo del cordón comprimido. Igualmente, hay que comprobar para las barras de alma comprimidas de un reticulado que sólo están apoyadas elásticamente en dirección normal al plano de la viga, que es suficiente la rigidez a la flexión de los elementos de aquélla que actúan como apoyo (figura 16).

2.5.2. Procedimiento aproximado (ver además el Capítulo 6 de la Recomendación CIRSOC 302-1).

2.5.2.1. En los cordones comprimidos, que sólo están asegurados contra el pandeo en un plano normal al del reticulado por medio de pórticos con rigidez a la flexión, prescindiendo de un cálculo más riguroso, se debe contar con una rigidez  $H_1 \geq C_1 H_0$  para los pórticos intermedios y  $H_2 \geq C_2 H_0$  para los extremos; en estas expresiones es

$$H_0 = \frac{2,5 \gamma K}{\beta_m^2} \frac{\text{máx } N}{\text{mín } s}$$

siendo:

$H_1$  ó  $H_2$  la rigidez del pórtico, expresadas por el cociente entre la magnitud de las fuerzas opuestas aplicadas en los puntos de unión del pórtico con los cordones y el desplazamiento horizontal de estos puntos en el plano del pórtico (figura 14);

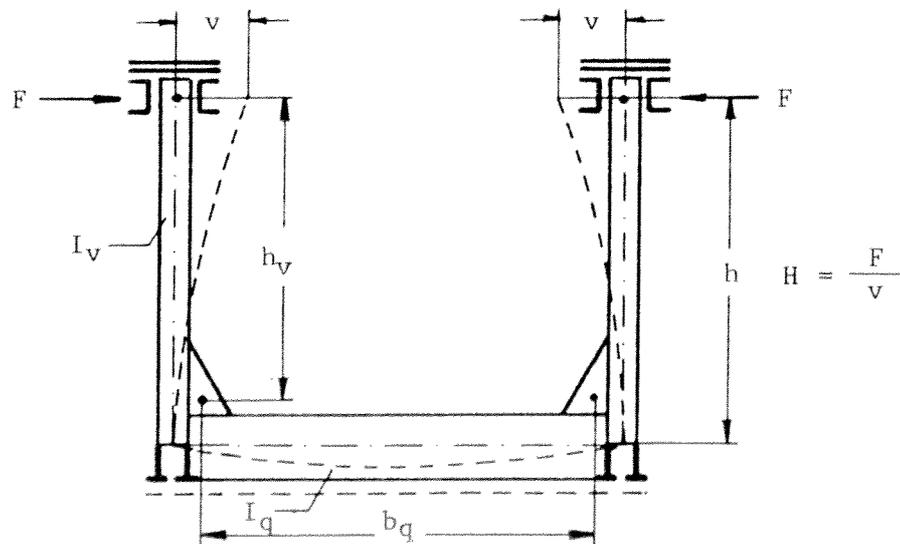


Figura 14

máx N el valor absoluto del máximo esfuerzo de compresión que se presenta en cualquiera de los tramos del cordón comprimido, calculado teniendo en cuenta las prescripciones sobre los efectos dinámicos pero sin tener en cuenta coeficientes de resistencia a la fatiga; mín s la menor de las longitudes de los tramos de cordón comprimido comprendido entre dos pórticos;

Para obtener  $\beta_m$  y  $\gamma_K$ , han de determinarse en cada uno de dichos tramos los valores del esfuerzo de compresión  $N$ , el momento de inercia  $I_z$ , la longitud  $s$  y la esbeltez  $\lambda_z$  correspondiente, en las tablas 1 a 6, al coeficiente de pandeo

$$\omega_z = \frac{A \sigma_{adm}}{N}$$

Con la mayor de estas esbelteces  $\lambda_z$ , se obtiene de la tabla 3 del artículo 4.3.2. de la Recomendación CIRSOC 302-1 "Métodos de cálculo para los problemas de estabilidad del equilibrio en las estructuras de acero", para la clase de acero que corresponda, la relación:

$$\rho = \frac{\gamma_K}{\gamma}$$

siendo:

$\gamma_K$  el coeficiente de seguridad de Engesser;

$\gamma$  el coeficiente de seguridad para el cálculo de la estructura determinado de acuerdo con lo establecido en los reglamentos correspondientes.

Conocidos  $\rho$  y  $\gamma$ , puede hallarse el valor  $\gamma_K = \rho\gamma$  que debe introducirse en la fórmula que aparece al comienzo de este artículo. Para cada tramo del cordón se calcula, asimismo, un coeficiente

$$\beta = \frac{SKz}{s} = \frac{\lambda_z}{s} \sqrt{\frac{I_z}{A}}$$

La media aritmética de todos estos coeficientes es  $\beta_m$ . El procedimiento aproximado aquí expuesto presupone que para todos los tramos del cordón comprimido es  $\beta \geq 1,2$ .

Cuando se elige  $C_1$ , como puede acontecer en los cálculos de proyecto,  $C_2$  se calcula mediante la fórmula

$$C_2 = \frac{0,6 C_1 - 0,36}{C_1 - 1} \beta_m$$

En cambio, en los cálculos de verificación, siendo conocida la relación  $\alpha = \frac{\text{mín } H_1}{H_2}$ , en donde mín  $H_1$  representa a la más pequeña de las rigideces de los pórticos intermedios, se pueden determinar  $C_1$  y  $C_2$  por medio de las ex-

presiones:

$$C_1 = \frac{1 + 0,6 \alpha \cdot \beta_m}{2} \left[ 1 + \sqrt{1 - \frac{1,44 \alpha \cdot \beta_m}{(1 + 0,6 \alpha \cdot \beta_m)^2}} \right]; \quad C_2 = \frac{C_1}{\alpha}$$

Si los extremos del cordón comprimido, como por ejemplo en el caso de vigas parabólicas, son indesplazables perpendicularmente al plano de la viga principal, resultan  $H_2 = C_2 = \infty$ ,  $\alpha = 0$ ,  $C_1 = 1$  y la comprobación que hay que realizar para cada pórtico intermedio se reduce a  $H_1 \geq H_0$ .

Si en la sección del cordón comprimido no coincide el baricentro con el centro de corte (por ejemplo en una sección T) puede ocurrir que la esbeltez  $\lambda_{Vi}$ , calculada según las indicaciones del artículo 4.4.2. de la Recomendación CIRSOC 302-1 "Métodos de cálculo para los problemas de estabilidad del equilibrio en las estructuras de acero", sea mayor que  $\lambda_z$ . En este caso en lugar de  $I_z$  hay que colocar el valor reducido

$$I_z^* = I_z \left( \frac{\lambda_z}{\lambda_{Vi}} \right)^2$$

En los puentes abiertos la tensión admisible  $\sigma_{adm}$  debe utilizarse solamente en su 90% en la comprobación de las tensiones de los montantes auxiliares de una viga de reticulado (montantes que tienen que sostener una vigueta transversal) y en los montantes extremos (en las vigas de reticulado con montantes y diagonales descendentes hacia el centro). En los puentes ferroviarios abiertos con vigas de reticulado, esta reducción de tensiones se aplica también a las viguetas transversales y sus uniones. Sin embargo, se puede prescindir de esta reducción de las tensiones cuando se efectúa una comprobación complementaria de tensiones en los semipórticos (por ejemplo, para las fuerzas representadas en la figura 15). Con tal fin, hay que considerar como una carga principal fuerzas laterales que actúen hacia adentro o hacia afuera, igual a  $\frac{1}{100 \beta_m}$  en los pórticos intermedios, y a  $\frac{1}{100}$  en los extremos, del mayor esfuerzo actuante en los tramos de cordón comprimido vecinos teniendo en cuenta efectos dinámicos. El coeficiente  $\beta_m$  tiene el mismo significado que en la verificación de la rigidez lateral del cordón comprimido. En el caso de un pórtico extremo en que el tramo de cordón que a él se une no esté solicitado a ningún esfuerzo en el plano de la viga principal, hay que considerar fuerzas laterales igual a  $\frac{1}{100}$  del máximo esfuerzo de compresión en el segundo tramo del cordón comprimido. Para la determinación de las tensiones en los empalmes y uniones en los semipórticos valen las mismas fuerzas laterales.

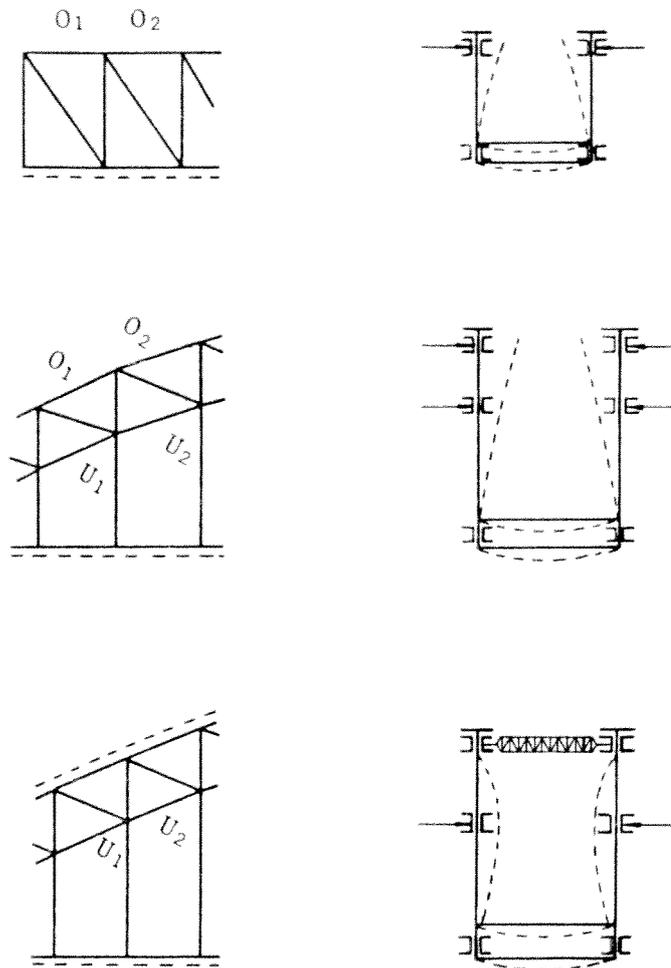


Figura 15

2.5.2.2. En los puentes abiertos con vigas principales de alma llena hay que proceder, en forma análoga, a la comprobación de la seguridad al pandeo del cordón comprimido. Como sección transversal del cordón deben tomarse: en las vigas remachadas las platabandas con las alas horizontales de los an gulares; en las vigas laminadas, las alas (sin la parte del alma situada en tre los bordes redondeados) con las platabandas, y en las vigas soldadas, las platabandas. El esfuerzo de compresión  $N$  en el tramo de cordón compri- mido entre dos semipórticos, se obtiene de la expresión:

$$N = \frac{M}{I_y} S_y$$

siendo:

M el valor medio del momento flexor en el tramo considerado;

$I_y$  el valor medio del momento de inercia de la sección total respecto de su eje baricéntrico horizontal;

$S_y$  el valor medio del momento estático de la sección bruta del cordón respecto del eje baricéntrico de la sección total de la viga.

Determinados los esfuerzos N de cada tramo del cordón comprimido, las áreas A de las secciones transversales correspondientes y sus momentos de inercia  $I_z$  respecto al eje baricéntrico vertical, la verificación puede realizarse como en los puentes abiertos de reticulado. En el cálculo de las rigideces de los pórticos, los montantes pueden ser considerados rígidos, en cuyo caso se obtiene:

$$H = \frac{2 E \cdot I_q}{h^2 b_q}$$

siendo:

$I_q$  el momento de inercia de la sección de la viga transversal;

$b_q$  la longitud de la viga transversal;

h la altura del montante según se indica en la figura 14;

$E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$  ( $210\,000 \text{ kgf/cm}^2$ ) el módulo de elasticidad del acero.

Si la viga de alma llena está impedida de desplazarse en dirección normal a su plano en puntos intermedios del cordón comprimido, son de aplicación las prescripciones de los artículos 5.3. y 5.4., sobre pandeo lateral.

2.5.2.3. Las barras de alma de un reticulado con sus dos extremos indeseplazables y apoyadas elásticamente en su centro sobre un pórtico transversal abierto (figura 16), pueden verificarse al pandeo fuera del plano del reticulado siguiendo el procedimiento establecido en el artículo 4.7.6. de la Recomendación CIRSOC 302-1 "Métodos de cálculo para los problemas de estabilidad del equilibrio en las estructuras de acero (caso 4 de la tabla 7 de dicha recomendación). Como rigidez H del apoyo elástico central se tomará la rigidez del pórtico, expresada como el cociente entre la magnitud de las fuerzas opuestas aplicadas en los puntos de unión del pórtico con las barras y el desplazamiento de estos puntos en el plano del pórtico;  $N_1$  y  $N_2$  son los esfuerzos de compresión en las barras teniendo en cuenta los efectos dinámicos.

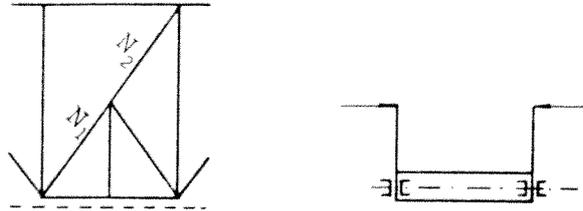


Figura 16

2.5.2.4. Las barras auxiliares, que sirven para acortar en el plano del reticulado, la longitud de pandeo de las barras comprimidas, deben poder soportar, juntamente con sus uniones, a tracción y a compresión una fuerza igual a  $\frac{1}{100}$  del máximo esfuerzo de compresión de la barra apoyada, teniendo en cuenta los efectos dinámicos, sin sobrepasar  $\sigma_{adm}$ . En las barras auxiliares verticales (figura 17), hay que añadir a esa fuerza la carga de nudo  $G$  que tiene en cuenta el peso propio de la barra apoyada.

