

Reglamento CIRSOC 303
Ministerio de Planificación Federal,
Inversión Pública y Servicios
Secretaría de Obras Públicas de la Nación

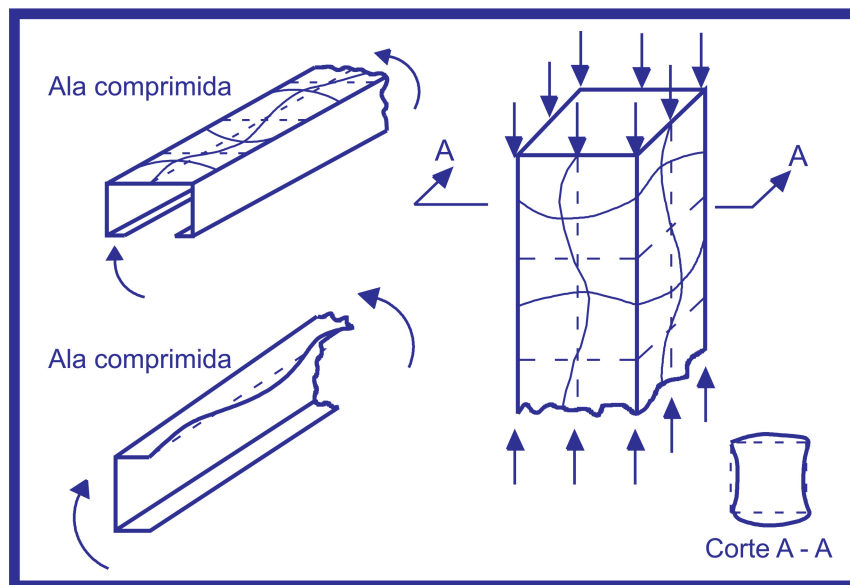
INTI

Instituto Nacional de
Tecnología Industrial



CIRSOC

Centro de Investigación de los
Reglamentos Nacionales de
Seguridad para las Obras Civiles



COMENTARIOS AL
REGLAMENTO ARGENTINO DE
ELEMENTOS ESTRUCTURALES
DE ACERO DE SECCIÓN ABIERTA
CONFORMADOS EN FRÍO

Julio 2009

**COMENTARIOS AL
REGLAMENTO ARGENTINO
DE ELEMENTOS
ESTRUCTURALES DE ACERO
DE SECCIÓN ABIERTA
CONFORMADOS EN FRÍO**

EDICIÓN JULIO 2009



**Av. Cabildo 65 Subsuelo Ala Savio
(C1426AAA) Buenos Aires – República Argentina
TELEFAX. (54 11) 4779-5271 / 4779-5273**

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

INTERNET: www.inti.gov.ar/cirsoc

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

Directora Técnica: Inga. Marta S. Parmigiani

Coordinadora Área Acciones: Inga. Alicia M. Aragno

Área Estructuras de Hormigón: Ing. Daniel A. Ortega

Área Administración, Finanzas y Promoción: Lic. Mónica B. Krotz

Área Venta de Publicaciones: Sr. Néstor D. Corti

© 2009

**Editado por INTI
INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGÍA INDUSTRIAL
Av. Leandro N. Alem 1067 – 7° piso - Buenos Aires. Tel. 4515-5001**

**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

Secretaría de Obras Públicas de la Nación
Subsecretaría de Vivienda de la Nación
Instituto Nacional de Tecnología Industrial
Instituto Nacional de Prevención Sísmica
Ministerio de Hacienda, Finanzas y Obras Públicas de la Provincia del Neuquén
Gobierno de la Ciudad de Buenos Aires
Dirección Nacional de Vialidad
Vialidad de la Provincia de Buenos Aires
Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas
Cámara Argentina de la Construcción
Consejo Profesional de Ingeniería Civil
Cámara Industrial de Cerámica Roja
Asociación de Fabricantes de Cemento Pórtland
Techint
Acindar
Instituto Argentino de Normalización
Consejo Vial Federal

MIEMBROS ADHERENTES

Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón
Asociación Argentina de Hormigón Estructural
Asociación Argentina de Hormigón Elaborado
Asociación Argentina del Bloque de Hormigón
Asociación de Ingenieros Estructurales
Cámara Argentina de Empresas de Fundaciones de Ingeniería Civil
Centro Argentino de Ingenieros
Instituto Argentino de Siderurgia
Telefónica de Argentina
Transportadora Gas del Sur
Sociedad Central de Arquitectos
Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica
Quasdam Ingeniería
Colegio de Ingenieros de la Provincia de Buenos Aires
Cámara Argentina del Aluminio y Metales Afines

**ASESORES QUE INTERVINIERON EN LA REDACCIÓN DE
LOS**

**COMENTARIOS AL
REGLAMENTO ARGENTINO
DE ELEMENTOS
ESTRUCTURALES DE ACERO
DE SECCIÓN ABIERTA
CONFORMADOS EN FRÍO**

CIRSOC 303

**Ing. Gabriel Troglia
Ing. Gustavo Darin
Ing. Daniel Troglia**

COMISION PERMANENTE DE ESTRUCTURAS DE ACERO DE INTI-CIRSOC

Coordinador

| | |
|--------------------------------|---|
| Ing. Gabriel R. Troglia | UNIVERSIDAD NACIONAL DE CORDOBA, DEPARTAMENTO ESTRUCTURAS, FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS FISICAS Y NATURALES |
| | DEPARTAMENTO DE TECNOLOGÍA, FACULTAD DE ARQUITECTURA URBANISMO Y DISEÑO |

Integrantes:

| | |
|-----------------------------------|---|
| Ing. Francisco Pedrazzi | INSTITUTO ARGENTINO DE SIDERURGIA |
| Ing. Horacio Rezk | UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES, FACULTAD DE INGENIERÍA |
| Ing. Arnaldo Mallamaci | UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN JUAN, FACULTAD DE INGENIERIA |
| Ing. Alejandro Sesin | TECHINT S.A. |
| Ing. Gustavo Darin | UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES, FACULTAD DE INGENIERÍA - U.T.N. FACULTAD REGIONAL BS. AS. - ASOCIACIÓN DE INGENIEROS ESTRUCTURALES |
| Ing. Juan C. Reimundin | UNIVERSIDAD NACIONAL DE TUCUMÁN, FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS Y TECNOLOGIA |
| Inga. Nora Moncada | UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO, FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERIA Y AGRIM., PROFESORA TITULAR CONSTRUCCIONES METÁLICAS II |
| Ing. Juan Carlos Piter | UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL, FACULTAD REGIONAL CONCEPCIÓN DEL URUGUAY |
| Ing. Hector Auad | UNIVERSIDAD NACIONAL DE TUCUMÁN, FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS Y TECNOLOGÍA |
| Ing. Alejandro Giuliano | INPRES - INSTITUTO NACIONAL DE PREVENCIÓN SÍSMICA |
| Ing. Fructuoso Berganza | CÁMARA DE FABRICANTES DE CAÑOS Y TUBOS DE ACERO |
| Ing. Adrián Puente Vergara | |
| Ing. Osvaldo R. Arario | ACINDAR S. A. |
| Ing. Faustino Amelong | |

COMISION PERMANENTE DE ESTRUCTURAS DE ACERO DE INTI-CIRSOC

(*continuación*)

| | |
|----------------------------------|--|
| Ing. Daniel García Gei | UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL, FACULTAD REGIONAL MENDOZA |
| Ing. Pablo Alra | TENARIS-SIDERCA |
| Ing. Raul Cardoso | MARBY S.A. |
| Ing. Pablo Ruival | M. ROYO S.A. |
| Ing. Heriberto Martin | TUBOS ARGENTINOS S.A. |
| Ing. Oliva Hernández | IRAM |
| Ing. Oscar Troviano | MINISTERIO DE HACIENDA, FINANZAS Y OBRAS PÚBLICAS DE LA PROVINCIA DEL NEUQUEN, SUBSECRETARÍA DE OBRAS Y SERVICIOS PÚBLICOS |
| Ing. Enrique Trivelli | TUBHIER S.A. |
| Ing. Francisco Crisafulli | UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO, FACULTAD DE INGENIERIA |
| Ing. José M Vidmar | INVITADO ESPECIAL |
| Ing. Antonio Coloccini | INVITADO ESPECIAL |
| Ing. Bruno Coloccini | INVITADO ESPECIAL |
| Ing. Juan Carlos Martínez | INVITADO ESPECIAL |
| Ing. Eduardo Asta | INVITADO ESPECIAL |
| Ing. Martín Polimeni | ASOCIACIÓN DE INGENIEROS ESTRUCTURALES - EEPP S.A |
| Ing. Héctor Ruffo | CINTER |

RECONOCIMIENTO ESPECIAL

El **INTI-CIRSOC** agradece muy especialmente a las Autoridades del **American Iron Steel Construction (AISI)** por habernos permitido adoptar como base para el desarrollo de este Reglamento el documento "*Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Member*", Edición 1996, como así también a las Autoridades del Comité Técnico conjunto integrado por **AISI**, **Canadian Standards Association** y la **Cámara Nacional de la Industria del Hierro y del Acero (CANACERO)** por permitirnos utilizar parte de las especificaciones que constituyen el documento conocido como **AISI Standard North American Specification for the Design of Cold Formed Steel Structural Members - 2001 Edition**.

ÍNDICE COMENTARIOS

SIMBOLOGÍA

COMENTARIOS AL GLOSARIO

COMENTARIOS AL CAPÍTULO A. ESPECIFICACIONES GENERALES

| | |
|---|-----------|
| INTRODUCCIÓN | 1 |
| C A.1. CAMPO DE VALIDEZ | 2 |
| C A.1.1. Unidades | 3 |
| C A.2. MATERIALES – NORMAS IRAM e IRAM – IAS DE APLICACIÓN | 3 |
| C A.2.6. Ductilidad | 3 |
| C A.2.7. Espesor mínimo | 3 |
| C A.2.8. Límite de fluencia e incremento de la resistencia debido a la conformación en frío | 4 |
| C A.2.8.1. Límite de fluencia | 4 |
| C A.2.8.2. Incremento de la resistencia debido al conformado en frío | 6 |
| C A.3. ACCIONES | 10 |
| C A.4. PROYECTO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA | 10 |
| C A.4.1. Bases del Proyecto | 10 |
| C A.4.2. Dimensionado para estados límites últimos (Condición de resistencia) | 11 |
| C A.4.3. Combinación de acciones para los estados límites últimos | 18 |
| C A.4.4. Dimensionado para estados límites de servicio (Condición de deformaciones) | 18 |
| C A.5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL | 19 |
| C A.7. DOCUMENTACIÓN DE PROYECTO Y DOCUMENTACIÓN CONFORME A OBRA | 19 |
| COMENTARIOS AL CAPÍTULO B. ELEMENTOS | 21 |
| C B.1. LIMITACIONES Y CONSIDERACIONES SOBRE LAS DIMENSIONES | 22 |
| C B.1.1. Consideraciones sobre la relación entre el ancho plano de las alas y su espesor | 22 |
| C B.1.2. Máxima relación entre la altura del alma y su espesor | 25 |
| C B.2. ANCHOS EFECTIVOS DE LOS ELEMENTOS RIGIDIZADOS | 25 |
| C B.2.1. Elementos rigidizados uniformemente comprimidos | 28 |
| C B.2.2. Elementos rigidizados uniformemente comprimidos con perforaciones circulares | 32 |

| | |
|---|----|
| C B.2.3. Almas y otros elementos rigidizados con tensiones linealmente variables | 33 |
| C B.2.4. Almas de secciones C con perforaciones y tensiones linealmente variables | 33 |
| C B.3. ANCHOS EFECTIVOS DE LOS ELEMENTOS NO RIGIDIZADOS | 35 |
| C B.3.1. Elementos no rigidizados uniformemente comprimidos | 37 |
| C B.3.2. Elementos no rigidizados y rigidizadores de borde con tensiones variables | 37 |
| C B.4. ANCHOS EFECTIVOS DE LOS ELEMENTOS CON UN RIGIDIZADOR INTERMEDIO O UN RIGIDIZADOR DE BORDE | 38 |
| C B.4.1. Elementos uniformemente comprimidos con un rigidizador intermedio | 38 |
| C B.4.2. Elementos uniformemente comprimidos con un rigidizador de borde | 39 |
| C B.5. ANCHOS EFECTIVOS DE ELEMENTOS RIGIDIZADOS CON MÁS DE UN RIGIDIZADOR INTERMEDIO O ELEMENTOS RIGIDIZADOS EN SUS BORDES Y CON RIGIDIZADORES INTERMEDIOS | 40 |
| C B.5.1. Anchos efectivos de elementos uniformemente comprimidos rigidizados con más de un rigidizador intermedio | 40 |
| C B.5.2. Elementos con rigidizador de borde y rigidizadores intermedios | 41 |
| COMENTARIOS AL CAPÍTULO C. ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO DE BARRAS | 43 |
| C C.1. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES | 43 |
| C C.2. BARRAS TRACCIONADAS | 43 |
| C C.3. BARRAS FLEXADAS | 44 |
| C C.3.1. Resistencia para flexión simple | 44 |
| C C.3.1.1. Resistencia nominal de secciones lateralmente arriostradas en forma continua | 45 |
| C C.3.1.2. Resistencia al pandeo lateral-torsional | 48 |
| C C.3.1.2.1 Resistencia al pandeo lateral-torsional de barras de sección abierta | 48 |
| C C.3.1.2.2. Pandeo lateral de alas comprimidas sin arriostramiento lateral (Secciones U, C y tableros con rigidizaciones múltiples) | 54 |
| C C.3.1.3. Vigas con el ala traccionada unida en forma fija y continua a un tablero o revestimiento | 57 |
| C C.3.1.4. Vigas de sección C o Z con el ala comprimida unida a una cubierta o revestimiento de chapa plegada | 58 |
| C C.3.2. Resistencia al corte | 59 |
| C C.3.2.1. Resistencia al corte de barras con almas sin perforaciones | 59 |
| C C.3.2.2. Resistencia al corte de almas de secciones C con perforaciones | 60 |
| C C.3.3. Flexión y corte combinados | 61 |
| C C.3.4. Pandeo localizado del alma | 61 |
| C C.3.4.1. Resistencia al pandeo localizado en almas sin perforaciones | 61 |

| | |
|--|-----------|
| C C.3.4.2. Resistencia al pandeo localizado en almas de secciones C con perforaciones | 68 |
| C C.3.5. Flexión y pandeo localizado del alma combinados | 68 |
| C C.3.6. Rigidizadores | 70 |
| C C.3.6.1. Rigidizadores transversales de fuerza | 70 |
| C C.3.6.2. Rigidizadores de corte | 71 |
| C C.3.6.3. Rigidizadores que no satisfacen los requisitos | 72 |
| | |
| C C.4. BARRAS AXILMENTE COMPRIMIDAS | 72 |
| | |
| C C.4.1. Secciones no sometidas a pandeo torsional ni a pandeo flexo-torsional | 84 |
| C C.4.2. Secciones con simetría doble o simetría simple sometidas a pandeo torsional o flexo-torsional | 84 |
| C C.4.3. Secciones con simetría puntual | 85 |
| C C.4.4. Secciones no simétricas | 85 |
| C C.4.5. Barras con secciones armadas | 85 |
| C C.4.6. Barras comprimidas que tienen en toda su longitud un ala unida al tablero o revestimiento mediante pasadores en forma discontinua | 87 |
| | |
| C C.5. COMBINACIÓN DE ESFUERZO AXIL Y FLEXIÓN | 87 |
| | |
| C C.5.1. Combinación de tracción y flexión | 87 |
| C C.5.2. Combinación de compresión y flexión | 88 |
| C C.5.2.1. Caso general | 88 |
| C C.5.2.2. Barras armadas formadas por dos barras distanciadas unidas por celosías o presillas (Grupo IV o Grupo V) | 91 |
| | |
| C C.6. EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN | 91 |
| | |
| COMENTARIOS AL CAPÍTULO D. CONJUNTOS ESTRUCTURALES | 93 |
| | |
| C D.1. SECCIONES ARMADAS | 93 |
| | |
| C D.1.1. Secciones doble Te compuestas por dos perfiles C | 93 |
| C D.1.2. Separación de los medios de unión en elementos comprimidos | 95 |
| | |
| C D.2. SISTEMAS MIXTOS | 96 |
| | |
| C D.3. ARRIOSTRAMIENTO LATERAL | 96 |
| | |
| C D.3.1. Columnas y vigas sometidas a cargas que no inducen torsión | 97 |
| C D.3.2. Perfiles C y Z utilizados como vigas | 97 |
| C D.3.2.1. Arriostramiento de sistemas de cubierta sometidos a cargas gravitatorias que poseen el ala superior vinculada al revestimiento | 98 |
| C D.3.2.2. Alas no vinculadas al revestimiento | 99 |
| | |
| C D.4. MONTANTES Y CONJUNTOS DE MONTANTES QUE INTEGRAN UN TABIQUE | 103 |
| | |
| C D.4.1. Montantes de tabiques comprimidos | 105 |
| C D.4.2. Montantes de tabiques solicitados a flexión | 107 |
| C D.4.3. Montantes de tabiques sometidos a carga axil y flexión | 107 |

| | |
|--|-----|
| C D.5. CONSTRUCCIÓN DE DIAFRAGMAS DE ACERO PARA ENTREPISOS, CUBIERTAS O TABIQUES | 107 |
| COMENTARIOS AL CAPÍTULO E. UNIONES Y MEDIOS DE UNIÓN | 109 |
| C E.1. REQUISITOS GENERALES | 109 |
| C E.2. UNIONES SOLDADAS | 110 |
| C E.2.1. Soldaduras a tope | 110 |
| C E.2.2. Soldaduras de tapón | 111 |
| C E.2.2.1. Corte | 111 |
| C E.2.2.2. Tracción | 112 |
| C E.2.3. Soldadura de costura | 113 |
| C E.2.4. Soldaduras de filete | 113 |
| C E.2.5. Soldaduras a tope acampanadas | 114 |
| C E.2.6. Soldaduras de resistencia por puntos | 115 |
| C E.2.7. Rotura en la sección neta de miembros que no sean chapas planas (Retardo de corte) | 115 |
| C E.3. UNIONES ABULONADAS | 116 |
| C E.3.1. Resistencia a corte, separación y distancia a los bordes de los agujeros | 118 |
| C E.3.2. Rotura en la sección neta (Retardo de corte) | 119 |
| C E.3.3. Aplastamiento de la chapa en los agujeros | 121 |
| C E.3.3.1. Resistencia al aplastamiento con deformación permitida | 121 |
| C E.3.3.2. Resistencia al aplastamiento sin permitir deformación | 121 |
| C E.3.4. Resistencia al corte y a la tracción en los bulones | 121 |
| C E.4. UNIONES ATORNILLADAS | 122 |
| C E.4.1. Separación mínima | 123 |
| C E.4.2. Distancias mínimas a los bordes y a los extremos | 123 |
| C E.4.3. Resistencia al corte | 123 |
| C E.4.3.1. Uniones sometidas a corte; limitaciones por volcamiento del tornillo y aplastamiento de la chapa | 123 |
| C E.4.3.2. Uniones sometidas a corte; limitación por la distancia al borde | 124 |
| C E.4.3.3. Resistencia al corte de los tornillos | 124 |
| C E.4.4. Resistencia a la tracción | 125 |
| C E.4.4.1. Arrancamiento | 125 |
| C E.4.4.2. Aplastamiento | 125 |
| C E.4.4.3. Resistencia a la tracción de los tornillos | 125 |
| C E.5. RESISTENCIA A LA ROTURA | 125 |
| C E.6. UNIONES CON OTROS MATERIALES | 127 |
| C E.6.1. Apoyos | 127 |
| C E.6.2. Tracción | 127 |
| C E.6.3. Corte | 127 |

| | |
|---|-----|
| COMENTARIOS AL CAPÍTULO F. ENSAYOS PARA CASOS ESPECIALES | 129 |
| C F.1. ENSAYOS PARA DETERMINAR EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL | 129 |
| C F.2. ENSAYOS PARA CONFIRMAR EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL | 131 |
| C F.3. ENSAYOS PARA DETERMINAR PROPIEDADES MECÁNICAS | 131 |
| C F.3.1. Sección bruta | 131 |
| C F.3.2. Elementos planos de secciones conformadas | 131 |
| C F.3.3. Acero virgen | 131 |

BIBLIOGRAFÍA

SIMBOLOGÍA

El artículo que figura entre paréntesis al final de la definición de un símbolo se refiere al artículo del Reglamento donde el símbolo es definido o utilizado por primera vez

- A** longitud del panel de corte del elemento de alma no reforzada. Para un elemento de alma rigidizada, distancia entre rigidizadores transversales (C.3.2.1)
- A** distancia entre uniones intermedias (C.4.5)
- A** distancia entre el medio de unión y el borde externo del alma (C.4.6)
- A** distancia entre ejes de arriostramientos (D.3.2.2)
- A** área total no reducida de la sección transversal del miembro (C.3.1.2.1)
- A** área bruta o área de los miembros directamente unidos (E.2.7)
- A_b** para rigidizadores transversales en apoyos interiores y bajo cargas concentradas, $A_b = b_1 t + A_s$, y para rigidizadores transversales en apoyos extremos $A_b = b_2 t + A_s$ (C.3.6.1)
- A_b** área bruta de la sección transversal de un bulón (E.3.4)
- A_c** para rigidizadores transversales en apoyos interiores y bajo cargas concentradas, $A_c = 18t^2 + A_s$, y para rigidizadores transversales en apoyos extremos $A_c = 10t^2 + A_s$, (C.3.6.1)
- A_e** área efectiva a la tensión F_n (C.3.6.1, C.4)
- A_e** área neta efectiva (E.2.7)
- A_e** área de la sección transversal de la columna equivalente (C.3.1.2.2)
- A_g** área bruta del elemento incluyendo los rigidizadores (B.5.1)
- A_g** área bruta de la sección transversal (C.2)
- A_{gt}** área bruta solicitada a tracción (E.5.3)
- A_{gv}** área bruta solicitada a corte (E.5.3)
- A_n** área neta de la sección transversal (C.2)
- A_{nt}** área neta solicitada a tracción (E.5.3)

| | |
|------------------|---|
| A_{nv} | área neta solicitada a corte (E.5.3) |
| A_s | área reducida de la sección transversal de un rigidizador de borde o intermedio (B.4) |
| A_s | área de la sección transversal de un rigidizador transversal (C.3.6.1) |
| A'_s | área efectiva de un rigidizador (B.4) |
| A_{st} | área bruta de la sección transversal de un rigidizador de corte (C.3.6.2) |
| A_w | área del alma (C.3.2.1) |
| A_{wn} | área neta del alma (E.5.1) |
| B_c | término para determinar el límite de fluencia a tracción de las esquinas (A.2.8.2) |
| B_1 | factor de amplificación para el método de amplificación de momentos de primer orden (C.6.1.(b)) |
| B_2 | factor de amplificación para el método de amplificación de momentos de primer orden (C.6.1.(b)) |
| b | ancho plano del ala de la viga que está en contacto con la placa de apoyo (C.3.5) |
| b | ancho plano de un elemento excluyendo los radios de esquina (B.1.1.) |
| b | longitud de la perforación del alma (B.2.4) |
| b | ancho de ala de perfil C o Z (C.4.6) |
| b_e | ancho efectivo de cálculo de un elemento o subelemento comprimido (B.2.1) |
| b_e | ancho efectivo de un elemento, ubicado en el baricentro de un elemento incluyendo los rigidizadores (B.5.1) |
| b_{ed} | ancho efectivo para el cálculo de las deformaciones (B.2.1) |
| b_o | dimensión definida en la Figura B.4-1 (B.4) |
| b_o | ancho total externo del ala comprimida definido en la Figura B.2-3 (B.2.3) |
| b_o | ancho plano total del elemento rigidizado (B.5.1) |
| b_o | ancho plano total del elemento con rigidizador de borde (B.5.2) |
| b_p | máximo ancho plano de un subelemento (B.5.1) |
| b_{e1}, b_{e2} | anchos efectivos definidos en la Figura B.2-2 (B.2.3) |

| | |
|-----------------|--|
| b_1, b_2 | anchos efectivos de los rigidizadores transversales (B.6.1) |
| C | - para miembros flexados: relación entre el área total de la sección transversal de las esquinas del ala comprimida y el área total de la sección transversal completa del ala comprimida. - para miembros comprimidos: relación entre el área total de la sección de las esquinas y el área total de la sección transversal completa (A.2.8.2) |
| C | coeficiente que se obtiene de Tablas (C.3.4.1) |
| C_N | coeficiente de longitud de apoyo (C.3.4.1) |
| C_R | coeficiente de radio de curvatura interno (C.3.4.1) |
| C_{TF} | coeficiente para momentos extremos (C.3.1.2.1) |
| C_b | coeficiente de flexión que depende del diagrama de momentos (C.3.1.2) |
| C_h | coeficiente de esbeltez del alma (C.3.4.1) |
| C_m | coeficiente para momentos extremos en fórmula de B_1 (C.6.1(b)) |
| C_{ms} | coeficiente para arriostramiento lateral de un perfil Z (D.3.2.1) |
| C_o | imperfección inicial de una columna (D.4.1) |
| C_p | factor de corrección (F.1.1) |
| C_s | coeficiente para pandeo lateral torsional (C.3.1.2.1) |
| C_{th} | coeficiente para arriostramiento lateral de los perfiles Z (D.3.2.1) |
| C_{tr} | coeficiente para arriostramiento lateral de los perfiles Z (D.3.2.1) |
| C_v | coeficiente de los rigidizadores de corte (C.3.6.2) |
| C_w | módulo de alabeo torsional de la sección transversal (C.3.1.2.1) |
| C_y | factor de deformación por compresión (C.3.1.1) |
| C_1 | término utilizado para calcular la deformación por corte en el revestimiento de los tabiques (D.4.1) |
| C_1, C_2, C_3 | coeficientes de pandeo de barras comprimidas unidas al revestimiento (C.4.6) |
| c | distancia (C.3.2.2) |
| c_c | distancia entre el eje neutro y la fibra extrema comprimida (C.3.1.2.2) |

| | |
|--------|--|
| c_f | desplazamiento vertical de las alas (longitud) (B.1.1) |
| c_i | distancia horizontal desde el borde del elemento hasta el baricentro del rigidizador (B.5.1) |
| c_t | distancia entre el eje neutro y la fibra extrema traccionada (C.3.1.2.2) |
| D | longitud total de un labio rigidizador (B.4.1) |
| D | coeficiente de rigidizador de corte (C.3.6.2) |
| D | carga permanente nominal (A.3) |
| D_o | imperfección inicial de una columna (D.4.1) |
| D | altura de una sección (B.1.1) |
| D | diámetro nominal de un tornillo (E.4) |
| D | longitud plana de un labio rigidizador definido en la Figura B.4-2 (B.4) |
| D | ancho de una soldadura de costura (E.2.3) |
| D | diámetro visible de la superficie exterior de una soldadura de tapón (E.2.2.1) |
| D | diámetro nominal de un bulón (E.3) |
| d_a | diámetro promedio de la soldadura de tapón en la mitad del espesor, t (E.2.2.1) |
| d_a | ancho promedio de la soldadura de costura (E.2.3) |
| d_e | diámetro efectivo de la superficie fundida (E.2.2) |
| d_e | ancho efectivo de la soldadura de costura en las superficies fundidas (E.2.3) |
| d_h | diámetro de un agujero normal (B.2.2, E3) |
| d_o | altura de un agujero del alma (B.2.4) |
| d_s | ancho efectivo reducido de un rigidizador (B.4) |
| d'_s | ancho efectivo real de un rigidizador (B.4) |
| d_w | mayor valor entre el diámetro de la cabeza del tornillo o el diámetro de la arandela (E.4) |
| E | módulo de elasticidad longitudinal del acero, (200.000 MPa) (A.2.5) |
| E | acción sísmica nominal (A.3) |

| | |
|-----------------------------|---|
| E | distancia medida en la dirección de la fuerza entre el centro de un agujero normal y el borde más cercano de un agujero adyacente o hasta el extremo de la parte unida hacia la cual se dirige la fuerza (E.3.1) |
| E | distancia medida en la dirección de la fuerza desde el centro del agujero normal hasta el borde extremo de la parte unida (E.4.3.1) |
| E_o | imperfección inicial de una columna, medida como la torsión inicial del montante con respecto a la forma inicial ideal, no deformada (D.4.1) |
| E_1 | término utilizado para calcular la deformación por corte en el revestimiento de los tabiques (D.4.1) |
| E' | módulo de elasticidad inelástico (D.4.1) |
| $e_{mín}$ | distancia mínima admisible, medida en la dirección de la fuerza, desde el eje de una soldadura hasta el borde más cercano de una soldadura adyacente o hasta el extremo de la parte unida hacia la cual se dirige la fuerza (E.2.2.1) |
| e_y | deformación de fluencia = F_y/E (C.3.1.1) |
| F | acción nominal debida a líquidos (A.3) |
| F | factor de fabricación (F.1.1) |
| F_{EXX} | resistencia a tracción del metal de aporte (E.2.1) |
| F_c | tensión crítica de pandeo (B.2.1) |
| F_{cr} | tensión de pandeo elástico de placas (B.2.1) |
| F_e | tensión de pandeo elástico (C.3.1.2.1) |
| F_m | valor promedio del factor de fabricación (F.1.1) |
| F_n | tensión nominal de pandeo (B.2.1) |
| F_n | tensión nominal de los bulones (E.3.4) |
| F_{nt} | tensión nominal a la tracción de los bulones (E.3.4) |
| F_{nv} | tensión nominal al corte de los bulones (E.3.4) |
| F'_{nt} | resistencia nominal a la tracción para bulones sometidos a una combinación de corte y tracción (E.3.4) |
| F_{sy} | límite de fluencia de acuerdo con lo especificado en los artículos A.2.1 y A.2.8.1 (A.2.8.1) |
| F_t | tensión nominal de tracción en chapas planas (E.3.2) |

| | |
|------------------|--|
| F_u | resistencia de rotura a la tracción de acuerdo con lo especificado en el artículo A.2.1 (C.2) |
| F_{uv} | resistencia a la tracción del acero virgen, especificada en el artículo A.2.1 (A2.8.2) |
| F_{wy} | límite de fluencia para el diseño de rigidizadores transversales (C.3.6.1) |
| F_{u1} | resistencia a la tracción del acero del elemento que está en contacto con la cabeza del tornillo (E.4) |
| F_{u2} | resistencia a la tracción del acero del elemento que no está en contacto con la cabeza del tornillo (E.4) |
| F_v | tensión nominal a corte (E.3.2.1) |
| F_y | tensión de fluencia utilizada para el diseño, que no debe ser mayor que la tensión de fluencia especificada del acero, ni mayor que el valor incrementado por la conformación en frío dado en el artículo A.2.8.2, (A.2.8.1) |
| F_{ya} | tensión de fluencia promedio del acero en la sección (A.2.8.1) |
| F_{yc} | tensión de fluencia a tracción de las esquinas (A.2.8.1) |
| F_{yf} | promedio ponderado de la tensión de fluencia de las partes planas de la sección (A.2.8.1) |
| F_{ys} | tensión de fluencia del acero de los rigidizadores (C.3.6.1) |
| F_{yv} | tensión de fluencia a tracción del acero virgen especificado en el artículo A.2.1 o establecido de acuerdo con el artículo F3.3 (A.2.8.1) |
| f | tensión de compresión en el elemento determinada en base al ancho efectivo de cálculo (B.2.1) |
| f_{av} | tensión media calculada en el ancho total, no reducido, del ala (B.1.1) |
| f_c | tensión en la platabanda o chapa de refuerzo calculada para las cargas de servicio (D.1.2) |
| f_d | tensión de compresión calculada en servicio para el elemento analizado. Los cálculos se basan en la sección efectiva a la carga para la cual se determinan las deformaciones (B.2.1) |
| f_{d1}, f_{d2} | tensiones f_1 y f_2 calculadas como se ilustra en la Figura B.2-2. Los cálculos se basan en la sección efectiva a la carga para la cual se determinan las deformaciones (B.2.3) |
| f_{d3} | tensión f_3 calculada en el rigidizador de borde, como se ilustra en la Figura B.4-2. Los cálculos se basan en la sección efectiva a la carga para la cual se determinan las deformaciones (B.3.2) |
| f_v | tensión de corte calculada en un bulón (E.3.4) |

| | |
|------------|--|
| f_1, f_2 | tensiones en las almas definidas en la Figura B.2-2 (B.2.3) |
| f_3 | tensión en el rigidizador de borde definido en la Figura B.4-2 (B.3.2) |
| G | módulo de elasticidad transversal del acero, (77.200 MPa) (A.2.5) |
| G' | módulo de elasticidad transversal inelástico del acero (D.4.1) |
| g | distancia vertical entre las dos filas de uniones más próximas a las alas superior e inferior (D.1.1) |
| g | distancia transversal entre dos líneas de agujeros (gramil) (E.3.2) |
| H | carga nominal debida al peso y empuje lateral del suelo y del agua presente en el suelo (A.3) |
| h | ancho del elemento adyacente a un elemento rigidizado (B.5.1) |
| h | altura de la parte plana del alma medida sobre el plano del alma (B.1.2) |
| h | altura del labio rigidizador definida en las Figuras E.2-14 a E.2-17 (E.2.5) |
| h_{eq} | distancia desde la fibra extrema comprimida que define la columna equivalente (C.3.1.2.2) |
| h_0 | altura total externa del alma como se indica en la Figura B.2-3 (B.2.3) |
| h_{wc} | altura del alma rebajada (E.5.1) |
| I_a | momento de inercia adecuado de un rigidizador, necesario para que el elemento se comporte como rigidizado (B.1.1) |
| I_s | momento de inercia real del rigidizador respecto a su eje baricéntrico paralelo al elemento rigidizado (B.1.1) |
| I_{smin} | momento mínimo de inercia de un rigidizador de corte con respecto a un eje en el plano del alma (C.3.6.2) |
| I_{sp} | momento de inercia del rigidizador respecto del baricentro de la parte plana del elemento, incluyendo la parte curva que une el rigidizador con la parte plana (B.5.1) |
| I_x, I_y | momentos de inercia de la sección bruta sin reducir con respecto a los ejes principales (D.3.2.2) |
| I_{xy} | momento centrífugo de la sección bruta respecto a los ejes baricéntricos paralelo y perpendicular al alma (D.3.2.2) |
| I_{yc} | momento de inercia de la parte comprimida de la sección respecto del eje baricéntrico de la sección bruta paralelo al alma, utilizando la sección total no reducida. (C.3.1.2.1) |
| i | índice del rigidizador (B.5.1) |