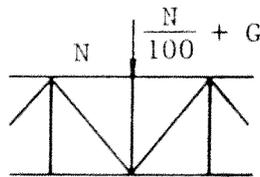


Figura 17

## CAPITULO 3. ARCOS. PANDEO DE LOS ARCOS SIMETRICOS

3.1. PANDEO EN EL PLANO DEL ARCO

3.1.1. En los arcos simétricos de sección constante solicitados, bajo la acción de la carga total, sólo a compresión (sin flexión), debe cumplirse, si no se efectúa una comprobación más rigurosa, la condición:

$$\frac{\omega N_v}{A} \leq \sigma_{adm}$$

siendo:

$N_v$  el valor absoluto del esfuerzo normal de compresión en la sección situada en el cuarto de la luz del arco, bajo la acción de la carga dada, teniendo en cuenta los efectos dinámicos, pero sin considerar el coeficiente de resistencia a la fatiga;

$A$  la sección bruta del arco;

$\sigma_{adm}$  la tensión admisible a compresión para el tipo de acero elegido igual al cociente  $\sigma_F/\gamma$ , donde  $\sigma_F$  es la tensión de fluencia y  $\gamma$  el coeficiente de seguridad de la estructura de acuerdo con el reglamento correspondiente (en el caso de edificios, Reglamento CIRSOC 301 "Proyecto, cálculo y ejecución de estructuras de acero para edificios");

$\omega$  el coeficiente de pandeo a tomar de las tablas 1 a 6 en función del tipo de acero y de la esbeltez  $\lambda_y$

con:

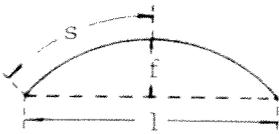
$\lambda_y = \beta \frac{s}{i_y}$  la esbeltez que ha de considerarse para el pandeo del arco en su propio plano (perpendicular al eje principal y de la sección),

$s$  la mitad de la longitud del arco,

$\beta$  un coeficiente que se debe tomar de la tabla 8, en la cual pueden hallarse valores intermedios interpolando linealmente,

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

Tabla 8

		$f/l$	0,05	0,2	0,3	0,4	0,5
Arco de tres articulaciones	$\beta$	1,20	1,16	1,13	1,19	1,25	
Arco de dos articulaciones	$\beta$	1,00	1,06	1,13	1,19	1,25	
Arco empotrado	$\beta$	0,70	0,72	0,74	0,75	0,76	

3.1.2. Los arcos solicitados a compresión y flexión en su propio plano se calcularán según las prescripciones del artículo 2.4., en cuyas fórmulas ha de sustituirse  $N$  por la compresión definida en el artículo 3.1.1. y  $\omega$  por el coeficiente de pandeo definido en el mismo artículo. Cuando predomina la sollicitación a flexión, como se presenta por ejemplo en los arcos muy peraltados (con elevada relación  $f/l$ ) para una carga actuante sobre la mitad del arco debe verificarse que no sobrepase a  $\sigma_{adm}$  la tensión máxima calculada teniendo en cuenta la deformación del arco (teoría de segundo orden), así como las prescripciones sobre el debilitamiento de la sección debido a los agujeros de remaches o tornillos, los efectos dinámicos y de fatiga.

3.1.3. Los arcos cuya sección es poco variable, pueden ser calculados si se prescinde de un análisis más riguroso, de acuerdo con las prescripciones de los artículos 3.1.1. y 3.1.2., introduciendo en el lugar de  $A$  e  $i_y$ , sus valores medios.

3.1.4. Las prescripciones indicadas en los artículos 3.1.1., 3.1.2. y 3.1.3. referentes a la verificación de arcos que se deforman en su mismo plano no son válidas para los arcos con viga de rigidez o en arcos atirantados en los que el tirante está rígidamente suspendido del arco mediante péndolas.

### 3.2. PANDEO DEL ARCO FUERA DE SU PROPIO PLANO

Para el pandeo del arco fuera de su propio plano, puede sustituirse el cálculo riguroso, por la comprobación  $\omega_z \frac{N_v}{A} \leq \sigma_{adm}$ , en donde  $N_v$ ,  $A$  y  $\sigma_{adm}$  tienen el mismo significado que en el artículo 3.1.1. y el coeficiente  $\omega_z$  es el correspondiente en las tablas 1 a 6 a la esbeltez:  $\lambda_z = \beta_1 \beta_2 \frac{l}{i_z}$ ;  $l$  es la luz del arco e  $i_z$  el radio de giro de la sección bruta con respecto al eje bari-céntrico  $z$  contenido en el plano del arco. La tabla 9 da (con posibilidad

de interpolar linealmente) el coeficiente  $\beta_1$  para un arco parabólico bajo la acción de cargas verticales uniformemente repartidas sobre toda la luz y cuyas secciones extremas no pueden girar en su propio plano ni alrededor de su eje  $z$ .

El coeficiente  $\beta_2$  tiene en cuenta el efecto de la variación de la dirección de las cargas durante el pandeo lateral. Si todas las cargas que actúan sobre el arco conservan su dirección se tiene  $\beta_2 = 1$ . Si en un puente de arco superior con tablero suspendido las péndolas transmiten una parte  $\alpha \cdot q$  de la carga total  $q$  que actúa sobre el arco y si durante la deflexión lateral del arco las péndolas se inclinan, se puede suponer  $\beta_2 = 1 - 0,35 \alpha$ .

Tabla 9.

	$f/l$	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4
$I_z = \text{constante}$	$\beta_1$	0,50	0,54	0,65	0,82	1,07
$I_z \cdot \cos \phi = \text{constante}$	$\beta_1$	0,50	0,52	0,59	0,71	0,86

En un puente de arco con tablero superior apoyado por medio de montantes que en la deflexión lateral del arco pueden inclinarse, es  $\beta_2 > 1$ . La inclinación de los montantes puede impedirse mediante riostras transversales entre los mismos. Si los montantes transmiten la parte  $\alpha \cdot q$  de la carga total  $q$  y si el tablero está rígidamente vinculado a la clave del arco, mientras que en sus apoyos se puede desplazar lateralmente, debe tomarse  $\beta_2 = 1 + 0,45 \alpha$ , válido únicamente para cargas verticales.

En la tabla 9,  $I_z$  es el momento de inercia de la sección respecto del eje  $z$  antes mencionado y  $\phi$  el ángulo de inclinación respecto de la horizontal de la tangente a la curva que contiene los baricentros de las secciones del arco.



## CAPITULO 4. PORTICOS. LONGITUDES DE PANDEO DE LAS COLUMNAS DE LOS PORTICOS RECTANGULARES AISLADOS

4.1. Las prescripciones siguientes se refieren a pórticos rectangulares con columnas dispuestas verticalmente, de un solo piso, con nudos rígidos que están impedidos de desplazarse normalmente al plano del pórtico. Los pórticos están cargados con fuerzas  $F$ ,  $F_1 \leq F$  y  $F_2$  según se muestra en la figura 18; estas fuerzas conservan su dirección vertical durante el pandeo por flexión del pórtico en su plano. Las dos columnas del pórtico tienen la misma sección constante, de área  $A$  y momento de inercia  $I$ . El dintel tiene sección constante, cuyo momento de inercia es  $I_0$ .

4.2. De no emplearse un procedimiento más exacto, debe verificarse que las secciones de las columnas, cumplan la condición:

$$\frac{\omega F}{A} \leq \sigma_{adm}$$

siendo:

$F$  la fuerza actuante sobre una columna del pórtico;

$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_F}{\gamma}$  la tensión admisible;

$\sigma_F$ ,  $\gamma$  la tensión de fluencia del acero y el coeficiente de seguridad establecidos de acuerdo con el reglamento correspondiente (en el caso de edificios, Reglamento CIRSOC 301 "Proyecto, cálculo y ejecución de estructuras de acero para edificios");

$\omega$  el coeficiente de pandeo, que se obtiene de las tablas 1 a 6 según el tipo de acero y en función de la esbeltez

$$\lambda = \frac{s_K}{i} = s_K \sqrt{\frac{A}{I}}$$

$s_K = \beta \cdot h$  la longitud de pandeo de las columnas del pórtico;

$A$ ,  $I$  el área bruta y el momento de inercia de la sección bruta de la columna respecto de su eje baricéntrico normal al plano del pórtico;

$b$ ,  $h$  la luz y la altura teóricas del pórtico;

$I_0$  el momento de inercia de la sección bruta del dintel.

$\beta$  un coeficiente cuyo valor se indica en los artículos siguientes para los pórticos representados en la figura 18.

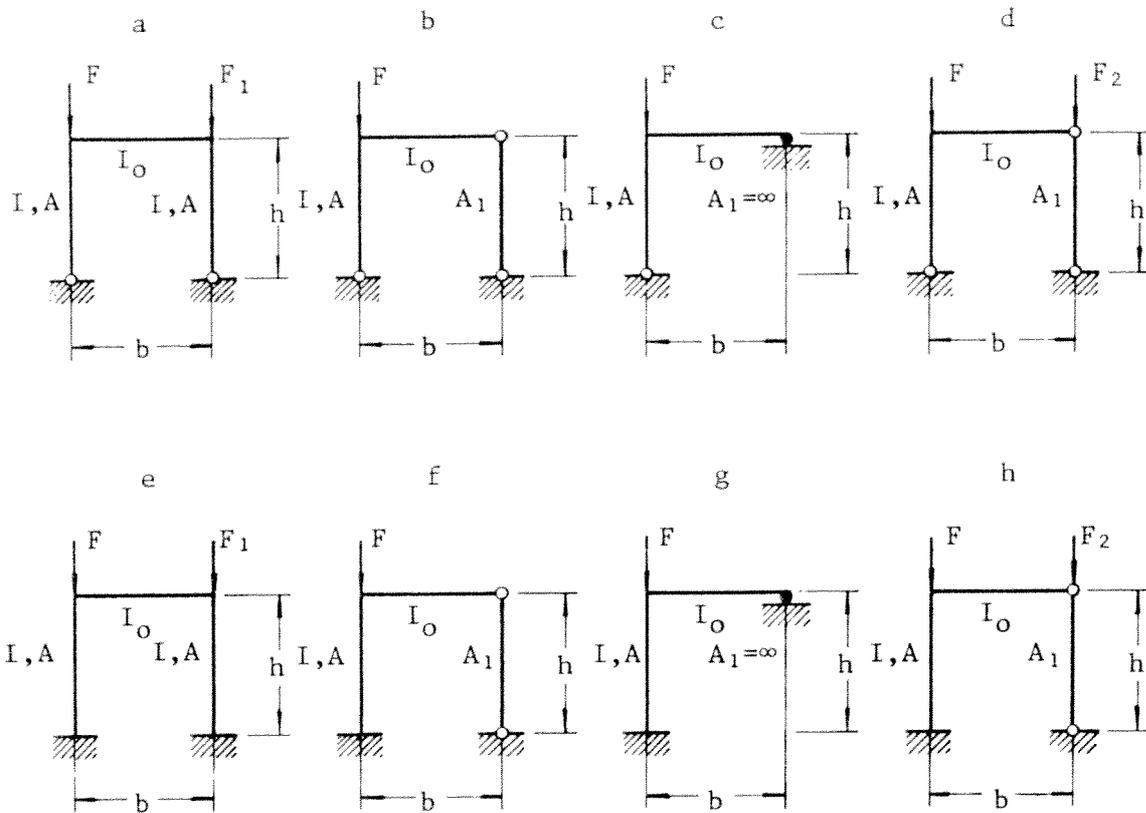


Figura 18

4.3. Para el pórtico aislado de dos articulaciones, mostrado en la figura 18 a, puede tomarse

$$\beta = \sqrt{1/2 (1 + m)} \sqrt{4 + 1,4 \cdot (c + 6\alpha) + 0,02 \cdot (c + 6\alpha)^2}$$

siendo:

$$m = \frac{F_1}{F} \leq 1 ; \quad c = \frac{I b}{I_0 h} \leq 10 ; \quad \alpha = \frac{4 I}{b^2 A} \leq 0,2$$

Para los pórticos con una sola columna rígidamente conectada al dintel, mostrados en la figura 18 b (con soporte articulado descargado) y en la figura 18 c, vale la misma expresión del coeficiente  $\beta$ , si en ella se pone

$$m = 1 ; \quad c = \frac{2 I b}{I_0 h} \leq 10 ; \quad \alpha = \frac{I}{b^2} \left( \frac{1}{A} + \frac{1}{A_1} \right) \leq 0,2$$

Para el pórtico de la figura 18 d (con soporte articulado cargado) el coeficiente  $\beta$  para calcular la longitud de pandeo de la columna rígidamente conectada al dintel es

$$\beta = \sqrt{1 + 0,96 n} \sqrt{4 + 1,4 (c + 6\alpha) + 0,02 (c + 6\alpha)^2}$$

siendo:

$$n = \frac{F_2}{F} \leq 2 \quad ; \quad c = \frac{2 I b}{I_0 h} \leq 10 \quad ; \quad \alpha = \frac{I}{b^2} \left( \frac{1}{A} + \frac{1}{A_1} \right) \leq 0,2$$

4.4. En el pórtico aislado empotrado, representado en la figura 18 e, se tiene

$$\beta = \sqrt{1/2 (1 + m)} \sqrt{1 + 0,35 (c + 6\alpha) - 0,017 (c + 6\alpha)^2}$$

siendo:

$$m = \frac{F_1}{F} \leq 1 \quad ; \quad c = \frac{I b}{I_0 h} \leq 10 \quad ; \quad \alpha = \frac{4 I}{b^2 A} \leq 0,2$$

Esta expresión de  $\beta$  puede ser empleada para los pórticos con una sola columna rígidamente conectada al dintel, mostrados en la figura 18 f (con un soporte articulado descargado) y en la figura 18 g, si en ella se pone

$$m = 1 \quad ; \quad c = \frac{2 I b}{I_0 h} \quad ; \quad \alpha = \frac{I}{b^2} \left( \frac{1}{A} + \frac{1}{A_1} \right)$$

Para el pórtico de la figura 18 h (con soporte articulado cargado) el coeficiente  $\beta$  para calcular la longitud de pandeo de la columna rígidamente conectada al dintel es

$$\beta = \sqrt{1 + 0,86 n} \sqrt{1 + 0,35 (c + 6\alpha) - 0,017 (c + 6\alpha)^2}$$

siendo:

$$n = \frac{F_2}{F} \leq 2 \quad ; \quad c = \frac{2 I b}{I_0 h} \leq 10 \quad ; \quad \alpha = \frac{I}{b^2} \left( \frac{1}{A} + \frac{1}{A_1} \right) \leq 0,2$$

4.5. Si el dintel está cargado entre los dos nudos por fuerzas verticales, las columnas están solicitadas a flexocompresión en el plano del pórtico y por consiguiente deben calcularse de acuerdo con el artículo 2.4. El coeficiente de pandeo  $\omega$  a considerar es el correspondiente a una esbeltez  $\lambda$  que se calcula teniendo en cuenta las prescripciones de los artículos 4.3. y 4.4 sobre el coeficiente  $\beta$ .