| | |
|-------------------------------|--|
| <i>J</i> | módulo de torsión de St. Venant de la sección transversal (C.3.1.2.1) |
| <i>J</i> | propiedad de la sección para pandeo lateral torsional (C.3.1.2.1) |
| <i>K'</i> | constante (D.3.2.2) |
| <i>k</i> | factor de longitud efectiva (C.4) |
| <i>k</i> | coeficiente de abolladura de placas (B.2.1) |
| <i>k_t</i> | factor de longitud efectiva para torsión (C.3.1.2.1) |
| <i>k_x</i> | factor de longitud efectiva para pandeo alrededor del eje x (C.3.1.2.1) |
| <i>k_y</i> | factor de longitud efectiva para pandeo alrededor del eje y (C.3.1.2.1) |
| <i>k_d</i> | coeficiente de abolladura para pandeo distorsional (B.5.1) |
| <i>k_{lok}</i> | coeficiente de abolladura para el subelemento (B.5.1) |
| <i>k_v</i> | coeficiente de abolladura por corte (C.3.2.1) |
| <i>L</i> | luz total para vigas simplemente apoyadas; distancia entre puntos de inflexión para vigas continuas; doble de la longitud para vigas en voladizo (B.1.1) |
| <i>L</i> | longitud de la soldadura (E.2.1) |
| <i>L</i> | longitud del tramo (D.3.2.1) |
| <i>L</i> | longitud del cordón longitudinal (E.2.7) |
| <i>L</i> | longitud de la soldadura de costura, excluyendo los extremos redondeados (E.2.3) |
| <i>L</i> | longitud de la soldadura de filete (E2.4) |
| <i>L</i> | longitud no arriostrada del miembro (C.4.1) |
| <i>L</i> | longitud de la unión (E.3.2) |
| <i>L</i> | longitud total (D.4.1) |
| <i>L</i> | cargas útiles y sobrecargas (A.3) |
| <i>L_{br}</i> | longitud libre entre puntos de arriostramiento u otros dispositivos que restringen el pandeo distorsional del miembro (B.5.1) |
| <i>L_r</i> | cargas útiles en techos (A.3) |
| <i>L_{st}</i> | longitud del rigidizador transversal (C.3.6.1) |

| | |
|--|--|
| L_t | longitud no arriostrada de un miembro comprimido para torsión (C.3.1.2.1) |
| L_x | longitud no arriostrada de un miembro comprimido para flexión alrededor del eje x (C.3.1.2.1) |
| L_y | longitud no arriostrada de un miembro comprimido para flexión alrededor del eje y (C.3.1.2.1) |
| $M_{m\acute{a}x},$ $M_A,$ M_B M_C | valor absoluto de los momentos en un segmento no arriostrado, utilizados para determinar C_b (C.3.1.2.1) |
| M_m | valor promedio del factor de material (F.1.1) |
| M_n | resistencia nominal a flexión (B.2.1) |
| M_{no} | resistencia nominal a flexión para perfiles Z anidados (C.3.5) |
| M_{nx}, M_{ny} | resistencias nominales a la flexión con respecto a los ejes principales determinadas de acuerdo con el artículo C.3.1 (C.5.1) |
| M_{nxo}, M_{nyo} | resistencias nominales a la flexión con respecto a los ejes baricéntricos determinadas de acuerdo con el artículo C.3.1.1 (C.3.3) |
| M_{nxt}, M_{nyt} | resistencias nominales a la flexión con respecto a los ejes principales determinadas utilizando las propiedades de la sección transversal total, no reducida (C.5.1) |
| M_u | resistencia requerida a flexión (C.3.3) |
| M_{ux}, M_{uy} | resistencia requerida a flexión respecto de los ejes principales (C.5.1) |
| M_y | momento que produce el inicio de la fluencia en la sección efectiva (máxima deformación igual a e_y) (B.2.1) |
| M_1 | menor momento de extremo (C.3.1.2.1) |
| M_2 | mayor momento de extremo (C.3.1.2.1) |
| m | grados de libertad (F.1) |
| m | término para determinar el límite de fluencia a tracción de las esquinas (A.2.8.2) |
| m | distancia entre el centro de corte de un perfil C y el plano medio de su alma (D.1.1) |
| m_f | factor de modificación para distintos tipos de unión (E.3.3.1) |

| | |
|------------------|---|
| N | longitud real del apoyo (C.3.4.1) |
| n | cantidad de rigidizadores en un elemento (B.5.1) |
| n | número de perforaciones en el plano crítico (E.5.1) |
| n | coeficiente (B.4.1) |
| n | número de ensayos (F.1.1) |
| n_b | cantidad de agujeros en la sección analizada (E.3.2) |
| n_p | número de líneas de correas paralelas (D.3.2.1) |
| P | factor profesional (F.1) |
| P_L | resistencia requerida para una riostra de una viga intermedia (D.3.2.1) |
| P_{e1}, P_{e2} | resistencias críticas elásticas a pandeo flexional de la barra considerando los nudos indesplazables y desplazables respectivamente (C.6.1.(b)) |
| P_m | valor promedio del factor profesional (F.1) |
| P_n | resistencia nominal al pandeo localizado del alma de una sección (C.3.4.1) |
| P_n | resistencia nominal a compresión axil de un miembro (C.4) |
| P_n | resistencia nominal a compresión axil de un rigidizador transversal de fuerza (C.3.6.1) |
| P_n | resistencia nominal de una unión (E.2.1) |
| P_n | resistencia nominal al aplastamiento de la chapa en los agujeros (E.3.3) |
| P_n | resistencia nominal a tracción de un miembro soldado (E.2.7) |
| P_{not} | resistencia nominal al arrancamiento por tornillo (E.4) |
| P_{nov} | resistencia nominal al aplastamiento por tornillo (E.4) |
| P_{ns} | resistencia nominal al corte por tornillo (E.4) |
| P_{nt} | resistencia nominal a la tracción por tornillo (E.4) |
| P_s | carga concentrada o reacción mayorada (D.1.1) |
| P_{ss} | resistencia nominal al corte por tornillo garantizada por el fabricante o determinada mediante ensayos (E.4) |
| P_{ts} | resistencia nominal a tracción por tornillo garantizada por el fabricante o determinada mediante ensayos (E.4) |

| | |
|-------------|---|
| P_u | resistencia requerida a la compresión axil (C.5.2.1) |
| P_u | resistencia requerida a transmitir por una soldadura (E.2.2.1) |
| P_u | resistencia requerida para la carga concentrada o reacción en presencia de momento flector (C.3.5) |
| \bar{Q} | rigidez al corte de cálculo para revestimiento a ambos lados del tabique (D.4.1) |
| \bar{Q}_a | $= 10 \bar{Q}/A$ (MPa) (D.4.1) |
| Q_i | efecto de las cargas (F.1) |
| \bar{Q}_o | parámetro del revestimiento (D.4.1) |
| \bar{Q}_t | $= 10 (\bar{Q}d^2)/(4Ar^2)$ (MPa) (D.4.1) |
| q | carga requerida equivalente en el plano del alma (D.1.1) |
| q_s | factor de reducción (C.3.2.2) |
| R | acción debida al agua de lluvia sobre la cubierta (A.3) |
| R | factor de modificación (B.5.1) |
| R | factor de reducción (C.3.1.3) |
| R | radio interno de plegado (A.2.8.2) |
| R | radio de la superficie curva exterior (E.2.5) |
| R_c | factor de reducción (C.3.4.2) |
| R_d | resistencia de diseño (A.4.2) |
| R_I | $= I_s / I_a$ (B.4.1) |
| R_n | resistencia nominal (A.4.2) |
| R_n | resistencia nominal a la rotura de bloque de corte (E.5.3) |
| R_n | resistencia nominal de las series de ensayos (F.1) |
| R_u | resistencia requerida (A.4.2) |
| r | factor de corrección (C.3.1.3) |
| r | radio de giro de la sección transversal total, no reducida, respecto al eje de pandeo considerado (C.4.1) |

| | |
|-------------------|---|
| r_i | radio de giro mínimo de la sección bruta de un perfil individual de la barra armada (C.4.5) |
| r_o | radio de giro polar de la totalidad de la sección transversal respecto al centro de corte (C.3.1.2.1) |
| r_x, r_y | radios de giro de la sección bruta respecto de los ejes principales baricéntricos (C3.1.2.1) |
| S | $= 1,28\sqrt{E/f}$ (B.4) |
| S | acción de la nieve y el hielo (A.3) |
| S_c | módulo resistente elástico de la sección efectiva referido a la fibra extrema comprimida con la tensión F_c (B.2.1) |
| S_e | módulo resistente elástico de la sección efectiva calculado para la fibra extrema comprimida o traccionada con F_y (C.3.1.1) |
| S_f | módulo resistente elástico de la sección total, no reducida, referido a la fibra extrema comprimida (C.3.1.2.1) |
| S_{ft} | módulo resistente de la sección bruta para la fibra traccionada extrema respecto del eje correspondiente (C.5.1) |
| S_n | resistencia nominal al corte en el plano de un diafragma (D.5) |
| s | separación de las uniones (D.1.1) (D.4.1) |
| s | separación en la dirección de la fuerza de los medios de unión entre una platabanda, una chapa de refuerzo o un rigidizador no integral comprimidos a otro elemento (D.1.2) |
| s | ancho total de la chapa dividido por la cantidad de agujeros en la sección analizada (E.3.2) |
| s' | distancia longitudinal entre dos agujeros consecutivos (E.3.2) |
| s' | separación máxima de los conectores para la cual \bar{Q}_o está tabulado (D.4.1) |
| $s_{m\acute{a}x}$ | máxima separación longitudinal admisible entre medios de unión que unen dos perfiles C para formar una sección doble T (D.1.1) |
| T | fuerzas y efectos resultantes del impedimento de deformación, del proceso de soldadura o del asentamiento de apoyos (A.3) |
| T_n | resistencia nominal a la tracción (C.2) |
| T_s | resistencia de diseño de una unión a tracción (D.1.1) |

| | |
|------------|--|
| T_u | resistencia requerida a tracción axil (C.5.1) |
| t | espesor nominal del acero base de cualquier elemento o sección (A.2.7) |
| t | espesor de un alma rebajada (E.5.1) |
| t | espesor total combinado del acero base de las chapas que participan en la transferencia de corte sobre el plano de máxima transferencia de corte (E.2.2.1) |
| t | espesor de la pieza unida más delgada (E.2.4) |
| t_1, t_2 | espesores de las chapas unidas con soldadura (E.2.4) |
| t_1 | espesor del miembro en contacto con la cabeza del tornillo (E.4) |
| t_2 | espesor del miembro que no está en contacto con la cabeza del tornillo (E.4) |
| t_c | menor valor entre la profundidad de penetración y el espesor t_2 (E.4) |
| t_e | espesor efectivo de garganta de una soldadura a tope (E.2.1) |
| t_i | espesor de la aislación de fibra de vidrio sin comprimir (C.3.1.3) |
| t_s | espesor del rigidizador (C.3.6.1) |
| t_w | espesor efectivo de garganta de una soldadura de filete (E.2.4) |
| U | coeficiente de reducción por retardo de corte (E.2.7) |
| V_F | coeficiente de variación del factor de fabricación (F.1) |
| V_M | coeficiente de variación del factor de material (F.1) |
| V_P | coeficiente de variación de los resultados de ensayos (F.1) |
| V_Q | coeficiente de variación del efecto de cargas (F.1) |
| V_n | resistencia nominal al corte (C.3.2.1) |
| V_u | resistencia requerida a corte (C.3.3) |
| W | carga vertical total mayorada soportada por todas las líneas de correas arriostradas (D.3.2.1) |
| W | carga nominal de viento (A.3) |
| w_f | proyección de las alas a partir de la cara interna del alma (B1.1, D1.1) |
| w_1, w_2 | lado del filete de soldadura (E.2.4) |

| | |
|--|--|
| x | distancia desde la carga concentrada hasta el arriostramiento (D.3.2.2) |
| x | posición adimensional de los medios de unión (C.4.6) |
| x | menor distancia entre la perforación del alma y el borde del apoyo (C.3.4.2) |
| x_o | distancia entre el centro de corte y el baricentro medida sobre el eje principal x (C.3.1.2.1) |
| \bar{x} | distancia entre el plano de la unión y el centro de gravedad de la sección (E.2.7) |
| Y | tensión de fluencia del acero del alma dividido por la tensión de fluencia del acero del rigidizador (C.3.6.2) |
| y_o | distancia entre el baricentro y el centro de corte de la columna equivalente medida paralela al alma (C.3.1.2.2) |
| α | coeficiente para determinar la fuerza actuante sobre un sistema de arriostramiento de correas de sección C (D.3.2.1) |
| β | coeficiente (B.5.1.1) |
| β_o | índice de confiabilidad (F.1) |
| $\delta, \delta_i, \gamma, \gamma_i, \omega_i$ | coeficientes (B.5.1.1) (B.5.1.2) |
| γ | deformación por corte en el revestimiento (D.4.1) |
| $\bar{\gamma}$ | deformación por corte admisible del revestimiento (D.4.1) |
| γ_i | factor de carga (F.1) |
| θ | ángulo entre el plano del alma y el plano de la superficie de apoyo (C.3.4.1) |
| θ | ángulo entre la vertical y el plano del alma de un perfil Z (D.3.2.1) |
| θ | ángulo que forma un elemento con su rigidizador de borde (B.4.2) |
| λ, λ_c | factores de esbeltez (B.2.1) |
| λ_1, λ_2 | parámetros utilizados para determinar el factor de deformación por compresión (C.3.1.1) |
| μ | coeficiente de Poison del acero en período elástico = 0,30 (B.2.1) |
| ρ | factor de reducción (B.2.1) |
| σ_{CR} | tensión teórica de pandeo elástico (D.4.1) |

$$\sigma_{ex} = (\pi^2 E) / (k_x L_x / r_x)^2 \text{ (C.3.1.2.1)}$$

$$= (\pi^2 E) / (L / r_x)^2 \text{ (D.4.1)}$$

$$\sigma_{exy} = (\pi^2 E I_{xy}) / (AL^2) \text{ (D.4.1)}$$

$$\sigma_{ey} = (\pi^2 E) / (k_y L_y / r_y)^2 \text{ (C.3.1.2.1)}$$

$$= (\pi^2 E) / (L / r_y)^2 \text{ (D.4.1)}$$

$$\sigma_{tQ} = \sigma_t + \bar{Q}_t \text{ (D.4.1)}$$

σ_t tensión elástica de pandeo torsional (C.3.1.2.1)

ϕ factor de resistencia (A.4.2)

ϕ_b factor de resistencia para resistencia para flexión (C.3.1.1)

ϕ_c factor de resistencia para compresión axil (C.4)

ϕ_d factor de resistencia para diafragmas (D.5)

ϕ_t factor de resistencia para tracción axil (C.2)

ϕ_v factor de resistencia para corte (C3.2.1)

ϕ_w factor de resistencia para pandeo localizado del alma (C.3.4.1)

$\psi = f_2 / f_1$ (B.2.3)

COMENTARIOS AL GLOSARIO

Muchas de las definiciones contenidas en el Glosario del Reglamento no requieren ninguna explicación adicional. A continuación se discuten sólo aquellas que lo requieren, o que no están listadas.

(a) **Ancho efectivo de cálculo**

El **ancho efectivo de cálculo**, también designado **ancho efectivo**, es un concepto que facilita tomar en cuenta la resistencia al pandeo localizado y la resistencia posterior al pandeo de los elementos comprimidos. El efecto del retardo de corte sobre las alas cortas y anchas también se maneja utilizando un ancho efectivo de cálculo. Estos temas se tratan en el Capítulo B del Reglamento y se discuten en el Comentario correspondiente a dicho Capítulo.

(b) **Elementos con rigidización múltiple**

En la Figura C-GL. 1. se ilustran dos elementos con rigidización múltiple. Cada uno de los subelementos exteriores de la sección (1) están rigidizados mediante un alma y un rigidizador intermedio, mientras que el subelemento del medio está rigidizado por dos rigidizadores intermedios. Los dos subelementos de la sección (2) están rigidizados por medio de un alma y el rigidizador intermedio ubicado en el centro.

(c) **Elementos comprimidos rigidizados o parcialmente rigidizados**

En la Figura C-GL. 2. se ilustran elementos comprimidos rigidizados de diferentes secciones transversales, siendo las secciones (1) a (5) para miembros flexados y las secciones (6) a (9) para miembros comprimidos. Las secciones (1) y (2) poseen un alma y un labio rigidizador para rigidizar el elemento comprimido (es decir, el ala comprimida), cuya porción no efectiva aparece sombreada. Para la explicación de estas porciones no efectivas ver el ítem (b) anterior, Ancho efectivo de cálculo, y el Capítulo B. Las secciones (3), (4) y (5) muestran elementos comprimidos rigidizados por medio de dos almas. Las secciones (6) y (8) muestran alas rigidizadas en sus bordes por un elemento vertical (alma) y un rigidizador de borde (labio), mientras que a su vez el alma está rigidizada por las alas. La sección (7) tiene cuatro elementos comprimidos que se rigidizan entre sí, y en la sección (9) cada elemento rigidizado está rigidizado por medio de un labio y por el otro elemento rigidizado.

(d) **Espesor**

Cuando se calculan las propiedades de la sección se ignora la reducción del espesor que se produce en los pliegues de las esquinas, y para todos los cálculos relacionados con elementos que soportan cargas se debe utilizar **el espesor base del elemento plano de acero, excluyendo los recubrimientos**.

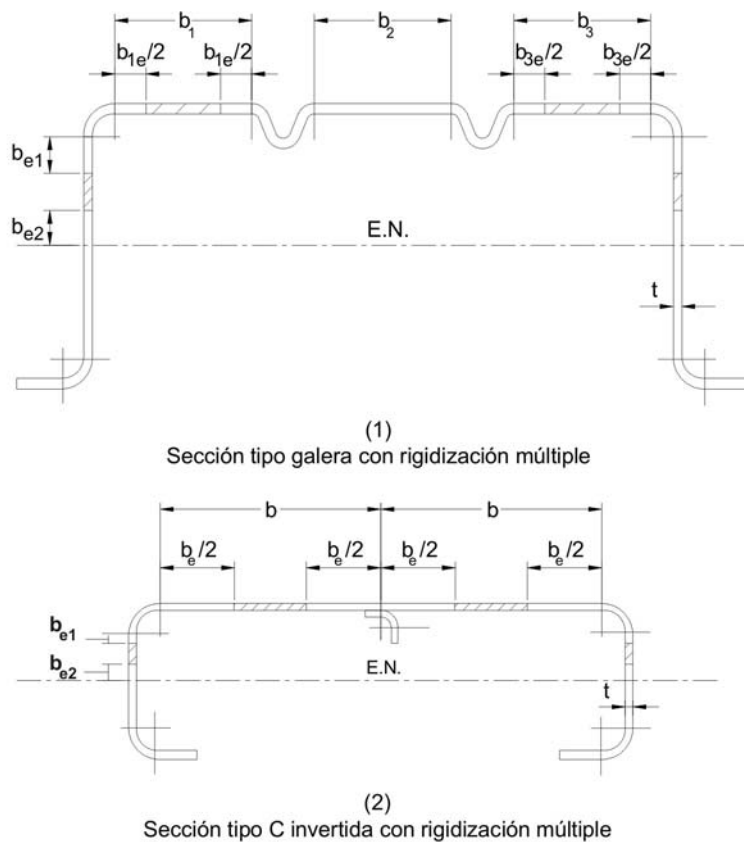


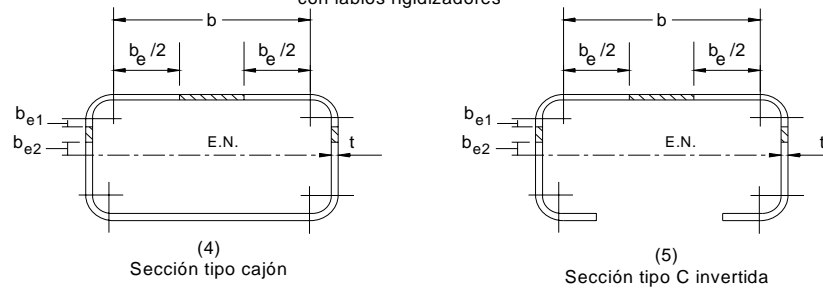
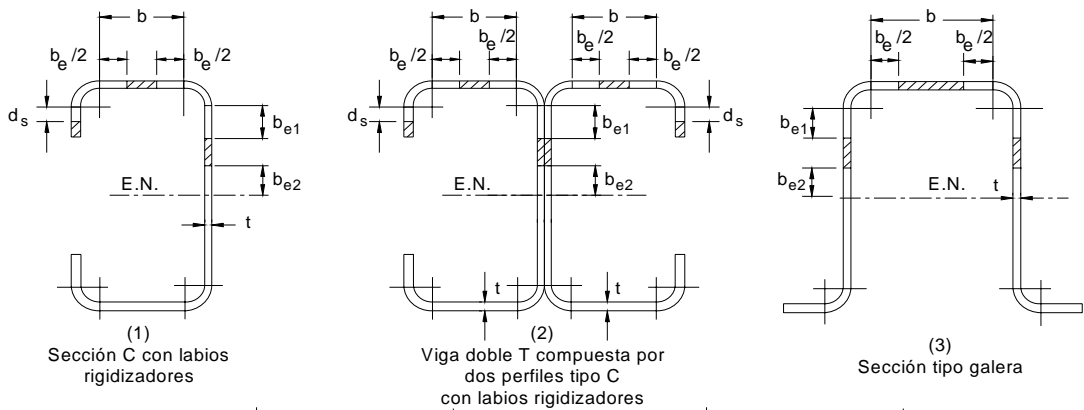
Figura C-GL.1. Elementos comprimidos con rigidización múltiple

(e) ***Pandeo flexional torsional***

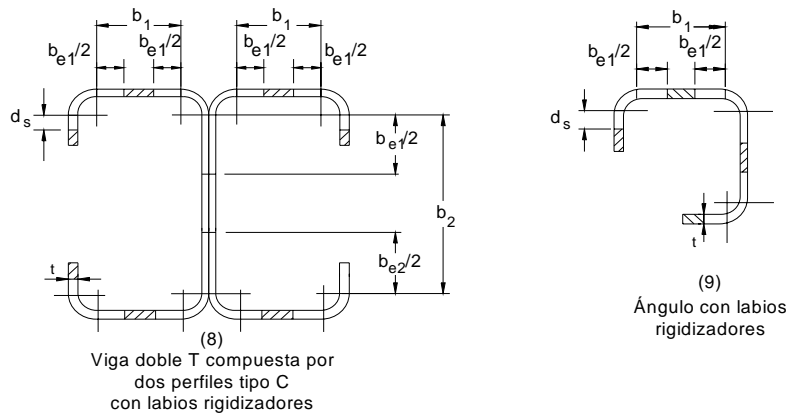
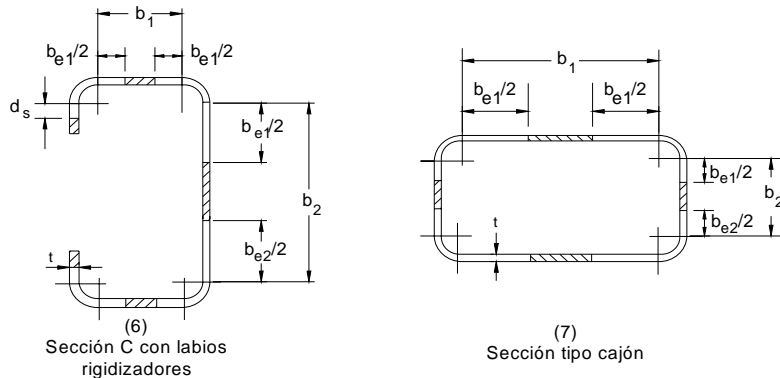
La edición 1968 de la Especificación AISI incluyó por primera vez métodos para calcular las resistencias nominales de columnas de perfiles de acero conformado en frío con tendencia a pandearse simultáneamente por torsión y flexión. Este comportamiento complejo puede provocar que las resistencias de esas columnas sean menores que las que se obtendrían a partir del pandeo flexional.

(f) ***Elementos comprimidos no rigidizados***

En la Figura C-GL. 3. se ilustran elementos no rigidizados con diferentes secciones transversales, siendo las secciones (1) a (4) para miembros flexados y las secciones (5) a (8) para miembros comprimidos. Las secciones (1), (2) y (3) tienen sólo un alma para rigidizar el elemento correspondiente al ala comprimida. Cada ala de la sección (4) proporciona una acción de rigidización a la otra a lo largo de sus bordes comunes. Cuando las secciones (5), (6) y (7) actúan como columnas, tienen elementos rigidizados verticalmente (almas) que proporcionan apoyo para un borde de los elementos no rigidizados correspondientes a las alas. Cada ala de la sección (8) proporciona una acción de rigidización a la otra.

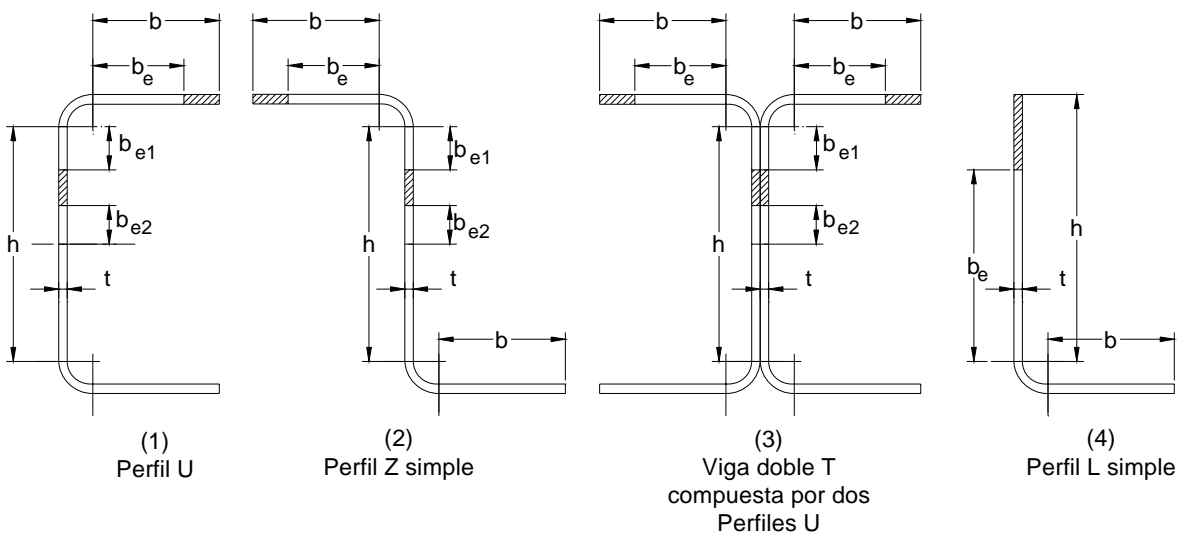


Miembros flexados, tales como vigas (ala superior comprimida)

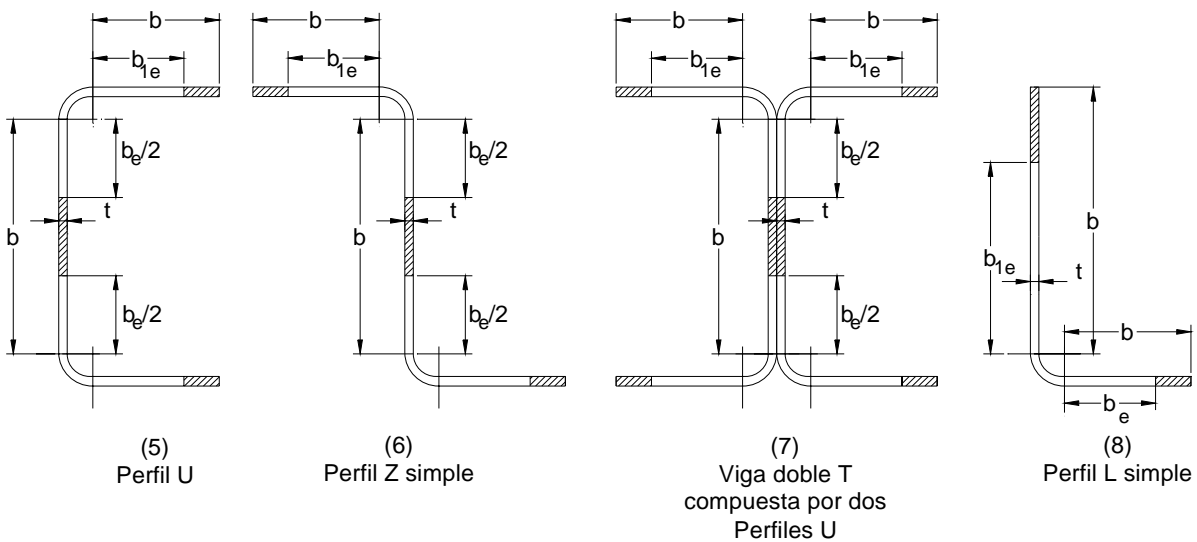


Miembros comprimidos, tales como columnas

Figura C-GL. 2. Elementos comprimidos rigidizados.



Miembros flexados, tales como vigas



Miembros comprimidos, tales como columnas

Figura C-GL. 3. Elementos comprimidos no rigidizados.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO A.

ESPECIFICACIONES GENERALES

INTRODUCCIÓN

Este Reglamento forma parte de la nueva generación de Reglamentos CIRSOC e INPRES CIRSOC que han adoptado el **Método de Factores de Carga y Resistencia como método de Proyecto** (o **Proyecto por Estados Límites**) y se integra con los restantes Reglamentos y Recomendaciones correspondientes al área de las Estructuras Metálicas.

Este Reglamento adopta como base la Especificación AISI Standard, “North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members”, Edición 2001 de la American Iron and Steel Institute en su formato LRFD (Load and Resistance Factor Design).

Se han realizado algunas adaptaciones y agregados a la Especificación base a fin de adaptarla a las necesidades de nuestro medio y compatibilizarla con los Reglamentos CIRSOC 301-2005, CIRSOC 302-2005, CIRSOC 304-2007 y la Recomendación CIRSOC 305-2007. Se ha considerado asimismo como antecedente fundamental la Recomendación CIRSOC 303 (Edición 1991) “Estructuras Livianas de Acero”.

Se ha mantenido el formato de la Especificación base dividida en Capítulos. No se ha incluido el Capítulo G de la misma, referido al Proyecto de Elementos Estructurales sometidos a cargas cíclicas (fatiga), pues **se decidió limitar el uso de elementos estructurales de acero de sección abierta conformados en frío a estructuras que soporten cargas predominantemente estáticas**.

En general se ha mantenido la numeración de las expresiones de la Especificación base con algunas excepciones dadas por la eliminación de algunos artículos o el agregado de otros.

Las especificaciones del Reglamento son prescriptivas y se deben aplicar integralmente y no en forma parcializada.

El Proyecto Estructural, el Detallado y la Dirección de una Estructura de acero con elementos conformados en frío de sección abierta debe ser ejecutado por **profesionales habilitados** y la aplicación de las especificaciones se debe realizar con el uso del juicio profesional.

Los materiales utilizados, la fabricación y el montaje deben cumplir lo especificado y garantizar los factores de resistencia establecidos. Para ello **la ejecución debe realizarse con talleres, técnicos y operarios debidamente calificados**.

En estos Comentarios, basados también en los Comentarios de la Especificación base, los artículos, las expresiones, Figuras y Tablas se identifican con la misma notación que en el Reglamento con el agregado de la letra C, y se presentan en el mismo orden secuencial.

C A.1. CAMPO DE VALIDEZ

Las configuraciones de las secciones transversales, los procesos de manufactura y las prácticas de fabricación de los miembros estructurales de acero conformado en frío de sección abierta difieren en varios aspectos de los de perfiles laminados en caliente. En el caso de los perfiles de acero conformado en frío, el proceso de formación se lleva a cabo a temperatura ambiente, o a una temperatura próxima a la misma, utilizando plegadoras, prensas o máquinas formadoras. Algunas de las diferencias significativas entre los perfiles conformados en frío y los perfiles laminados en caliente son:

- (1) ausencia de las tensiones residuales provocadas por el enfriamiento desparejo debido al laminado en caliente
- (2) falta de filetes en las esquinas.
- (3) aumento de la tensión de fluencia con una disminución del límite de proporcionalidad y de la ductilidad provocado por el conformado en frío.
- (4) presencia de tensiones producidas por el conformado cuando el acero conformado en frío no ha sido finalmente recocido.
- (5) predominio de elementos con elevadas relaciones entre su ancho y su espesor.
- (6) esquinas redondeadas.
- (7) curvas tensión-deformación que pueden ser del tipo fluencia brusca (con zócalo de fluencia) o del tipo fluencia gradual.

Este Reglamento se limita al proyecto de elementos estructurales de acero de sección abierta conformado en frío a partir de chapas, flejes o planchuelas de acero al carbono o de baja aleación. Las ***secciones tubulares*** (secciones cerradas) obtenidas por conformación en frío se deben proyectar con las especificaciones del **Reglamento CIRSOC 302-2005 “Reglamento Argentino de Elementos Estructurales de Tubos de Acero para Edificios”**.