4.6. Las fórmulas indicadas para  $\beta$  en los artículos 4.3., 4.4. y 4.5. valen solamente cuando las cargas  $F$  conservan su dirección durante el pandeo del pórtico. Por lo tanto, en general no son aplicables al cálculo de los montantes de los pórticos extremos de los puentes de reticulado cerrados.

## CAPITULO 5. PANDEO LATERAL DE VIGAS, SEGURIDAD FRENTE AL PANDEO LATERAL EN VIGAS DE SECCION I.

- 5.1. En las vigas solicitadas a flexión en el plano del alma, debe comprobarse si es suficiente su seguridad frente al pandeo lateral, en el cual la viga experimenta una flexión lateral y al mismo tiempo se tuerce.
- 5.2. La seguridad frente al pandeo lateral se eleva mediante cualquier medida que tienda a impedir la torsión y la flexión lateral de la viga, como los arriostramientos transversales y longitudinales. Los arriostramientos transversales que impiden el giro en su plano de una sección de la viga, deben disponerse no solamente en los apoyos, sino también si es posible en otras secciones de la viga. La flexión lateral de la viga ha de impedirse con arriostramientos longitudinales. La capacidad resistente de la viga frente al pandeo lateral crece con la rigidez de sus uniones a los apoyos y arriostramientos y es tanto mayor cuanto mayores sean la constante de torsión libre  $I_T$ , el momento sectorial de inercia  $I_\omega$  y el momento de inercia  $I_z$  respecto del eje contenido en el plano del alma de la sección de la viga y cuanto mayor sea la restricción al alabeo de las secciones de la viga. La restricción al alabeo puede aumentarse con la colocación de montantes transversales, con rigidez a flexión y a torsión, unidos a ambas alas de la viga o bien disponiendo gruesas chapas frontales en los extremos de la viga.
- 5.3. Si el cordón comprimido de la viga está impedido de desplazarse lateralmente en puntos aislados cuya separación es la distancia  $a$ , y si el radio de giro  $i_z$  de la sección  $A_c$  de dicho cordón respecto del eje del alma es mayor o igual que  $a/40$ , puede prescindirse de la comprobación de la seguridad frente al pandeo lateral. Como sección  $A_c$  del cordón se toman, en las vigas remachadas, las platabandas, los angulares del cordón y  $1/5$  del área del alma; en las vigas laminadas el ala con las platabandas y  $1/5$  del área del alma, en las vigas soldadas, las platabandas y  $1/5$  del área del alma.
- 5.4. Si en la viga indicada en el artículo 5.3. se tiene  $i_z < a/40$  y no se utiliza un método más exacto para la comprobación de la seguridad al pandeo lateral, la máxima tensión de compresión en el borde comprimido de la viga, calculada sin tener en cuenta una reducción de la sección por agujeros de remaches, ni efectos de fatiga, pero sí los efectos dinámicos, no debe superar el valor

$$1,14 \frac{\sigma_{adm}}{\omega}$$

siendo:

$\omega$  el coeficiente de pandeo, tomado de las tablas 1 a 6, que corresponde a la esbeltez  $\lambda = a/i_z$ ;

$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_F}{\gamma}$  la tensión admisible

con:

$\sigma_F$ ,  $\gamma$  la tensión de fluencia del acero y el coeficiente de seguridad establecidos de acuerdo con el reglamento correspondiente (en el caso de edificios, Reglamento CIRSOC 301, "Proyecto, cálculo y ejecución de estructuras de acero para edificios").

5.5. En el montaje de las estructuras deben tomarse precauciones para que las vigas I de gran longitud no puedan sufrir pandeo lateral bajo la acción del peso propio.

## CAPITULO 6. PANDEO DEL ALMA EN LAS VIGAS DE ALMA LLENA

### 6.1. GENERALIDADES

6.1.1. Se debe comprobar que la chapa del alma tenga suficiente seguridad frente al pandeo por abolladura.

6.1.2. El estado plano de tensiones que se presenta en el alma en el momento de producirse el pandeo queda caracterizado por un valor llamado tensión de abolladura.

6.1.3. En el estudio del pandeo por abolladura se subdivide al alma en rectángulos de longitud  $a$  y altura  $b$ . La longitud  $a$  de los recuadros coincide en general con la separación entre rigidizadores transversales. La altura  $b$  se representa, para distintos casos, en la figura 19. Si hay más de una fila de remaches de garganta en cada borde del alma se tomará la media aritmética de las distancias entre las filas correspondientes.

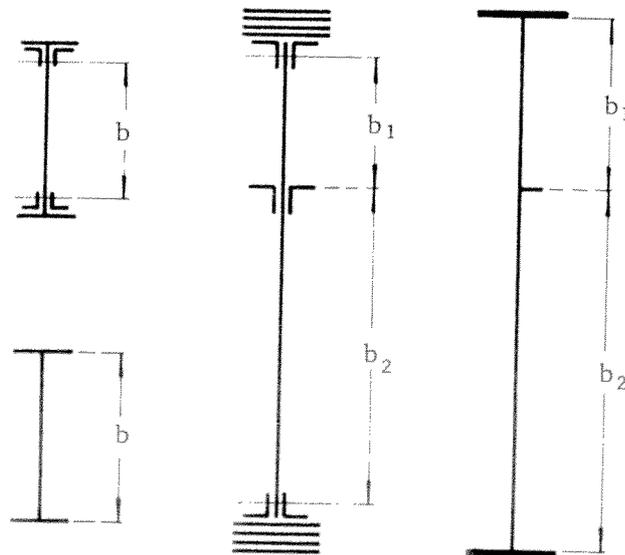


Figura 19

6.1.4. Se supone que la chapa de alma está articulada a lo largo de los cuatro bordes de cada recuadro.

6.1.5. En el estudio del pandeo por abolladura se consideran siempre las sec

ciones brutas sin descuentos de agujeros. Las tensiones producidas en cada recuadro por las cargas exteriores deben calcularse teniendo en cuenta las prescripciones sobre los efectos dinámicos de las cargas, pero sin considerar efectos de fatiga (por ejemplo, tensión uniforme de compresión de valor  $\sigma_1$ , ó tensiones normales con repartición lineal y valor  $\sigma_1$  en el borde, ó tensiones tangenciales  $\tau$ ). Las tensiones tangenciales  $\tau$  debidas al esfuerzo de corte  $Q$ , han de determinarse suponiendo que se reparten uniformemente en toda la altura  $b$  ó  $b_1 + b_2$ . Para  $\sigma_1$  se toma el valor absoluto de la máxima tensión de compresión que aparece en el borde del recuadro considerado (artículo 6.1.3). Si solamente existen tensiones tangenciales y normales de tracción, estas últimas se desprecian si no se quiere efectuar una investigación más precisa.

La ley lineal de repartición de las tensiones normales queda caracterizada por el valor y signo de  $\psi$  que, según se indica en la tabla 10, es el cociente entre las dos tensiones normales de borde, es decir  $\psi = \sigma_2/\sigma_1$ .

6.1.6. La determinación de  $\sigma_1$  y  $\tau$  se efectúa en base al valor máximo del momento flexor y del esfuerzo de corte que se presenta en el recuadro considerado. Si estos valores máximos tienen lugar en el borde del recuadro, se pueden utilizar para el cálculo de  $\sigma_1$  y  $\tau$  los valores del momento flexor o del esfuerzo de corte que correspondan al centro del recuadro; sin embargo, los valores que se utilicen para el cálculo no deben ser inferiores a las sollicitaciones que se presentan a una distancia igual a  $b/2$  del extremo mencionado.

## 6.2. COMPROBACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL PANDEO POR ABOLLADURA

6.2.1. La tensión ideal de abolladura, cuya determinación está basada en las hipótesis de chapa perfectamente plana, sollicitación perfectamente centrada y validez ilimitada de la ley de Hooke, tiene por expresión, según se indica en la columna 2 de la tabla 10,

$$\sigma_{1Ki} = k \sigma_e \quad \text{o bien} \quad \tau_{Ki} = k \sigma_e$$

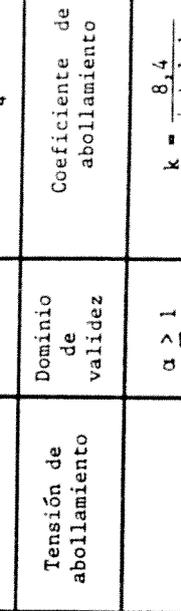
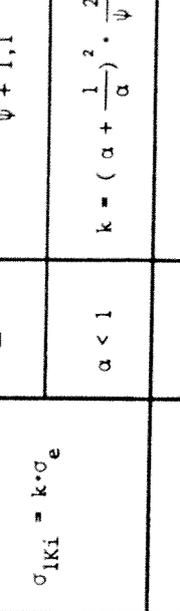
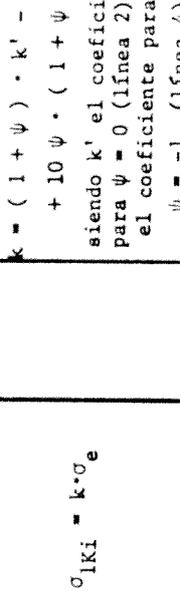
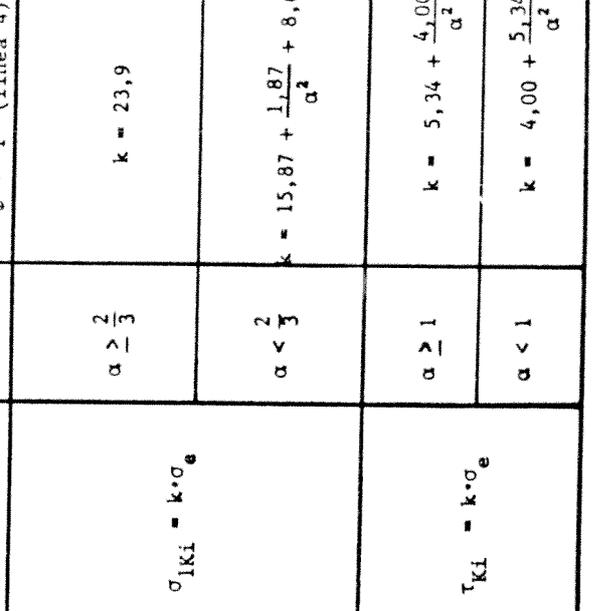
siendo:

$k$  el coeficiente de abolladura, que depende del tipo de sollicitación y de la relación de dimensiones del recuadro  $\alpha = a/b$ ;

$\sigma_e$  una tensión de referencia, cuya expresión es:

$$\sigma_e = \frac{\pi^2}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 E = 0,901 \left(\frac{t}{b}\right)^2 E$$

Tabla 10

1	Solicitación		2	3	4
2	<p>Tensiones de compresión con ley de repartición lineal <math>0 \leq \psi \leq 1</math></p> 	<p>Tensión de abollamiento</p> <p><math>\sigma_{IKi} = k \cdot \sigma_e</math></p>	<p>Domínio de validez</p> <p><math>\alpha \geq 1</math></p>	<p>Coefficiente de abollamiento</p> <p><math>k = \frac{8,4}{\psi + 1,1}</math></p>	
3	<p>Tensiones de compresión y tracción con ley de repartición lineal y predominio de la compresión <math>-1 &lt; \psi &lt; 0</math></p> 	<p>Tensión de abollamiento</p> <p><math>\sigma_{IKi} = k \cdot \sigma_e</math></p>	<p>Domínio de validez</p> <p><math>\alpha &lt; 1</math></p>	<p>Coefficiente de abollamiento</p> <p><math>k = \left( \alpha + \frac{1}{\alpha} \right) \cdot \frac{2,1}{\psi + 1,1}</math></p> <p><math>k = (1 + \psi) \cdot k' - \psi \cdot k'' + 10 \psi \cdot (1 + \psi)</math>                      siendo <math>k'</math> el coeficiente para <math>\psi = 0</math> (línea 2) y <math>k''</math> el coeficiente para <math>\psi = -1</math> (línea 4)</p>	
4	<p>Tensiones de compresión y tracción con ley de repartición lineal e iguales valores de borde <math>\psi = -1</math></p> <p><math>\delta</math> con predominio de la tracción <math>\psi &lt; -1</math></p> 	<p>Tensión de abollamiento</p> <p><math>\sigma_{IKi} = k \cdot \sigma_e</math></p>	<p>Domínio de validez</p> <p><math>\alpha \geq \frac{2}{3}</math></p>	<p>Coefficiente de abollamiento</p> <p><math>k = 23,9</math></p>	
5	<p>Tensiones tangenciales repartidas uniformemente</p> 	<p>Tensión de abollamiento</p> <p><math>\tau_{KI} = k \cdot \sigma_e</math></p>	<p>Domínio de validez</p> <p><math>\alpha \geq 1</math></p>	<p>Coefficiente de abollamiento</p> <p><math>k = 5,34 + \frac{4,00}{\alpha^2}</math></p> <p><math>k = 4,00 + \frac{5,34}{\alpha^2}</math></p>	

con:

t el espesor de la chapa;

b la altura de la chapa;

$\nu = 0,296$  el coeficiente de Poisson;

$E = 210\,000\text{ N/mm}^2$  ( $2\,100\,000\text{ kgf/cm}^2$ ) el módulo de elasticidad del acero.

6.2.2. En la columna 4 de la tabla 10 se dan los coeficientes  $k$  de abolladura, para distintos tipos de sollicitación, de una chapa rectangular articulada en sus cuatro bordes. Para cálculos aproximados puede tomarse  $k$  de la figura 20, en los casos correspondientes a las leyes de tensiones normales con  $-1 \leq \psi \leq +1$ . Si actúan simultáneamente tensiones normales y tangenciales hay que calcular por separado las dos tensiones de abolladura  $\sigma_{1Ki}$  y  $\tau_{Ki}$ .

6.2.3. Con las tensiones de abolladura  $\sigma_{1Ki}$ ,  $\tau_{Ki}$  y los valores de la tensión  $\sigma_1$  y  $\tau$  calculados de acuerdo con los artículos 6.1.5. y 6.1.6., se determina la tensión ideal de comparación

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

En el caso particular en que  $\tau = 0$ , queda  $\sigma_{VKi} = \sigma_{1Ki}$ , y en el caso en que  $\sigma_1 = 0$ , queda  $\sigma_{VKi} = \tau_{Ki} \sqrt{3}$ .