Este Reglamento es aplicable exclusivamente a secciones conformadas en frío de no más de 25,4 mm de espesor. Las investigaciones realizadas en la Universidad de Missouri-Rolla (Yu, Liu y McKinley, 1973b y 1974) han verificado la aplicabilidad para estos casos de las especificaciones contenidas en el Reglamento, adoptadas de la Especificación base.

Teniendo en cuenta que la mayoría de las especificaciones de diseño han sido desarrolladas en base a trabajos experimentales con ***cargas estáticas***, se ha decidido que este Reglamento se aplique ***exclusivamente a miembros estructurales de acero conformado en frío que se utilicen para soportar cargas predominantemente estáticas en edificios y a otras estructuras no sometidas a cargas dinámicas y/o cíclicas.*** Por ello ***no se ha incluido*** en este Reglamento, el Capítulo G de la Especificación base que contiene especificaciones para estructuras sometidas a fatiga.

Dado que no es posible cubrir con las especificaciones del Reglamento todas las secciones o formas constructivas que puedan ser realizadas por conformación en frío, y que tengan un adecuado comportamiento estructural, se plantea la posibilidad de determinar la resistencia de diseño y la rigidez de secciones y formas estructurales alternativas por medio de apropiadas teorías de ingeniería estructural, siempre que las mismas ***sean corroboradas por ensayos***, para lo cual se pueden aplicar las especificaciones contenidas en el Capítulo F.

C A.1.1. Unidades

En este Reglamento se utilizan las mismas unidades del **SIMELA** que en el Reglamento CIRSOC 301-2005. Por ello en algunas fórmulas aparece un **factor (10)ⁿ** que permite compatibilizar las unidades utilizadas para los factores que las componen. La unidad con que se debe utilizar cada parámetro está indicada en la definición del mismo.

C A.2. MATERIALES – NORMAS IRAM e IRAM – IAS DE APLICACIÓN

Las normas de materiales nacionales están actualmente en revisión y en proceso de integración con las del MERCOSUR. Se estima que a la fecha de aprobación de este Reglamento se cuente con normas actualizadas que incluyan tanto los materiales de fabricación nacional como los de importación fabricados bajo normas internacionales reconocidas.

Para el Proyecto o Diseño Estructural son necesarias algunas características mecánicas de los materiales que están indicadas en el presente Reglamento.

Como regla general los materiales deberán responder a las normas IRAM o IRAM-IAS vigentes a la fecha de ejecución del Proyecto, siempre que en las Especificaciones Técnicas no se indique otra cosa. En caso de que algunos materiales no dispongan de su correspondiente norma IRAM o IRAM-IAS, a la fecha de entrada en vigencia de este Reglamento, se podrán utilizar las normas ASTM o ISO correspondientes.

C A.2.6. Ductilidad

A fin de garantizar la ductilidad de las estructuras de acero conformadas en frío se establecen valores mínimos de la relación tensión de rotura/tensión de fluencia y del alargamiento de rotura en los aceros utilizados. Los aceros que se enumeran en el artículo A.2.1 satisfacen estos valores mínimos.

C A.2.7. Espesor mínimo

Las chapas, flejes y planchuelas usadas como base para la elaboración de secciones conformadas en frío tienen una tolerancia para su espesor establecido por las normas de materiales. Para algunos espesores de chapa, esas tolerancias son algo superiores al 5% en defecto. Sin embargo para el producto de acero conformado en frío es necesario que el espesor sea al menos el **95 por ciento** del espesor nominal utilizado para el cálculo pues de otra manera no se puede considerar que los factores de seguridad adoptados por el Reglamento cubran las tolerancias negativas del espesor. Por ello **es responsabilidad del fabricante garantizar que el producto conformado en frío no sobrepase la tolerancia del 5% en menos para los espesores de los elementos en sus partes planas.**

En general las mediciones del espesor se deben efectuar en el centro de las partes planas de las secciones transversales. Para los tableros para pisos y paredes, las mediciones se deben efectuar tan cerca como sea posible del centro del primer elemento plano completo de la sección. **El espesor se debe medir a una distancia de los bordes mayor que 30 mm.**

C A.2.8. Límite de fluencia e incremento de la resistencia debido a la conformación en frío

C A.2.8.1. Límite de fluencia

La resistencia de los miembros estructurales de acero conformado en frío depende del punto de fluencia o tensión de fluencia mínima especificada, excepto en los casos en los cuales el pandeo elástico localizado o el pandeo global resultan críticos. La curva tensión-deformación del acero de la chapa o fleje puede ser de tipo fluencia brusca (con zócalo de fluencia) (Figura C-A.2.1(a)) o de tipo fluencia gradual (Figura C-A.2.1(b)). Como se ilustra en las Figuras C-A.2.1(a) y C-A.2.2(a) **la tensión de fluencia del acero de fluencia brusca se define como la tensión correspondiente a la meseta o zócalo de fluencia que es el punto inferior de fluencia de la curva tensión-deformación**. En el caso del acero de fluencia gradual la curva tensión-deformación es de forma redondeada en el "codo" y la resistencia a la fluencia se puede determinar mediante el método de la deformación (Figura C-A.2.2(b), para una deformación especificada del 0,2%). Los valores citados son los considerados como "**límite de fluencia mínimo**" por las normas IRAM-IAS para los distintos aceros listados en el artículo A.2.1. y tomados como "**tensión de fluencia mínima especificada**" por el Reglamento (F_y).

Es de hacer notar que las curvas indicadas corresponden a aceros libres de tensiones residuales resultantes del proceso de fabricación.

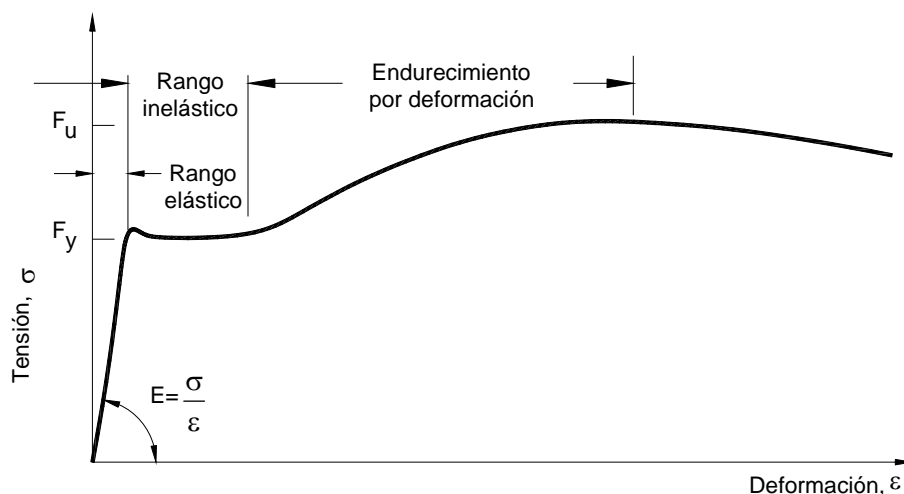


Figura C-A.2.1(a). Curva tensión-deformación de una chapa o fleje de acero al carbono de fluencia brusca.

Los estados límites de los miembros regidos por el pandeo dependen no sólo del límite de fluencia sino también del módulo de elasticidad longitudinal, E , y del módulo tangencial, E_t . El módulo de elasticidad se define como la pendiente del tramo recto inicial de la curva tensión-deformación (Figuras C-A.2.1(a) y (b)). Los valores medidos de E en base a los métodos normalizados generalmente están comprendidos entre 200000 y 207000 MPa. A los efectos del cálculo, en el Reglamento se utiliza un valor de 200000 MPa. El módulo tangencial se define como la pendiente de la curva tensión-deformación para cualquier nivel de tensión, como se ilustra en la Figura C-A.2.1(b).

La tensión de proporcionalidad (f_{pr}) se define en el punto donde el **Módulo** E_t comienza a ser menor que E . La relación entre f_{pr} y F_y depende del tipo de curva tensión-deformación del acero, y referido a la carga externa depende de la intensidad de las tensiones residuales resultantes del proceso de fabricación. Estas son mucho menores para los productos conformados en frío que para los productos laminados. El límite de proporcionalidad puede considerarse no menor que alrededor del **70** por ciento de la tensión de fluencia mínima especificada.

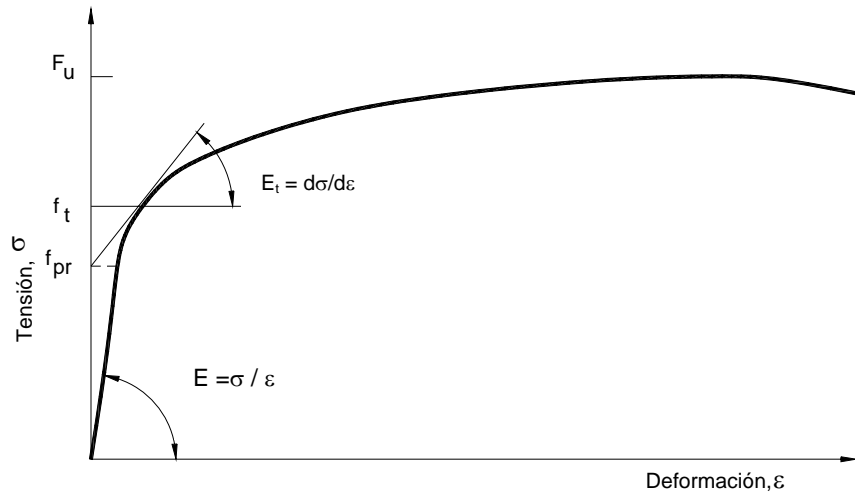


Figura C-A.2.1(b). Curva tensión-deformación de una chapa o fleje de acero al carbono de fluencia gradual.

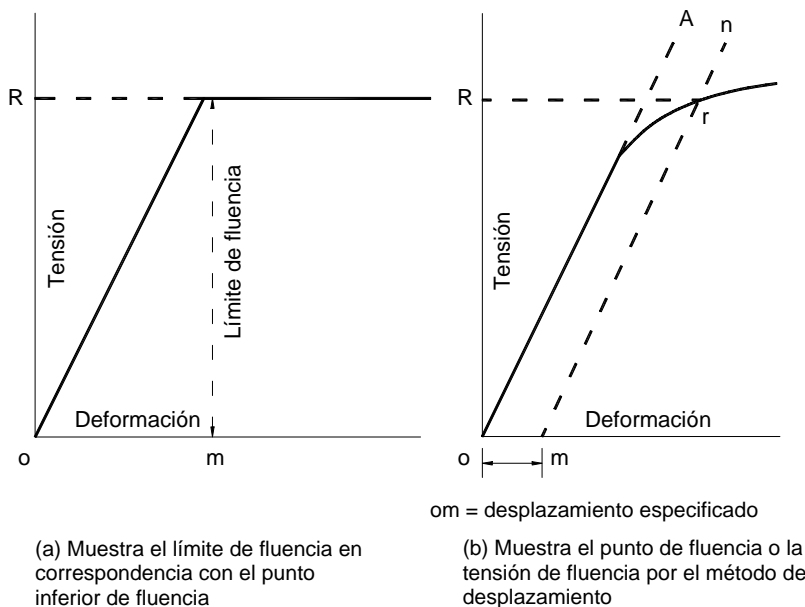


Figura C-A.2.2. Diagramas tensión-deformación que ilustran los métodos para la determinación del punto de fluencia y del límite de fluencia.

C A.2.8.2. Incremento de la resistencia debido al conformado en frío

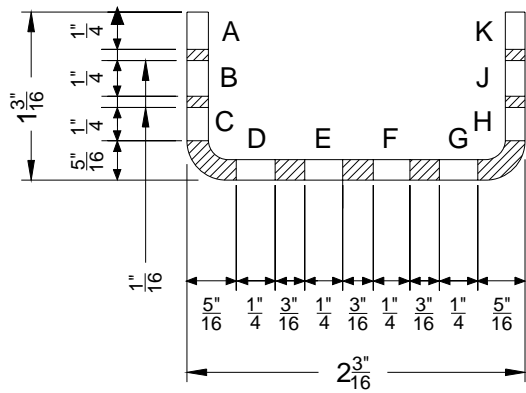
Las propiedades mecánicas de las chapas, flejes, o planchuelas de acero, tales como el límite de fluencia, la resistencia a la tracción y el alargamiento de rotura, pueden ser sustancialmente diferentes de las propiedades exhibidas por las secciones de acero conformado en frío. La Figura C-A.2.3 ilustra el incremento del límite de fluencia y de la resistencia a la tracción, con respecto al material virgen, en diferentes puntos de un perfil en forma de canal y en un cordón de una vigueta de acero conformado en frío (Karren y Winter, 1967). Esta diferencia se puede atribuir al trabajo en frío del material durante el proceso de conformación en frío.

La influencia del trabajo de conformación en frío sobre las propiedades mecánicas fue investigada por Chajes, Britvec, Winter, Karren y Uribe en la Universidad de Cornell en la década de 1960 (Chajes, Britvec y Winter, 1963; Karren, 1967; Karren y Winter, 1967; Winter y Uribe, 1968). Se descubrió que los cambios de las propiedades mecánicas debidos al estiramiento en frío son provocados principalmente por el endurecimiento por deformación y el envejecimiento por deformación, como se ilustra en la Figura C-A.2.4. (Chajes, Britvec y Winter, 1963).

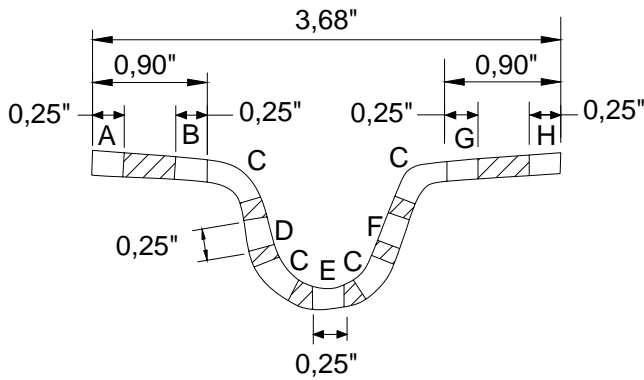
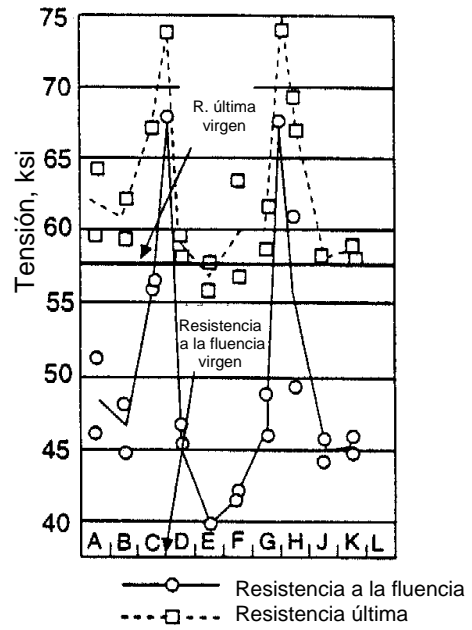
En esta Figura, la curva A representa la curva tensión-deformación del material virgen. La curva B corresponde a una descarga en el rango del endurecimiento por deformación, la curva C representa la recarga inmediata y la curva D es la curva tensión-deformación posterior al envejecimiento por deformación. Es interesante observar que los límites de fluencia de las curvas C y D son más elevados que el límite de fluencia del material virgen y que las ductilidades disminuyen luego del endurecimiento y envejecimiento por deformación.

Las investigaciones efectuadas en Cornell también revelaron que los efectos del trabajo de conformación en frío sobre las propiedades mecánicas de las esquinas generalmente dependen de las siguientes variables:

- (1) el tipo de acero.
- (2) el tipo de esfuerzo (compresión o tracción).
- (3) la dirección del esfuerzo con respecto a la dirección del trabajo de conformación en frío (transversal o longitudinal).
- (4) la relación F_u/F_y .
- (5) la relación entre el radio interno de plegado y el espesor (R/t).
- (6) la cantidad de trabajo en frío.



(a)



(b)

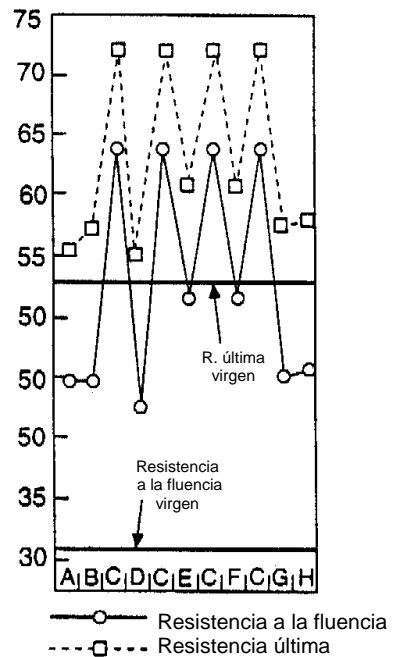


Figura C-A.2.3. Efecto del trabajo de conformado en frío sobre las propiedades mecánicas de perfiles metálicos de acero conformado en frío. (a) Perfil en forma de canal, (b) Cordón de una viga.

Entre los elementos enumerados las relaciones F_u / F_y y R/t son los factores más importantes que afectan el cambio de las propiedades mecánicas de las secciones conformadas en frío. Los materiales vírgenes con una gran relación F_u / F_y , poseen un elevado potencial para endurecimiento por deformación. En consecuencia, a medida que crece la relación F_u / F_y el efecto del trabajo en frío sobre el aumento del límite de fluencia del acero también aumenta. Las pequeñas relaciones R/t corresponden a un mayor grado de conformación en frío en una esquina y por lo tanto, para un material dado, mientras más pequeña sea la relación R/t mayor será el incremento del límite de fluencia.

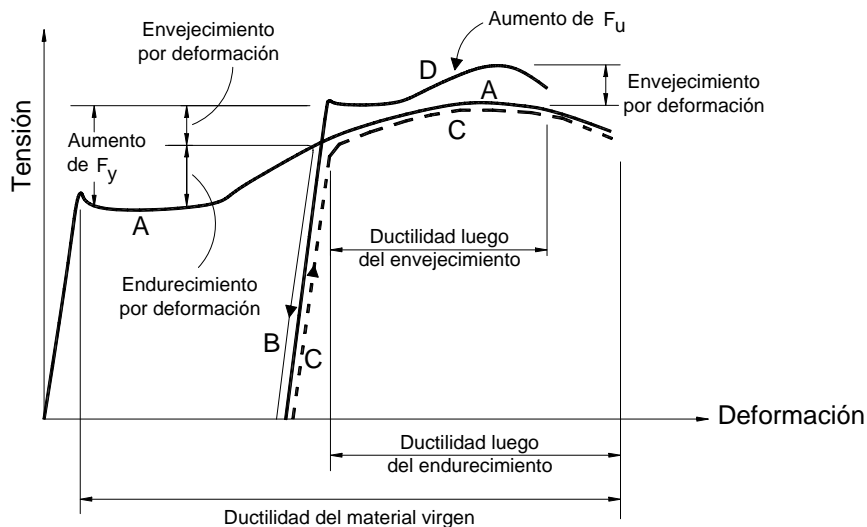


Figura C-A.2-4. Efecto del endurecimiento por deformación y envejecimiento por deformación sobre las características de la curva tensión-deformación.

Investigando la influencia de la conformación en frío, Karren obtuvo las siguientes expresiones para la relación entre la resistencia a la fluencia de las esquinas y la resistencia a la fluencia del material virgen (Karren, 1967):

$$\frac{F_{yc}}{F_{yv}} = \frac{B_c}{(R/t)^m} \quad \text{(C-A.2.8.2-1)}$$

siendo:

$$B_c = 3,69 \frac{F_{uv}}{F_{yv}} - 0,819 \left(\frac{F_{uv}}{F_{yv}} \right)^2 - 1,79$$

$$m = 0,192 \frac{F_{uv}}{F_{yv}} - 0,068$$

- F_{yc} la tensión de fluencia en las esquinas.
- F_{yv} la tensión de fluencia del material virgen.
- F_{uv} la resistencia a la tracción del material virgen.
- R el radio interno de plegado.
- t el espesor de la chapa.

Con respecto a las propiedades de la sección completa, la tensión de fluencia en tracción de la sección completa se puede aproximar utilizando un promedio ponderado de la siguiente manera:

$$F_{ya} = C F_{yc} + (1 - C) F_{yf} \quad (\text{C- A.2.8.2-2})$$

siendo:

- F_{ya} la tensión de fluencia en tracción de la sección completa.
- F_{yc} la tensión de fluencia en tracción, promedio de las esquinas.
- $F_{yc} = B_c F_{yv} / (R/t)^m$
- F_{yf} la tensión de fluencia en tracción, promedio de las partes planas.
- C la relación entre el área de las esquinas y el área total de la sección transversal. Para los elementos flexados que poseen alas desiguales, el ala determinante se considera aquella para la cual se obtiene el menor valor de C .

Karren y Winter (Karren y Winter, 1967) demostraron una buena correlación entre las características de tensión-deformación calculadas y las ensayadas para un perfil en forma de canal y un cordón de vigueta.

Durante las tres últimas décadas numerosos investigadores han llevado a cabo estudios adicionales. Estas investigaciones se ocuparon de las secciones conformadas en frío con mayores relaciones R/t y materiales de mayor espesor. También consideraron la distribución de las tensiones residuales, la simplificación de los métodos de diseño y otros temas relacionados. Para mayores detalles ver **Yu** (2000).

En 1962, la Especificación **AISI** permitía el uso de la conformación en frío en base a ensayos de sección completa. Desde 1968 la Especificación **AISI** ha permitido que el límite de fluencia promedio incrementado de la sección, F_{ya} , sea determinado por medio de:

- (1) ensayos de tracción de la sección completa.
- (2) ensayos de columna corta.
- (3) cálculo de acuerdo con la expresión C-A.2.8.2-2.

Sin embargo, este incremento de resistencia se limita exclusivamente a secciones relativamente compactas diseñadas de acuerdo con el artículo C.3.1 del Reglamento (resistencia a la flexión excluyendo el uso de la capacidad de reserva inelástica), el artículo C.4 (elementos comprimidos con carga axial), el artículo C.5 (combinación de carga axial y flexión), y el artículo D.4 (montantes que integran un tabique). Desde la edición 1996 de la Especificación AISI el incremento de resistencia debido a la conformación en frío también fue permitido para el diseño de elementos traccionados con carga axial como se especifica en el artículo C.2..

En algunos casos, al evaluar la superficie efectiva del alma, el factor de reducción ρ conforme al artículo B.2 de este Reglamento puede ser menor que la unidad, pero la sumatoria de b_{e1} y b_{e2} de la Figura B.2.-2 del Reglamento puede ser tal que el alma resulte totalmente efectiva, y sea posible utilizar la conformación en frío.

En el desarrollo de la Especificación AISI para LRFD, Rang, Galambos y Yu (1979a y 1979b) desarrollaron los siguientes datos estadísticos correspondientes a las propiedades de las secciones transversales a utilizar en la obtención de los factores de resistencia ϕ :

$$\begin{array}{lll}
(F_y)_m = 1,10F_y & M_m = 1,10 & V_{F_y} = V_M = 0,10 \\
(F_{ya})_m = 1,10F_{ya} & M_m = 1,10 & V_{F_{ya}} = V_M = 0,11 \\
(F_u)_m = 1,10F_u & M_m = 1,10 & V_{F_u} = V_M = 0,08 \\
F_m = 1,00 & V_F = 0,05 &
\end{array}$$

En estas expresiones, m se refiere al valor promedio; V representa el coeficiente de variación; M y F son las relaciones entre la real y la nominal propiedad del material y propiedad de la sección transversal, respectivamente; y F_y , F_{ya} y F_u son, respectivamente, el límite de fluencia mínimo especificado, el límite de fluencia promedio incluyendo el efecto de la conformación en frío y la resistencia a la tracción mínima especificada.

Estos datos estadísticos se basan en el análisis de numerosas muestras (Rang y otros, 1978) y son valores representativos de las propiedades de los materiales y de las secciones transversales utilizados en las aplicaciones industriales de las estructuras de acero conformado en frío.

C A.3. ACCIONES

Las **acciones y sus intensidades mínimas** son las establecidas en los Reglamentos CIRSOC e INPRES-CIRSOC publicado a partir del año 2005 y vigentes a la fecha de ejecución del Proyecto.

Las acciones comunes a considerar se han listado con la indicación del respectivo Reglamento sin designar el año de la edición vigente, dado que a la fecha de utilización de este Reglamento puede suceder que exista una actualización del contenido de alguno de ellos. Para aquellas acciones donde no existan Reglamentos CIRSOC el Proyectista o Diseñador Estructural deberá adoptar intensidades mínimas debidamente fundamentadas. Se pueden utilizar de referencia las Especificaciones de carga de origen norteamericano (como la ASCE 7) que sean compatibles con este Reglamento, hasta tanto se redacte el Reglamento CIRSOC específico.

C A.4. PROYECTO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA

C A.4.1. Bases del Proyecto

De la misma manera que el resto de los Reglamentos CIRSOC de nueva generación y basado en iguales fundamentos, se adopta como método de proyecto el **Método por Estados Límites o Método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (Método LRFD)**.

Un estado límite es la condición en la cual la utilidad de un elemento estructural o de la estructura en su conjunto se ve afectada a tal punto que deja de ser segura para los ocupantes de la estructura, o es la condición en la cual el elemento o la estructura ya no es capaz de satisfacer la función para la cual fue diseñado. Los estados límites típicos para los elementos de acero conformado en frío son las deformaciones excesivas, la fluencia, y la inestabilidad global o local. Estos estados límites se han establecido en base a la experiencia práctica o en laboratorio y han sido analizados exhaustivamente a través de investigaciones analíticas y experimentales. Los antecedentes del establecimiento de los estados límites están ampliamente documentados en (Winter, 1970; Pekoz, 1986b; y Yu, 1991), y los continuos esfuerzos en la investigación de este campo permiten comprenderlos cada día mejor.

En el Proyecto por Factores de Carga y Resistencia se consideran dos tipos de estados límites:

- (1) los **estados límites últimos o de resistencia**, que definen la seguridad para resistir las cargas extremas que soliciten a la estructura durante su vida útil.
- (2) los **estados límites de servicio** que definen la capacidad de la estructura de desempeñar la función para la cual fue diseñada durante toda su vida útil.

La condición de Proyecto asegura que un estado límite es superado sólo con una pequeña y aceptable probabilidad, cuando se adoptan adecuados factores de carga, factores de resistencia, cargas nominales y resistencias nominales, las cuales nunca serán superadas bajo las hipótesis de Proyecto.

Este Reglamento considera el dimensionado para los estados límites últimos en el artículo A.4.2 y los estados límites de servicio en el artículo A.4.4.

C A.4.2. Dimensionado para estados límites últimos (Condición de resistencia)

Para un estado límite de resistencia, el formato general del método **LRFD** se expresa mediante la siguiente expresión:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (\text{C-A.4.2-1})$$

ó

$$R_u \leq \phi R_n = R_d$$

siendo:

- R_u = $\sum \gamma_i Q_i$, la resistencia requerida.
- R_n la resistencia nominal.
- ϕ el factor de resistencia.
- γ_i el factor de carga correspondiente a la acción nominal.
- i el tipo de acción.
- Q_i el efecto de la acción nominal.
- $\phi R_n = R_d$ la resistencia de diseño.

La resistencia nominal es la resistencia del elemento o miembro para un estado límite dado, calculada para las propiedades nominales de la sección y para las propiedades mínimas especificadas del material de acuerdo con el modelo analítico adecuado que define la resistencia. El factor de resistencia ϕ toma en cuenta las incertidumbres inherentes en la resistencia nominal R_n , y generalmente es menor que la unidad. Los efectos de las cargas Q_i son los esfuerzos en la sección transversal (momento flector, fuerza axial, esfuerzo de corte) determinados a partir de las cargas nominales especificadas mediante análisis estructural y γ_i son los correspondientes factores de carga que toman en cuenta las incertidumbres de las cargas.

La combinación de acciones mayoradas crítica es la que produce la mayor resistencia requerida. En el artículo A.4.3 de este Comentario se discuten los factores de carga.

Los estados límites últimos varían de elemento estructural a elemento estructural y varios estados límites diferentes pueden ser aplicados a una misma barra o unión. **Es necesario**

verificar el cumplimiento de la expresión (A.4.2-1) del Reglamento para todos los estados límites últimos posibles.

Las ventajas del Método **LRFD** son:

- (1) las incertidumbres en la intensidad y la acción simultánea de los distintos tipos de cargas son diferentes (por ejemplo, la carga permanente es menos variable que la carga de viento) y también lo son las incertidumbres de las resistencias, y con este método estas diferencias se pueden considerar utilizando diferentes factores de carga y de resistencia;
- 2) al utilizar la teoría probabilística los diseños idealmente pueden lograr una confiabilidad más consistente. Por lo tanto el Método **LRFD** proporciona la base para un proyecto más racional y refinado que otros métodos como el antiguo **ASD** (Allowable Stress Design-Tensiones admisibles) ó el nuevo **ASD** (Allowable Strength Design-Resistencias admisibles).

(a) Conceptos probabilísticos

Los factores de seguridad (factores de carga y factores de resistencia) consideran las incertidumbres y variabilidades inherentes al proceso de diseño. El cálculo estructural consiste en comparar los efectos de las cargas **Q**, con las resistencias **R**, pero tanto **Q** como **R** son parámetros aleatorios (ver Figura C-A.4.1).

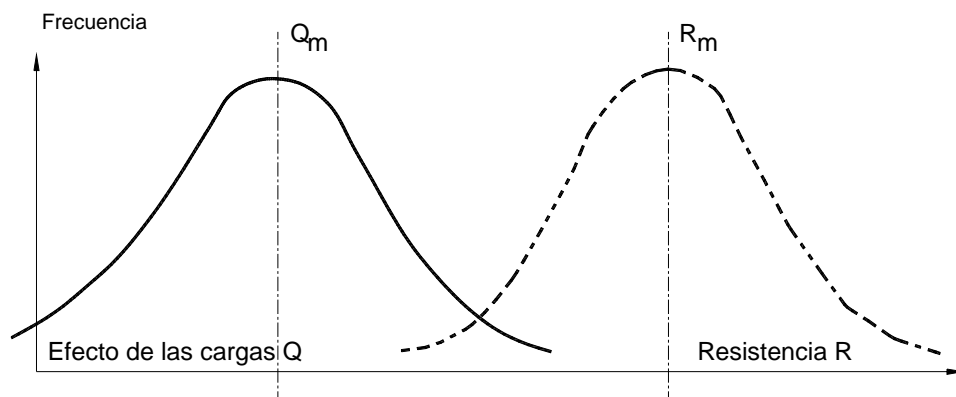


Figura C-A.4.1. Definición de la aleatoriedad de Q y R.

Si $R < Q$ se supera un estado límite. Aunque la posibilidad de ocurrencia de este evento nunca es nula, un diseño exitoso debería tener una probabilidad de superar el estado límite aceptablemente pequeña.

Si se conocieran las distribuciones exactas de las probabilidades de **R** y **Q** se podría determinar con exactitud la probabilidad de que $(R - Q) < 0$ para cualquier diseño. En general las distribuciones de **R** y **Q** son desconocidas, y sólo podemos conocer los promedios, Q_m y R_m , y las desviaciones estándares, σ_Q y σ_R . Sin embargo, es posible determinar las confiabilidades relativas de varios diseños mediante el esquema ilustrado en la Figura C-A.4.2. La curva de distribución ilustrada es para $\ln(R/Q)$, y se supera un estado límite cuando $\ln(R/Q) \leq 0$. El área debajo de la curva $\ln(R/Q) \leq 0$ es la probabilidad de superar el estado límite. El tamaño de esta área depende de la distancia entre el origen y el

promedio de $\ln(R/Q)$. Para un conjunto de datos estadísticos correspondientes a R_m , Q_m , σ_R y σ_Q , el área debajo de la curva $\ln(R/Q) \leq 0$ se puede variar modificando el valor de β (Figura C-A.4.2), ya que $\beta\sigma_{\ln(R/Q)} = \ln(R/Q)_m$, de donde, se obtiene aproximadamente la siguiente expresión:

$$\beta = \frac{\ln(R_m / Q_m)}{\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}} \quad (\text{C-A.4.2-2})$$

siendo:

$$V_R = \sigma_R / R_m$$

$V_Q = \sigma_Q / Q_m$, son los coeficientes de variación de R y Q , respectivamente.

El índice β se denomina "**índice de confiabilidad**", y constituye una medida relativa de la seguridad del diseño. Cuando se comparan dos diseños, **el más confiable será el que tenga mayor β** .

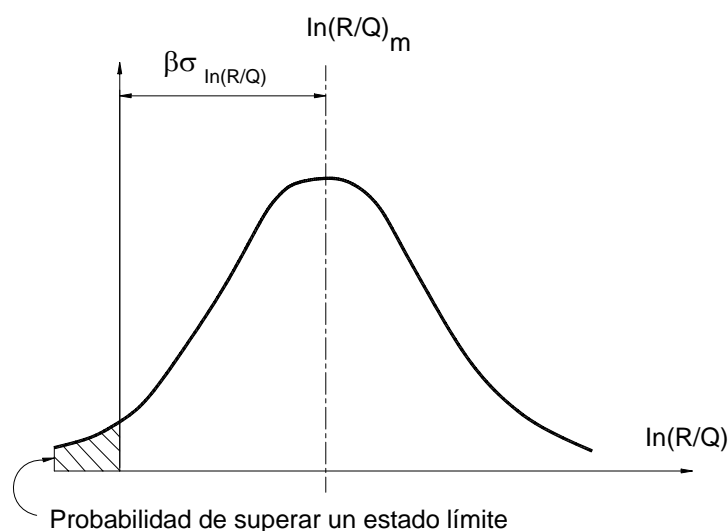


Figura C-A.4.2. Definición del índice de confiabilidad β

El concepto de índice de confiabilidad se puede utilizar para determinar la confiabilidad relativa inherente a un sistema de cálculo actual, y se puede utilizar para ensayar la confiabilidad de nuevos formatos de diseño, como se ilustra mediante el siguiente ejemplo de una viga simplemente apoyada, arriostrada, sometida a carga permanente y sobrecarga, dimensionada por el Método **ASD** (Resistencias Admisibles) de la Especificación **AISI**.