Cuando la tensión ideal de comparación  $\sigma_{VKi}$  supera el límite de proporcionalidad del acero, hay que sustituirla por una tensión de comparación reducida y calcular el coeficiente de seguridad a la abolladura por medio de la expresión:

$$\gamma_B = \frac{\sigma_{VK}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}}$$

El valor reducido  $\sigma_{VK}$ , correspondiente al ideal  $\sigma_{VKi}$ , se tomará de la tabla 11, en la que se puede interpolar linealmente. Para cálculos preliminares puede usarse la figura 21.

La tabla 11 y la figura 21 nos dan también para un valor dado de la tensión

$$\sigma_{VK} = \gamma_B \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}$$

el correspondiente de la tensión ideal  $\sigma_{VKi}$ , que no debe ser sobrepasado en

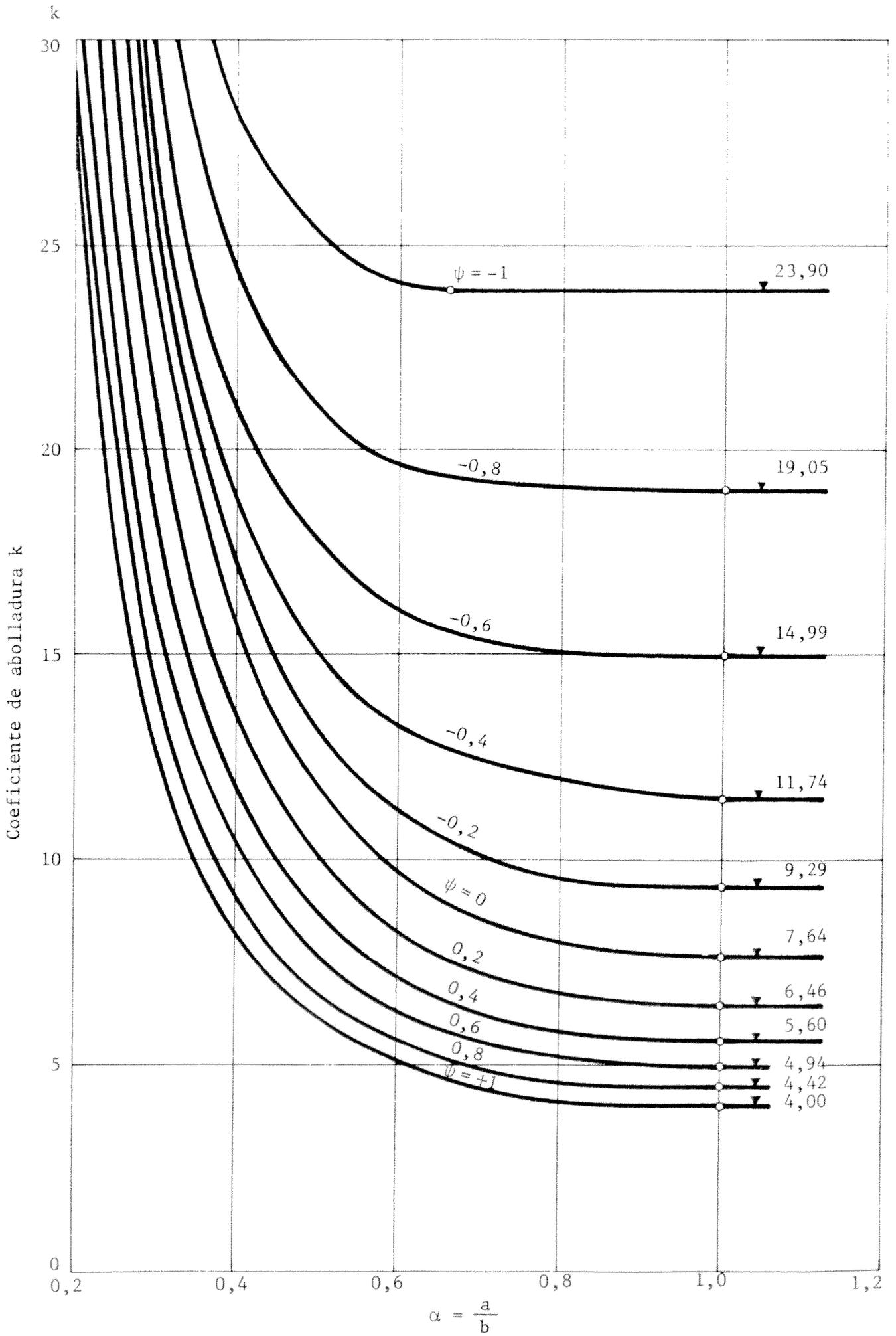


Figura 20

el dimensionamiento. Para  $\sigma_{VK} = \sigma_{VKi}$ , se tiene  $\gamma_B = \gamma_{Bi}$ .

6.2.4. El coeficiente de seguridad frente al pandeo por abolladura, para las tensiones de comparación ideales  $\sigma_{VKi} \leq \sigma^* = 375,0 \text{ N/mm}^2$  ( $3750 \text{ kgf/cm}^2$ ) debe ser  $\gamma_B \geq 0,93 \gamma$ . Para las tensiones de comparación  $\sigma_{VKi} \geq \sigma^*$ , la seguridad frente a la abolladura puede ser menor, debiéndose cumplir

$$\gamma_B \geq 0,93 \left[ 0,9 + 0,1 \left( \frac{\sigma^*}{\sigma_{VKi}} \right)^2 \right] \gamma$$

En estas expresiones  $\gamma$  es el coeficiente de seguridad para el cálculo de la estructura establecido de acuerdo con el reglamento correspondiente (en el caso de edificios, Reglamento CIRSOC 301 "Proyecto, cálculo y ejecución de estructuras de acero para edificios").

6.2.5. En el estudio del pandeo por abolladura de placas rectangulares que son elementos de una barra solicitada a compresión, el coeficiente de seguridad frente a la abolladura no puede ser más pequeño que el coeficiente de seguridad  $\gamma_K$  frente al pandeo total de la barra. No obstante, es válida para tensiones  $\sigma_{VKi} > \sigma^* = 375,0 \text{ N/mm}^2$  ( $3750 \text{ kgf/cm}^2$ ) la expresión:

$$\gamma_B \geq \left[ 0,9 + 0,1 \left( \frac{\sigma^*}{\sigma_{VKi}} \right)^2 \right] \gamma_K$$

siendo:

$\gamma_K$  el coeficiente de seguridad, que depende del tipo de acero y de la esbeltez  $\lambda$ , se calcula haciendo  $\gamma_K = \rho \gamma$ , donde  $\rho$  se obtiene de la tabla 11 en función de las tensiones ideales  $\sigma_{VKi}$  para el tipo de acero considerado y  $\gamma$  es el coeficiente de seguridad para el cálculo de la estructura establecido de acuerdo con el reglamento correspondiente (Reglamento CIRSOC 301 para edificios).

En caso necesario hay que elevar la seguridad al abollamiento hasta el valor mínimo admisible, mediante el aumento del espesor de la chapa, o de la rigidez a la flexión de los rigidizadores, o bien aumentando el número de éstos. Si no se disponen rigidizadores y si se quiere prescindir de un cálculo más exacto, se puede calcular el espesor de chapa necesario con la ayuda de la tabla 7, en la cual se ha incluido la reducción indicada más arriba para tensiones de comparación  $\sigma_{VKi} > 375,0 \text{ N/mm}^2$  ( $3750 \text{ kgf/cm}^2$ ).

6.2.6. En el estudio del abollamiento de chapas rectangulares que son elementos de una barra solicitada a compresión y flexión, se determinará el coeficiente de seguridad frente al abollamiento mediante la fórmula:

$$\gamma_B^{N,M} \geq \frac{\gamma_K \sigma_N + \gamma_B \sigma_M}{\sigma_N + \sigma_M}$$

También aquí, en los casos en que  $\sigma_{VKi} > \sigma^* = 375,0 \text{ N/mm}^2$  ( $3750 \text{ kgf/cm}^2$ ), se puede reducir la seguridad necesaria frente al abollamiento por medio de la expresión:

$$\gamma_B^{N,M} \geq \left[ 0,9 + 0,1 \left( \frac{\sigma^*}{\sigma_{VKi}} \right)^2 \right] \frac{\gamma_K \sigma_N + \gamma_B \sigma_M}{\sigma_N + \sigma_M}$$

siendo:

$$\gamma_B = 0,93 \gamma$$

$\sigma_N$  y  $\sigma_M$  las tensiones debidas al esfuerzo axial y al momento flexor, deducidas de los sumandos primero y segundo, respectivamente, de las fórmulas I y II del artículo 2.4.2. (para  $\sigma_M$  tomar el mayor valor entre:  $\frac{M}{W_c}$  y  $\frac{300 + 2 \lambda}{877} \frac{M}{W_t}$ ).

$\gamma_K$  el coeficiente de seguridad que corresponde a la esbeltez  $\lambda$  de la barra y puede ser calculado como  $\gamma_K = \rho \gamma$ , donde  $\rho$  se obtiene de la tabla 3 de la Recomendación CIRSOC 302-1 "Métodos de cálculo para los problemas de estabilidad del equilibrio en las estructuras de acero" en función de  $\lambda$  y del tipo de acero considerado y  $\gamma$  es el coeficiente de seguridad para el cálculo de la estructura establecido de acuerdo con el reglamento correspondiente (en el caso de edificios, Reglamento CIRSOC 301 "Proyecto, cálculo y ejecución de estructuras de acero para edificios").

6.2.7. En las estructuras de edificios puede prescindirse del estudio de la abolladura en vigas cuya altura del alma no sea superior a 1,00 m y cuando la tensión en el borde comprimido no sea mayor que la tensión en el borde traccionado, siempre y cuando la mayor tensión tangencial media, multiplicada por 1,73  $\gamma$  no exceda el valor de  $\sigma_{VK}$  que, en la tabla 11 o en la figura 21 corresponda al valor

$$\sigma_{VKi} = 8,38 \left( \frac{t}{b} \right)^2 E$$

siendo:

$\gamma$  el coeficiente de seguridad de la estructura establecido de acuerdo con el reglamento correspondiente (Reglamento CIRSOC 301 en el caso de edificios).

$E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$  ( $2\,100\,000 \text{ kgf/cm}^2$ ) el módulo de elasticidad del ace  
ro.

6.2.8. La seguridad frente a la abolladura de las almas de vigas completamente embebidas en hormigón no necesita ser comprobada.

### 6.3. RIGIDIZACION DE LAS CHAPAS DE ALMA

6.3.1. La división del alma en recuadros de longitud  $a$  y altura  $b$ , indicada en el artículo 6.1.3., supone un apoyo transversal indesplazable de la chapa en los cuatro bordes del recuadro. En general estos apoyos se consiguen con las alas de las vigas y con los montantes unidos a las viguetas transversales (columnas de los semipórticos), y en las construcciones con varias almas, también mediante mamparos o arriostramientos transversales y longitudinales.

6.3.2. Si se utilizan para la división rigidizadores transversales o longitudinales, puede seguirse dos caminos distintos:

- a) Dotar a los rigidizadores de la suficiente rigidez a flexión (para la rigidez mínima, ver el artículo 11.1. de la Recomendación CIRSOC 302-1 "Métodos de cálculo para los problemas de estabilidad del equilibrio en las estructuras de acero") para que la tensión de abolladura alcance, en el recuadro estudiado, por lo menos el valor que según el artículo 6.2.3., se obtendría para el recuadro parcial más fuertemente solicitado, suponiendo apoyos articulados en los cuatro bordes.
- b) Las rigideces de los rigidizadores se toman menores que la rigidez mínima (véase el artículo 11.2. de la Recomendación CIRSOC 302-1) de forma que los coeficientes de abolladura  $k$  resulten menores que los correspondientes a los recuadros parciales aislados, pero suficientes, sin embargo, para alcanzar la seguridad necesaria frente al abollamiento.

Es conveniente seguir el segundo camino, ya que la elevación de la tensión de abolladura para los recuadros parciales que resulta con rigidizadores de rigidez superior a la mínima, frecuentemente no puede ser aprovechada debido a la reducción en el campo plástico.

6.3.3. Los rigidizadores, que como consecuencia de su unión con la chapa de alma, soportan una tensión de compresión que combinada con las tensiones que aparecen debidas al abollamiento de la chapa, sobrepasa el límite de proporcionalidad, no deben construirse con un acero cuya tensión límite de propor-

cionalidad y su tensión de fluencia sean inferiores a los de la chapa de alma. Para todos los tipos de acero de construcción debe tomarse

$$\sigma_E = 0,8 \sigma_F$$

siendo:

$\sigma_E$  la tensión en el límite de proporcionalidad;

$\sigma_F$  la tensión de fluencia.

6.3.4. Los rigidizadores longitudinales que en los cruces con rigidizadores transversales, montantes de pórticos abiertos, mamparos transversales, etc., pasan manteniendo íntegramente su sección sin discontinuidades o se empalman de una manera equivalente, pueden ser tenidos en cuenta para el cálculo del área y del momento de inercia de la sección de la viga. Esto implica suponer que se consigue una transmisión inobjetable del esfuerzo axial de los rigidizadores a través de sus empalmes.

6.3.5. Para la elección de la sección del rigidizador hay que tener en cuenta su comportamiento durante el pandeo de la chapa. Deben evitarse rigidizadores cuya rigidez a flexión pueda ceder ante pequeños abollamientos de la chapa.

Tabla 11

$\sigma_{VKi}$ N/mm <sup>2</sup>	Acero F-20		Acero F-22		Acero F-24	
	$\sigma_{VK}$ N/mm <sup>2</sup>	$\rho = \frac{Y_K}{Y}$	$\sigma_{VK}$ N/mm <sup>2</sup>	$\rho = \frac{Y_K}{Y}$	$\sigma_{VK}$ N/mm <sup>2</sup>	$\rho = \frac{Y_K}{Y}$
160	160,0	1,860	160,0	1,764	160,0	1,686
170	166,1	1,867	170,0	1,810	170,0	1,726
180	169,6	1,850	179,1	1,847	180,0	1,768
190	172,2	1,828	183,9	1,841	190,0	1,809
200	174,3	1,804	187,2	1,824	197,4	1,828
210	176,1	1,780	189,7	1,804	201,6	1,818
220	177,6	1,757	191,8	1,783	204,7	1,802
230	178,9	1,735	193,5	1,761	207,1	1,783
240	180,0	1,714	195,0	1,741	209,2	1,764
250	181,0	1,695	196,4	1,721	211,0	1,745
260	181,9	1,676	197,6	1,702	212,5	1,726
270	182,7	1,659	198,6	1,684	213,9	1,708
280	183,5	1,643	199,6	1,667	215,1	1,691
290	184,2	1,628	200,5	1,651	216,2	1,674
300	184,8	1,613	201,2	1,636	217,2	1,659
320	185,9	1,587	202,6	1,608	219,0	1,630
340	186,8	1,563	203,8	1,584	220,5	1,604
360	187,7	1,543	204,9	1,561	221,7	1,580
380	188,4	1,524	205,8	1,541	222,9	1,559
400	189,0	1,507	206,6	1,523	223,9	1,540
420	189,6	1,491	207,3	1,507	224,7	1,523
440	190,1	1,477	208,0	1,492	225,5	1,507
460	190,6	1,464	208,5	1,478	226,2	1,492
480	191,0	1,453	209,1	1,466	226,9	1,479
500	191,4	1,442	209,5	1,454	227,4	1,467
550	192,3	1,418	210,6	1,429	228,7	1,440
600	192,9	1,398	211,4	1,408	229,7	1,418
650	193,5	1,382	212,1	1,390	230,6	1,399
700	194,0	1,367	212,7	1,375	231,3	1,383
800	194,8	1,344	213,7	1,350	232,4	1,357
1 000	195,9	1,311	215,0	1,316	234,0	1,320
2 000	198,0	1,241	217,5	1,243	237,1	1,245
$\infty$	200,0	1,000	220,0	1,000	240,0	1,000

1N/mm<sup>2</sup> = 1 MPa  $\approx$  10 kgf/cm<sup>2</sup>

(continúa)

Tabla 11 (continuación)

$\sigma_{VKi}$ N/mm <sup>2</sup>	Acero F-26		Acero F-30		Acero F-36	
	$\sigma_{VK}$ N/mm <sup>2</sup>	$\rho = \frac{Y_K}{Y}$	$\sigma_{VK}$ N/mm <sup>2</sup>	$\rho = \frac{Y_K}{Y}$	$\sigma_{VK}$ N/mm <sup>2</sup>	$\rho = \frac{Y_K}{Y}$
160	160,0	1,667	160,0	1,667	160,0	1,667
170	170,0	1,667	170,0	1,667	170,0	1,667
180	180,0	1,694	180,0	1,667	180,0	1,667
190	190,0	1,732	190,0	1,667	190,0	1,667
200	200,0	1,770	200,0	1,667	200,0	1,667
210	209,8	1,806	210,0	1,673	210,0	1,667
220	215,5	1,808	220,0	1,705	220,0	1,667
230	219,2	1,797	230,0	1,738	230,0	1,667
240	222,2	1,782	240,0	1,770	240,0	1,667
250	224,6	1,765	246,8	1,780	250,0	1,667
260	226,6	1,747	251,1	1,773	260,0	1,667
270	228,4	1,729	254,4	1,762	270,0	1,686
280	230,0	1,712	257,1	1,748	280,0	1,713
290	231,4	1,696	259,5	1,733	289,8	1,738
300	232,6	1,680	261,5	1,718	296,2	1,744
320	234,8	1,650	264,9	1,689	304,1	1,730
340	236,7	1,623	267,7	1,661	309,5	1,708
360	238,2	1,599	270,0	1,635	313,8	1,684
380	239,6	1,577	272,0	1,612	317,3	1,660
400	240,8	1,557	273,7	1,590	320,2	1,637
420	241,9	1,539	275,2	1,570	322,7	1,616
440	242,8	1,522	276,6	1,552	324,8	1,596
460	243,7	1,507	277,8	1,535	326,8	1,577
480	244,4	1,493	278,8	1,520	328,5	1,560
500	245,1	1,480	279,8	1,505	330,0	1,544
550	246,6	1,452	281,9	1,474	333,2	1,509
600	247,8	1,428	283,6	1,448	335,8	1,479
650	248,9	1,408	285,0	1,426	337,9	1,454
700	249,7	1,391	286,1	1,408	339,7	1,433
800	251,1	1,364	288,0	1,377	342,5	1,398
1 000	252,9	1,325	290,5	1,335	346,2	1,351
2 000	256,6	1,247	295,4	1,251	353,3	1,256
$\infty$	260,0	1,000	300,0	1,000	360,0	1,000

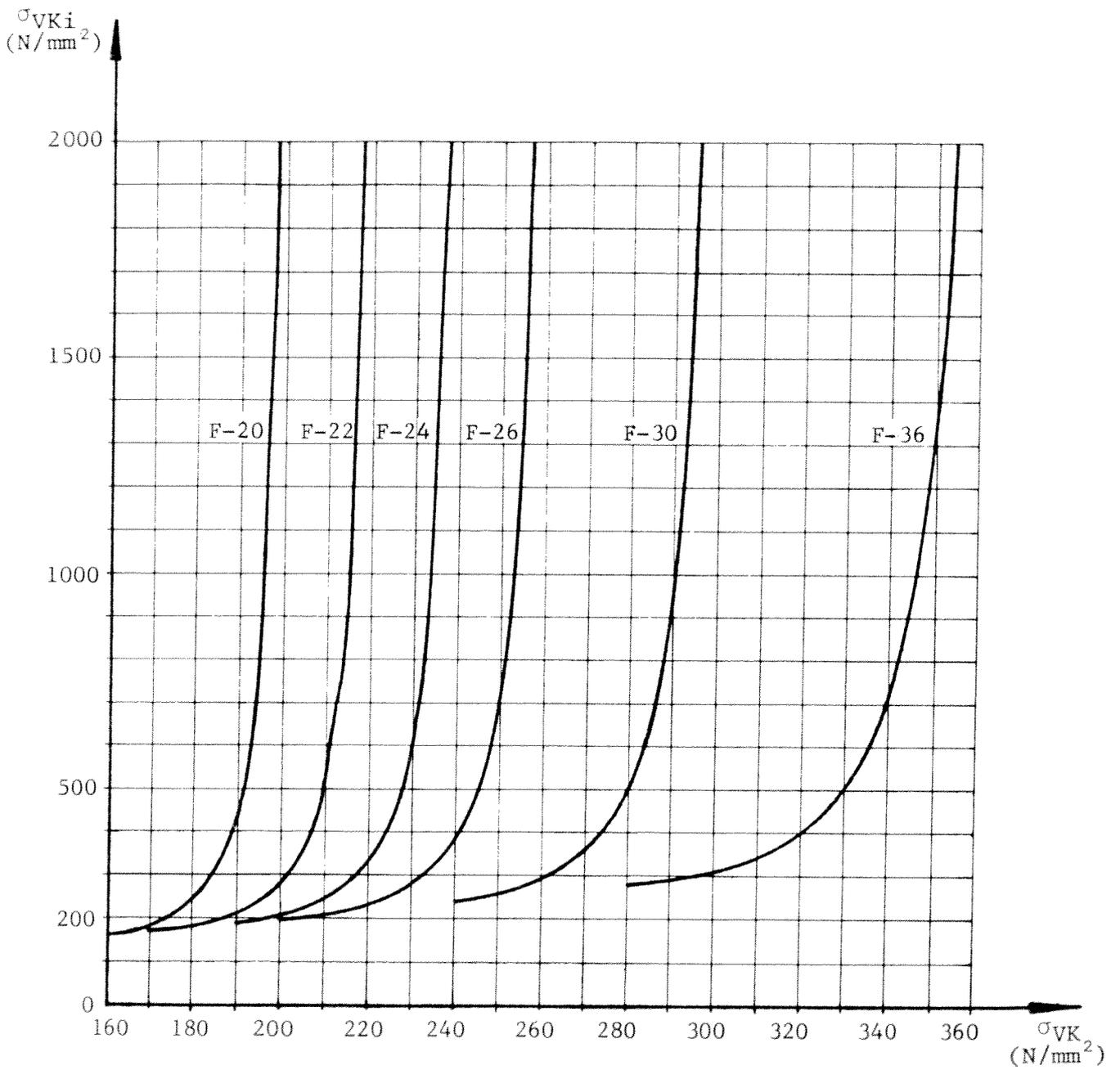
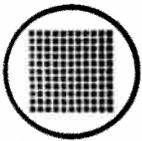


Figura 21

\*\*\*\*\*



**INTI**  
Instituto Nacional  
de Tecnología Industrial

Recomendación CIRSOC 301-2



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

# Métodos Simplificados, Admitidos para el Cálculo de las Estructuras Metálicas

Julio 1982

**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**

© 1996

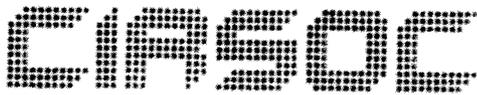
**Editado por INTI**

**INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGIA INDUSTRIAL**

**Av. Leandro N. Alem 1067 - 7° piso - Buenos Aires. Tel. 313-3013**

**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.**



## **ORGANISMOS PROMOTORES**

Ministerio de Obras y Servicios Públicos  
Instituto Nacional de Tecnología Industrial  
Ministerio de Obras Públicas de la Provincia de Buenos Aires  
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

## **MIEMBRO ADHERENTE**

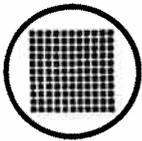
Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas

\*\*

## **ASESORES QUE INTERVINIERON EN LA REDACCION DE LA RECOMENDACION CIRSOC 301-2**

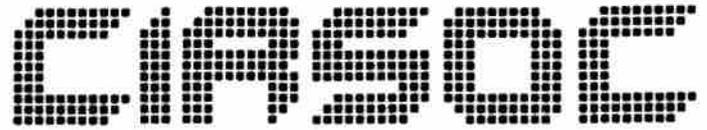
Coordinador: Ing. César J. Vasino (t)

\*\*



**INTI**  
Instituto Nacional  
de Tecnología Industrial

Recomendación CIRSOC 301-2



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

# Métodos Simplificados, Admitidos para el Cálculo de las Estructuras Metálicas

Julio 1982

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

## INDICE

CAPITULO 1. CALCULO DE VIGAS SOLICITADAS A FLEXION EN DOS PLANOS ORTOGONALES	1
CAPITULO 2. MOMENTOS DE CALCULO Y REACCIONES DE APOYO EN VIGAS CONTINUAS	5
2.1. Introducción	5
2.2. Momento de cálculo en vigas continuas	5
2.3. Reacciones de apoyo en vigas continuas	15
CAPITULO 3. MODULOS RESISTENTES DE VIGAS SOLICITADAS A FLEXION	17

## CAPITULO 1. CALCULO DE VIGAS SOLICITADAS A FLEXION EN DOS PLANOS ORTOGONALES

Cuando el elemento resistente se halle sometido a flexión en dos planos longitudinales y, z, con momentos flexores  $M_y$ ,  $M_z$ ; según los ejes principales de inercia de la sección (y,z); a los efectos del cálculo se podrá sustituir por un estado de flexión simple representado por un solo momento flexor  $(M \text{ calc})_y$  según el eje y, o en su defecto uno de valor  $(M \text{ calc})_z$  según el eje z, cuyos valores podrán calcularse con las expresiones siguientes:

$$(M \text{ calc})_y = \alpha_y M_y$$

$$(M \text{ calc})_z = \alpha_z M_z$$

siendo:

$M_y$  la proyección del momento que solicita a la sección, sobre el eje y;

$M_z$  la proyección del momento que solicita a la sección, sobre el eje z;

$(M \text{ calc})_y$  el momento según el eje y con el cual se obtiene una sección igual a la que se obtendría calculando con  $M_y$ ,  $M_z$  actuando simultáneamente (flexión oblicua);

$(M \text{ calc})_z$  el momento según el eje z con el cual se obtiene una sección igual a la que se obtendría calculando con  $M_y$ ,  $M_z$  actuando simultáneamente (flexión oblicua);

$A_a$  el área del alma de la sección (dirección z);

$A$  el área total de la sección;

$I_y$  el momento de inercia según el eje y;

$I_z$  el momento de inercia según el eje z;

$W_y$  el módulo resistente de la sección según el eje y;

$W_z$  el módulo resistente de la sección según el eje z.

Para cálculo elástico los coeficientes  $\alpha_y$ ;  $\alpha_z$  se obtienen de la tabla 1 o de las siguientes expresiones:

$$\alpha_y = 1 + \frac{W_y}{W_z} \frac{M_z}{M_y}$$

$$\alpha_z = 1 + \frac{W_z}{W_y} \frac{M_y}{M_z}$$

Tabla 1. Valores de  $\alpha_y$  (superior),  $\alpha_z$  (inferior) en cálculo elástico.

$M_y/M_z$ \ $W_y/W_z$	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00
1,00	2,00 2,00	3,00 1,50	4,00 1,33	5,00 1,25	6,00 1,20
2,00	1,50 3,00	2,00 2,00	2,50 1,67	3,00 1,50	3,50 1,40
3,00	1,33 4,00	1,67 2,50	2,00 2,00	2,33 1,75	2,67 1,60
4,00	1,25 5,00	1,50 3,00	1,75 2,33	2,00 2,00	2,25 1,80
5,00	1,20 6,00	1,40 3,50	1,60 2,67	1,80 2,25	2,00 2,00

Para cálculo plástico los coeficientes  $\alpha_y$ ;  $\alpha_z$  se obtienen de la tabla 2 aplicando el siguiente criterio:

$$\left( \frac{M_y}{M_z} \right) \geq \left( \frac{M_y}{M_z} \right)^* \quad \phi \geq \phi^* \quad \theta \leq \theta_0 \quad \text{Usar } \alpha_y$$

$$\left( \frac{M_y}{M_z} \right) \leq \left( \frac{M_y}{M_z} \right)^* \quad \phi \leq \phi^* \quad \theta \geq \theta_0 \quad \text{Usar } \alpha_z$$

donde:

$$\left( \frac{M_y}{M_z} \right)^* = + \frac{b t}{(b_0 - d)d}$$

es la relación de momentos que produce que el eje neutro forme un  $\theta_0$  con el eje y.