El requisito para el cálculo por **ASD** de la Especificación AISI para este tipo de vigas es:

$$S_e F_y / \Omega = L_s^2 s (D + L) / 8 \quad (\text{C-A.4.2-3})$$

siendo:

- S_e el módulo elástico de la sección transversal en base a la sección efectiva.
- Ω el factor de seguridad para flexión ASD, $\Omega = 1,67$.
- F_y el límite de fluencia especificado.
- L_s la luz del tramo.
- s la separación de las vigas.
- D y L son las intensidades determinadas por Reglamento por unidad de superficie para la carga permanente y la sobrecarga, respectivamente.

La resistencia media se define como (Ravindra y Galambos, 1978):

$$R_m = R_n (P_m M_m F_m) \quad (\text{C-A.4.2-4})$$

En la expresión anterior, R_n es la resistencia nominal, que en este caso es:

$$R_n = S_e F_y \quad (\text{C-A.4.2-5})$$

es decir, el momento nominal pronosticado en base a la resistencia posterior al pandeo del ala comprimida y del alma. Los valores promedio P_m , M_m y F_m , y los correspondientes coeficientes de variación V_P , V_M y V_F son los parámetros estadísticos que definen la variabilidad de la resistencia siendo :

- P_m la relación promedio entre el momento determinado experimentalmente y el momento pronosticado para las propiedades del material y la sección transversal real de las muestras ensayadas
- M_m la relación promedio entre el límite de fluencia real y el valor mínimo especificado
- F_m la relación promedio del módulo resistente real de la sección y el valor especificado (nominal)

El coeficiente de variación de R es igual a:

$$V_R = \sqrt{V_P^2 + V_M^2 + V_F^2} \quad (\text{C-A.4.2-6})$$

Los valores de estos datos se obtuvieron examinando los ensayos disponibles efectuados sobre vigas con diferentes alas comprimidas, con alas y almas parcial y totalmente efectivas, y analizando los datos sobre límite de fluencia obtenidos mediante ensayos y las dimensiones de las secciones transversales obtenidas de numerosas mediciones. Esta información se desarrolló a partir de investigaciones (Hsiao, Yu y Galambos, 1988a y 1990; Hsiao, 1989) y se presenta a continuación:

$$\begin{aligned} P_m &= 1,11 \\ V_P &= 0,09 \\ M_m &= 1,10 \\ V_M &= 0,10 \\ F_m &= 1,0 \\ V_F &= 0,05 \text{ y por lo tanto:} \\ R_m &= 1,22 R_n \\ V_R &= 1,14. \end{aligned}$$

El efecto de carga promedio es igual a

$$Q_m = L_s^2 s (D_m + L_m) / 8 = Q_m = (L_s^2 s / 8) (D_m + L_m) \quad (\text{C-A.4.2-7})$$

y

$$V_Q = \frac{\sqrt{(D_m V_D)^2 + (L_m V_L)^2}}{D_m + L_m} \quad (\text{C-A.4.2-8})$$

siendo:

D_m y L_m las intensidades promedio de la carga permanente y de la sobrecarga, respectivamente, y V_D y V_L , los coeficientes de variación correspondientes.

Las estadísticas de las cargas fueron analizadas en un estudio efectuado por la NBS (National Bureau of Standards) (Ellingwood y otros, 1980), en el cual se demostró que $D_m = 1,05 D$; $V_D = 0,1$; $L_m = L$; $V_L = 0,25$.

La intensidad promedio de la sobrecarga es igual a la intensidad de la sobrecarga que figura en el Reglamento si el área tributaria es lo suficientemente pequeña como para no incluir ninguna reducción de sobrecarga. Sustituyendo las estadísticas de las cargas en las expresiones (C-A.4.2-7) y (C-A.4.2-8) se obtiene:

$$Q_m = \frac{L_s^2 s}{8} \left(\frac{1,05 D}{L} + 1 \right) L \quad (\text{C-A.4.2-9})$$

$$V_Q = \frac{\sqrt{(1,05 D / L)^2 V_D^2 + V_L^2}}{(1,05 D / L) + 1} \quad (\text{C-A.4.2-10})$$

Por lo tanto Q_m y V_Q dependen de la relación entre la carga permanente y la sobrecarga.

Típicamente las vigas de acero conformado en frío poseen relaciones D/L pequeñas, y ellas pueden variar para diferentes situaciones. Diferentes relaciones D/L pueden ser asumidas por distintos países para desarrollar sus criterios de diseño.

A los efectos de verificar la confiabilidad de estos criterios del LRFD, si se supone una relación $D/L = 0,20$; entonces resultan $Q_m = 1,21 L (L_s^2 s / 8)$ y $V_Q = 0,21$.

De las expresiones (C-A.4.2-3) y (C-A.4.2-5) se puede obtener la resistencia nominal, R_n , para $D/L = 0,20$ y $\Omega = 1,67$ de la siguiente manera:

$$R_n = 2 L (L_s^2 s / 8)$$

Para determinar el índice de confiabilidad, β , de la expresión (C-A.4.2-2) se requiere la relación R_m/Q_m considerando $R_m = 1,22 R_n$:

$$\frac{R_m}{Q_m} = \frac{1,22 \times 2 \times L (L_s^2 s / 8)}{1,21 L (L_s^2 s / 8)} = 2,02$$

Por lo tanto, de la expresión (C-A.4.2-2), resulta:

$$\beta = \frac{\ln(2,02)}{\sqrt{0,14^2 + 1,21^2}} = 2,79$$

Por sí solo, el hecho de que $\beta = 2,79$ para vigas que poseen alas comprimidas diferentes con alas y almas parcial y totalmente efectivas, diseñadas de acuerdo con la Especificación AISI no tiene ningún significado. Sin embargo, cuando se compara este valor con los β correspondientes a otros tipos de elementos de acero conformado en frío y con los β correspondientes a diferentes tipos de diseños que utilizan perfiles laminados en caliente o aún de otros materiales, es posible decir que este tipo particular de viga de acero conformado en frío posee una confiabilidad media (Galambos y otros, 1982).

(b) Fundamentos para el Método LRFD en estructuras de acero conformado en frío

Se ha invertido gran cantidad de trabajo para determinar el *índice de confiabilidad* β implícito en el diseño tradicional por tensiones admisibles en estructuras de acero como lo atestiguan las actuales especificaciones para el cálculo estructural, como la Especificación **AISC** para acero laminado en caliente, la Especificación **AISI** para acero conformado en frío, etc. Los estudios correspondientes al acero laminado en caliente fueron resumidos por Ravindra y Galambos (1978), trabajo en el cual también hay referencias a otros trabajos que contienen información adicional. La determinación de β para los elementos de acero conformado en frío ha sido presentada en diferentes informes de la Universidad de Missouri-Rolla (Hsiao, Yu y Galambos, 1988a; Rang, Galambos y Yu, 1979a, 1979b, 1979c y 1979d; Supornsilaphachai, Galambos y Yu, 1979), en los cuales se presentan detalladamente tanto los datos básicos de los estudios como los β implícitos en la Especificación AISI. Los β calculados en estas publicaciones fueron desarrollados con estadísticas de cargas ligeramente diferentes a las analizadas en este Comentario, pero la conclusión fundamental sigue siendo la misma.

Ellingwood, Galambos, MacGregor y Cornell (Ellingwood y otros, 1980; Galambos y otros, 1982; Ellingwood y otros, 1982) analizaron nuevamente la totalidad del conjunto de datos para diseños de acero laminado en caliente y acero conformado en frío, y también los datos correspondientes a hormigón armado, aluminio, madera laminada y muros de mampostería, utilizando: (a) estadísticas de cargas actualizadas y (b) un nivel más avanzado de análisis probabilístico con el cual se pudo incorporar las distribuciones de probabilidad y describir las distribuciones de manera más realista. Los detalles de este extenso análisis fueron presentados por los investigadores. A continuación se resumen sólo las conclusiones finales de su trabajo.

Los valores del *índice de confiabilidad* β varían considerablemente para los diferentes tipos de cargas, diferentes tipos de construcción y diferentes tipos de miembros estructurales dentro de una especificación de diseño para un material determinado. Para lograr una confiabilidad más consistente, Ellingwood y otros (1982) sugirieron que los siguientes valores de β proporcionarían esta mayor consistencia a la vez que, en general, permitirían lograr por el método **LRFD** esencialmente el mismo diseño que se obtiene en la actualidad para todos los materiales de construcción. Estas confiabilidades deseadas, β_0 , a utilizar en **LRFD** son:

| | |
|----------------------------------|-----------------|
| Caso básico: Carga gravitatoria, | $\beta_0 = 3,0$ |
| Para uniones: | $\beta_0 = 4,5$ |
| Para cargas de viento: | $\beta_0 = 2,5$ |

Estos índices de confiabilidad deseados son los implícitos en los factores de carga recomendados por el documento ASCE 7-95 (ASCE, 1995).

Para las vigas simplemente apoyadas, arriostradas, de acero conformado en frío con alas rigidizadas que se diseñan de acuerdo con el método de las tensiones admisibles de la **Especificación AISI 1996** o con cualquier otra versión anterior de esta Especificación, se demostró que para la relación carga permanente-sobrecarga representativa igual a **0,20**, el índice de confiabilidad **β es igual 2,79**. Considerando que para otras relaciones de cargas o para otros tipos de elementos el índice de confiabilidad implícito en la construcción con acero conformado en frío podría ser mayor o menor que este valor de 2,79, se recomienda adoptar un índice de confiabilidad **$\beta_0 = 2,5$** como límite inferior para la Especificación **AISI** para **LRFD**. Los factores de resistencia ϕ fueron seleccionados de manera tal que **$\beta_0 = 2,5$** es esencialmente el límite inferior de los β reales de los miembros. A fin de garantizar que la falla de una estructura no se inicie en las uniones, se recomienda para las uniones y los pasadores un índice de confiabilidad superior a lograr: **$\beta_0 = 3,5$** . Estos dos valores buscados de **2,5** y **3,5** para elementos y uniones respectivamente, son algo menores que los recomendados por el documento **ASCE 7-95** (es decir **3,0** y **4,5** respectivamente), pero son esencialmente las mismas metas que constituyen el fundamento de la Especificación **AISC** para **LRFD** (AISC, 1993).

En la Especificación **AISI** para **LRFD**, para las cargas de viento se utiliza el mismo valor a lograr **$\beta_0 = 2,5$** que en el documento **ASCE 7**.

(c) Factores de Resistencia

Los siguientes párrafos de este Comentario presentan los antecedentes de los factores de resistencia ϕ recomendados para los diferentes elementos y uniones en los Capítulos B a E de la **Especificación AISI 2001**. Estos factores ϕ se determinan de conformidad con los factores de carga de la **ASCE 7** y para obtener un índice de confiabilidad β_0 aproximadamente igual a **2,5** para los elementos y **3,5** para las uniones, respectivamente, y para la combinación de cargas **1,2D + 1,6L**. Por motivos de practicidad es conveniente tener relativamente pocos factores de resistencia diferentes, y por lo tanto los valores reales de β para algunos casos serán diferentes de los valores fijados como deseables.

El procedimiento seguido es el siguiente:

$$\phi R_n = c (1,2D + 1,6L) = (1,2D/L + 1,6) c L \quad (\text{C-A.4.2-11})$$

donde **c es el coeficiente de influencia determinístico que transforma las intensidades de las cargas en efectos de las cargas.**

Suponiendo **$D/L = 0,2$** las expresiones (C-A.4.2-11) y (C-A.4.2-9) se pueden reescribir de la siguiente manera:

$$R_n = 1,84(c L / \phi) \quad (\text{C-A.4.2-12})$$

$$Q_m = (1,05 D/L + 1)c L = 1,21(c L) \quad (\text{C-A.4.2-13})$$

Por lo tanto,

$$R_m/Q_m = (1,521/\phi) (R_m / R_n) \quad (\text{C-A.4.2-14})$$

El factor ϕ se puede calcular a partir de la expresión (C-A.4.2-15) en base a las expresiones (C-A.4.2-2), (C-A.4.2-4) y (C-A.4.2-14) (Hsiao, Yu y Galambos, 1988b):

$$\phi = 1,521 (P_m M_m F_m) \exp(-\beta_o \sqrt{V_R^2 + V_Q^2}) \quad (\text{C-A.4.2-15})$$

donde β_o es el índice de confiabilidad deseado. Los demás símbolos ya fueron definidos anteriormente.

Conociendo el factor ϕ , el correspondiente factor de seguridad Ω para el cálculo por tensiones admisibles se puede calcular para la combinación de cargas $1,2D + 1,6L$ de la siguiente manera:

$$\Omega = (1,2D/L + 1,6) / [\phi (D/L + 1)] \quad (\text{C-A.4.2-16})$$

donde D/L es la relación entre la carga permanente y la sobrecarga para la condición dada.

Los factores de resistencia adoptados en el Reglamento fueron ajustados en algunos casos (por ejemplo en uniones soldadas) a fin de tener una mayor confiabilidad que la planteada en la Especificación base. También en algunos casos se adoptaron factores de resistencia distintos a los de la Especificación base para compatibilizarlos con los de los Reglamentos CIRSOC 301 y 302 a fin de tener similar confiabilidad.

C A.4.3. Combinación de acciones para los estados límites últimos

Este Reglamento adopta las mismas combinaciones de acciones y factores de carga que los restantes Reglamentos CIRSOC e INPRES-CIRSOC de nueva generación. Ellas han sido tomadas del documento ANSI-ASCE 7-98 y del IBC-2000 con algunas adaptaciones. Al respecto ver los Comentarios al Reglamento CIRSOC 301-2005, Sección C-A.4.2.

C A.4.4. Dimensionado para estados límites de servicio (Condición de deformaciones)

Los estados límites de servicio son condiciones bajo las cuales la estructura no puede satisfacer las funciones para las cuales fue diseñada. En general las condiciones de seguridad y resistencia no se ven afectadas por los estados límites de servicio. Sin embargo, los criterios de serviciabilidad son esenciales para garantizar el comportamiento estructural, la economía de diseño y la economía de mantenimiento..

Las condiciones habituales que pueden requerir estados límites de servicio son:

- 1) Deformaciones, desplazamientos o rotaciones excesivas que pueden afectar la apariencia o funcionalidad de la estructura. Es necesario considerar las deformaciones que pueden provocar daños en los elementos no estructurales.
- 2) Vibraciones excesivas que pueden incomodar a los ocupantes o provocar el mal funcionamiento de los equipos.
- 3) Deterioro provocado por el tiempo, que puede incluir la corrosión o aspectos estéticos, la respuesta de la estructura y la reacción de los ocupantes del edificio.
- 4) Daño local excesivo que pueda requerir un costoso y reiterado mantenimiento o conducir a la corrosión.

Al verificar los estados límites de servicio el Proyectista debe considerar las cargas de servicio adecuadas, la respuesta de la estructura y la reacción de los ocupantes del edificio.

Las cargas de servicio que pueden requerir consideración incluyen las cargas estáticas, las cargas de nieve o de lluvia, las variaciones de temperatura y las cargas dinámicas provocadas por las actividades de los ocupantes, los efectos inducidos por el viento o la operación de maquinarias. Las cargas de servicio son las cargas reales que actúan sobre la estructura en cualquier instante arbitrario. Las cargas de servicio adecuadas para verificar los estados límites de servicio pueden ser apenas una fracción de las cargas nominales.

Generalmente la respuesta de la estructura frente a las cargas de servicio se puede analizar suponiendo un comportamiento elástico lineal. Sin embargo, es posible que los **elementos que acumulen deformaciones residuales bajo cargas de servicio requieran la consideración de este comportamiento a largo plazo.**

Los estados límites de servicio dependen de la función de la estructura y de la percepción del observador. A diferencia de los estados límites de resistencia, no es posible especificar estados límites de servicio generalizados que sean aplicables a todas las estructuras. La Especificación base no contiene requisitos específicos ni combinación de acciones aplicables, dejando las mismas libradas al criterio del Proyectista o al acuerdo entre Proyectista y Comitente. En el Reglamento se ha adoptado el criterio utilizado en los Reglamentos CIRSOC 301-2005, CIRSOC 302-2005 y CIRSOC 308-2007 que es el seguido por los EUROCODES y las Normas de Canadá y Brasil. Las especificaciones adoptadas son las del Capítulo L y el Apéndice L del Reglamento CIRSOC 301-2005

C A.5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Se incorporan al Reglamento consideraciones sobre el análisis estructural. Valen al respecto las consideraciones realizadas en los Comentarios al Reglamento CIRSOC 301-2005 en los artículos C-C.1 y C-C.2.

En este Reglamento CIRSOC 303-2009 **no se permite realizar el análisis plástico** de las estructuras cubiertas por su campo de validez debido a las características de las secciones abiertas de chapa conformada en frío, que por su **baja compacidad y su baja resistencia y rigidez a la torsión presentan dificultades para garantizar la formación de las rótulas plásticas y para lograr la deformación necesaria para que se produzcan los mecanismos, sin que se presenten problemas de pandeo local o pandeo lateral.**

C A.7. DOCUMENTACIÓN DE PROYECTO Y DOCUMENTACIÓN CONFORME A OBRA

Las especificaciones para este artículo son las mismas de la Sección A.7. del Reglamento CIRSOC 301-2005.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO B.

ELEMENTOS

En la construcción con elementos de acero conformados en frío los elementos de la sección transversal de los miembros estructurales son delgados y su relación ancho-espesor es en general mayor que en las secciones de elementos laminados en caliente. Esos elementos delgados pueden pandear localmente a tensiones menores que la de fluencia cuando resulten comprimidos por la flexión, la compresión axial, el corte o el aplastamiento del miembro estructural. La Figura C-B.1. muestra algunos modelos de pandeo local en vigas y columnas (Yu, 2000).

En las piezas de acero conformadas en frío, el pandeo local de los elementos de la sección transversal es el criterio de Proyecto más importante, por lo que en su diseño se debe proporcionar la suficiente seguridad frente a la falla por inestabilidad local considerando adecuadamente los efectos de la resistencia poscrítica.

El Capítulo B del Reglamento contiene los requerimientos de Proyecto para las relaciones ancho-espesor y las expresiones necesarias para determinar el ancho efectivo de elementos comprimidos rigidizados, elementos comprimidos no rigidizados, elementos con rigidizadores de borde o rigidizadores intermedios, y almas de vigas. Las especificaciones para el uso de rigidizadores en barras flexadas se dan en el artículo C.3.6 del Reglamento.

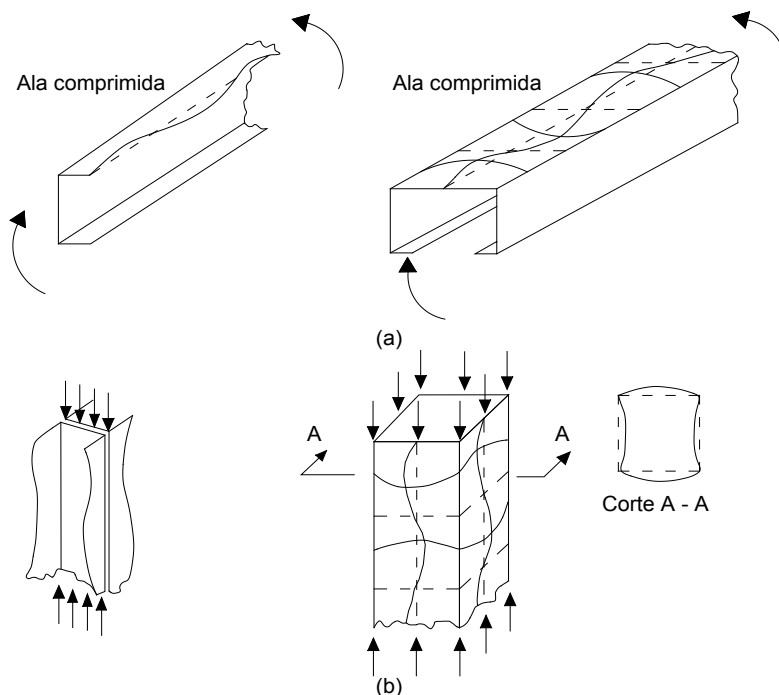


Figura C-B.1. Pandeo local de elementos comprimidos, (a) Vigas, (b) Columnas.

C B.1. LIMITACIONES Y CONSIDERACIONES SOBRE LAS DIMENSIONES

C B.1.1. Consideraciones sobre la relación entre el ancho plano de las alas y su espesor

(a) Máximas relaciones entre el ancho plano y el espesor

El artículo B.1.1(a) del Reglamento contiene limitaciones para las relaciones ancho plano-espesor de los elementos comprimidos. En alguna medida esas limitaciones son arbitrarias. Sin embargo, ellas reflejan una larga experiencia en la construcción de acero conformado en frío y buscan definir rangos prácticos de dichas relaciones (Winter, 1970).

El límite de **60** para la máxima relación (b/t) en alas comprimidas que tienen un borde longitudinal unido a un alma y el otro borde rigidizado por un labio simple se basa en el hecho de que una relación (b/t) mayor que **60** exigiría para la rigidización del ala un labio simple de altura relativamente grande (Winter, 1970). La inestabilidad local del labio llevaría a una reducción en la capacidad a flexión de la sección para evitar el prematuro pandeo local del labio rigidizador. La mayor esbeltez local del labio reduciría la tensión crítica de pandeo local y por ello la resistencia a flexión de la sección.

El límite de **90** para la relación (b/t) de un ala comprimida con un borde longitudinal unido a un alma y el otro a un rigidizador más favorable que el labio simple, resulta del hecho de que alas delgadas con gran relación (b/t) son muy flexibles y por ello expuestas a ser dañadas en el transporte manipuleo y montaje. La misma razón justifica la limitación de (b/t) = **500** para elementos comprimidos rigidizados unidos por ambos bordes longitudinales a otros elementos rigidizados y de (b/t) = **60** para elementos comprimidos no rigidizados.

Es de hacer notar que las alas anchas no son inseguras pero cuando la relación (b/t) es mayor que **30** para alas no rigidizadas y mayor que **250** para alas rigidizadas es probable que se produzcan deformaciones apreciables cuando se alcance la resistencia de diseño pero sin afectar la capacidad del miembro para soportar la resistencia requerida. En ambos casos se define la máxima relación (b/t) como el doble de la relación para la que aparecen las primeras deformaciones apreciables. Ello está basado en observaciones obtenidas de ensayos para ambas situaciones. Los límites superiores indicados generalmente mantienen las deformaciones dentro de límites razonables. Cuando dichos límites son superados, las grandes deformaciones de los elementos de la sección transversal pueden invalidar las expresiones de diseño establecidas en el Reglamento. Por ello, en estos casos, será necesaria la realización de ensayos de acuerdo con las especificaciones del Capítulo F.

(b) Desplazamiento vertical de las alas

Las vigas que poseen alas excepcionalmente anchas y delgadas pero estables (es decir alas fundamentalmente traccionadas con relaciones (b/t) elevadas) tienen una tendencia a desplazarse verticalmente cuando están sometidas a flexión. Las porciones de las alas más alejadas del alma (puntas de alas en vigas doble Te, porción central de alas en vigas cajón, galera u omega) tienden a deformarse hacia el eje neutro. Un tratamiento analítico aproximado del problema fue presentado por Winter (1948 b). La expresión (B.1.1-1) del Reglamento permite calcular el máximo ancho admisible del ala b_f en función de un desplazamiento vertical de las alas c_f dado.

Es de hacer notar que el artículo B.1.1(b) no establece un desplazamiento vertical de las alas admisible. Se puede decir que un desplazamiento vertical del 5% de la altura de la sección transversal es aceptable en condiciones habituales. En general el desplazamiento vertical de las alas no es un factor crítico que determine el ancho de las alas. Sin embargo, cuando la estética de la sección transversal sea importante se deberá controlar la distorsión fuera del plano.

En el documento *AISI Cold-Formed Steel Design Manual* (AISI, 2002) hay ejemplos de diseño con la consideración del desplazamiento vertical de las alas.

(c) Retardo de corte - Barras cortas que soportan cargas concentradas

En las vigas con formas seccionales poco habituales, las tensiones normales en las alas son inducidas a través de tensiones de corte transferidas desde el alma al ala. Estas tensiones de corte producen en el ala deformaciones por corte, las que, para las dimensiones habituales tienen efectos despreciables. Sin embargo, si las alas son muy anchas (en relación a su longitud) esas deformaciones por corte provocan una disminución de las tensiones normales de las alas a medida que aumenta la distancia desde el alma. El fenómeno es conocido como **Retardo de corte**. Como consecuencia resulta una distribución de tensiones normales no uniforme a lo largo del ala, similar a lo que ocurre en elementos comprimidos rigidizados (ver el artículo B.2 de estos Comentarios), aunque por motivos totalmente diferentes. Una forma simple de tomar en cuenta esta variación de tensiones es reemplazar el ala de ancho b_f con tensiones variables por una de un ancho reducido (ancho efectivo) con tensión uniforme (Winter, 1970).

Los análisis teóricos realizados por varios investigadores llegan a resultados numéricamente diferentes (Roark, 1965). Las especificaciones del artículo B.1.1(c) se basan en el análisis y la evidencia experimental obtenida de las mediciones detalladas de tensiones en ensayos de once vigas (Winter, 1940). De hecho los valores de los anchos efectivos dados en la Tabla B.1.1(c) del Reglamento han sido tomados directamente de la curva A de la Figura 4 del trabajo de Winter (1940).

Se debe hacer notar que de acuerdo con el artículo B.1.1(c) el uso de un ancho reducido para alas anchas pero estables solo es requerido para cargas concentradas tal como lo muestra la Figura C-B.1.1. Como se puede ver en la curva B de la Figura C-B.1.1., para carga uniforme, la reducción del ancho debido al retardo por corte para relaciones ancho-longitud extremadamente grandes es tan pequeña que es prácticamente despreciable.

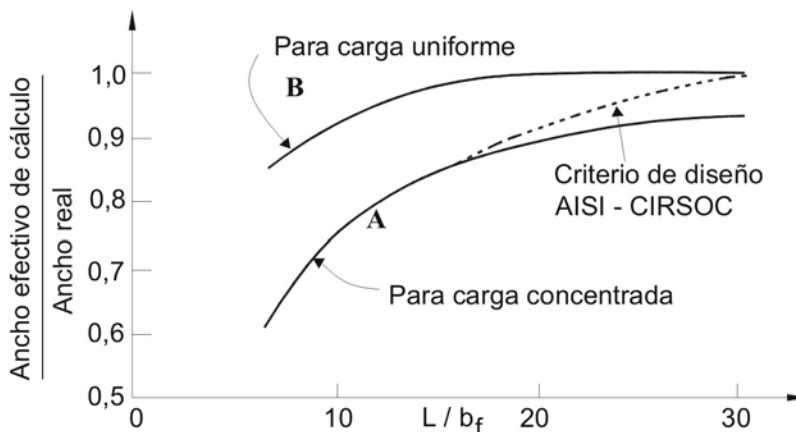
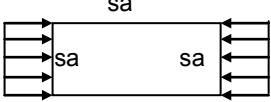
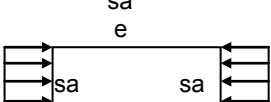
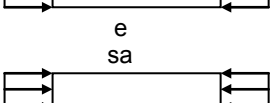
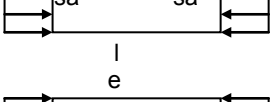
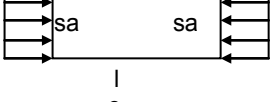
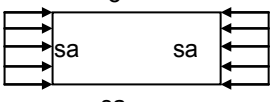
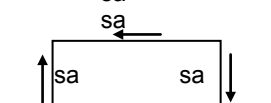
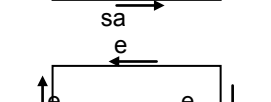
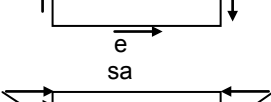


Figura C-B.1.1. Curvas analíticas para determinar el ancho efectivo de las alas en vigas cortas.

Tabla C-B.2.1. Valores del coeficiente de abolladura k.

| Caso | Condición de apoyo | Tipo de Tensión | Valor de k para placa larga |
|------|---|-----------------|-----------------------------|
| (a) |  | Compresión | 4,0 |
| (b) |  | Compresión | 6,97 |
| (c) |  | Compresión | 0,425 |
| (d) |  | Compresión | 1,277 |
| (e) |  | Compresión | 5,42 |
| (f) |  | Corte | 5,34 |
| (g) |  | Corte | 8,98 |
| (h) |  | Flexión | 23,9 |
| (i) |  | Flexión | 41,8 |

Referencias: **sa** = simplemente apoyado
e = empotrado
l = libre

El fenómeno de retardo de corte es particularmente importante en la ingeniería naval y el proyecto de aeronaves. En las construcciones civiles con elementos de acero conformado en frío es muy poco habitual que las vigas sean suficientemente anchas y cortas como para requerir reducciones significativas según lo especificado en el artículo B.1.1(c).

En el documento *AISI Cold-Formed Steel Design Manual* (AISI, 2002) hay un ejemplo de cálculo al respecto.

C B.1.2. Máxima relación entre la altura del alma y su espesor

En la Recomendación CIRSOC 303 - 1991 la máxima relación altura-espesor del alma (h/t) se limitaba a:

- (a) **150** para almas no reforzadas y
- (b) **250** para miembros con medios adecuados para transmitir al alma las cargas concentradas y/o reacciones de apoyo. Ello siguiendo las especificaciones AISI anteriores a 1980 utilizadas como base y algunos estudios posteriores. En base a investigaciones realizadas en la Universidad de Missouri-Rolla en la década del 70 (LaBoube y Yu, 1978a, 1978b y 1982b; Hetrakul y Yu, 1978, 1980; Nguyen y Yu, 1978a y 1978b) en la Edición 1980 de la Especificación AISI fueron incrementadas las máximas relaciones (h/t) a:

- (a) **200** para almas no reforzadas;
- (b) **260** para el caso en que se utilicen rigidizadores de apoyo y
- (c) **300** para el caso en que se utilicen rigidizadores de apoyo e intermedios. Esas limitaciones de (h/t) son las mismas que se utilizaron en la Especificación AISC 1989 para las vigas de alma esbelta, y las que se mantuvieron en la Edición 2001 de la Especificación AISI y que fueron adoptadas para el Reglamento CIRSOC 303-2009. En la Edición 1986 de la Especificación AISI se modificó la definición de h pasando de “*distancia libre entre alas*” a “*altura de la parte plana del alma medida sobre el plano del alma*”. Por ello puede parecer que la actual limitación es más permisiva. Sin embargo un estudio no publicado de LaBoude concluyó que la actual definición de h tiene una influencia despreciable sobre la resistencia del alma.

Es de hacer notar que el Reglamento CIRSOC 301-2005 adopta **260** como límite para almas sin rigidizadores y la misma definición para h en secciones tubulares con esquinas redondeadas.

C B.2. ANCHOS EFECTIVOS DE LOS ELEMENTOS RIGIDIZADOS

El comportamiento estructural y la capacidad portante de las placas comprimidas rigidizadas (apoyadas en dos bordes paralelos a la dirección de la fuerza) tales como el ala comprimida de una sección galera, dependen de la relación (b/t) y de las condiciones de apoyo en ambos bordes longitudinales. Si la relación (b/t) es pequeña la tensión en el ala comprimida puede alcanzar la tensión de fluencia del acero y la resistencia del elemento comprimido estará determinada por la fluencia.

Para alas comprimidas con relaciones (b/t) más elevadas el pandeo local o abolladura (Figura C-B.2.1.) gobernará la resistencia. La tensión crítica de pandeo elástico está dada por:

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2 \quad (\text{C-B.2-1})$$

siendo:

- E** el módulo de elasticidad longitudinal del acero
- k** el coeficiente de abolladura de placas (Tabla C-B.2.1). **$k = 4$** para elementos rigidizados uniformemente comprimidos simplemente apoyados sobre un alma en cada borde longitudinal.
- t** el espesor del elemento comprimido.
- b** el ancho plano del elemento comprimido
- μ** el coeficiente de Poisson. Para el acero en período elástico = **0,30**.

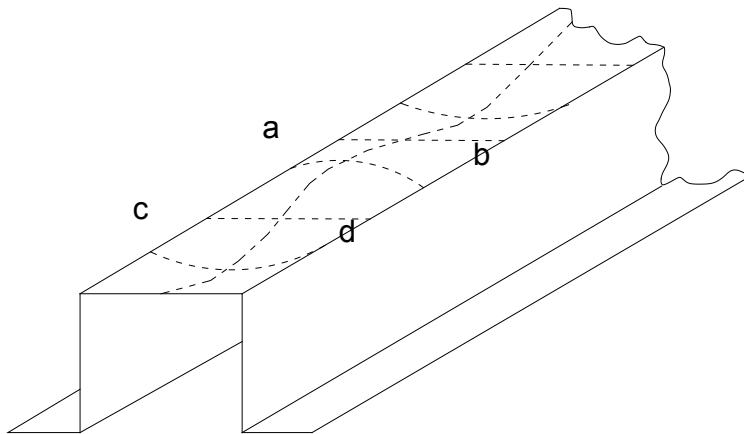


Figura C-B.2.1. Pandeo local de un ala comprimida rigidizada de una viga galera.

Cuando la tensión crítica de pandeo elástico calculada con la expresión C-B.2-1 supere el límite de proporcionalidad del acero, el elemento comprimido pandeará en el campo inelástico.

A diferencia de los miembros estructurales unidimensionales (como las columnas) las placas comprimidas rigidizadas no colapsan al alcanzarse la tensión crítica de pandeo. Posterior al pandeo, el elemento puede soportar una carga adicional gracias a la redistribución de tensiones. El fenómeno se denomina resistencia poscrítica de las placas comprimidas y es más importante en los elementos comprimidos rigidizados con relaciones **(b/t)** elevadas. El mecanismo del pandeo poscrítico fue tratado por Von Karman y Winter.

Por razones de simplicidad se considera una placa cuadrada rigidizada, uniformemente comprimida en una dirección y con los bordes no cargados simplemente apoyados. Para facilitar la visualización del fenómeno, se reemplaza la placa por el modelo indicado en la Figura C-B.2.2. El modelo consiste en un emparrillado de barras longitudinales y transversales en las cuales se supone concentrado el material de la placa real. Como la placa está uniformemente cargada, cada uno de los cinco montantes longitudinales representa una columna cargada con **($P/5$)**, siendo **P** la carga total que actúa sobre la placa.

A medida que la carga aumenta la tensión de compresión en cada uno de los montantes tiende al valor crítico de pandeo de columna y los cinco montantes tenderían a pandear simultáneamente si ellos fueran columnas con apoyos simples en sus extremos. Al aumentar la deformación lateral sin restricciones, los montantes colapsarían al mismo tiempo. En el modelo utilizado para representar la placa es evidente que eso no puede ocurrir. Tan pronto como los montantes comiencen a deformarse al alcanzar su tensión crítica de pandeo, las barras transversales a las cuales están unidos se traccionarán y limitarán la deformación impuesta.

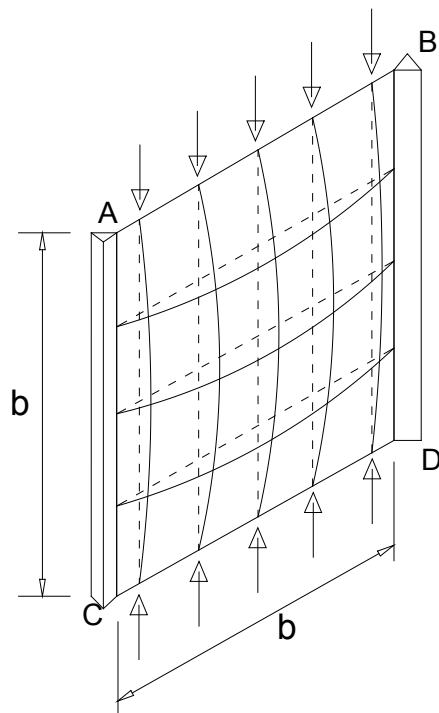


Figura C-B.2.2. Modelo para la resistencia de pandeo poscrítica.

Los esfuerzos de tracción en las barras transversales del modelo de emparrillado corresponden a las tensiones membranales de la placa real. Estas tensiones, de la misma manera que en el modelo, entran en juego apenas las tensiones de compresión producen el inicio del pandeo.

Consisten fundamentalmente en tracciones transversales pero también en algunas tensiones de corte. Ellas impiden el incremento de las deformaciones de pandeo o sea, tienden a estabilizar la placa frente al incremento de la compresión longitudinal.

En resumen, el comportamiento del modelo es el siguiente:

- El modelo no colapsa cuando se alcanza la tensión crítica de pandeo; a diferencia de lo que ocurre en las columnas en las que la deformación lateral no es restringida. El modelo desarrollará pequeñas deformaciones pero continuará soportando cargas crecientes (resistencia poscrítica).
- Los montantes tendrán diferentes deformaciones. Los más próximos al centro tendrán las mayores deformaciones y no participarán prácticamente en los aumentos de carga posteriores al pandeo. Incluso hasta podrán transferir a los montantes vecinos parte de su carga previa al pandeo. Los montantes más próximos a los bordes apoyados se mantienen casi rectos por la acción de las barras transversales. Ellos podrán resistir cargas crecientes con muy poca deformación. Todo ello hace que la tensión de compresión en la placa deje de ser uniforme y se redistribuya tal como se indica en la Figura C-B.2.3. , siendo las tensiones mayores en los bordes y menores en el centro. A medida que aumente la carga, la no uniformidad de tensiones se volverá más pronunciada. El modelo fallará cuando los montantes más próximos a los bordes apoyados alcancen la tensión de fluencia. En la placa real la falla se produce cuando la fibra de borde alcanza la tensión de fluencia y ya no admita más carga. O sea cuando la tensión máxima de compresión en el borde sea $f_{m\acute{a}x} = F_y$.

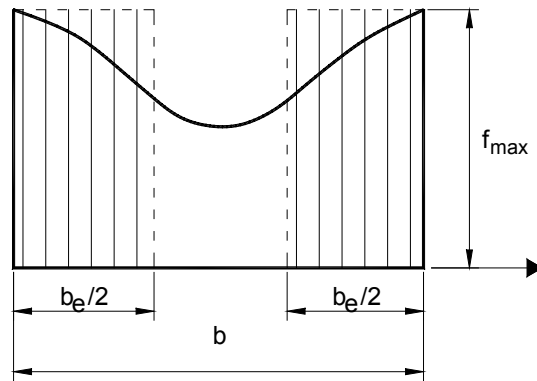


Figura C-B.2.3. Distribución de tensiones en elementos comprimidos rigidizados.

La resistencia poscrítica de las placas fue descubierta experimentalmente en 1928 y Th. Von Karman presentó una teoría aproximada en 1932 e introdujo el concepto de **“ancho efectivo”**. Desde entonces se la utiliza en el diseño de aeronaves.

El modelo de la Figura C-B.2.2. es representativo del comportamiento de una placa rigidizada uniformemente comprimida como el ala de una sección galera (Figura C-B.2.1.). Estos elementos pandean realmente en ondas de forma aproximadamente cuadrada.

Las dificultades prácticas que presenta la utilización de una tensión variable en el elemento se salvan con el artificio del ancho efectivo. Tal como se ve en la Figura C-B.2.3. el esfuerzo total de compresión en el elemento es igual al área encerrada bajo la curva multiplicada por el espesor de la placa. El mismo esfuerzo se obtiene considerando una distribución uniforme de tensiones con el valor correspondiente al borde ($f_{m\acute{a}x}$) actuando sobre un ancho efectivo b_e menor al real de la placa b .

Se determina el ancho efectivo de tal forma que el área encerrada bajo la curva sea igual al de dos rectángulos de lados $f_{m\acute{a}x}$ y $b_e/2$.

Se supone que la parte central del elemento rigidizado uniformemente comprimido, que es la más deformada por el pandeo local, deja de colaborar como resistente cuando se alcanza la tensión crítica ideal.

En el artículo B.2. del Reglamento se presentan expresiones de diseño para calcular los anchos efectivos para los tres casos siguientes:

- (1) elementos rigidizados uniformemente comprimidos.
- (2) elementos rigidizados uniformemente comprimidos con perforaciones circulares.
- (3) almas y elementos rigidizados con tensiones linealmente variables.

C B.2.1. Elementos rigidizados uniformemente comprimidos

(a) Ancho efectivo para la determinación de la resistencia

El ancho efectivo b_e se puede considerar como el ancho de la placa b para el cual la tensión crítica de pandeo alcanza la tensión de fluencia. Para una placa rigidizada larga, simplemente apoyada, el coeficiente de abolladura será $k = 4$.

Luego en el campo elástico y a partir de la expresión (C-B.2-1) resulta:

$$F_{cr} = F_y = 4 \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{t}{b_e} \right)^2$$

de donde:

$$b_e = 1,9 t \sqrt{\frac{E}{F_y}} = C t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{C-B.2.1-1})$$

Cuando $b_e < b$, la tensión es F_{cr} y resulta:

$$b = 1,9 t \sqrt{\frac{E}{F_{cr}}} \quad (\text{C-B.2.1-2})$$

La relación entre b_e y b se puede así plantear como:

$$\frac{b_e}{b} = \frac{C}{1,9} \sqrt{\frac{F_{cr}}{F_y}} \quad (\text{C-B.2.1-3})$$

En base a investigaciones realizadas sobre secciones conformadas en frío, Winter determinó que:

- (a) las expresiones (C-B.2.1-1) y (C-B.2.1-3) eran igualmente válidas cuando la tensión de borde es $f_{m\acute{a}x}$ en lugar de F_y .
- (b) el coeficiente C podía expresarse como:

$$C = 1,9 \left[1 - 0,475 \left(\frac{t}{b} \right) \sqrt{\frac{E}{f_{m\acute{a}x}}} \right] \quad (\text{C-B.2.1-4})$$

Reemplazando en la expresión (C-B.2.1-1) el valor de C dado por la expresión (C-B.2.1-4) y lo indicado en (a), Winter propuso la siguiente expresión para el ancho efectivo:

$$b_e = 1,9 t \sqrt{\frac{E}{f_{m\acute{a}x}}} \left[1 - 0,475 \left(\frac{t}{b} \right) \sqrt{\frac{E}{f_{m\acute{a}x}}} \right] \quad (\text{C-B.2.1-5})$$

Reemplazando en la expresión (C-B.2.1.5.) los valores de t y (t/b) obtenidos de la expresión (C-B.2.1.2.) resulta:

$$\frac{b_e}{b} = \sqrt{\frac{F_{cr}}{f_{m\acute{a}x}}} \left[1 - 0,25 \sqrt{\frac{F_{cr}}{f_{m\acute{a}x}}} \right] \quad (\text{C-B.2.1-6})$$

De esta manera la expresión del ancho efectivo proporciona una resistencia nominal basada solamente en la tensión crítica de pandeo elástico y en la tensión aplicada en la placa. Investigaciones posteriores (Winter, 1970) permitieron ajustar la expresión (C-B.2.1-5) a valores más reales:

$$b_e = 1,9t \sqrt{\frac{E}{f_{m\acute{a}x}}} \left[1 - 0,415 \left(\frac{t}{b} \right) \sqrt{\frac{E}{f_{m\acute{a}x}}} \right] \quad (\text{C-B.2.1-7})$$

y consecuentemente:

$$\frac{b_e}{b} = \sqrt{\frac{F_{cr}}{f_{m\acute{a}x}}} \left[1 - 0,22 \sqrt{\frac{F_{cr}}{f_{m\acute{a}x}}} \right] \quad (\text{C-B.2.1-8})$$

Por lo tanto el ancho efectivo b_e puede determinarse mediante la siguiente expresi3n:

$$b_e = \rho b \quad (\text{C-B.2.1-9})$$

donde ρ es el factor de reducci3n, determinado mediante la expresi3n:

$$\rho = (1 - 0,22 / \sqrt{f_{m\acute{a}x} / F_{cr}}) / (\sqrt{f_{m\acute{a}x} / F_{cr}}) = (1 - 0,22/\lambda) / \lambda \leq 1 \quad (\text{C-B.2.1-10})$$

El factor de esbeltez λ se determina de la siguiente manera:

$$\lambda = \sqrt{f_{m\acute{a}x} / F_{cr}} = \sqrt{f_{m\acute{a}x} [12(1 - \mu^2)(b/t)^2] / (k\pi^2 E)} = (1,052/\sqrt{k}) (b/t) \sqrt{f_{m\acute{a}x} / E} \quad (\text{C-B.2.1-11})$$

En la Figura C-B.2.4. se representa la relaci3n entre ρ y λ :

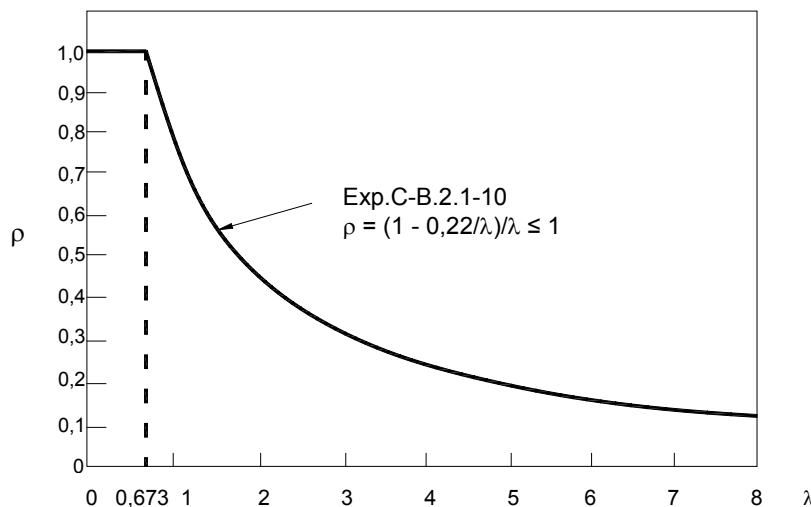


Figura C-B.2.4. Relaci3n entre el factor de reducci3n ρ y el factor de esbeltez λ .

Para $\lambda = 0,673$ el ancho efectivo es igual al ancho real. Este valor ha sido ajustado experimentalmente y refleja la condici3n de pandeo inelástico y la variaci3n de E posterior a la tensi3n de proporcionalidad.

Cuando la tensi3n maxima de borde sea la de fluencia ($f_{m\acute{a}x} = F_y$) la relaci3n (b/t) límite para que la placa alcance la fluencia sin pandear se deducir de la expresi3n (C-B.2.1-11) para:

$$\lambda = 0,673 \quad (b/t)_{l\acute{i}mite} = 0,64; \text{Error! No se pueden crear objetos modificando c3digos de campo.} \quad (\text{C-B.2.1-12})$$

Este límite es el equivalente al λ_r de los Reglamentos CIRSOC 301-2005 y CIRSOC 302-2005.

Para placas rigidizadas uniformemente, comprimidas, con los bordes simplemente apoyados, con $k = 4$ resulta:

$$(b/t)_{\text{limite}} = 1,28 \sqrt{E / F_y}$$

De la comparación con los límites λ_r establecidos en la Tabla B.5-1 del Reglamento CIRSOC 301-2005 y en la Tabla 2.2-1 del Reglamento CIRSOC 302-2005 resulta:

- Tabla B.5-1: Caso 10 y Caso 12 (alas y almas uniformemente comprimidas)
 - Para perfiles laminados o formados por unión de chapas planas, $\lambda_r = 1,49 \sqrt{E / F_y}$ resulta de la expresión (C-B.2.1-12) para $k = 5,42$ que corresponde a un cierto empotramiento de los bordes (50% de diferencia entre bordes articulados ($k = 4$) y empotrados ($k = 6,97$))
 - Para perfil tubular rectangular sin costura, $\lambda_r = 1,40 \sqrt{E / F_y}$ resulta de la expresión (C-B.2.1-12) para $k = 4,78$ que corresponde a un cierto empotramiento de los bordes (25% de diferencia entre bordes articulados ($k = 4$) y empotrados ($k = 6,97$))
- Tabla 2.2-1 Caso 2b
 - Para perfil tubular rectangular con costura, $\lambda_r = 1,30 \sqrt{E / F_y}$ valor prácticamente igual al establecido para $k = 4$. La pequeña diferencia surge del redondeo por transformación de unidades.

En resumen, los límites establecidos en los Reglamentos CIRSOC 301-2005, CIRSOC 302-2005 y CIRSOC 303-2009 para la esbeltez local de los elementos rigidizados uniformemente comprimidos responden a las mismas expresiones de base. Las diferencias surgen a partir de las distintas restricciones al giro de los bordes apoyados de las placas, establecidas experimentalmente en función de las formas seccionales y su forma de producción. En ese sentido las placas planas de secciones abiertas conformadas en frío con esquinas redondeadas y ángulos entre placas, que pueden no ser rectos, no presentan prácticamente ninguna restricción al giro lo que justifica la adopción de la condición de giro libre.

Las expresiones para determinar el ancho efectivo de placas rigidizadas uniformemente comprimidas dadas por los Reglamentos CIRSOC 301-2005 y CIRSOC 302-2005 resultan de las mismas consideraciones realizadas en párrafos anteriores.

- CIRSOC 301-2005 (Apéndice B)
 - Para perfiles laminados o formados por unión de chapas planas, (expresión (A-B.5-12)):

$$b_e = 1,91 t \sqrt{\frac{E}{f_{\text{máx}}}} \left[1 - 0,34 \left(\frac{t}{b} \right) \sqrt{\frac{E}{f_{\text{máx}}}} \right]$$

- Para perfil tubular rectangular sin costura (expresión (A-B.5-11)):

$$b_e = 1,91 t \sqrt{\frac{E}{f_{m\acute{a}x}}} \left[1 - 0,38 \left(\frac{t}{b} \right) \sqrt{\frac{E}{f_{m\acute{a}x}}} \right]$$

- CIRSOC 302-2005 (Capítulo 4)

- Para perfil tubular rectangular sin costura igual a CIRSOC 301-2005
- Para perfil tubular rectangular con costura (expresión (4.2-7c))

$$b_e = 1,91 t \sqrt{\frac{E}{f_{m\acute{a}x}}} \left[1 - 0,415 \left(\frac{t}{b} \right) \sqrt{\frac{E}{f_{m\acute{a}x}}} \right]$$

En lo referente a la tensión $f_{m\acute{a}x}$ de borde, el Reglamento CIRSOC 303-2009 establece:

- (a) para barras solicitadas a flexión:

Es la máxima tensión de compresión de la sección efectiva, que puede alcanzar la fluencia en determinadas condiciones.

- (b) para barras solicitadas a compresión:

Es la tensión de pandeo global F_n pues se considera que la falla se produce con la sección efectiva pandeando globalmente.

(b) Ancho efectivo para la determinación de deformaciones

Las expresiones para determinar el ancho efectivo para resistencia, discutidas en el artículo anterior, también pueden utilizarse para obtener un ancho efectivo b_{ed} para determinar deformaciones. El mismo resulta conservador y está incluido como Procedimiento I en el Reglamento.

Para elementos comprimidos rigidizados apoyados en un alma en ambos bordes longitudinales se, puede obtener una estimación más precisa del ancho efectivo para la determinación de deformaciones con las expresiones dadas en el Procedimiento II, determinadas por un estudio realizado por Weng y Pekoz (1986).

El Proyectista puede utilizar cualquiera de los dos procedimientos.

C B.2.2. Elementos rigidizados uniformemente comprimidos con perforaciones circulares

En los elementos estructurales de acero conformados en frío se realizan a veces perforaciones en almas y/o alas de vigas y columnas para la colocación de conductos y tuberías, o por otros motivos constructivos. La presencia de estas perforaciones puede provocar una disminución de la resistencia de los elementos individuales componentes de la sección y de la resistencia y rigidez global de los elementos afectados. Dicha disminución depende del tamaño, forma y disposición de las perforaciones, de la configuración geométrica, de la sección transversal y de las propiedades mecánicas del material.

El análisis exacto y el proyecto de las secciones de acero con perforaciones resulta muy complejo, particularmente cuando la forma y la disposición de dichas perforaciones son poco habituales. Las especificaciones de diseño incluidas en el artículo B.2.2. del Reglamento se aplican a elementos rigidizados uniformemente comprimidos con perforaciones circulares y se basan en un estudio realizado por Ortiz-Colberg y Pekoz en la Universidad de Cornell (1981). En publicaciones de Yu y Davis (1973) y Yu (2000) se puede encontrar información adicional sobre el comportamiento estructural de elementos perforados.

C B.2.3. Almas y otros elementos rigidizados con tensiones linealmente variables

Cuando una viga está sometida a momento flector, la porción comprimida del alma puede pandear. La tensión crítica de pandeo elástica teórica para una placa rectangular en flexión simple se puede determinar con la expresión (C-B.2-1) reemplazando la relación ancho-espesor (b/t) por la relación **altura-espesor** (h/t) y adoptando el coeficiente de abolladura dado en la Tabla C-B.2-1 para apoyos simples: $k = 23,9$.

En la Recomendación CIRSOC 303-1991 y en ediciones de la Especificación AISI anteriores a 1986, el proyecto de almas de vigas de acero conformadas en frío se basaba en la altura total del alma con máxima tensión igual a la admisible. La tensión admisible tomaba en cuenta la reducción por pandeo local y consideraba la resistencia poscrítica a través de la modificación del coeficiente de seguridad.

Con el fin de unificar los procedimientos de diseño para elementos comprimidos de alas y almas en la Especificación AISI 1986 y en ediciones posteriores, se adopta el enfoque de **“altura efectiva del alma”** en base a estudios de Pekoz (1986) y Cohen y Pekoz (1987).

Las expresiones para calcular los anchos efectivos en almas, b_{e1} y b_{e2} , para relaciones de altura externa del alma-ancho externo del ala (h_o/b_o) menores o iguales que 4 (expresiones (B.2.3-3) a (B.2.3-5)) asumen que el ala proporciona una restricción al giro del alma. Numerosos ensayos realizados entre 1982 y 1997 por distintos investigadores y recogidos por Schafer y Pekoz (1999) sobre vigas de perfiles **C** y **Z**, indican que la aplicación de las mismas expresiones al caso de (h_o/b_o) mayor que 4 puede resultar deficitaria. Por ello, y ante la ausencia de un método preciso para cuantificar la interacción entre ala y alma, se adoptan las expresiones (B.2.3-6) y (B.2.3-7) desarrolladas por Cohen y Pekoz (1987) para el caso en que (h_o/b_o) sea mayor que 4 o sea cuando la incidencia del ala sobre el giro del alma sea menor.

Se debe hacer notar que en este Reglamento, siguiendo la Especificación AISI - 2001, **la relación de tensiones ψ está definida en valores absolutos**. Por ello algunos signos en las expresiones (B.2.3-2), (B.2.3-3), (B.2.3-6) y (B.2.3-7) están cambiados con respecto a lo indicado en la AISI - 1996.

C B.2.4. Almas de secciones C con perforaciones y tensiones linealmente variables

Las especificaciones de diseño del Reglamento se basan en estudios sobre el comportamiento de elementos de alma bajo flexión simple, corte, pandeo localizado del alma, combinación de flexión y corte, y combinación de flexión y pandeo localizado del alma, realizados en la Universidad de Missouri-Rolla (Shan y otros, 1994; Langan y otros, 1994; Uphoff, 1996; Deshmukh, 1996). Las especificaciones se aplican a agujeros punzonados en la mitad de la altura del alma o sea en la parte plana más alejada de los bordes rigidizados.

Las recomendaciones de diseño se basan en ensayos a escala real realizados sobre vigas de secciones C con relaciones (h/t) no mayores que **200** y relaciones d_o/h no mayores que **0,74**.

El programa de ensayos consideró solamente almas de vigas con agujeros para pernos estándar del mercado norteamericano. Esos agujeros son rectangulares, con esquinas redondeadas, y ejecutados durante el proceso de plegado. Para agujeros no circulares, la especificación relativa al radio de las esquinas busca evitar la concentración de tensiones en las esquinas del agujero. No fueron ensayadas almas con agujeros circulares y tensiones linealmente variables, pero conservativamente se extienden las especificaciones a ese caso. Otras secciones con agujeros pueden ser evaluados por el método del agujero virtual equivalente descrito más adelante, o por ensayos, o por otras especificaciones de este Reglamento.

Basado en estudios de Shan y otros (1994) se ha determinado que la **resistencia nominal a flexión de una sección C** con un agujero en el alma no resulta afectada cuando $(d_o/h) < 0,38$. Cuando $(d_o/h) \geq 0,38$ la altura efectiva del alma puede ser determinada por el tratamiento de la parte plana remanente del alma en compresión, como si fuera un elemento comprimido no rigidizado.

Aunque las especificaciones están basadas en ensayos realizados sobre **secciones C de simple simetría con el agujero del alma centrado a la mitad de la altura de la sección**, dichas especificaciones pueden conservativamente ser aplicadas en secciones para las cuales la totalidad de la zona comprimida (sin reducción) sea menor que la zona traccionada. Para secciones que tienen la zona comprimida mayor que la zona traccionada la resistencia del alma puede ser determinada por ensayos realizados según lo especificado en el artículo F.1.

Las especificaciones para agujeros circulares y no circulares también se pueden aplicar para cualquier modelo de agujeros que encaje dentro de un agujero virtual equivalente. La Figura C-B.2-5 muestra el valor de b y el valor de d_o que puede ser usado para un modelo de agujero múltiple que encaje en un agujero virtual equivalente no circular.

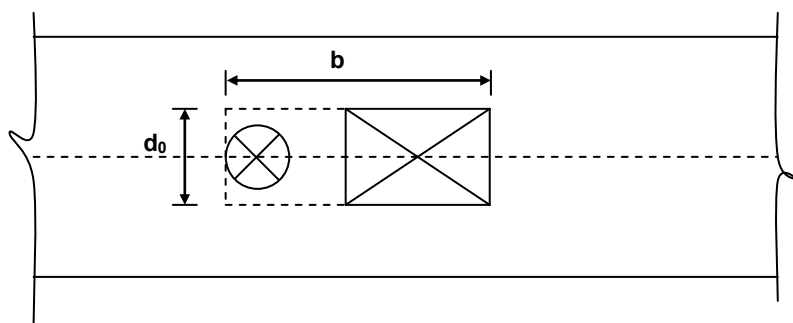


Figura C-B.2.5. Método del agujero virtual equivalente para múltiples agujeros.

La Figura C-B.2-6 indica el valor d_o que puede ser usado para un agujero rectangular que excede el límite de (64mm x 114mm) pero encaja dentro de un agujero virtual equivalente admisible. Para cada caso las especificaciones de proyecto se aplican a la geometría del agujero virtual equivalente y no a las del o los agujeros reales.

Los efectos de los agujeros en la resistencia al corte y al pandeo localizado del alma en las almas de secciones **C** se analizan respectivamente en los artículos C.3.2.2. y C.3.4.2. de estos Comentarios.

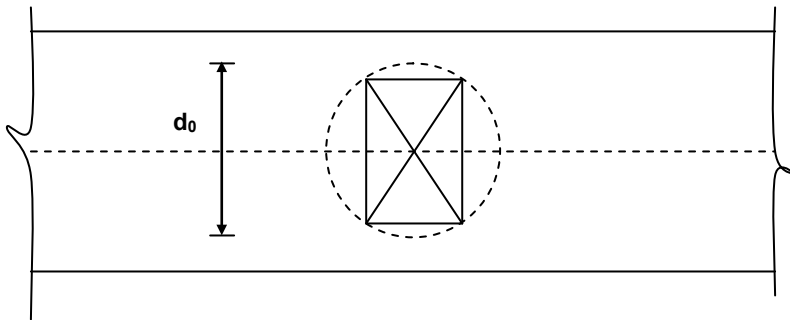


Figura C-B.2.6. Método del agujero virtual equivalente para agujero con dimensiones mayores del límite.

C B.3. ANCHOS EFECTIVOS DE LOS ELEMENTOS NO RIGIDIZADOS

Similarmente al caso de los elementos comprimidos rigidizados, en los elementos comprimidos no rigidizados (un borde longitudinal apoyado y el otro libre) la tensión puede llegar a la de fluencia si la relación de esbeltez (b/t) es pequeña. Para el elemento no rigidizado, la relación límite para que ello ocurra es mucho menor que para el elemento rigidizado. Con relaciones (b/t) elevadas habrá pandeo local (Figura C-B.3-1) a la tensión crítica elástica dada por la expresión (C-B.2-1) con un valor de $k = 0,425 \approx 0,43$ (Tabla C-B.2-1, caso (c)). Para relaciones (b/t) intermedias, el elemento pandeará en el campo inelástico. La Figura C-B.3-2 muestra la relación entre la máxima tensión para elementos comprimidos no rigidizados y la esbeltez local (b/t). La línea A es el límite de fluencia del acero; la línea B representa la tensión de pandeo inelástico y las curvas C y D corresponden al pandeo elástico. La curva E representa la tensión debida a la resistencia poscrítica del elemento no rigidizado. Las expresiones correspondientes a las curvas A, B, C, D y E fueron obtenidas de numerosas investigaciones analíticas y experimentales. La Recomendación CIRSOC 303 - 1991 y ediciones de la Especificación AISI hasta 1986, adoptaron determinadas expresiones para obtener las tensiones admisibles de cálculo con las que se dimensionaban los elementos de acero conformados en frío con alas no rigidizadas.

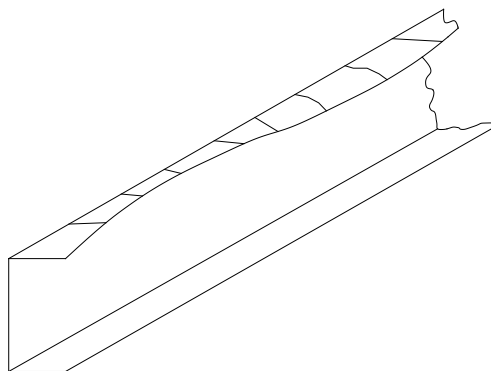


Figura C-B.3.1. Pandeo local de un ala no rigidizada comprimida.

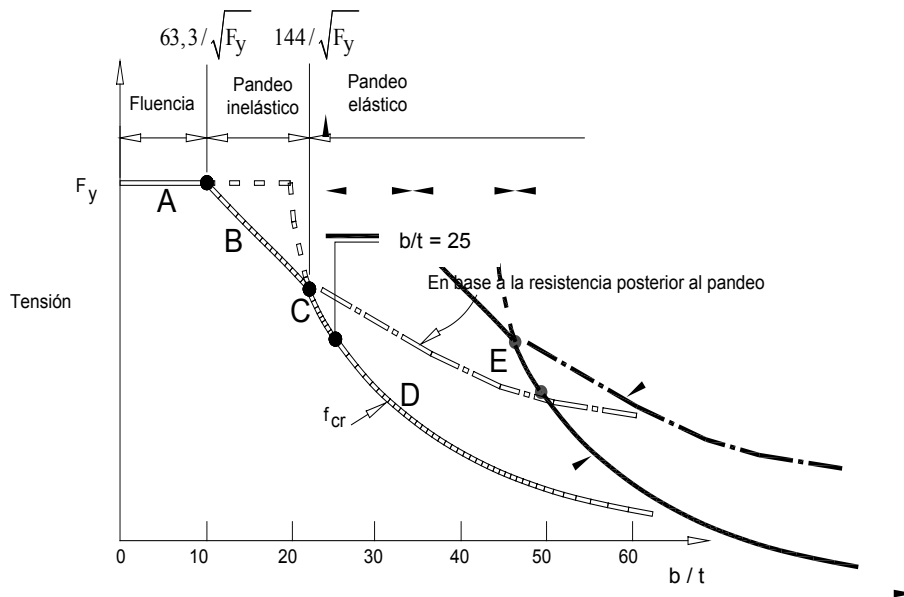


Figura C-B.3.2. Tensiones máximas para elementos comprimidos no rigidizados.

La Figura C-B.3.3. muestra la correlación entre ensayos realizados y las tensiones máximas pronosticadas por las expresiones adoptadas por AISI (Yu, 1991). Para los elementos no rigidizados no se utilizaba el concepto de “*ancho efectivo*” debido a la falta de una exhaustiva verificación experimental y a la preocupación por las excesivas deformaciones fuera del plano bajo cargas de servicio.

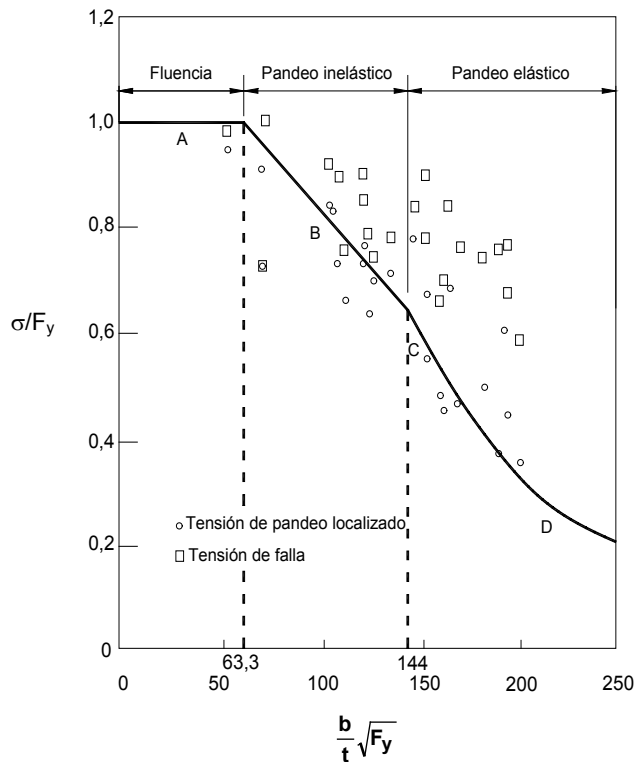


Figura C-B.3.3 Correlación entre datos de ensayos y valores máximos pronosticados por expresiones AISI.

En la década del 70, Kalyanaraman, Pekoz y Winter estudiaron en la Universidad de Cornell la aplicabilidad del concepto del ancho efectivo a los elementos no rigidizados. Pekoz presentó la evaluación de los datos de ensayos utilizando $k = 0,43$ indicando que, con la expresión (C-B.2.1-10) desarrollada para elementos comprimidos rigidizados se obtiene un límite inferior conservador para los resultados de ensayos realizados sobre elementos comprimidos no rigidizados. Además de determinar la resistencia, el mismo estudio investigó las deformaciones fuera del plano de los elementos no rigidizados. Pekof presentó los resultados de cálculos teóricos y los resultados de ensayos realizados sobre secciones con elementos con $(b/t) = 60$. Se encontró que la máxima deformación fuera del plano en la falla puede ser igual al doble del espesor cuando la relación (b/t) se acerca a 60 . Sin embargo, las deformaciones son significativamente menores bajo cargas de servicio. En base a las investigaciones citadas y a sus conclusiones, AISI desde 1986 adoptó el criterio del ancho efectivo para los elementos no rigidizados. Ello se refleja en el artículo B.3. del Reglamento.

C B.3.1. Elementos no rigidizados uniformemente comprimidos

De acuerdo con lo anteriormente dicho, en el Reglamento se establece que para la determinación de la resistencia, los anchos efectivos b_e de los elementos no rigidizados uniformemente comprimidos se pueden determinar de acuerdo con el artículo B.2.1(a) del Reglamento pero adoptando el coeficiente de abolladura $k = 0,43$, que es el valor teórico para placas largas (Tabla C-B.2-1).