Los valores de  $t$ ,  $d$ ,  $b_0$ ,  $b$ ,  $h$ ,  $\phi^*$ ,  $\theta_0$  se indican en las figuras 1 y 2.

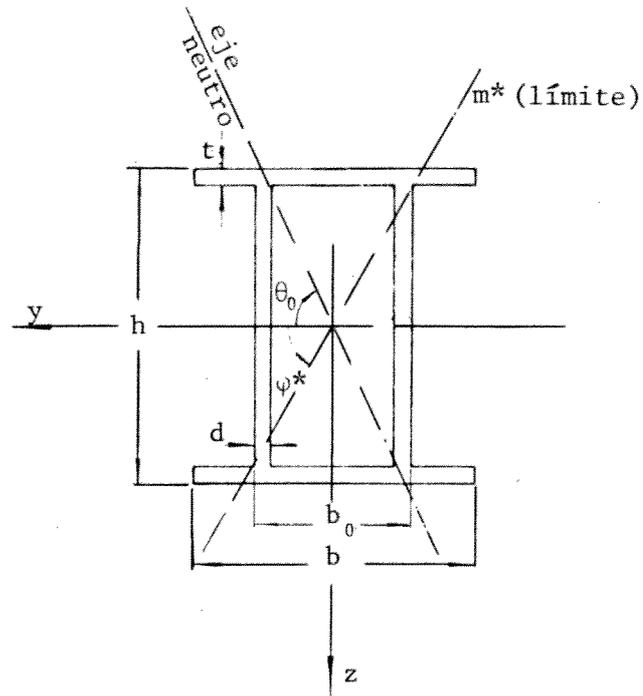


Figura 1.

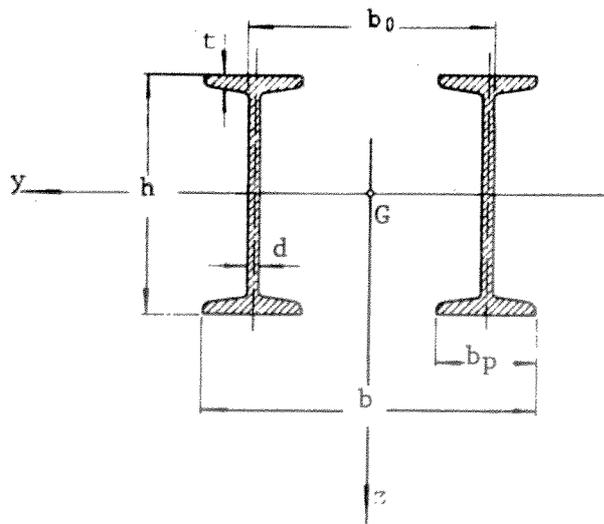


Figura 2

Tabla 2. Valores de  $\alpha_y$  (superior) y  $\alpha_z$  (inferior) en cálculo plástico para secciones bisimétricas construídas con elementos de pared delgada

$I_y/I_z$	$M_y/M_z$	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0
	$A_a/A$									
0,75	0,20	4,09 1,02	2,35 1,08	1,79 1,16	1,52 1,26	1,37 1,37	1,11 2,02	1,05 2,71	1,03 3,41	1,02 4,12
	0,40	4,12 1,03	2,36 1,10	1,80 1,21	1,53 1,34	1,37 1,48	1,12 2,26	1,05 3,09	1,03 3,92	1,02 4,76
	0,60	4,16 1,04	2,38 1,15	1,81 1,29	1,53 1,46	1,38 1,64	1,12 2,60	1,06 3,60	1,03 4,61	1,02 5,62
	0,80	4,21 1,07	2,40 1,25	1,82 1,47	1,55 1,72	1,39 1,97	1,12 3,31	1,06 4,68	1,03 6,06	1,02 7,44
1,0	0,20	4,86 1,02	2,72 1,07	2,03 1,15	1,69 1,24	1,50 1,35	1,16 1,95	1,08 2,61	1,04 3,28	1,03 3,95
	0,40	4,86 1,02	2,72 1,09	2,03 1,19	1,69 1,31	1,50 1,44	1,16 2,17	1,08 1,94	1,04 3,73	1,03 4,52
	0,60	4,86 1,04	2,72 1,13	2,03 1,26	1,69 1,41	1,50 1,58	1,16 2,47	1,08 3,41	1,04 4,35	1,03 5,30
	0,80	4,86 1,06	2,72 1,22	2,03 1,42	1,69 1,65	1,50 1,88	1,16 3,13	1,08 4,40	1,04 5,68	1,03 6,97
1,5	0,20	6,53 1,02	3,55 1,06	2,57 1,13	2,08 1,21	1,80 1,31	1,28 1,87	1,14 2,48	1,00 3,10	1,05 3,72
	0,40	6,40 1,02	3,48 1,08	2,52 1,16	2,05 1,27	1,78 1,39	1,27 2,04	1,14 2,75	1,08 3,46	1,05 4,19
	0,60	6,25 1,03	3,41 1,11	2,47 1,22	2,02 1,35	1,75 1,50	1,26 2,30	1,13 3,15	1,08 4,00	1,05 4,86
	0,80	6,06 1,05	3,31 1,18	2,41 1,36	1,97 1,56	1,72 1,77	1,25 2,88	1,12 4,03	1,07 5,18	1,05 6,34
2,0	0,20	8,73 1,01	4,64 1,06	3,28 1,12	2,61 1,20	2,22 1,28	1,46 1,81	1,24 2,38	1,15 2,96	1,10 3,56
	0,40	8,26 1,02	4,41 1,07	3,13 1,15	2,50 1,24	2,13 1,35	1,42 1,95	1,22 2,61	1,13 3,27	1,09 3,95
	0,60	7,76 1,03	4,16 1,09	2,97 1,19	2,38 1,31	2,03 1,45	1,38 2,18	1,20 2,96	1,12 3,75	1,08 4,55
	0,80	7,23 1,04	3,89 1,16	2,79 1,32	2,25 1,50	1,93 1,69	1,34 2,71	1,17 3,77	1,10 4,84	1,07 5,91
3,0	0,20	23,01 1,01	11,76 1,04	8,02 1,10	6,15 1,16	5,03 1,24	2,80 1,69	2,08 2,20	1,73 2,71	1,53 3,25
	0,40	15,51 1,01	8,02 1,05	5,52 1,12	4,28 1,19	3,54 1,28	2,08 1,80	1,62 2,37	1,40 2,96	1,28 3,55
	0,60	11,97 1,02	6,25 1,07	4,35 1,16	3,41 1,25	2,85 1,37	1,75 2,00	1,41 2,68	1,26 3,37	1,18 4,07
	0,80	9,70 1,04	5,12 1,13	3,60 1,26	2,85 1,41	2,40 1,58	1,55 2,48	1,29 3,42	1,18 4,36	1,12 5,31
4,0	0,60	23,42 1,01	11,97 1,06	8,15 1,12	6,25 1,20	5,11 1,29	2,85 1,82	2,11 2,40	1,75 3,00	1,54 3,60
	0,80	2,76 1,03	6,64 1,11	4,61 1,22	3,60 1,35	3,00 1,50	1,82 2,30	1,46 3,15	1,29 4,00	1,20 4,86

## CAPITULO 2. MOMENTOS DE CALCULO Y REACCIONES DE APOYO EN VIGAS CONTINUAS

### 2.1. INTRODUCCION

En estructuras de acero es frecuente la adaptación de viguetas de techo, correas y vigas principales a vigas continuas y por ello el análisis del momento de cálculo y reacciones de apoyo en vigas continuas por métodos exactos y aproximados requiere atención especial.

El objeto de esta recomendación es el establecer métodos expeditivos que permitan determinar el momento de cálculo y reacciones de vínculo en vigas continuas.

### 2.2. MOMENTO DE CALCULO EN VIGAS CONTINUAS

2.2.1. En los casos de vigas continuas de sección constante de 3 o más apoyos, con luces en los distintos tramos aproximadamente iguales (cociente de valor menor respecto al valor mayor superior a 0,9) como en vigas continuas de entresijos, correas y vigas principales es admisible el empleo de métodos aproximados que asimilen el elemento o viga continua de tramos iguales para los cuales el momento flexor de cálculo se obtiene por:

$$M_{\text{calc.}} = \frac{(p + g) l^2}{k}$$

siendo:

- p las acciones variables;
- g las acciones permanentes;
- l la distancia entre apoyos del tramo;
- k la constante que se obtiene de la tabla 3.

Tabla 3

Tramo	k	
	Cálculo elástico	Cálculo Plástico
Extremo	9	11
Interior	9	16

En el caso en que la relación de luces en los distintos tramos difiera de la condición anterior (luz menor  $\leq 0,9$  luz mayor) el valor de k debe ser adoptado de la tabla 4.

Tabla 4. Valores del coeficiente k.

Valores de k ( $M_{calc} = \frac{(p + g) l^2}{k}$ )									
$\frac{\text{luz del tramo}}{\text{luz tramo adyacente}}$		0,5	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	2,0
Cálc. Elástico	Tramo Extremo	3	5	7	9	10	11	11	11
	Tramo Interior	3	4	7	9	11	12	12	14
Cálc. Plástico	Tramo Extremo	11 <sup>**</sup>	11 <sup>*</sup>	11	11	11	11	11	11
	Tramo Interior	16	16	16	16	16	16	16	16

\* El valor de k puede ser elevado a 12 cuando la acción variable es inferior al 25% de la acción permanente.

\*\* El valor de k puede ser elevado a 12 cuando la acción variable es inferior al 67% de la acción permanente y puede ser elevado a 13 cuando la acción variable es inferior al 25% de la acción permanente.

2.2.2. Para otras condiciones de carga el diagrama de momentos del tramo de la viga continua puede ser obtenido en forma aproximada por las expresiones que se presentan a continuación. El mayor valor absoluto del mismo será adoptado como momento de cálculo elástico. Para el cálculo plástico el diagrama permite definir la posición de las articulaciones plásticas que conducen al mecanismo de viga del tramo y con este el valor de la carga máxima o del momento de cálculo plástico.

Tramo extremo:

$$M(x) = M_0(x) - \alpha_a M_a \frac{x}{l}$$

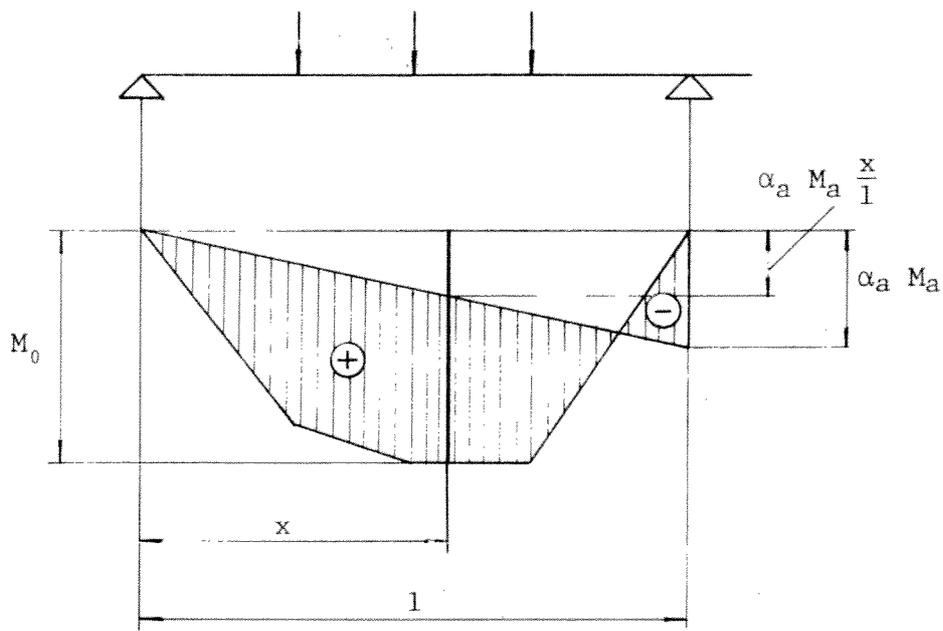


Figura 3

Tramo interior:

$$M(x) = M_0(x) - \alpha_b M_b \left(1 - \frac{x}{l}\right) - \alpha_c M_c \frac{x}{l}$$

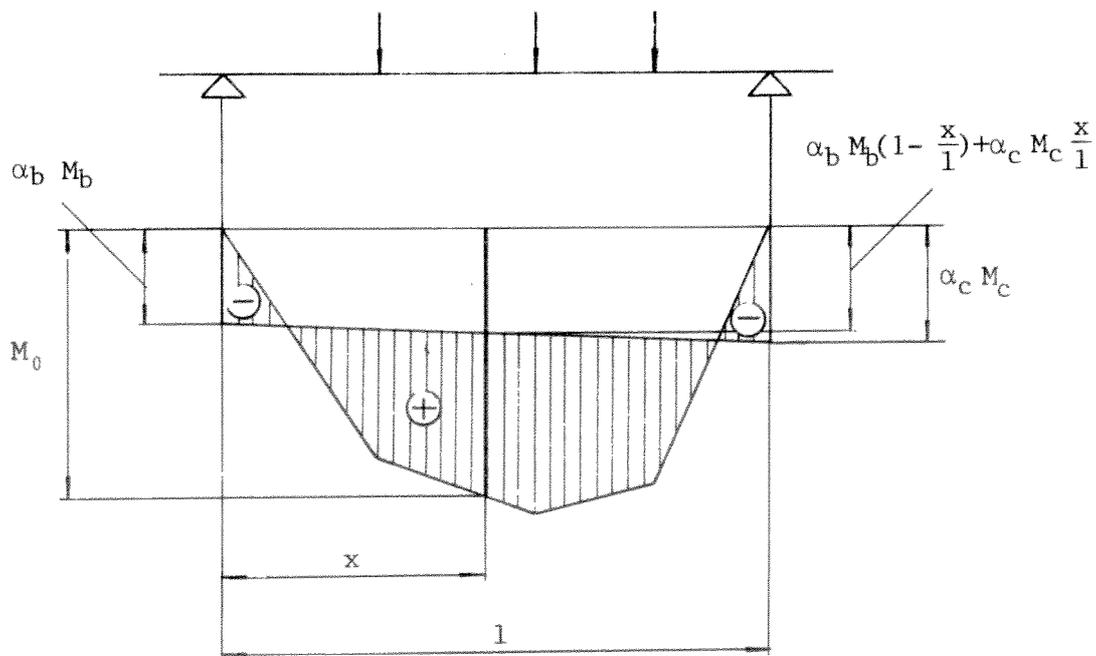


Figura 4

siendo:

$M_0(x)$  el diagrama de momentos flexores en el tramo supuesto simplemente apoyado;

$M_a$  el momento del empotramiento en el tramo extremo, apoyado en el apoyo extremo y supuesto empotrado en el apoyo interior;

$M_b, M_c$  los momentos de empotramiento en ambos extremos del tramo interior, supuestos empotrados;

$\alpha_a, \alpha_b, \alpha_c$  coeficiente a tomar de tabla 5.