Para la determinación de deformaciones, los anchos efectivos de elementos no rigidizados uniformemente comprimidos sólo se pueden determinar por el Procedimiento I del artículo B.2.1(b) del Reglamento, dado que el **Procedimiento II fue desarrollado exclusivamente para elementos rigidizados**.

C B.3.2. Elementos no rigidizados y rigidizadores de borde con tensiones variables

En elementos con compresión axial y en elementos flexados en los que el elemento comprimido no rigidizado sea paralelo al eje neutro, la distribución de tensiones será uniforme antes de producirse el pandeo local. Sin embargo, cuando los rigidizadores de borde estén dispuestos hacia adentro o hacia fuera de la línea del ala, la tensión de compresión en el rigidizador será variable proporcionalmente a la distancia al eje neutro.

Existe muy poca información sobre el comportamiento de elementos no rigidizados comprimidos con tensiones variables linealmente. Las investigaciones realizadas en la Universidad de Cornell sobre el comportamiento de los rigidizadores de borde en elementos flexados, han demostrado que utilizando la expresión del ancho efectivo de Winter (expresión C-B.2.1-8) con $k = 0,43$, existe una buena correlación entre la capacidad determinada mediante ensayos y la capacidad calculada (Pekoz, 1986). La misma tendencia se verificó para la determinación de las deformaciones. Por ello en el artículo B.3.2. del Reglamento los anchos efectivos de los elementos no rigidizados y rigidizadores de borde con tensiones variables linealmente se tratan como **elementos uniformemente comprimidos con una tensión f igual a la máxima tensión de compresión en el elemento**.

C B.4. ANCHOS EFECTIVOS DE LOS ELEMENTOS CON UN RIGIDIZADOR INTERMEDIO O UN RIGIDIZADOR DE BORDE

En vigas de acero conformado en frío con secciones tipo galera, cajón o C invertida, (Secciones (3), (4) y (5) de la Figura C-GL-2 de los Comentarios al Glosario) el ala comprimida está apoyada sobre las almas a lo largo de ambos bordes longitudinales. En este caso, si las almas se diseñan adecuadamente, proporcionan una rigidez adecuada a los elementos comprimidos, impidiendo que sus bordes longitudinales se desplacen fuera del plano. Sin embargo, en otras formas seccionales, solo uno de los bordes está rigidizado por el alma, mientras que el otro es soportado por un rigidizador de borde. En la mayoría de los casos el rigidizador de borde es un labio simple, como en las secciones tipo C o doble Te mostradas en la Figura C-GL-2, secciones (1) y (2).

La eficiencia estructural de un elemento rigidizado es siempre superior a la de un no rigidizado con la misma relación (b/t), y con un margen considerable, excepto en el caso de bajas relaciones (b/t) para las cuales el elemento comprimido sea totalmente efectivo y alcance la fluencia sin pandear localmente. Cuando se emplean elementos rigidizados con relaciones (b/t) grandes, el material no se utiliza de manera económica, pues una proporción cada vez mayor (a medida que crece b/t) del ancho del elemento comprimido se vuelve no efectivo. Sin embargo, en muchas aplicaciones de las construcciones con acero conformado en frío, como paneles y tableros, se busca cubrir la máxima superficie y es necesario, por lo tanto, utilizar elevadas relaciones de (b/t). En estos casos, es posible mejorar la economía de la estructura colocando rigidizadores intermedios entre las almas.

Estos rigidizadores intermedios proporcionan una rigidización óptima si no participan de la deformación en forma de onda del elemento comprimido. En este caso interrumpen la secuencia de ondas y las dos fajas a cada lado del rigidizador se deforman fuera del plano independientemente la una de la otra, deformándose cada una de ellas con un esquema similar al ilustrado en la Figura C-B.2-1 para un elemento simple rigidizado. Los elementos comprimidos provistos de estos rigidizadores intermedios se denominan "**elementos con rigidización múltiple**".

En lo que respecta a los requisitos de diseño, la Recomendación CIRSOC 303 - 1991 y la Especificación AISI en las ediciones 1980 y anteriores incluían el mínimo valor del momento de inercia del rigidizador para que el elemento pudiera ser considerado rigidizado. Si el rigidizador real no tenía el momento de inercia requerido, la capacidad portante era la del elemento plano no rigidizado o se debía determinar por medio de ensayos.

La Especificación AISI de 1986 y ediciones posteriores, incluyeron los requisitos adoptados en el artículo B.4. del Reglamento para determinar los anchos efectivos de los elementos con un rigidizador de borde o un rigidizador intermedio en base a las investigaciones de Pekoz sobre rigidizadores (Pekoz, 1986). Esos requisitos se basan tanto en el pandeo local crítico como en la resistencia poscrítica, reconociendo de esta manera la interacción entre las placas. Las especificaciones de diseño permiten considerar elementos comprimidos parcialmente o totalmente rigidizados utilizando rigidizadores de diferentes dimensiones (áreas y momentos de inercia).

C B.4.1. Elementos uniformemente comprimidos con un rigidizador intermedio

El comportamiento al pandeo de placas rectangulares con rigidizadores centrales fue estudiado por Bulson (1969). Para el diseño de secciones conformadas en frío con rigidizadores intermedios, la Recomendación CIRSOC 303 - 1991 y la Especificación AISI de 1980 contenían exigencias para el mínimo momento de inercia requerido para el rigidizador, basadas en la hipótesis de que la rigidez del rigidizador intermedio debía ser el doble de la de un rigidizador de borde. Investigaciones posteriores realizadas por Desmond, Pekoz y Winter (1981) desarrollaron expresiones para determinar la rigidez requerida del rigidizador en base a la geometría de los elementos planos contiguos.

Dado que en algunos casos los requisitos de diseño para rigidizadores intermedios incluidos en las citadas especificaciones podían resultar excesivamente conservadores, ellos fueron revisados en base a lo encontrado por Pekoz (1986) en sus investigaciones.

En el método establecido en el Reglamento y en la Especificación AISI - 2001 el coeficiente de abolladura para determinar el ancho efectivo de los subelementos y el área reducida del rigidizador se calcula utilizando la relación I_s / I_a . En ella I_s es el momento de inercia real del rigidizador propuesto y I_a es el momento de inercia necesario para el rigidizador, que se debe determinar con las expresiones que resulten aplicables.

C B.4.2. Elementos uniformemente comprimidos con un rigidizador de borde

El rigidizador de borde se utiliza para proporcionar un apoyo continuo a lo largo de un borde longitudinal del ala comprimida para mejorar la capacidad a pandeo local del ala. En la mayoría de los casos el rigidizador de borde es un labio simple, aunque es posible utilizar otros tipos de rigidizadores de borde para secciones de acero conformadas en frío.

Para proporcionar el apoyo necesario al elemento comprimido, el rigidizador de borde debe ser suficientemente rígido. Si no lo es puede pandear perpendicularmente al plano de la placa a rigidizar.

En el pasado se han realizado numerosos estudios tanto teóricos como experimentales sobre la estabilidad local de alas comprimidas rigidizadas por rigidizadores de borde.

Los requerimientos de diseño incluidos en el artículo B.4.2. están basados en investigaciones sobre elementos totalmente y parcialmente rigidizados dirigidos por Desmond, Pekoz y Winter (1981) y en estudios adicionales de Pekoz y Cohen (1986). Dichas especificaciones de diseño se basan en la consideración del pandeo crítico y de la resistencia poscrítica.

El artículo B.4.2. del Reglamento reconoce que la rigidez necesaria del rigidizador depende de la esbeltez local (b/t) del elemento rigidizado. En las expresiones de k , d_s y A_s se ha considerado la interacción entre placas así como el grado de apoyo, total o parcial de los bordes.

Es de hacer notar que las especificaciones de este artículo se basan en investigaciones que solo consideraron la utilización de labios simples y que su extensión a otros tipos de rigidizadores es puramente intuitiva. El requisito de $140^\circ \geq \theta \geq 40^\circ$ como condición para la validez de las especificaciones de diseño también fue establecido de manera intuitiva.

Los datos de ensayo utilizados para verificar la exactitud del diseño propuesto para los labios simples rigidizadores fueron recogidos de diferentes fuentes, tanto universitarias como de la industria norteamericana. Esos ensayos mostraron una buena correlación con las expresiones dadas en el artículo B.4.2.

En los Comentarios de la Especificación AISI de 1996 se advertía del peligro de usar labios con **relaciones (d/t) mayores de 14** pues en ese caso se podían obtener resultados deficitarios. Sin embargo la evaluación de experimentos válidos realizados sobre elementos flexados (Rogers y Shuster, 1996; Shafer y Pekoz, 1999) y elementos axialmente comprimidos (Shafer, 2000) con rigidizadores de borde, han demostrado que los especificados por el Reglamento no presentan problemas con altas relaciones (d/t). Existen datos experimentales que cubren relaciones (d/t) **mayores que 35** tanto en elementos flexionados como axialmente cargados.

En la Especificación AISI - 2001 y en el Reglamento CIRSOC 303-2009 se adopta para n una expresión debida a Dinovitzer (1992) la cual elimina una discontinuidad existente en expresiones adoptadas en las Especificaciones AISI anteriores.

El límite S es la máxima relación (b/t) para que el elemento rigidizado sea totalmente efectivo, equivalente al λ_r de los Reglamentos CIRSOC 301 - 2005 y CIRSOC 302 -2005 según se analizó en los Comentarios al artículo B.2.1..

C B.5. ANCHOS EFECTIVOS DE ELEMENTOS RIGIDIZADOS CON MÁS DE UN RIGIDIZADOR INTERMEDIO O ELEMENTOS RIGIDIZADOS EN SUS BORDES Y CON RIGIDIZADORES INTERMEDIOS

C B.5.1. Anchos efectivos de elementos uniformemente comprimidos rigidizados con más de un rigidizador intermedio

El problema de determinar la capacidad portante en elementos con rigidizadores intermedios es complejo. Si el momento de inercia del rigidizador intermedio no es suficiente, la onda de pandeo no se limita a ondas individuales a cada lado del rigidizador sino que tiende a propagarse arrastrando al rigidizador intermedio, pandeando la placa entera. (Ver la Figura C-B.5-1).

La Recomendación CIRSOC 303-1991 definía:

- (a) el momento de inercia mínimo del rigidizador intermedio,
- (b) las condiciones de esbeltez de los subelementos para que los rigidizadores intermedios fueran efectivos,
- (c) el espesor del **“elemento no rigidizado equivalente”** que reemplazaba al elemento rigidizado.

En términos similares se definían las especificaciones de diseño en la Especificación AISI en versiones anteriores al 2001, aunque con una expresión distinta para el espesor del elemento equivalente e incorporando un área reducida para el rigidizador.

En la Especificación AISI - 2001, base del Reglamento CIRSOC 303 - 2009, se plantea otra forma de definir el diseño, basado en ensayos más modernos realizados sobre elementos flexados con múltiples rigidizadores intermedios en las alas comprimidas (Papazian y otros, 1994; Shafer y Pekoz, 1998; Acharya y Shuster, 1998).

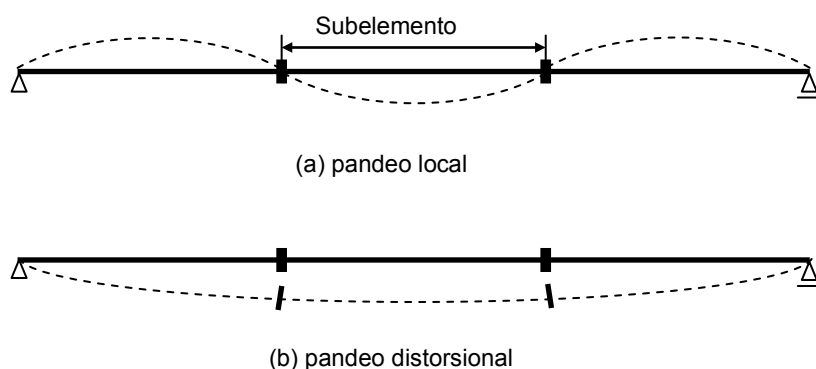


Figura C-B.5.1. Pandeo local y distorsional en elementos uniformemente comprimidos con múltiples rigidizadores intermedios.

El método está basado en la determinación del coeficiente de abolladura para los dos posibles modos de pandeo:

- (a) el pandeo local en el cual el rigidizador no se mueve;
- (b) el pandeo llamado distorsional en el cual el rigidizador padea junto con la placa entera (Ver la Figura C-B.5-1). Los estudios experimentales muestran que el modo de pandeo distorsional prevalece en secciones con múltiples rigidizadores intermedios.

El factor de reducción ρ se aplica sobre el elemento entero (Área bruta del elemento incluyendo los rigidizadores / espesor) en lugar de hacerlo sólo sobre las porciones planas. Esto reduce el elemento entero a un ancho efectivo, el cual ignora la geometría del rigidizador, y el cálculo de las propiedades de la sección efectiva permite que el pandeo distorsional sea tratado en forma consistente con el resto del Reglamento. El ancho efectivo resultante tiene que actuar en el baricentro del elemento original incluyendo los rigidizadores. Esto asegura que no se modifique la posición del eje neutro de la sección, por el hecho de utilizar un simple ancho efectivo en reemplazo de la geometría más complicada del elemento con sus múltiples rigidizadores.

Un posible resultado de esta aproximación es que el ancho plano efectivo calculado (b_e) sea mayor que b_o . Esto puede ocurrir cuando ρ es cercano a 1 y es debido al hecho de que b_e incluye la contribución del área del rigidizador no incluida en b_o . El uso de un b_e mayor que b_o es correcto, siempre que el b_e calculado se ubique en el baricentro del elemento entero.

C B.5.2. Elementos con rigidizador de borde y rigidizadores intermedios

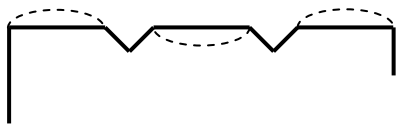
Los modos de pandeo para elementos con rigidizador de borde y rigidizadores intermedios son:

- (a) pandeo local del subelemento;
- (b) pandeo distorsional del rigidizador intermedio;
- (c) pandeo distorsional del rigidizador de borde. Ello se muestra en la Figura C-B.5-2.

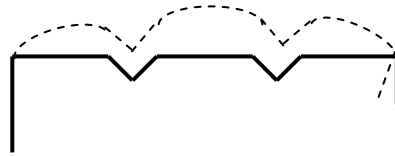
Si el elemento con rigidizador de borde es grueso ($b_o/t < 0,328 S$) o el rigidizador de borde es más largo que lo necesario ($I_s \geq I_a$, y así $k = 4$ por las especificaciones del artículo B.4.2. del Reglamento) entonces el elemento con rigidizador de borde se comportará como un elemento rigidizado. En este caso, el ancho efectivo para el pandeo local del subelemento y para el pandeo distorsional de los rigidizadores intermedios podrá ser determinado por las especificaciones del artículo B.5.1. Sin embargo el elemento con rigidizador de borde no presenta la misma restricción al giro que un elemento rigidizado por un alma, y por ello la constante R dada en el artículo B.5.1. se limita conservativamente a un valor menor o igual a que 1.

Si el elemento con rigidizador de borde es parcialmente efectivo ($b_o/t > 0,328 S$ y $I_s < I_a$ y así $k < 4$, por las especificaciones del artículo B.4.2. del Reglamento) el o los rigidizadores intermedios deberán ser despreciados y se aplicarán las especificaciones del artículo B.4.2.. Un análisis elástico del modo de pandeo distorsional para un elemento con rigidizador de borde y uno o más rigidizadores intermedios demuestra que la tensión crítica de pandeo distorsional varía en $\pm 10\%$ para las dimensiones prácticas de los rigidizadores de borde e intermedios.

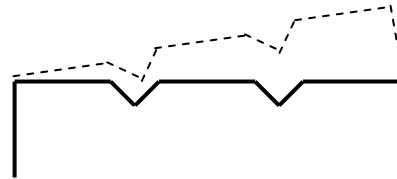
Cuando se aplique el artículo B.5.2. para la determinación del ancho efectivo de elementos con rigidizador de borde y con rigidizadores intermedios, un ancho plano efectivo equivalente b_e reemplazará al ala rigidizada. Ello se muestra en la Figura (B.5.2.). **El rigidizador de borde no debería ser usado en la determinación de la ubicación del ancho efectivo equivalente** (baricentro de la sección entera) **pues es el que rigidiza a la sección entera.**



Pandeo local del subelemento



Pandeo distorsional de los rigidizadores intermedios



Pandeo distorsional del rigidizador de borde

Figura C-B.5.2. Modos de pandeo de un elemento con rigidizador de borde y con rigidizadores intermedios.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO C.

ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO DE BARRAS

Este Capítulo contiene las especificaciones para el diseño de:

- (a) miembros traccionados
- (b) miembros flexionados
- (c) miembros axialmente comprimidos
- (d) miembros sometidos a combinación de carga axial y flexión

Para simplificar el uso del Reglamento, todas las especificaciones de diseño para un tipo específico de miembro se han ordenado en un determinado artículo.

En general se proporciona una expresión para determinar la resistencia nominal correspondiente a un estado límite y el factor de resistencia (ϕ) correspondiente.

C C.1. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

Las propiedades geométricas y mecánicas de la sección transversal de un miembro (área, momento de inercia, módulo resistente elástico, radio de giro, etc.) se deben determinar usando los métodos convencionales del análisis estructural. Esas propiedades, según corresponda, se basan en las dimensiones reales de la sección transversal total (sección bruta), en los anchos efectivos de los elementos de la sección transversal, o en la sección neta.

Cuando se diseñan miembros traccionados, se puede utilizar tanto la sección bruta como la sección neta para determinar la resistencia nominal a la tracción axial.

En el caso de miembros flexados y de miembros axialmente comprimidos, para calcular las propiedades de las secciones, se pueden utilizar tanto las dimensiones reales de la sección total como las dimensiones efectivas. **Las dimensiones reales se utilizan para determinar la carga o momento crítico** (resistencia requerida), **mientras que las dimensiones efectivas** (determinadas para la tensión correspondiente a la carga o momento crítico) **se utilizan para determinar la resistencia nominal**.

Para el cálculo de las deformaciones se debe determinar la sección efectiva para la tensión de compresión en el elemento correspondiente a la carga de servicio.

C C.2. BARRAS TRACCIONADAS

La resistencia nominal a tracción axial de una barra queda determinada por los estados límites de fluencia del área bruta o de rotura del área neta. La fluencia del área bruta, indirectamente, fija un límite a la deformación de la barra. El concepto es el mismo que el establecido en el Capítulo D del Reglamento CIRSOC 301 - 2005.

En la ubicación de las uniones, la resistencia nominal a tracción axil está además limitada por el área neta efectiva y la posible rotura por corte o bloque de corte. La capacidad está especificada en los artículos E.2.7., E.3 y E.5 del Reglamento.

Los factores de resistencia adoptados para cada estado límite incluido en este artículo son los mismos que adopta el Reglamento CIRSOC 301 - 2005.

C C.3. BARRAS FLEXADAS

Para el Proyecto de miembros flexados de acero conformado en frío se deben considerar diversos aspectos:

- (a) la resistencia a flexión y el comportamiento en servicio del miembro flexado;
- (b) la resistencia de las almas al esfuerzo de corte y a la combinación de corte y flexión;
- (c) la resistencia del alma al pandeo localizado y a la combinación de pandeo localizado y flexión;
- (d) los requerimientos de arriostramiento.

En algunos casos es también necesario considerar el retardo de corte y el desplazamiento vertical de las alas, debidos a la utilización de material de poco espesor.

Las especificaciones para los aspectos (a), (b) y (c) se presentan en el artículo C.3. del Reglamento. Las especificaciones para el arriostramiento lateral se incluyen en el artículo D.3.. El retardo de corte y el desplazamiento vertical de las alas se analizan en los artículos B1.1(b) y B.1.1(c) de estos Comentarios.

C C.3.1. Resistencia para flexión simple

La resistencia a flexión de una barra es distinta según esté lateralmente arriostrada en forma continua en toda su longitud o no lo esté. Si la parte comprimida de la barra está lateralmente arriostrada en toda su longitud, su resistencia nominal a flexión se determinará mediante el artículo C.3.1.1. Si la barra no tiene un arriostramiento lateral continuo, el estado límite determinante puede ser el pandeo lateral-torsional. La resistencia nominal para este estado límite se determinará de acuerdo con el artículo C.3.1.2.

Los **perfiles C o Z** con el ala traccionada fijamente unida a un tablero o revestimiento y con el ala comprimida sin arriostramiento lateral, tienen una capacidad a flexión menor que la de miembros arriostrados lateralmente en forma continua, pero mayor que la de miembros no arriostrados. (artículo C.3.1.3. del Reglamento).

Si la vinculación del ala superior de perfiles **C o Z** a una cubierta de elementos de chapa plegada se realiza con un sistema de unión que no sean tornillos autoperforantes o autoroscantes ubicados en el valle del plegado, no se puede garantizar en principio el arriostramiento lateral. Tampoco si el arriostramiento del sistema de cubierta no asegura el traslado a los planos verticales de arriostramiento de las fuerzas originadas por el impedimento del desplazamiento lateral y el giro. Por ello, para cualquier otro sistema de fijación que no sea el antedicho o para sistemas de arriostramiento que no cumplan lo especificado en el artículo D.3.2.1, se exige, en el artículo C.3.1.4. la comprobación mediante ensayos de la efectividad del arriostramiento.

La resistencia nominal a flexión será el menor de los valores determinados de acuerdo con las condiciones aplicables.

C C.3.1.1. Resistencia nominal de secciones lateralmente arriostradas en forma continua

En este artículo se incluyen dos procedimientos para determinar la resistencia nominal a flexión de miembros flexados en los cuales el ala comprimida está lateralmente arriostrada en forma continua. Por ello no puede ocurrir el pandeo lateral y los estados límites determinantes serán la fluencia en el ala comprimida o traccionada y el pandeo local del ala comprimida o el alma comprimida, reconocido por el hecho de que el ancho efectivo es menor que el ancho real. El **Procedimiento I** se basa en la iniciación de la fluencia o sea cuando una fibra extrema alcanza la fluencia y el **Procedimiento II** se basa en la capacidad de reserva inelástica de la sección o sea la posibilidad de deformación mas allá de la deformación elástica sin pandear localmente.

(a) Procedimiento I. En base a la iniciación de la fluencia.

En el **Procedimiento I**, el momento nominal M_n de la sección transversal es el momento efectivo de fluencia M_y determinado en base a las superficies efectivas de las alas y el alma de la viga. El ancho efectivo del ala comprimida y la altura efectiva del alma, se pueden determinar con las expresiones dadas en el Capítulo B del Reglamento.

De manera similar a lo que ocurre en secciones de acero laminado en una viga de acero conformada en frío, el momento de fluencia M_y es el momento para el cual la fibra extrema (traccionada, comprimida, o ambas) llega al límite de fluencia del acero. **Esta es la máxima capacidad a flexión para utilizar en el diseño elástico.** La Figura C-C.3-1 muestra diferentes distribuciones de tensiones para el momento de fluencia según sea la posición del eje neutro.

Para secciones balanceadas (Figura C-C.3-1(a)) las fibras extremas de las alas comprimida y traccionada llegan a la fluencia simultáneamente. Sin embargo si el eje neutro está ubicado excéntricamente, tal como se muestra en la Figura C-C.3-1 (b) y (c), la fluencia inicial ocurre en el ala traccionada en el caso (b) o en el ala comprimida en el caso (c).

En consecuencia, el momento nominal de la sección para **la iniciación de la fluencia** se debe determinar utilizando la expresión (C-C.3.1.1-1):

$$M_n = S_e F_y \quad (\text{C-C.3.1.1.-1})$$

siendo:

F_y la tensión de fluencia de cálculo.

S_e el módulo resistente elástico de la sección efectiva calculado para la fibra extrema comprimida o traccionada con F_y .

El módulo elástico de la sección efectiva S_e generalmente se calcula utilizando uno de los dos procedimientos siguientes:

- (1) Si el eje neutro está más cerca del ala traccionada, la máxima tensión ocurre en el ala comprimida, y por lo tanto la relación de esbeltez λ y el ancho efectivo del ala comprimida se determinan utilizando la relación (b/t) y con $f = F_y$. En este caso también se puede determinar en forma directa la altura efectiva del alma.

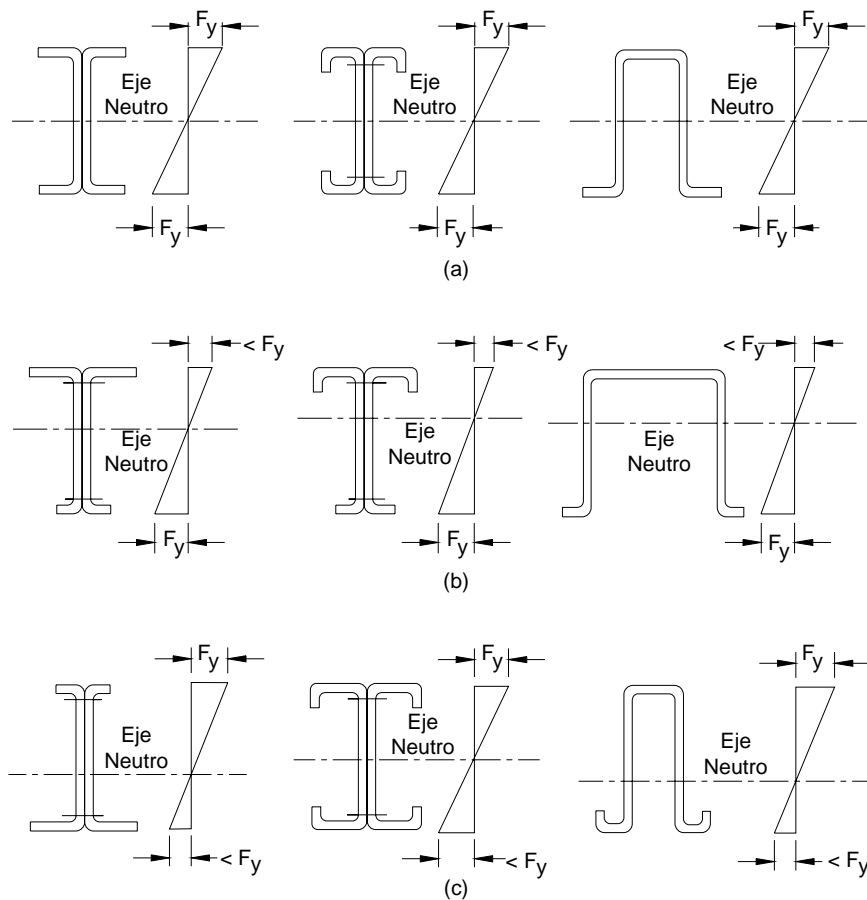


Figura C-C.3-1 Distribución de tensiones para (a) el momento de fluencia en secciones balanceadas; (b) Eje neutro próximo al ala comprimida; (c) Eje neutro próximo al ala traccionada.

- (2) Si el eje neutro está más cerca del ala comprimida, la máxima tensión F_y ocurre en el ala traccionada. La tensión en el ala comprimida dependerá de la ubicación del eje neutro, que se determina con el área efectiva de la sección transversal.

Pero para determinar dicha sección efectiva es necesario conocer la tensión de compresión en el borde de la placa. La solución directa de este problema es posible pero el procedimiento es complejo. Por ello se procede por iteración determinando las propiedades de la sección por aproximaciones sucesivas.

Para calcular la resistencia de diseño, $\phi_b M_n$ se utilizan factores de resistencia ligeramente diferentes para las secciones con alas comprimidas rigidizadas o parcialmente rigidizadas y para las secciones con alas comprimidas no rigidizadas. Estos valores de ϕ_b se obtuvieron a partir de resultados de ensayos realizados con una **relación carga permanente / sobrecarga de 1/5**, proporcionando valores del índice de confiabilidad β entre **2,53** y **4,05**. (Hsiao, Yu y Galambos, 1988).

(b) **Procedimiento II. En base a la capacidad de reserva inelástica.**

La Recomendación CIRSOC 303 - 1991 y las ediciones de la Especificación AISI, base del Reglamento CIRSOC 303 - 2009 anteriores a 1980 no incluyeron la capacidad de reserva inelástica en el diseño de vigas, pues la mayoría de los perfiles de acero conformados en frío presentaban relaciones ancho-espesor elevadas, superiores a los límites requeridos para permitir la plastificación parcial o total de la sección transversal.

En los años 70 y principios de los 80, Reck, Pekoz, Winter y Yener realizaron en la Universidad de Cornell trabajos de investigación relacionados con el diseño inelástico de vigas de acero conformado en frío. Los estudios mostraron que la capacidad de reserva inelástica de vigas de acero conformado en frío debida a la plastificación parcial de la sección transversal y a la redistribución de momentos flectores en vigas continuas puede ser significativa para algunos de los perfiles de uso habitual. Con el debido cuidado, esa reserva puede ser utilizada para lograr un diseño más económico.

Para poder utilizar la reserva de resistencia inelástica se plantean en el Reglamento diversas limitaciones. Ellas están relacionadas con la posibilidad de que se desarrolle la plastificación de la sección transversal sin que se produzca antes la falla por pandeo local o por pandeo lateral o por plastificación por corte. No se permite considerar el incremento de tensión de fluencia por deformación en frío porque este no se produce en la totalidad de la sección transversal. Se limita conservadoramente el momento nominal M_n a $1,25 M_y$ siendo M_y el momento efectivo de fluencia.

El momento nominal, M_n , es la máxima capacidad de flexión de la viga considerando la reserva de resistencia inelástica debida a la plastificación parcial de la sección transversal. La profundización de la plastificación depende de la máxima deformación en el ala comprimida ϵ_{cu} . En base a investigaciones realizadas en la Universidad de Cornell sobre vigas de sección tipo galera, este Reglamento limita la máxima deformación por compresión a $(C_y \epsilon_y)$ donde C_y es un factor de deformación específica con la variación indicada en la Figura C-C.3-2 para elementos comprimidos rigidizados sin rigidizadores intermedios.

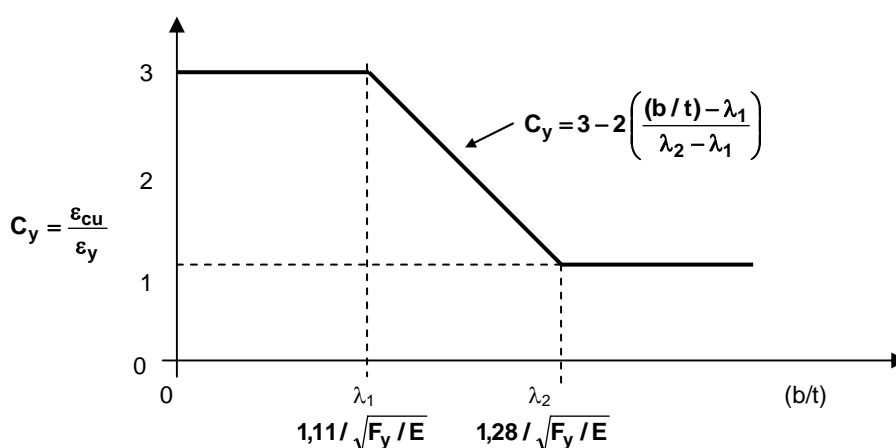


Figura C-C.3-2 Factor C_y para elementos comprimidos rigidizados sin rigidizadores intermedios.

Para elementos rigidizados sin rigidizadores intermedios, los límites λ_1 y λ_2 se corresponden conceptualmente con los límites λ_p y λ_r respectivamente del caso 10 de la Tabla B.5-1 del Reglamento CIRSOC 301-2005. Las diferencias numéricas se deben a la distinta consideración de la restricción al giro en las secciones conformadas en frío a lo cual se hizo referencia en el artículo B.2.1(a) de estos Comentarios.

Para elementos comprimidos no rigidizados, con rigidización múltiple o con rigidizadores de borde, no se considera la posibilidad de una deformación más allá de la elástica sin que haya pandeo local, en razón de las peores condiciones de apoyo y del retardo de corte.

En base a la máxima deformación de compresión ϵ_{cu} permitida, se puede encontrar la posición del eje neutro con la expresión (C-C.3.1.1-2) y el momento nominal M_n con la expresión (C-C.3.1.1-3)

$$\int \sigma dA = 0 \quad (\text{C-C.3.1.1-2})$$

$$\int \sigma y dA = M_n \quad (\text{C-C.3.1.1-3})$$

siendo:

σ es la tensión en la sección transversal.

y la distancia al eje neutro.

C C.3.1.2. Resistencia al pandeo lateral-torsional

C C.3.1.2.1. Resistencia al pandeo lateral-torsional de barras de sección abierta

La capacidad a momento flector de los miembros no está gobernada solamente por la falla por plastificación o pandeo local. Si los arriostramientos no son adecuados, dicha capacidad puede ser limitada por la resistencia a pandeo lateral-torsional.

Las especificaciones para determinar la resistencia nominal a pandeo lateral-torsional de barras de sección abierta se dan en el artículo C.3.1.2.1 del Reglamento.

Las vigas flexadas de sección doblemente simétrica o simplemente simétrica, que no tengan sus alas comprimidas lateralmente arriostradas, pueden fallar por pandeo lateral-torsional.

Para una viga con sus apoyos extremos simplemente apoyados para flexión y torsión, la tensión crítica elástica de pandeo lateral-torsional puede ser determinada con la expresión C-C.3.1.2.1-1:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi}{L S_f} \sqrt{E I_y G J \left(1 + \frac{\pi^2 E C_w}{G J L^2} \right)} \quad (\text{C-C.3.1.2.1-1})$$

Para otras condiciones de apoyo, la expresión anterior puede ser generalizada con la expresión siguiente (Galambos, 1998):

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi}{(k_y L_y) S_f} \sqrt{E I_y G J \left(1 + \frac{\pi^2 E C_w}{G J (k_t L_t)^2} \right)} \quad (\text{C-C.3.1.2.1-1a})$$

siendo:

- k_y y k_t los factores de longitud efectiva,
- L_y y L_t las longitudes no arriostradas para la flexión alrededor del eje **y** (eje débil) y para torsión, respectivamente.
- E el módulo de elasticidad longitudinal.
- G el módulo de elasticidad transversal.
- S_f el módulo resistente elástico de la sección transversal no reducida (sección total) referido a la fibra comprimida extrema.
- I_y el momento de inercia con respecto al eje débil.
- C_w el módulo de alabeo.
- J el módulo de torsión de Saint Venant.

Para secciones **doble Te de doble simetría** (alas iguales) con sus apoyos extremos simplemente apoyados para flexión y torsión, la expresión (C-C.3.1.2.1-2) permite calcular la tensión crítica elástica de pandeo lateral-torsional (Winter, 1947; Yu, 2000):

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{2(L/d)^2} \sqrt{\left(\frac{I_y}{2I_x} \right)^2 + \left(\frac{J I_y}{2(1+\mu)I_x^2} \right) \left(\frac{L}{\pi d} \right)^2} \quad (\text{C-C.3.1.2.1-2})$$

En la expresión (C-C.3.1.2.1-2) el primer término bajo la raíz cuadrada representa la rigidez al alabeo de la sección y el segundo término la rigidez a torsión uniforme de Saint Venant.

Para secciones de acero conformadas en frío de pequeño espesor generalmente el primer término es muy superior al segundo.

Para **secciones doble Te de simple simetría** (alas desiguales), Winter desarrolló la siguiente expresión para la tensión crítica elástica de pandeo lateral-torsional:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E d}{2L^2 S_f} \left(I_{yc} - I_{yt} + I_y \sqrt{1 + \frac{4G J L^2}{\pi^2 I_y E d^2}} \right) \quad (\text{C-C.3.1.2.1-3})$$

siendo:

- I_{yc} y I_{yt} los momentos de inercia de la parte comprimida y de la parte traccionada de la sección respectivamente, con respecto al eje baricéntrico paralelo al alma.
- d la altura total de la sección.

Para **secciones doble Te de doble simetría** (alas iguales) $I_{yc} = I_{yt} = I_y/2$ y las expresiones (C-C.3.1.2.1-2) y (C-C.3.1.2.1-3) son iguales.

Para otras condiciones de apoyo **que no sean simplemente apoyado** para flexión y torsión, la expresión (C-C.3.1.2.1-3) puede ser generalizada a la expresión (C-C.3.1.2.1-3a):

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E d}{2(k_y L_y)^2 S_f} \left(I_{yc} - I_{yt} + I_y \sqrt{1 + \frac{4GJ(k_t L_t)^2}{\pi^2 I_y E d^2}} \right) \quad (\text{C-C.3.1.2.1-3a})$$

En la expresión (C-C.3.1.2.1-3a) el segundo término bajo la raíz cuadrada representa la contribución de la rigidez a torsión uniforme de Saint Venant y puede ser despreciado sin sacrificar demasiado la economía. Por ello, dicha expresión puede ser simplificada para las secciones doble T de doble simetría considerando $I_{yc} + I_{yt} = I_y$ y despreciando la contribución antedicha:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E d I_{yc}}{(k_y L_y)^2 S_f} \quad (\text{C-C.3.1.2.1-4})$$

Esta expresión se ha obtenido a partir de la hipótesis de que la viga está sometida a un momento flector uniforme siendo conservadora para otras solicitaciones de momento. Para considerar los distintos diagramas de momento flector se puede utilizar el factor C_b ya incorporado en el Reglamento CIRSOC 301-2005.

$$C_b = \frac{12,5 M_{m\acute{a}x}}{2,5 M_{m\acute{a}x} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad (\text{C-C.3.1.2.1-5})$$

Esta expresión, desarrollada por Kirby y Nethercot (1979) se puede utilizar para cualquier diagrama de momentos flectores que se presente en el segmento lateralmente no arriostrado de la viga, teniendo una mayor generalidad y precisión que la expresión utilizada por la Recomendación CIRSOC 303-1991 para el mismo fin, que era:

$$C_b = 1,75 + 1,05(M_1/M_2) + 0,3 (M_1/M_2)^2 \leq 2,3 \quad (\text{C-C.3.1.2.1-6})$$

En la Figura C-C.3-3 se presentan las diferencias entre las expresiones (C-C.3.1.2.1-5) y (C-C.3.1.2.1-6) para un diagrama de momentos flectores con variación lineal entre sus extremos.

La expresión (C-C.3.1.2.1-4) generalizada para diagramas de momentos flectores distintos del uniforme y usando el símbolo F_e en lugar de σ_{cr} se puede expresar como:

$$F_e = C_b \frac{\pi^2 E d I_{yc}}{(k_y L_y)^2 S_f} \quad (\text{C-C.3.1.2.1-7})$$

Esta es la expresión (C.3.1.2.1-14) del Reglamento donde k_y es el factor de longitud efectiva para la flexión alrededor del eje débil lo que permite considerar otras condiciones de apoyo distintas a la simplemente apoyada. Esta expresión también puede ser utilizada para determinar la tensión crítica elástica de pandeo lateral en secciones **C** de simple simetría.

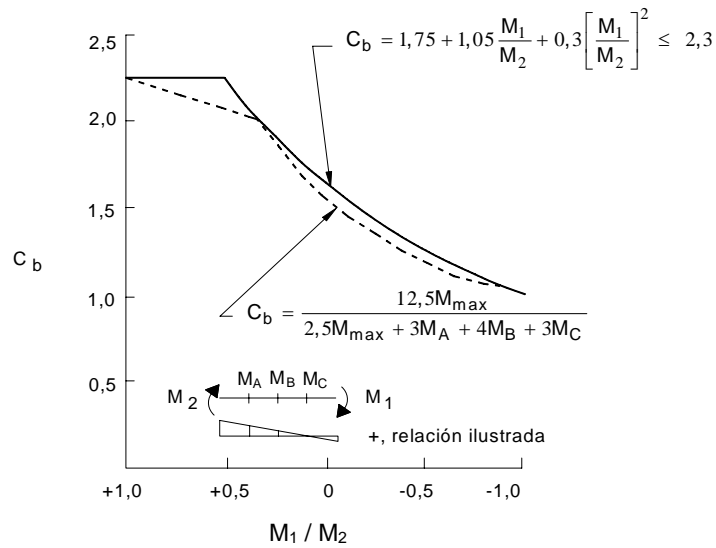


Figura C-C.3-3 Comparación entre expresiones de C_b para diagrama de momentos flectores con variación lineal.

Se debe observar que las expresiones (C-C.3.1.2.1-1a) y (C-C.3.1.2.1-7) **son válidas exclusivamente para la tensión crítica elástica de pandeo lateral o sea cuando la tensión calculada sea menor o igual que la tensión de proporcionalidad del acero σ_{pr} .**

Cuando la tensión supere dicho límite, el comportamiento de la viga flexada estará gobernado por el pandeo inelástico. La tensión crítica de pandeo inelástico F_c puede ser determinada con la siguiente expresión (Yu, 1991):

$$F_c = \frac{10}{9} F_y \left(1 - \frac{10 F_y}{36 F_e} \right) \quad \text{(C-C.3.1.2.1-8)}$$

siendo:

F_e la tensión crítica elástica de pandeo lateral-torsional.

A partir de estudios realizados por Pekoz, Winter y Selebi sobre el pandeo lateral de secciones de pequeño espesor bajo carga excéntrica, se han incorporado al Reglamento otras expresiones para el diseño. Esas expresiones generales de diseño se pueden utilizar para secciones de doble y simple simetría, y de simetría puntual. Así, la tensión crítica elástica para pandeo lateral-torsional puede ser determinada mediante la siguiente expresión:

$$F_e = \frac{C_b r_o A}{S_f} \sqrt{\sigma_{ey} \sigma_t} \quad \text{(C-C.3.1.2.1-9)}$$

siendo:

σ_{ey} y σ_t las tensiones de pandeo elástico definidas por las expresiones. (C.3.1.2.1-8) y (C.3.1.2.1-9) del Reglamento.

Es de hacer notar que las secciones de simetría puntual, como los perfiles **Z** de alas iguales, pandean lateralmente con tensiones menores que las secciones de doble o simple simetría.

Con un criterio conservador, se adopta para las secciones **Z**, la tensión crítica elástica de pandeo lateral-torsional como la mitad de la correspondiente a las secciones doble T_e .

En lo referido a la tensión crítica inelástica se adoptó una expresión general para todas las secciones dada por la expresión (C-C.3.1.2.1-8). El pandeo se encuentra en el campo elástico hasta una tensión crítica igual a $0,56 F_y$. En la zona inelástica la tensión queda definida por la parábola de Johnson entre valores de $0,56 F_y$ y $(10/9)F_y$ que corresponde a una longitud lateralmente no arriostrada nula. El factor $(10/9)$ se basa en la plastificación parcial de la sección en flexión (Galambos, 1963). La limitación de la máxima tensión a F_y crea una meseta que permite calcular la máxima longitud lateralmente no arriostrada para la cual no hay reducción de tensión debida a la inestabilidad lateral. Esta máxima longitud no arriostrada (equivalente al L_r en el Reglamento CIRSOC 301-2005) se puede calcular haciendo F_c igual a F_y en la expresión (C-C.3.1.2.1-8) y despejando L_y .

La adopción de la curva para pandeo lateral-torsional inelástico para secciones de doble y simple simetría y de simetría puntual ha sido confirmada por investigaciones realizadas en vigas-columnas (Pekoz y Sumer, 1992) y en montantes de tabiques (Kian y Pekoz, 1994).

La curva para pandeo elástico e inelástico se muestra en la Figura C-C.3-4.

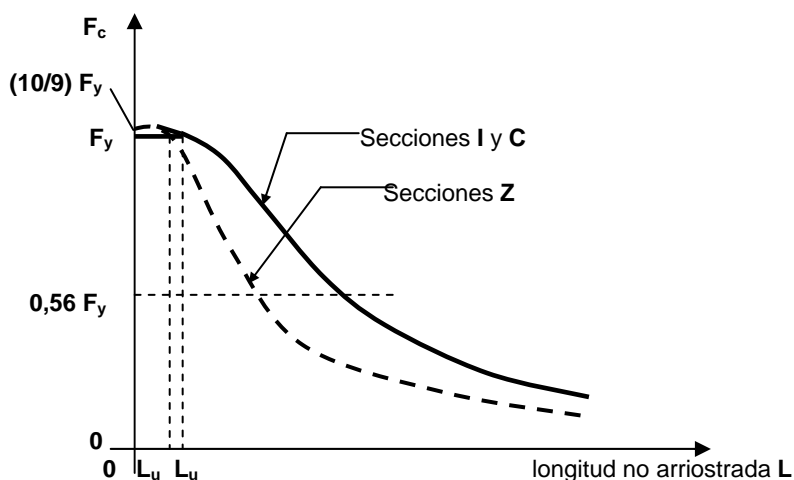


Figura C-C.3-4 Tensión crítica de pandeo lateral-torsional.

Para cualquier longitud no arriostrada L menor que L_u , el pandeo lateral no es crítico. De la expresión (C-C.3.1.2-8) haciendo $F_c = F_y$ resulta $F_e = 2,78 F_y$. Para esa situación $L_u = L_y = L_t L_u$ puede ser calculado con las siguientes expresiones (AISI, 1996):

(a) Para secciones de doble y simple simetría y de simetría puntual

$$L_u = \left\{ \frac{GJ}{2C_1} + \left[\frac{C_2}{C_1} + \left(\frac{GJ}{2C_1} \right)^2 \right]^{0,5} \right\}^{0,5} \quad (\text{C-C.3.1.2.1-11})$$

siendo:

$$C_1 = \frac{7,72}{AE} \left[\frac{k_y F_y S_f}{C_b \pi r_y} \right]^2 \quad \text{Para secciones de doble y simple simetría} \quad (\text{C-C.3.1.2.1-12})$$

$$C_1 = \frac{30,9}{A.E} \left[\frac{k_y F_y S_f}{C_b \pi r_y} \right]^2 \quad \text{Para secciones de simetría puntual} \quad (\text{C-C.3.1.2.1-13})$$

$$C_2 = \frac{\pi^2 E C_w}{(k_t)^2} \quad (\text{C-C.3.1.2.1-14})$$

(b) Para secciones doble Te doblemente simétricas, **C** y **Z** flexadas alrededor del eje baricéntrico perpendicular al alma, en lugar de lo establecido en (a) se pueden usar las siguientes expresiones (AISI,1996):

Para secciones doble Te doblemente simétricas y secciones **C** simplemente simétricas:

$$L_u = \left[\frac{0,36 C_b \pi^2 E d I_{yc}}{F_y S_f} \right]^{0,5} \quad (\text{C-C.3.1.2.1-15})$$

Para secciones de simetría puntual (Secciones **Z**):

$$L_u = \left[\frac{0,18 C_b \pi^2 E d I_{yc}}{F_y S_f} \right]^{0,5} \quad (\text{C-C.3.1.2.1-16})$$

Los temas discutidos en los párrafos precedentes se refieren sólo **a la resistencia a pandeo lateral-torsional de vigas con secciones localmente estables**. En el caso de miembros con secciones que presentan inestabilidad local, la interacción entre el pandeo local de los elementos comprimidos de la sección transversal y el pandeo lateral-torsional global de la viga, puede provocar una reducción en la capacidad a pandeo lateral-torsional de la viga.

El efecto del pandeo local sobre el momento flector crítico es considerado por el Reglamento a través del uso del módulo resistente elástico de la sección efectiva, **S_c**.

La expresión (C.3.1.2.1-1) del Reglamento es:

$$M_n = S_c F_c \quad (\text{C-C.3.1.2.1-17})$$

siendo:

- S_c el módulo elástico de la sección efectiva referido a la fibra extrema comprimida y calculado para la tensión F_c .
- F_c la tensión crítica para pandeo lateral-torsional elástica o inelástica.

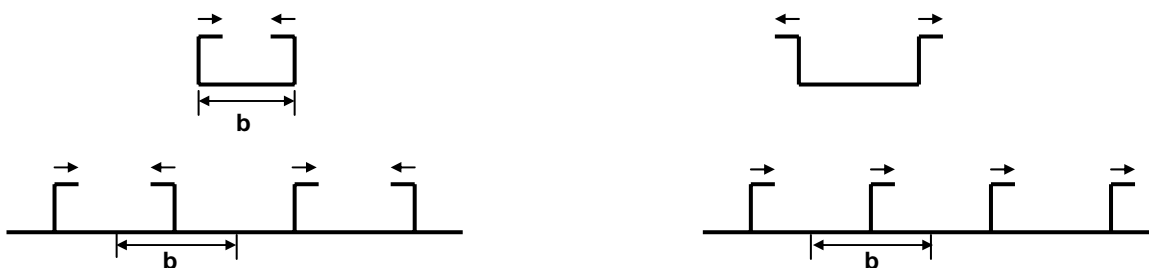
Con la resistencia nominal así determinada y un factor de resistencia $\phi = 0,90$, los valores de β varían de **2,4 a 3,8**.

Investigaciones dirigidas por Ellifritt, Sputo y Haynes (1992) han indicado que, cuando la longitud no arriostrada se define como la distancia entre riostras intermedias, las expresiones dadas en el artículo C.3.1.2.1 del Reglamento pueden ser conservadoras en los casos donde se utiliza una riostra ubicada en la mitad del tramo, pero no conservadoras cuando existe más de una riostra intermedia.

Las investigaciones citadas y un estudio de Kavanagh y Ellifritt (1993 y 1994) han mostrado que una viga arriostrada de manera discreta, pero no unida a un tablero o revestimiento, puede fallar por pandeo lateral-torsional entre las secciones arriostradas o por pandeo distorsional en los puntos de arriostramiento o en sus cercanías. La resistencia a pandeo distorsional en secciones **C** y **Z** ha sido extensamente estudiada en la Universidad de Sydney por Lu y Hancock (1987); Hancock, Know y Bernard (1994) y Hancock (1995).

C C.3.1.2.2. Pandeo lateral de alas comprimidas sin arriostramiento lateral (Secciones U, C y tableros con rigidizadores múltiples)

Los temas discutidos en la sección anterior están referidos al pandeo lateral-torsional de secciones **dobles Te, C** y **Z** en las cuales la sección gira y se deforma en la dirección lateral como una unidad. Sin embargo esa situación no es la que se produce en las vigas en forma de **U, C, galera invertida** ni en las secciones que tienen un conjunto de rigidizadores unidos a una chapa tales como las indicadas en la Figura C-C.3-5



Las flechas indican el sentido probable de pandeo; **b** es la porción colaborante del ala traccionada

Figura C-C.3-5 Secciones U, C, galera invertida y secciones con rigidizadores unidos a una chapa.

Para este caso, cuando la flexión se produce de manera que las alas de la **U** y las alas de los rigidizadores resultan comprimidas, la porción traccionada de la sección permanece recta y no se desplaza lateralmente. Sólo la porción comprimida tiende a pandear en la dirección lateral, acompañada de una flexión del alma fuera del plano, tal como se muestra en la Figura C-C.3-6. Para que ello no ocurra es necesario colocar un arriostramiento adecuado.

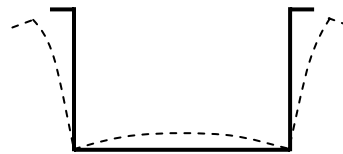


Figura C-C.3-6 Pandeo lateral de alas de vigas de sección galera invertida.

El análisis preciso del pandeo lateral de vigas de sección en **C** y **galera invertida**, es bastante complejo. El ala comprimida y la porción comprimida del alma no solo actúan como una columna con apoyos laterales elásticos, sino que el problema se complica por la influencia debilitante de la acción torsional del ala. Por ese motivo el procedimiento de diseño indicado en el artículo C.3.1.2.2 del Reglamento para determinar la resistencia de diseño para alas comprimidas sin arriostramiento lateral se basa en una simplificación considerable del análisis de Douty (1962) y el mismo estaba incluido en la Recomendación CIRSOC 303-1991 en el anexo al artículo 4.5.4.2.. El método ha sido comparado con los resultados de más de 100 ensayos de vigas con espesores comprendidos entre 0,3 y 2,8 mm. Se encontraron discrepancias de alrededor de un 30% del lado de la seguridad y de alrededor de un 20% en sentido contrario.

En 1964 Haussler presentó métodos rigurosos para determinar la resistencia de vigas estabilizadas elásticamente. En sus métodos Haussler también trataba el ala comprimida no arriostrada como una columna elásticamente apoyada y su desarrollo era más riguroso.

Se ha realizado un estudio adicional en la Universidad de Cornell para secciones con alas comprimidas sin arriostramiento lateral (Serrette y Pekoz, 1992,1994 y 1995). Se desarrolló un procedimiento analítico para determinar la resistencia a pandeo distorsional de paneles de cubierta con juntas de plegado salientes. Las capacidades máximas pronosticadas se compararon con los resultados experimentales.

El método incluido en el Reglamento se basa en lo siguiente:

Planteada la expresión de equilibrio del ala comprimida (Ver la publicación Cold Former Steel Design, Yu) la solución particular no trivial es:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(L/r_e)^2} \quad \text{(C-C.3.1.2.2-1)}$$

siendo:

- L** la longitud no arriostrada del ala.
- r** el radio de giro de la columna equivalente que comprende el ala comprimida y la parte adyacente comprimida del alma de altura.

$$[(3 c_c - c_t) / 12 c_c] d r = \sqrt{\frac{I_e}{A_f + A_w / \{12 c_c / (3 c_c - c_t)\}}}$$

- I_e** el momento de inercia de la columna equivalente con respecto a su eje baricéntrico paralelo al alma.
- d** la altura total de la sección transversal.
- c_c** la distancia entre el eje neutro y la fibra extrema comprimida.
- c_t** la distancia entre el eje neutro y la fibra extrema traccionada.

- A_f el área del ala.
- A_w el área del alma.

La expresión (C-C.3.1.2.2-1) da la solución para una columna apoyada elásticamente en la porción restante del alma y el ala traccionada, las que actúan en conjunto como un marco elástico de apoyo para el pandeo flexional de la columna equivalente.

El efecto de la torsión en el pandeo flexotorsional de la columna equivalente puede ser determinado por el teorema de la mínima energía potencial.

$$U = V_1 + V_2 + U_w \quad (\text{C-C.3.1.2.2-2})$$

siendo:

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

Desarrollando y resolviendo la expresión (C-C.3.1.2.2-2) con considerables simplificaciones se pueden obtener expresiones para la carga crítica de la columna equivalente apoyada elásticamente y que consideren el efecto debilitante de la torsión:

$$(a) \text{ Cuando } \beta L^2/P_e \leq 30 \quad P_{cr} = T \left(1 + \frac{\beta L^2}{\pi^2 P_e} \right) P_e \quad (\text{C-C.3.1.2.2-3})$$

$$(b) \text{ Cuando } \beta L^2/P_e > 30 \quad P_{cr} = T \left(0,6 + \frac{2}{\pi} \sqrt{\frac{\beta L^2}{P_e}} \right) P_e \quad (\text{C-C.3.1.2.2-4})$$

siendo:

- P_{cr} la carga crítica de la columna equivalente.
- P_e la carga crítica de Euler de la columna equivalente $= \pi^2 E I_e / L^2$.
- β la constante de resorte $= 1 / \delta$.
- δ el desplazamiento lateral del centro de gravedad de la columna equivalente debido a una fuerza unitaria en él aplicada y perpendicular al alma.
- L la longitud no arriestrada de la columna equivalente (separación entre arriostros del ala comprimida).
- I_e momento de inercia de la columna equivalente con respecto a su eje baricéntrico paralelo al alma.
- T coeficiente de reducción por torsión determinado de la siguiente forma:

$$(a) \text{ Si } L \geq L' \quad T = T_o = h / (h + 3,4 y_o) \quad (\text{C-C.3.1.2.2-5})$$

$$(b) \text{ Si } L < L' \quad T = T_o (L/L') \quad (\text{C-C.3.1.2.2-6})$$

$$L' = \pi \sqrt[4]{2 I_e (h/t)^3}$$

- h distancia entre baricentro de la columna equivalente y la fibra extrema del ala traccionada.
- y_o distancia entre el baricentro y el centro de corte de la columna equivalente medida paralela al alma.

- (c) En vigas en que la distancia entre arriostramientos del ala comprimida es considerable la carga crítica de la columna equivalente si puede determinar por medio de la siguiente expresión:

$$P_{cr} = T_o \sqrt{4 \beta E I_e} \quad (\text{C-C.3.1.2.2-7})$$

A partir de la carga crítica P_{cr} determinada por las expresiones anteriores se puede calcular la esbeltez equivalente de la columna equivalente:

$$(k L / r)_{eq} = \frac{1}{1,1} \sqrt{\frac{\pi^2 E}{P_{cr} / A_e}} \quad (\text{C-C.3.1.2.2-8})$$

siendo:

- A_e el área de la sección transversal de la columna equivalente.
 $1,1$ el factor experimental de corrección que considera la resistencia poscrítica.

Con la esbeltez equivalente se puede determinar la esbeltez reducida equivalente de la columna λ_c y con las especificaciones del artículo C.4(a) del Reglamento obtener la tensión nominal F_n . Esa tensión se puede considerar ubicada en el baricentro de la columna equivalente situada a la distancia y_c del eje neutro.

Suponiendo que las tensiones son proporcionales a su distancia al eje neutro (variación lineal) se puede determinar la tensión en el borde comprimido de la sección, F_{c2} , a partir de la tensión F_c en el centro de gravedad de la columna equivalente.

$$F_{c2} = F_c (c_c / y_c) \quad (\text{C-C.3.1.2.2-9})$$

El momento nominal será entonces:

$$M_n = F_{c2} S_c \quad (\text{C-C.3.1.2.2-10})$$

Dada la mayor incertidumbre del modelo adoptado, para determinar la resistencia de diseño se ha considerado, un factor de resistencia menor que el correspondiente a la flexión, adoptándose $\phi_{b1} = 0,85$ que es el correspondiente a la compresión.

C C.3.1.3. Vigas con el ala traccionada unida en forma fija y continua a un tablero o revestimiento

Para elementos estructurales flexados que tengan el ala traccionada unida al tablero o revestimiento y el ala comprimida no arriostrada, tales como una correa de techo o un montante de pared sometidos a la succión del viento, la capacidad a flexión será menor que la de un miembro totalmente arriostrado, pero mayor que la de un miembro no arriostrado.

Esta restricción parcial es función de la rigidez rotacional provista por la unión entre la correa y el revestimiento. El reglamento presenta factores R que representan la reducción de la capacidad a flexión con respecto a la condición de arriostramiento total. Los factores adoptados se basan en resultados experimentales obtenidos tanto para correas de un solo tramo como continuas (Pekoz y Soroushian, 1981, 1982; LaBoube, 1986; Haussler y Pahers, 1973; LaBoube y otros, 1988; Haussler, 1988; Fisher, 1996).

Los límites de la tensión de fluencia de diseño se basan en los trabajos de Fisher (1996).

Según La Boube (1986) la rigidez rotacional de la unión panel-correa es fundamentalmente una función del espesor del miembro flexado, del espesor de la chapa del tablero o revestimiento y del tipo y de la ubicación de los pasadores.

Además, se ha observado que para una aislación compuesta por una manta de fibra de vidrio comprimida con espesores iniciales entre cero y 152 mm, la rigidez rotacional se ve disminuida en una pequeña y aceptable proporción (La Boube, 1986).

Para garantizar la adecuada rigidez rotacional de los sistemas de cubiertas y tabiques proyectados utilizando las especificaciones del Reglamento, el artículo C.3.1.3 del Reglamento establece explícitamente los tipos de paneles y pasadores aceptables.

Se efectuaron ensayos sobre vigas continuas de tres tramos iguales y los valores de R fueron calculados a partir de las cargas de falla utilizando un momento máximo positivo:

$$M = 0,08 q L^2 = q L^2/12,5$$

Las especificaciones del artículo C.3.1.3 se aplican a miembros flexados en los cuales el ala traccionada está unida al tablero o revestimiento, y el ala comprimida está totalmente sin arriostrar. Las vigas con algunos puntos arriostrados del ala comprimida (arriostramiento discreto) pueden tener una mayor capacidad a flexión que aquellas sin ningún arriostramiento del ala comprimida. Los datos disponibles de ensayos realizados sobre vigas de un tramo (Pekoz y Saroushian, 1981 y 1982; La Boube y Thompson, 1982^a; La Boube y otros, 1988; La Boube y Golovin, 1990) indican que para miembros con secciones que poseen un labio rigidizador que forma un ángulo mayor o igual que 75° con el plano del ala comprimida, cuando tienen arriostrada el ala comprimida en puntos ubicados en el tercio de la luz o con una menor separación, poseen en general una mayor capacidad a flexión que si no poseyeran arriostramiento alguno.

El factor de resistencia **0,9** adoptado para aplicar a la resistencia nominal a flexión reducida dada por la expresión (C.3.1.3-1) del Reglamento ha sido tomado de la especificación base (AISI 2001) cuya calibración obtuvo valores del Índice de Confiabilidad β variables de **1,5** a **1,6**.

C C.3.1.4. Vigas de sección C o Z con el ala comprimida unida a una cubierta o revestimiento de chapa plegada.

Se considera que la fijación de la chapa al perfil realizada con tornillos auto-perforantes o auto-roscantes ubicados en el **valle del plegado** garantiza el no desplazamiento lateral del ala comprimida y el impedimento a la torsión del perfil. El mismo medio de unión, pero colocado en la cresta del plegado puede permitir el desplazamiento. Para cualquier otro sistema de fijación entre chapa y perfil se exige la realización de ensayos que demuestren que no va a existir desplazamiento entre chapa y perfil. Como medida de seguridad por eventuales modificaciones del anclaje en el tiempo, se toma como longitud lateralmente arriostrada para determinar la capacidad a pandeo lateral del perfil arriostrado una longitud 100% mayor de la real distancia entre tornillos.

Para que el arriostramiento sea efectivo los tornillos deberán resistir la fuerza generada por el arriostramiento, la chapa deberá poder transmitir dicha fuerza al sistema de arriostramiento

y éste deberá ser completo, es decir llevar dicha fuerza a la fundación. Todo ello está especificado en el artículo D.3.2.1 del Reglamento el que deberá ser cumplido por el Proyecto.

C C.3.2. Resistencia al corte

C C.3.2.1. Resistencia al corte de barras con almas sin perforaciones

La resistencia al corte de las almas de las vigas está determinada por la fluencia o por el pandeo, dependiendo de la relación h/t y de las propiedades mecánicas del acero. Para almas de vigas con relaciones h/t pequeñas (**zona plástica**), la resistencia nominal al corte está determinada por la fluencia a corte, es decir,

$$V_n = A_w \tau_y = (A_w F_y) / \sqrt{3} \cong 0,6 F_y h t \quad (\text{C-C.3.2-1})$$

siendo:

A_w la superficie del alma de la viga calculada como $(h t)$.

τ_y el límite de fluencia del acero a corte, que se puede calcular como $F_y / \sqrt{3}$.

Para vigas con relaciones h/t elevadas (**zona de pandeo elástico**), la resistencia nominal al corte estará determinada por el pandeo elástico por corte, es decir:

$$V_n = A_w \tau_{cre} = \frac{k_v \pi^2 E A_w}{12(1 - \mu^2)(h/t)^2} \quad (\text{C-C.3.2-2})$$

siendo:

τ_{cre} la tensión crítica de pandeo por corte en el rango elástico.

k_v el coeficiente de pandeo por corte.

E el módulo de elasticidad.

μ el coeficiente de Poisson.

h la altura del alma.

t el espesor del alma.

Considerando $\mu = 0,3$, la resistencia al corte V_n , se puede determinar de la siguiente manera:

$$V_n = 0,904 E k_v t^3 / h \quad (\text{C-C.3.2-3})$$

Para almas de vigas con relaciones h/t moderadas (**zona de pandeo inelástico**) la resistencia nominal al corte se basa en el pandeo inelástico por corte (Yu, 2000).

Considerando según Basler $\tau_{cr} = \sqrt{\tau_{pr} \tau_{cre}}$ y $\tau_{pr} = 0,8 \tau_y$ resulta:

$$V_n = 0,64 t^2 \sqrt{k_v F_y E} \quad (\text{C-C.3.2-4})$$

Los requisitos del Reglamento son aplicables para el dimensionado de almas de vigas y tableros ya sea con o sin rigidizadores transversales del alma.

Las expresiones (C-C.3.2-1), (C-C.3.2-3) y (C-C.3.2-4) son básicamente las mismas utilizadas en el Reglamento CIRSOC 301-2005 (Sección A-F.2.2) para la determinación de la resistencia nominal al corte de almas, mas allá de algunos redondeos numéricos.

En función de los resultados de los trabajos de LaBoube y Yu (1978a) para secciones de acero conformado en frío, la especificación base del Reglamento CIRSOC 303-2009 (AISI 2001) adopta en la expresión (C-C.3.2-4) un valor de **0,60** en lugar de **0,64**, lo que se corresponde con tomar una tensión de proporcionalidad $\tau_{pr} = 0,66 \tau_y$ en la fórmula de Basler. De allí surgen las expresiones para la tensión crítica dadas en el artículo C.3.2.1 del Reglamento CIRSOC 303-2009, que resultan algo menores que las del Reglamento CIRSOC 301-2005. Los límites entre zona plástica, zona de pandeo inelástico y zona de pandeo elástico surgen de igual consideración y por ello difieren de los indicados en el Reglamento CIRSOC 301-2005. En base a los trabajos citados y a una calibración con el método ASD de AISI, se ha adoptado un factor de resistencia de **0,95** que es mayor que el especificado por el Reglamento CIRSOC 301-2005 (**0,9**). Con ello, los valores de resistencia de diseño a corte para almas fijados por los Reglamentos CIRSOC 303-2009 y 301-2005 resultan similares.

Para el coeficiente de abolladura **k**, siguiendo a la especificación base, se han mantenido las clásicas expresiones en función de la relación (**a/h**) en lugar de la unificación adoptada para el Reglamento CIRSOC 301-2005 (ver Comentarios al Reglamento CIRSOC 301-2005, Sección C-F.2.)

C C.3.2.2. Resistencia al corte de almas de secciones C con perforaciones

Schuster y otros (1995) y Shan y otros (1994) investigaron para almas de secciones **C** con agujeros, la disminución de la resistencia al corte producida por la presencia de perforaciones. El programa de ensayos consideró una distribución del corte constante a través de la perforación, e incluyó relaciones (**d_o/h**) comprendidas entre **0,20** y **0,78**, y relaciones (**h/t**) comprendidas entre **91** y **168**. La expresión para el factor de reducción **q_s** de Schuster fue desarrollada tanto para perforaciones punzonadas como taladradas.

En los ensayos se consideraron tres geometrías para las perforaciones: rectangular con esquinas redondeadas, circular y romboidal. Eiler (1997) extiende los trabajos de Schuster y Shan para el caso de corte constante a lo largo del eje longitudinal de la perforación. También estudia variaciones lineales del corte pero este caso no se incluye en el Reglamento. El desarrollo del factor de reducción **q_s** de Eiler utiliza los resultados de los ensayos realizados por Schuster y otros (1995) y Shan y otros (1994). El objetivo de los ensayos es evaluar el comportamiento de almas esbeltas con agujeros. Así para almas robustas con $(h/t) \leq 0,96 \sqrt{E k_v / F_y}$ existen anomalías; la resistencia de diseño a corte calculada es independiente de **t** cuando **h** es constante. En esta zona, la resistencia de diseño a corte calculada es válida, pero puede ser un poco conservadora.

Las especificaciones para perforaciones circulares y no circulares también se pueden aplicar a cualquier modelo de agujero que encaje dentro de un agujero virtual equivalente.