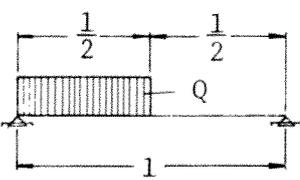
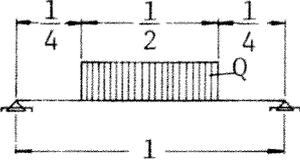
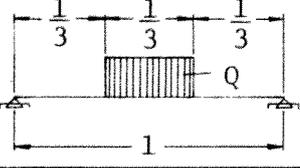
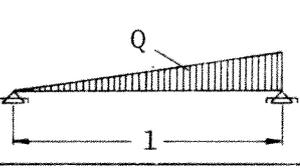
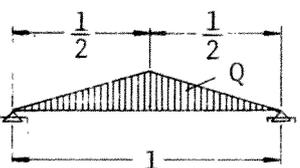
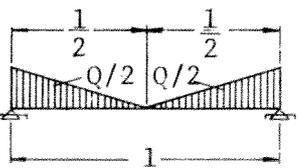
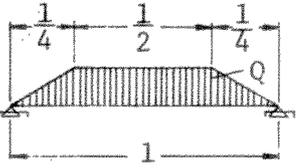
Tabla 5. Valores de los coeficientes  $\alpha_a, \alpha_b, \alpha_c$ .

Estado de carga de la viga continua	Coeficiente	longitud del tramo long. del tramo adyacente								
		0,5	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Carga sólo en el tramo de cálculo	$\alpha_a$	0,38	0,42	0,48	0,53	0,58	0,61	0,64	0,66	0,69
	$\alpha_b, \alpha_c$	0,43	0,47	0,54	0,60	0,64	0,68	0,71	0,73	0,75
Carga común en todos los tramos	$\alpha_a$	2,25	1,61	1,03	0,80	0,70	0,66	0,64	0,64	0,64
	$\alpha_b, \alpha_c$	3,86	2,67	1,61	1,20	1,02	0,92	0,88	0,85	0,85

Las tablas 6 y 6(a) presentan los valores del momento de cálculo determinados por aplicación del procedimiento aproximado anterior para los casos más comunes de la técnica.

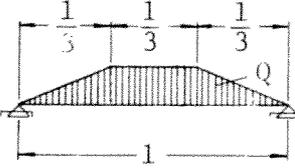
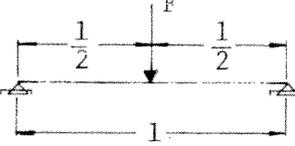
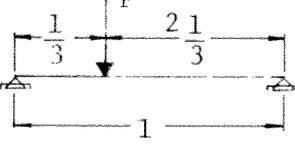
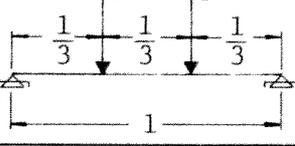
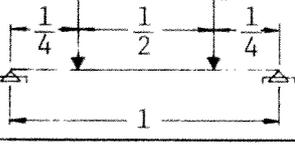
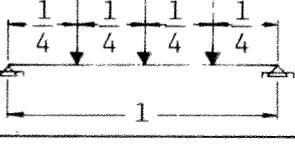
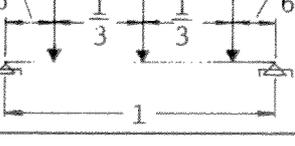
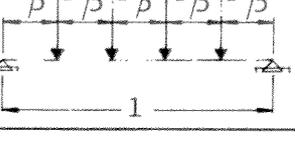
La tabla 7 presenta los valores del momento de colapso determinados por aplicación del mismo procedimiento para los casos más comunes de carga en la viga continua con cualquier relación de luces, para el cálculo plástico.

Tabla 6. Expresiones del momento de cálculo en la viga continua de luces iguales para el cálculo elástico.

N°	Estado de Carga	Carga	Tramo extremo		Tramo interior
					
1		Sólo en el tramo	0,1197 Ql	0,0954 Ql	0,0862 Ql
		En todos los tramos	0,1097 Ql	0,1125 Ql	0,1375 Ql
2		Sólo en el tramo	0,1440 Ql	-----	0,1187 Ql
		En todos los tramos	0,1374 Ql	-----	0,1375 Ql
3		Sólo en el tramo	0,1620 Ql	-----	0,1361 Ql
		En todos los tramos	0,1444 Ql	-----	0,1443 Ql
4		Sólo en el tramo	0,0897 Ql	0,0696 Ql	0,0770 Ql
		En todos los tramos	0,1066 Ql	0,0933 Ql	0,1200 Ql
5		Sólo en el tramo	0,1270 Ql	-----	0,1040 Ql
		En todos los tramos	0,1250 Ql	-----	0,1250 Ql
6		Sólo en el tramo	0,0637 Ql	-----	0,0500 Ql
		En todos los tramos	0,0750 Ql	-----	0,0500 Ql
7		Sólo en el tramo	0,1157 Ql	-----	0,0933 Ql
		En todos los tramos	0,1187 Ql	-----	0,1186 Ql

(Continúa)

Tabla 6. (Continuación)

N°	Estado de Carga	Carga	Tramo extremo		Tramo interior
					
8		Sólo en el tramo	0,1214 Q1	-----	0,0985 Q1
		En todos los tramos	0,1222 Q1	-----	0,1228 Q1
9		Sólo en el tramo	0,2003 F1	-----	0,1750 F1
		En todos los tramos	0,1750 F1	-----	0,1500 F1
10		Sólo en el tramo	0,1960 F1	0,1568 F1	0,1481 F1
		En todos los tramos	0,1827 F1	0,1481 F1	0,1778 F1
11		Sólo en el tramo	0,2744 F1	-----	0,2000 F1
		En todos los tramos	0,2667 F1	-----	0,2667 F1
12		Sólo en el tramo	0,2127 F1	-----	0,1375 F1
		En todos los tramos	0,2250 F1	-----	0,2250 F1
13		Sólo en el tramo	0,3758 F1	-----	0,3125 F1
		En todos los tramos	0,3750 F1	-----	0,3750 F1
14		Sólo en el tramo	0,3118 F1	-----	0,2583 F1
		En todos los tramos	0,3166 F1	-----	0,3167 F1
15		Sólo en el tramo	0,4728 F1	-----	0,3600 F1
		En todos los tramos	0,4800 F1	-----	0,4800 F1

(Continúa)

Tabla 6. (Continuación)

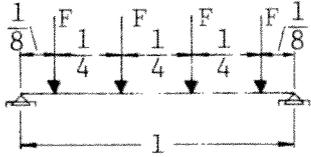
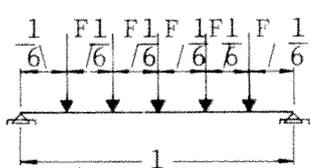
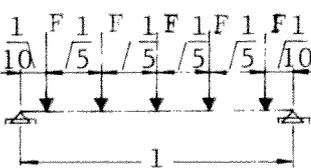
N°	Estado de Carga	Carga	Tramo extremo		Tramo interior
					
16		Sólo en el tramo	0,3975 F1	-----	0,2938 F1
		En todos los tramos	0,4125 F1	-----	0,4124 F1
17		Sólo en el tramo	0,5568 F1	-----	0,4583 F1
		En todos los tramos	0,5832 F1	-----	0,5833 F1
18		Sólo en el tramo	0,4811 F1	-----	0,3950 F1
		En todos los tramos	0,5100 F1	-----	0,5100 F1

Tabla 6(a)

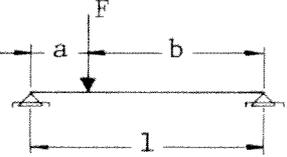
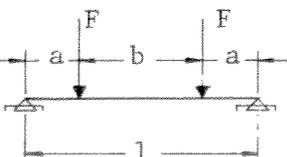
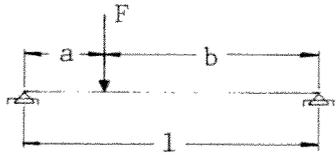
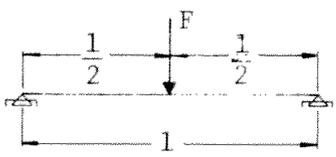
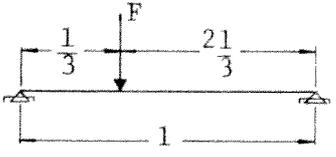
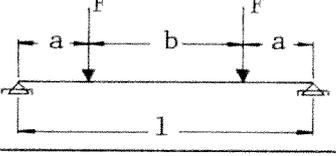
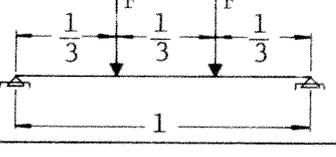
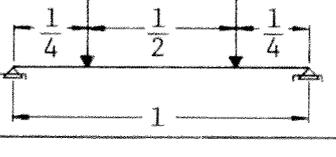
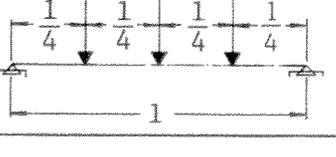
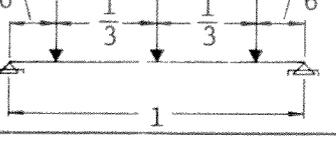
N°	Estado de Carga	Carga	Tramo extremo		Tramo interior
					
1		Sólo en el tramo	$\frac{Fab}{l^3}(1^2 - 0,265al - 0,265a^2)$ para $\frac{a}{l} < 0,94$ $0,265 Fa(1^2 - a^2)$ para $\frac{a}{l} \geq 0,94$	$\frac{Fab}{l^3}(1^2 - 0,60bl - 0,60a^2 + 0,60ab)$ para $0,12 < \frac{a}{l} \leq 0,88$ $\frac{0,60 Fa^2b}{l^2}$ para $\frac{a}{l} \geq 0,88$ $\frac{0,60 Fab^2}{l^2}$ para $\frac{a}{l} \leq 0,12$	
		En todos los tramos	$\frac{Fab}{l^3}(1^2 - 0,4al - 0,4a^2)$ para $\frac{a}{l} \leq 0,58$ $0,4 \frac{Fa(1^2 - a^2)}{l^2}$ para $\frac{a}{l} \geq 0,58$	$\frac{1,2 Fa^2b}{l^2}$ para $\frac{a}{l} \geq 0,5$ $\frac{1,2 Fab^2}{l^2}$ para $\frac{a}{l} \leq 0,5$	
2		Sólo en el tramo	$\frac{Fa}{l^2}(1^2 - 0,795a(1-a))$	$\frac{Fa}{l}(1 - 0,6(1-a))$ para $\frac{a}{l} \geq 0,17$ $0,6 \frac{Fa(1-a)}{l}$ para $\frac{a}{l} \leq 0,17$	
		En todos los tramos	$\frac{Fa}{l^2}(1^2 - 1,2a(1-a))$ para $\frac{a}{l} \geq 0,41$ $1,2 \frac{Fa(1-a)}{l}$ para $\frac{a}{l} \leq 0,41$	$1,2 \frac{Fa(1-a)}{l}$	

Tabla 7. Expresiones del Momento de colapso en la viga continua para cálculo plástico.

N°	Estado de Carga	Tramo extremo		Tramo interior
1		0,1171 Ql	0,0897 Ql	0,0728 Ql
2		0,1386 Ql	0,1386 Ql	0,1016 Ql
3		0,1561 Ql	0,1561 Ql	0,1181 Ql
4		0,0850 Ql	0,1008 Ql	0,0641 Ql
5		0,1221 Ql	0,1221 Ql	0,0885 Ql
6		0,0615 Ql	0,0615 Ql	0,0365 Ql
7		0,1112 Ql	0,1112 Ql	0,0786 Ql
8		0,1167 Ql	0,1167 Ql	0,0833 Ql

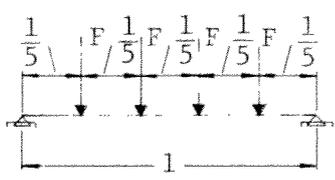
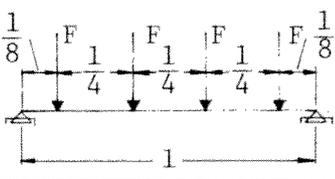
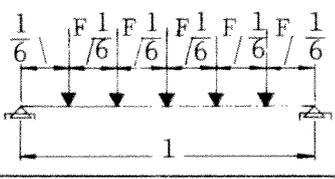
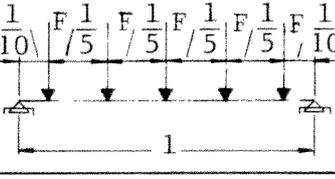
(Continúa)

Tabla 7 (Continuación)

N°	Estado de Carga	Tramo extremo		Tramo interior
				
9		$\frac{F \cdot a \cdot b (l^2 - 0,3a \cdot l - 0,3a^2)}{l^3}$	$\frac{F \cdot a \cdot b (l^2 - 0,3ab - 0,6b^2)}{l^3}$	$\frac{F \cdot a \cdot b (l^2 - 0,75b^2 - 0,75a^2)}{l^3}$
10		0,1938 F l	0,1938 F l	0,1563 F l
11		0,1926 F l	0,1481 F l	0,1296 F l
12		$\frac{F \cdot a (l^2 - 0,9al + 0,9 \cdot a^2)}{l^2}$	$\frac{F \cdot a (l^2 - 0,9al + 0,9 \cdot a^2)}{l^2}$	$\frac{F \cdot a (1 + 3a)}{4 \cdot l}$
13		0,2667 F l	0,2667 F l	0,1667 F l
14		0,2078 F l	0,2078 F l	0,1094 F l
15		0,3594 F l	0,3594 F l	0,2656 F l
16		0,2979 F l	0,2979 F l	0,2188 F l

(Continúa)

Tabla 7 (Continuación)

N°	Estado de Carga	Tramo extremo		Tramo interior
				
17		0,4560 F1	0,4560 F1	0,3000 F1
18		0,3840 F1	0,3840 F1	0,2422 F1
19		0,5313 F1	0,5313 F1	0,3854 F1
20		0,4588 F1	0,4588 F1	0,3313 F1

Q: resultante de carga distribuida.

### 2.3. REACCIONES DE APOYO EN VIGAS CONTINUAS

Para las vigas continuas con carga uniformemente distribuida las fuerzas ejercidas sobre los apoyos  $R_{\min}$  y las fuerzas de levantamiento en los apoyos  $R_{\max}$  se debe calcular con la expresión:

$$R_{\min} = k_1 \cdot q \cdot l$$

$$R_{\max} = k_2 \cdot q \cdot l$$

Los valores de  $k_1$  y  $k_2$  deben ser adoptados de la tabla 8.

Siendo:

- la acción de presión sobre el apoyo;
- + la acción de levantamiento del apoyo.

Tabla 8. Valores de  $k_1$  (superior) y  $k_2$  (inferior).

$\rho$	Cálculo Elástico				Cálculo Plástico	
	Apoyo Extremo		Apoyo Intermedio		Apoyo Extremo	Apoyo Intermedio
	Acciones Variables	Acciones permanentes	Acciones Variables	Acciones permanentes	Acciones variables + Acciones permanentes	Acciones variables + Acciones permanentes
0,5	-0,469	-0,219	-1,514	-0,661	-0,500	-1,500
	+0,250	-0,219	+0,186	-0,661	+0,250	+0,186
0,6	-0,464	-0,299	-1,240	-0,633	-0,500	-1,333
	+0,165	-0,299	+0,150	-0,633	+0,165	+0,150
0,8	-0,457	-0,372	-0,893	-0,607	-0,500	-1,125
	+0,085	-0,372	+0,108	-0,607	+0,085	+0,108
1,0	-0,450	-0,400	-0,683	-0,600	-0,500	-1,000
	+0,050	-0,400	+0,083	-0,600	+0,050	+0,083
1,2	-0,444	-0,412	-0,544	-0,601	-0,500	-0,917
	+0,032	-0,412	+0,068	-0,601	+0,032	+0,068
1,4	-0,440	-0,418	-0,446	-0,608	-0,500	-0,857
	+0,022	-0,418	+0,057	-0,608	+0,022	+0,057
1,6	-0,435	-0,420	-0,373	-0,617	-0,500	-0,813
	+0,016	-0,420	+0,050	-0,617	+0,016	+0,050
1,8	-0,432	-0,420	-0,317	-0,628	-0,500	-0,778
	+0,012	-0,420	+0,044	-0,628	+0,012	+0,044
2,0	-0,429	-0,420	-0,213	-0,641	-0,500	-0,750
	+0,009	-0,420	+0,039	-0,641	+0,009	+0,039

siendo:

$$\rho = \frac{\text{luz del tramo}}{\text{luz del tramo adyacente}}$$

### CAPITULO 3. MODULOS RESISTENTES DE VIGAS SOLICITADAS A FLEXION

Los módulos resistentes de vigas solicitadas a flexión pueden calcularse con:

$$W_c = \beta_c \frac{I}{a_c} \quad (\text{compresión})$$

$$W_t = \beta_t \frac{I}{a_t} \quad (\text{tracción})$$

$$W^P = \theta \frac{I}{h/2}$$

siendo:

- I el momento de inercia de la sección total respecto del eje baricéntrico;
- $a_c$ ,  $a_t$  las distancias desde las fibras extremas comprimidas y traccionadas respectivamente al eje baricéntrico;
- $\beta_c$ ,  $\beta_t$  los coeficientes que se obtienen de la tabla 9;
- h la altura del perfil;
- $\theta$  el coeficiente que se obtiene de la tabla 10.

Tabla 9. Valores de  $\beta_t$  (superior) y de  $\beta_c$  (inferior). Para  $\frac{t}{h} = 0,0645$  <sup>(1)</sup>Tabla 9a. Para  $\frac{A_a}{A} = 0,1$ 

$\frac{A_t}{A_c}$ \ $\frac{\Delta A}{A}$	0,200	0,400	0,600	0,800	1,000	1,200	1,400	1,600	1,800	2,000
0,02	0,843 1,191	0,899 1,067	0,925 1,028	0,944 1,009	0,960 0,997	0,973 0,989	0,986 0,984	0,998 0,980	1,009 0,977	1,021 0,974
0,04	0,725 1,178	0,827 1,058	0,871 1,022	0,899 1,004	0,919 0,994	0,937 0,987	0,952 0,982	0,966 0,978	0,979 0,976	0,991 0,973
0,06	0,606 1,160	0,755 1,047	0,816 1,015	0,853 0,999	0,879 0,990	0,900 0,984	0,918 0,980	0,933 0,977	0,948 0,975	0,962 0,973
0,08	0,487 1,134	0,682 1,034	0,761 1,007	0,806 0,994	0,838 0,987	0,863 0,982	0,883 0,978	0,901 0,975	0,917 0,973	0,932 0,972
0,10	0,367 1,091	0,610 1,017	0,706 0,998	0,760 0,988	0,797 0,983	0,826 0,979	0,849 0,976	0,869 0,974	0,886 0,972	0,903 0,971
0,12	0,247 1,014	0,537 0,997	0,650 0,987	0,714 0,981	0,757 0,978	0,789 0,975	0,815 0,974	0,836 0,972	0,856 0,971	0,873 0,970
0,14	—	0,464 0,971	0,595 0,975	0,667 0,974	0,716 0,973	0,752 0,972	0,780 0,971	0,804 0,971	0,825 0,970	0,843 0,969
0,16	—	0,390 0,937	0,539 0,960	0,621 0,965	0,675 0,967	0,714 0,968	0,745 0,969	0,771 0,969	0,794 0,969	0,813 0,969

Tabla 9b. Para  $\frac{A_a}{A} = 0,2$ 

$\frac{A_t}{A_c}$ \ $\frac{\Delta A}{A}$	0,200	0,400	0,600	0,800	1,000	1,200	1,400	1,600	1,800	2,000
0,02	0,808 1,390	0,868 1,138	0,904 1,058	0,933 1,019	0,958 0,995	0,982 0,980	1,004 0,969	1,026 0,960	1,047 0,954	1,069 0,949
0,04	0,695 1,376	0,795 1,124	0,848 1,048	0,885 1,012	0,916 0,990	0,943 0,976	0,968 0,966	0,992 0,958	1,015 0,952	1,037 0,947
0,06	0,582 1,355	0,722 1,106	0,791 1,037	0,837 1,004	0,873 0,984	0,904 0,971	0,932 0,962	0,958 0,955	0,982 0,950	1,006 0,946
0,08	0,467 1,323	0,649 1,085	0,734 1,024	0,789 0,995	0,831 0,978	0,866 0,967	0,896 0,959	0,924 0,953	0,950 0,948	0,974 0,944
0,10	0,351 1,271	0,575 1,059	0,677 1,009	0,741 0,985	0,789 0,971	0,827 0,962	0,860 0,955	0,890 0,950	0,917 0,946	0,943 0,943
0,12	0,235 1,174	0,501 1,027	0,620 0,992	0,693 0,974	0,746 0,964	0,788 0,957	0,824 0,952	0,855 0,948	0,884 0,945	0,911 0,942
0,14	—	0,426 0,985	0,562 0,971	0,645 0,962	0,703 0,956	0,749 0,951	0,788 0,948	0,821 0,945	0,852 0,943	0,880 0,941
0,16	—	0,350 0,929	0,504 0,946	0,596 0,948	0,660 0,947	0,710 0,945	0,751 0,944	0,787 0,942	0,819 0,941	0,849 0,940

(1) Para valores de  $t/h \leq 0,1$  los valores de  $\beta_t$  y  $\beta_c$  son prácticamente independientes de  $t/h$

Tabla 9 c. Para  $\frac{A_a}{A} = 0,3$ 

$\frac{A_t}{A_c} \backslash \frac{\Delta A}{A}$	0,200	0,400	0,600	0,800	1,000	1,200	1,400	1,600	1,800	2,000
0,02	0,772 1,587	0,837 1,207	0,882 1,087	0,921 1,028	0,956 0,993	0,989 0,970	1,022 0,953	1,054 0,940	1,085 0,931	1,116 0,923
0,04	0,663 1,567	0,763 1,186	0,824 1,073	0,871 1,018	0,912 0,985	0,949 0,964	0,984 0,949	1,018 0,937	1,050 0,928	1,083 0,921
0,06	0,553 1,539	0,689 1,161	0,765 1,056	0,821 1,007	0,867 0,977	0,908 0,958	0,946 0,944	0,981 0,934	1,016 0,925	1,049 0,919
0,08	0,441 1,494	0,614 1,130	0,706 1,037	0,771 0,994	0,823 0,968	0,867 0,951	0,908 0,939	0,945 0,930	0,981 0,923	1,015 0,917
0,10	0,329 1,419	0,538 1,091	0,647 1,015	0,721 0,980	0,778 0,958	0,826 0,944	0,870 0,934	0,909 0,926	0,946 0,920	0,982 0,915
0,12	—	0,462 1,042	0,587 0,989	0,670 0,963	0,733 0,948	0,786 0,937	0,831 0,929	0,873 0,922	0,912 0,918	0,949 0,913
0,14	—	0,385 0,980	0,527 0,959	0,619 0,945	0,688 0,936	0,745 0,928	0,793 0,923	0,837 0,919	0,878 0,915	0,916 0,912
0,16	—	0,307 0,897	0,467 0,922	0,568 0,924	0,643 0,922	0,704 0,920	0,755 0,917	0,801 0,915	0,843 0,912	0,883 0,910

Tabla 9 d. Para  $\frac{A_a}{A} = 0,5$ 

$\frac{A_t}{A_c} \backslash \frac{\Delta A}{A}$	0,200	0,400	0,600	0,800	1,000	1,200	1,400	1,600	1,800	2,000
0,02	0,696 1,967	0,773 1,340	0,837 1,142	0,895 1,045	0,950 0,987	1,004 0,949	1,056 0,921	1,108 0,900	1,160 0,884	1,211 0,871
0,04	0,590 1,919	0,695 1,298	0,773 1,115	0,839 1,026	0,900 0,973	0,958 0,938	1,013 0,913	1,067 0,894	1,120 0,879	1,172 0,867
0,06	0,483 1,849	0,616 1,248	0,709 1,083	0,784 1,005	0,850 0,958	0,912 0,927	0,970 0,905	1,026 0,888	1,080 0,875	1,133 0,864
0,08	0,374 1,741	0,536 1,186	0,644 1,047	0,728 0,981	0,800 0,942	0,865 0,915	0,926 0,896	0,984 0,881	1,040 0,870	1,095 0,860
0,10	—	0,456 1,109	0,578 1,005	0,671 0,954	0,750 0,924	0,819 0,903	0,883 0,887	0,944 0,875	1,001 0,865	1,057 0,857
0,12	—	0,374 1,013	0,512 0,955	0,615 0,924	0,699 0,904	0,773 0,889	0,840 0,877	0,903 0,868	0,963 0,861	1,020 0,854
0,14	—	0,290 0,888	0,445 0,897	0,558 0,890	0,649 0,882	0,727 0,874	0,798 0,867	0,863 0,862	0,924 0,856	0,983 0,852
0,16	—	—	0,377 0,826	0,500 0,851	0,598 0,857	0,681 0,858	0,755 0,857	0,823 0,855	0,886 0,852	0,946 0,850

Tabla 9 e. Para  $\frac{Aa}{A} = 0,7$ 

$\frac{At}{Ac}$ $\frac{\Delta A}{A}$	0,200	0,400	0,600	0,800	1,000	1,200	1,400	1,600	1,800	2,000
0,02	0,614 2,313	0,705 1,459	0,788 1,190	0,866 1,057	0,941 0,978	1,015 0,925	1,088 0,887	1,160 0,859	1,232 0,837	1,303 0,819
0,04	0,506 2,191	0,619 1,380	0,715 1,140	0,801 1,024	0,883 0,954	0,961 0,908	1,037 0,874	1,111 0,849	1,185 0,829	1,257 0,812
0,06	—	0,531 1,284	0,641 1,084	0,736 0,987	0,824 0,928	0,906 0,889	0,986 0,860	1,063 0,838	1,138 0,821	1,212 0,807
0,08	—	0,442 1,167	0,566 1,018	0,671 0,945	0,765 0,900	0,852 0,869	0,935 0,846	1,014 0,828	1,092 0,813	1,167 0,801
0,10	—	—	0,490 0,942	0,605 0,898	0,705 0,869	0,798 0,847	0,884 0,831	0,967 0,817	1,047 0,805	1,124 0,796
0,12	—	—	—	0,538 0,846	0,646 0,835	0,744 0,824	0,834 0,815	0,920 0,806	1,002 0,798	1,081 0,791
0,14	—	—	—	—	0,587 0,797	0,690 0,800	0,785 0,798	0,874 0,795	0,958 0,791	1,040 0,787
0,16	—	—	—	—	—	0,636 0,773	0,736 0,781	0,828 0,784	0,916 0,784	1,000 0,783

Tabla 10. Valores de  $\theta$ 

$\frac{\Delta A}{A}$ \ $\frac{A_a}{A}$	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
0	1,038	1,091	1,167	1,236	1,500
0,02	1,012	1,062	1,132	1,241	1,438
0,04	0,978	1,028	1,093	1,194	1,373
0,06	0,938	0,991	1,054	1,143	1,304
0,08	0,891	0,949	1,007	1,089	1,231
0,10	0,837	0,903	0,958	1,031	1,155
0,12	0,775	0,854	0,907	0,971	1,075
0,14	0,707	0,800	0,852	0,907	0,992
0,16	0,650	0,742	0,793	0,840	0,905

siendo:

A el área de la sección total;

$\Delta A$  la suma de las áreas de los agujeros del ala traccionada de la sección;

$A_t$  el área traccionada de la sección;

$A_c$  el área comprimida de la sección;

$A_a$  el área de la sección del alma del perfil;

t el espesor de las alas;

h la altura del perfil.

\*\*\*\*\*