La Figura C-B.2-5 muestra el **b** y el **d_o** que puede ser usado para un modelo de agujero múltiple que encaje dentro de un agujero virtual equivalente no circular. La Figura C-B.2-6 indica el **d_o** que puede ser usado para un agujero rectangular que encaje dentro de un agujero virtual equivalente circular. Para cada caso, las especificaciones de diseño se

deben aplicar a la geometría del agujero virtual equivalente y no a la geometría del, o de los agujeros reales.

C C.3.3. Flexión y corte combinados

En las vigas en voladizo y en las vigas continuas, a menudo se combinan en los apoyos elevadas tensiones de flexión con elevadas tensiones de corte. Las almas de estas vigas se deben proteger contra el pandeo provocado por la combinación de tensiones de flexión y de corte.

Para las placas planas rectangulares simplemente apoyadas, la combinación crítica de tensiones de flexión y de corte se puede aproximar mediante la siguiente expresión de interacción (Bleich, 1952):

$$\left(\frac{f_b}{f_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 = 1 \quad (\text{C-C.3.3-1})$$

siendo:

- f_b la tensión real de compresión por flexión.
- f_{cr} la tensión teórica de pandeo en flexión pura.
- τ la tensión real de corte.
- τ_{cr} la tensión teórica de pandeo en corte puro.

Esta expresión es conservadora para almas de vigas con rigidizadores transversales adecuados, en las cuales se puede desarrollar la acción del campo a tracción (acción diagonal de tracción). En base a los estudios de LaBoube y Yu (1978b) se desarrolló la expresión C-C.3.3-2 para almas de vigas con rigidizadores transversales que satisfacen los requisitos del artículo C.3.6.

$$0,6\left(\frac{f_b}{f_{bm\acute{a}x}}\right) + \left(\frac{\tau}{\tau_{m\acute{a}x}}\right) = 1,3 \quad (\text{C-C.3.3-2})$$

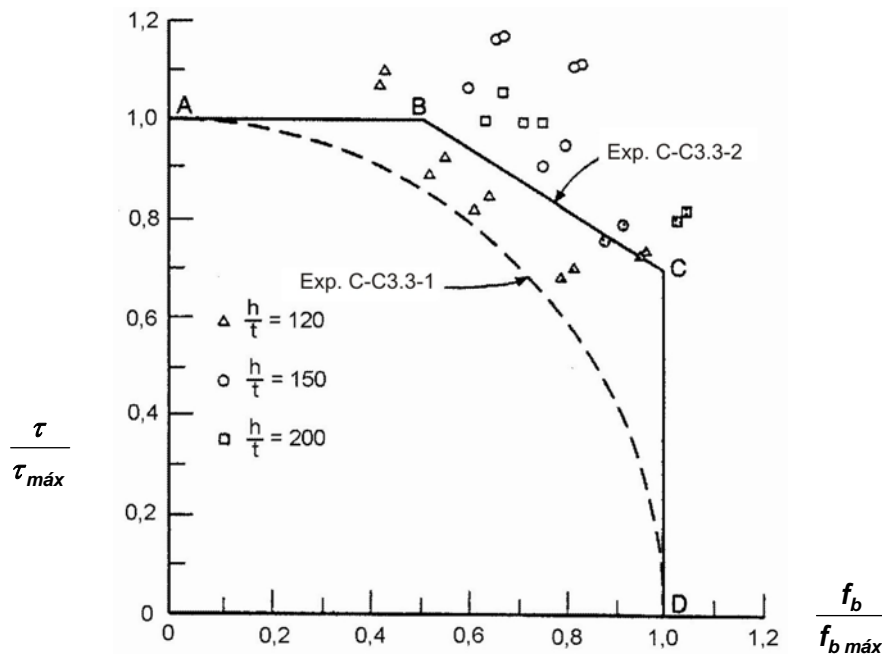
Esta expresión se incorpora a la especificación AISI en 1980. En la Figura C-C.3-7 se muestran las correlaciones entre la expresión (C-C.3.3-2) y los resultados de ensayos realizados sobre almas de vigas que pueden desarrollar la acción del campo a tracción.

Para el diseño por factores de carga y resistencia, las expresiones para la combinación de flexión y de corte se basan en las expresiones (C-C.3.3-1) y (C-C.3.3-2), utilizando las resistencias requeridas (M_u y V_u) y las resistencias de diseño ($\phi_b M_{nxo}$ y $\phi_v V_n$), a flexión y a corte, tal como se indica en las expresiones (C.3.3.2-1) y (C.3.3.2-2) del Reglamento.

C C.3.4. Pandeo localizado del alma

C C.3.4.1. Resistencia al pandeo localizado en almas sin perforaciones

Los miembros flexados de acero conformado en frío tienen generalmente almas con elevada esbeltez, por lo que pueden pandear localmente por la acción de fuerzas concentradas o reacciones de elevada intensidad. La Figura C-C.3-8 muestra típicos modos de falla por pandeo localizado en secciones galera con alma simple no reforzada (Figura C-C.3-8(a)) y en secciones doble Te no unidas al apoyo.



Nota: Los símbolos sombreados representan muestras de ensayo sin placas adicionales en las alas superior e inferior

Figura C-C.3-7 Diagrama de interacción para $\tau/\tau_{máx}$ y $f_b/f_b_{máx}$.

El problema del pandeo de placas planas y el pandeo localizado de almas por la acción de cargas concentradas actuando en sus bordes ha sido estudiado por numerosos investigadores. El análisis teórico del pandeo localizado del alma para miembros flexionados de acero conformado en frío es bastante complicado porque involucra los siguientes factores:

- (1) distribución no uniforme de tensiones bajo la carga aplicada y en las zonas adyacentes del alma.
- (2) estabilidad elástica e inelástica del elemento del alma.
- (3) fluencia localizada en la región inmediatamente cercana a la de aplicación de la carga.
- (4) flexión producida por la carga (o reacción) excéntrica cuando está aplicada sobre el ala de apoyo a una distancia más allá de la curva de transición del alma.
- (5) imperfecciones iniciales fuera del plano de la o las placas de alma,
- (6) diferentes restricciones de borde provistas por las alas de la viga e interacción entre los elementos de ala y de alma y
- (7) almas inclinadas para tableros y paneles.

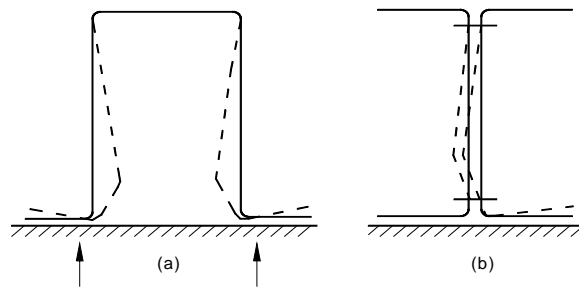


Figura C-C.3-8 Pandeo localizado del alma en vigas de acero conformado en frío.

Por estos motivos las especificaciones de diseño para pandeo localizado del alma de la especificación base AISI, adoptadas por el Reglamento, se basan en exhaustivas investigaciones experimentales realizadas por Winter y Pian (1946) y Zetlin (1955a) en la Universidad de Cornell; por Hetrakul y Yu (1978), Yu (1981), Santaputra (1986), Santaputra, Parks y Yu (1989), Bhakta, LaBoube y Yu (1992), Lagan, Yu y LaBoube (1994), Cain, LaBoube y Yu (1995), y Wu, Yu y LaBoube (1997) en la Universidad de Missouri-Rolla; Wing (1981), Wing y Schuster (1982), Prabakaran (1993), Gerges (1997), Gerges y Schuster (1998), Prabakaran y Schuster (1998), Beshara (1999), BeshARA Y Schuster (2000) en la Universidad de Waterloo; Young y Hancock (1998) en la Universidad de Sydney. En estas investigaciones experimentales los ensayos de pandeo localizado del alma se efectuaron sobre vigas con alma simple no reforzada, vigas doble T, secciones galera y paneles con múltiples almas, bajo las cuatro condiciones de carga siguientes:

- (1) Carga extrema sobre un ala
- (2) Carga interior sobre un ala
- (3) Carga extrema sobre dos alas
- (4) Carga interior sobre dos alas

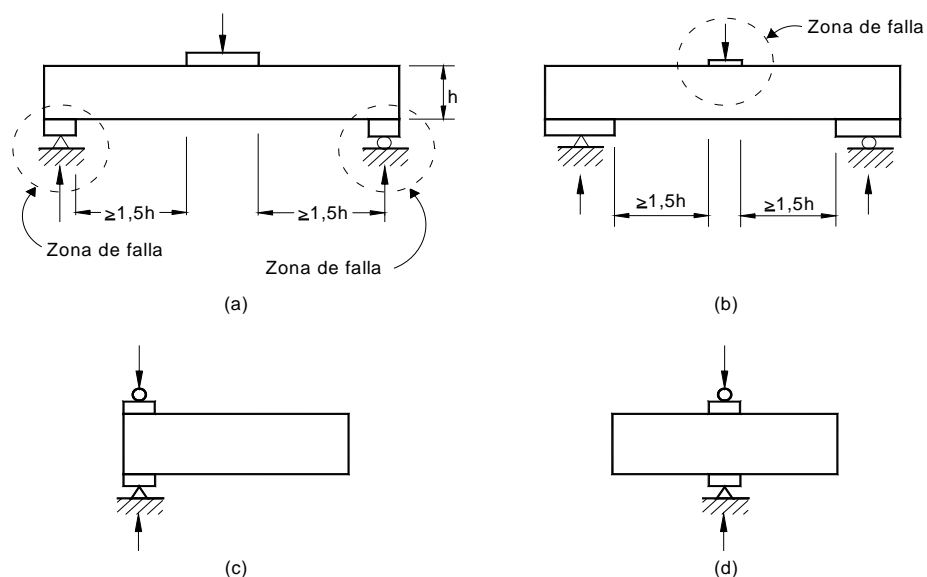


Figura C-C.3-9 Condiciones de carga para los ensayos de abolladura del alma (a) carga extrema con un ala cargada, (b) carga interior con un ala cargada (c) carga extrema con dos alas cargadas (d) carga interior con dos alas cargadas.

Todas las condiciones de carga se ilustran en la Figura C-C.3-9. En las Figuras (a) y (b) las distancias entre las placas de apoyo se mantuvieron a no menos de 1,5 veces la altura del alma para evitar la acción correspondiente a carga sobre dos alas.

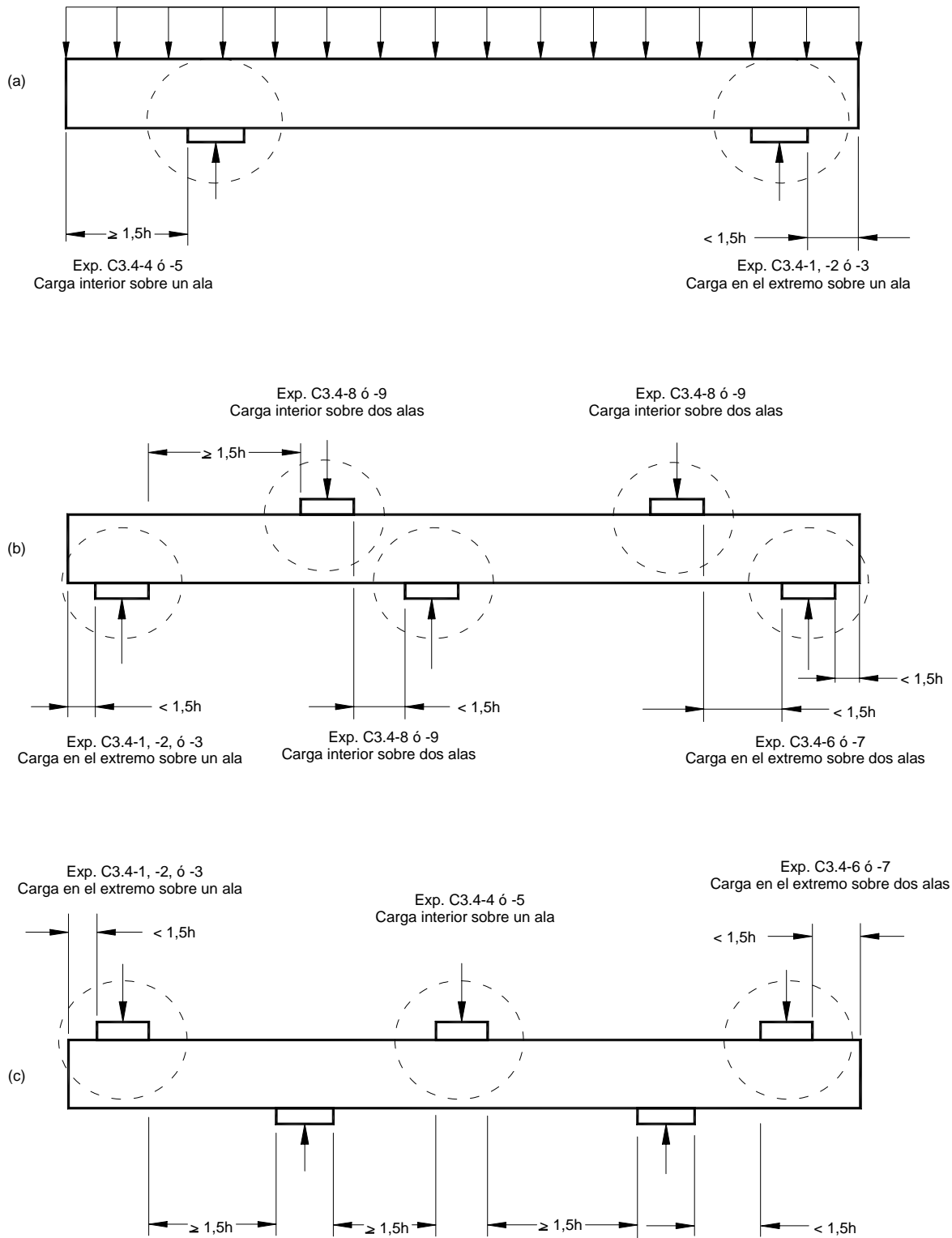


Figura C-C.3-10 Casos de carga.

En la Figura C-C.3-10 se indican varios casos de carga y en la Figura C-C.3-11 se muestra la distribución de cargas y reacciones supuesta.

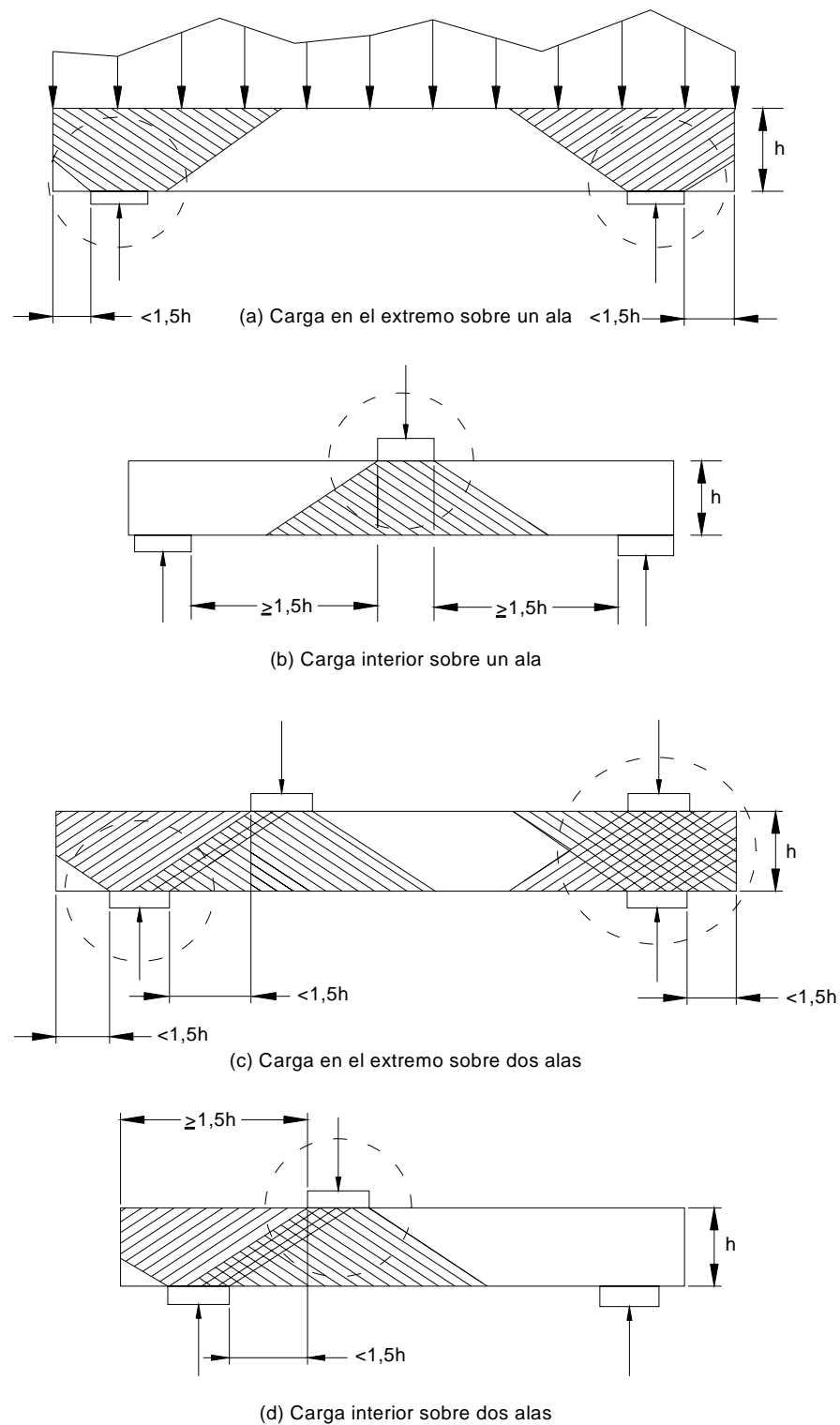


Figura C-C.3-11 Distribución supuesta para las cargas o reacciones.

Tanto la Edición 1996 como las anteriores de la especificación AISI presentaban diferentes expresiones para las distintas condiciones de carga mencionadas. Basadas en ensayos realizados por Winter, Hetrakul y Yu, suponían una distribución de las cargas y reacciones actuantes sobre el alma, tal como las indicadas en la Figura C-C.3-11. Estas expresiones también dependían de la geometría de la sección transversal. O sea secciones con un alma simple o secciones doble Te (realizadas con dos perfiles **C** unidos espalda contra espalda, por dos ángulos soldados a un perfil **C**, o por la unión de tres perfiles **C**). Las secciones **C** y **Z**, secciones galera y tableros con múltiples almas eran considerados en la categoría de secciones con un alma simple. Las secciones doble Te realizadas con dos perfiles **U** unidos espalda contra espalda por una línea de pasadores cercana a cada ala, o secciones similares que presentan un alto grado de restricción a la rotación del alma, eran tratadas separadamente. Asimismo eran usadas expresiones diferentes para secciones con alas parcial o totalmente rigidizadas y para secciones con alas no rigidizadas.

Prabakaran (1993) y Prabakaran y Schuster (1998) desarrollaron para el pandeo localizado del alma una expresión unificada con coeficientes variables. (expresión (C.3.4.1-1) del Reglamento). Esos coeficientes corresponden a las distintas condiciones de carga (sobre un ala o sobre dos alas con carga extrema o interior) y para varias formas seccionales.

Beshara (1999) extiende las investigaciones citadas para desarrollar nuevos coeficientes para el pandeo localizado del alma usando datos experimentales de Beshara y Schuster (2000).

Los coeficientes para el pandeo localizado del alma están indicados en las Tablas C.3-2 a C.3-6 del Reglamento y las limitaciones dadas para los parámetros intervinientes resultan de los datos experimentales sobre los que fueron determinados dichos coeficientes.

Analizando la expresión (C.3.4.1-1) se observa que la resistencia nominal al pandeo localizado del alma de miembros de acero conformado en frío depende del coeficiente **C** de pandeo localizado, del espesor del alma **t**, de la tensión de fluencia especificada **F_y**, del ángulo de inclinación del alma **θ**, del coeficiente de radio de curvatura interno **C_R**, de la relación radio interno de plegado-espesor del alma (**R/t**), del coeficiente de longitud de apoyo **C_N**, de la relación longitud de apoyo-espesor del alma (**N/t**), del coeficiente de esbeltez del alma **C_h**, y de la relación de esbeltez del alma (**h/t**).

Se debe considerar si las muestras de ensayo están o no unidas a la placa de apoyo o soporte durante el ensayo. Se ha encontrado que cuando las muestras ensayadas no están unidas a la placa de apoyo o soporte, en algunos casos de carga y para ciertas formas seccionales, ello puede ocasionar una considerable disminución de la capacidad a pandeo localizado del alma. Por esta razón se consideran por separado los miembros que están unidos a la placa de apoyo o soporte de aquellos que no lo están.

En la mayoría de los ensayos indicados en la literatura, la unión de las muestras a la placa de apoyo o soporte está ejecutada con bulones, por lo que algunos ensayos de control son llevados a cabo por Schuster e informados por Beshara (1999) con tornillos auto-roscantes a fin de establecer una comparación con los casos de unión abulonada. En esos ensayos se mostró que el comportamiento de las muestras unidas con tornillos auto-roscantes resultó igualmente bueno que el de las muestras unidas con bulones.

En la práctica, la unión a la placa de apoyo o soporte se puede realizar indistintamente utilizando bulones, tornillos auto-roscantes o auto-perforantes o por soldadura. Lo importante es que los elementos de las alas tengan restringida la rotación en la zona de aplicación de la carga. De hecho, en muchos casos frecuentes, las alas tienen

completamente restringida la rotación por algún tipo de revestimiento que está unido a ellas.

Los datos son separados, además, según el tipo de sección transversal de acuerdo con el siguiente criterio:

- (1) Secciones armadas (Tabla C.3-2)
- (2) Secciones U y C de alma simple (Tabla C.3-3)
- (3) Secciones Z de alma simple (Tabla C.3-4)
- (4) Secciones galera (Tabla C.3-5)
- (5) Secciones de tableros con almas múltiples (Tabla C.3-6)

En el caso de miembros armados no unidos a la placa de apoyo o soporte (tales como secciones doble Te), los datos disponibles son para secciones **C** unidas con dos filas de pasadores cercanas a cada ala (Winter y Pian 1946, Hetrakul y Yu, 1978) y se muestran en la Figura C-C.3-12(a). Para miembros armados unidos a la placa de apoyo o soporte (tales como secciones doble Te), los datos disponibles son para secciones **C** unidas con dos filas de pasadores ubicados simétricamente cerca del eje de simetría de la sección, como se muestra en la Figura C-C.3-12(b) (Bhakta, LaBoube y Yu, 1992).

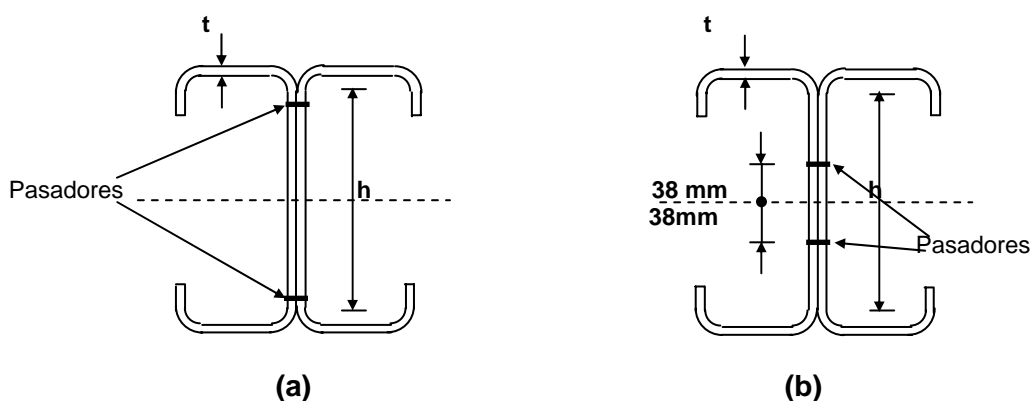


Figura C-C.3-12 Modelos típicos de secciones doble Te abulonadas para ensayos.

Beshara y Schuster (2000) en concordancia con Supornsilaphachai, Galambos y Yu (1979) realizaron la calibración a fin de determinar los factores de resistencia ϕ para cada caso.

Basados en estas calibraciones se incluyen en las Tablas del Reglamento factores de resistencia para cada caso de carga y tipo de sección. También la **longitud mínima de apoyo de 20 mm** resulta de los datos usados en el desarrollo de los coeficientes para pandeo localizado del alma. Para miembros de sección **C** y **Z** de alma simple unidos al apoyo y sometidos a carga o reacción interior sobre las dos alas (Figura C-C.3-9(d)), la distancia desde el borde del apoyo al extremo del miembro debe ser como mínimo **2,5 h**.

Este requerimiento origina que sea necesaria una longitud de muestra de **5h** para montar el ensayo mostrado en la Figura C-C.3-9(d). La longitud de **2,5 h** tomada desde el borde en lugar de hacerlo desde el eje de apoyo, es conservadora.

Las distribuciones supuestas en el alma de las cargas y reacciones actuantes, mostrada en la Figura C-C.3-11 son independientes de la respuesta flexional de la viga. Debido a la flexión el punto de apoyo tendrá una variación relativa sobre el plano de apoyo provocando

una distribución no uniforme de la carga en el alma. El valor de P_n variará debido a una transición entre la condición de carga interior (Figura C-C.3-11(b)) y la condición de carga extrema (Figura C-C.3-11(a)), ambas para carga sobre un ala. Estas condiciones discretas representan la base experimental sobre la cual se basan las especificaciones de diseño (Winter, 1970; Hetrakul y Yu, 1978).

Recientes investigaciones demostraron que un perfil **Z** con su ala de apoyo extremo abulonada al miembro sobre el que apoya la sección mediante dos bulones de **12,7 mm** de diámetro, experimentaría un incremento en su capacidad de pandeo localizado del alma bajo carga extrema sobre un ala (Bhakta, LaBoube y Yu, 1992; Cain, Laboube y Yu, 1995). Se demostró que el incremento de la capacidad de carga está comprendido entre **el 27 % y el 55 %** para las secciones que satisfacen las limitaciones prescriptas en el Reglamento. Desde 1996 la Sección C.3.4 de la Especificación AISI permite un valor límite para el incremento igual al **30 %**. En el Reglamento el incremento es incorporado bajo la condición **“Unida al apoyo”**.

Para dos perfiles Z anidados, la Especificación AISI de 1996 permitía el empleo de un factor de resistencia ligeramente diferente para la condición de carga interior sobre un ala. En base a investigaciones realizadas en la Universidad de Wisconsin-Milwaukee y en la Universidad de Missouri-Rolla, de acuerdo con lo resumido por LaBoube, Nunnery y Hodges (1994), el comportamiento frente al pandeo localizado del alma de elementos con almas anidadas no reforzadas se mejora debido a la interacción de las almas anidadas. En el Reglamento esta situación está considerada en la Tabla C.3-4 bajo la condición de **“Unida al apoyo”** para el caso de carga interior sobre un ala.

C C.3.4.2. Resistencia al pandeo localizado en almas de secciones C con perforaciones

Estudios realizados por Langan y otros (1994), Uphoff (1996) y Deshmukh (1996) han cuantificado la reducción en la capacidad a pandeo localizado de un alma, cuando en ella se presenta una perforación. Dichos estudios se realizaron sobre las siguientes condiciones de carga: carga extrema e interior sobre un ala. Además se analizaron para relaciones de (h/t) y (d_o/h) no mayores que **200** y **0,81** respectivamente. Los estudios indicaron que la reducción en la resistencia a pandeo localizado del alma está influenciada fundamentalmente por el tamaño del agujero, reflejado por la relación (d_o/h) , y la ubicación de la perforación, reflejada por la relación (x/h) .

Las especificaciones para perforaciones circulares y no circulares también se pueden aplicar a cualquier modelo de agujero que encaje dentro de un agujero virtual equivalente. La Figura C-B.2-5 muestra el b y el d_o que puede ser utilizado para un modelo de agujero múltiple que encaje dentro del agujero virtual equivalente no circular. La Figura C-B.2-6 muestra el d_o que se puede usar para un agujero rectangular que encaje dentro de agujero virtual equivalente circular. **Para cada caso las especificaciones de diseño se deben aplicar a la geometría del agujero virtual equivalente y no a las de la perforación o perforaciones reales.**

C C.3.5. Flexión y pandeo localizado del alma combinados

La Especificación AISI contiene expresiones de interacción para la combinación de flexión y pandeo localizado del alma, adoptadas por el Reglamento. Las expresiones (C3.5-1) y (C3.5-2) se basan en los estudios realizados en la Universidad de Missouri-Rolla para determinar los efectos de la flexión sobre la reducción de las cargas de pandeo localizado

del alma con los factores de seguridad aplicables utilizados para flexión y para pandeo localizado del alma (Hetrakul y Yu, 1978 y 1980; Yu, 1981 y 1991). Para el caso de almas con relieve la resistencia a la abolladura se podría determinar mediante ensayos de acuerdo con el Capítulo F del Reglamento.

La excepción incluida en el artículo C.3.5 (a) del Reglamento para almas simples no reforzadas se aplica para los apoyos interiores de tableros y vigas continuas con dos o más almas simples, tales como se ilustra en la Figura C-C.3-13. Los resultados de ensayos sobre vigas continuas de tableros de acero (Yu, 1981) y diferentes estudios independientes realizados por los fabricantes indican que, para este tipo de miembros, el comportamiento posterior al pandeo de las almas en los apoyos interiores difiere del tipo de modo de falla que ocurre bajo cargas concentradas en las vigas de un solo tramo. Esta resistencia poscrítica al pandeo le permite al miembro redistribuir los momentos en los tramos continuos. Por esta razón, **la expresión (C.3.5-1) del Reglamento no es aplicable a la interacción entre la flexión y la reacción en los apoyos interiores de los tramos continuos.**

Esta excepción se aplica sólo a los miembros ilustrados en la Figura C-C.3-13 y situaciones similares explícitamente descritas en el artículo C.3.5 (a) del Reglamento.

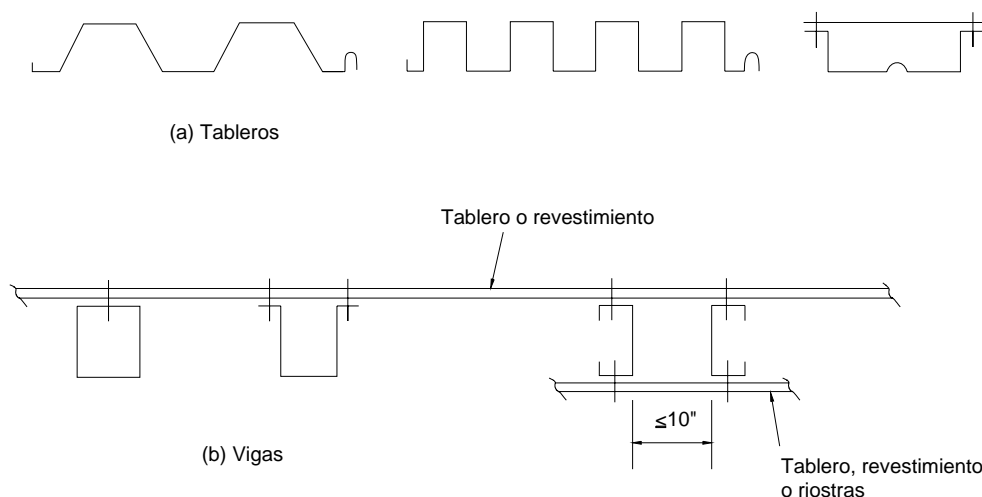


Figura C-C.3-13 Secciones a las cuales se aplica la excepción del artículo C.3.5 (a) del Reglamento.

Esta excepción significa que no es necesario verificar los efectos de la combinación de flexión y abolladura del alma para determinar la capacidad portante. Además, **la resistencia a la flexión positiva de la viga debe ser al menos el 90 % de la resistencia a la flexión negativa a fin de garantizar la seguridad requerida por el Reglamento.**

Empleando este procedimiento, las cargas de servicio pueden

- (1) producir ligeras deformaciones en la viga sobre el apoyo,
- (2) incrementar las tensiones reales de compresión por flexión sobre el apoyo hasta **$0,8F_y$** y
- (3) provocar una deformación adicional por flexión de hasta **22 %** debido a la redistribución de los momentos elásticos.

Si debido a este comportamiento la capacidad de carga no es el factor primario que determina el diseño, se sugiere que el Proyectista Estructural utilice la expresión (C.3.5-1) del Reglamento.

Con respecto a la expresión (C.3.5-2), ensayos anteriores indican que, cuando la relación h/t del alma de una viga doble T es menor o igual que $2,33/\sqrt{F_y/E}$ y cuando $\lambda \leq 0,673$ para todos los elementos, el momento flector no tiene ningún efecto (o no tiene efectos apreciables) sobre la carga de pandeo localizado del alma (Yu, 1991). Por este motivo la reacción o carga concentrada de diseño puede determinarse empleando las expresiones dadas en el artículo C.3.4 del Reglamento sin ninguna reducción debida a la presencia de flexión.

En 1996 se añadió información adicional en el artículo C.3.5(c) del Reglamento para el diseño de dos perfiles Z anidados. Estos requisitos de diseño se basan en las investigaciones realizadas en la Universidad de Wisconsin-Milwaukee, la Universidad de Missouri-Rolla y por un fabricante de construcciones metálicas (LaBoube, Nunnery y Hodges, (1994). El comportamiento frente al pandeo localizado del alma combinado con flexión de los elementos de almas anidadas no reforzadas se mejora debido a la interacción entre las almas anidadas. La expresión (C.3.5-3) del Reglamento se basa en los resultados experimentales obtenidos ensayando catorce configuraciones de almas anidadas. Estas son las configuraciones típicamente utilizadas en la industria de las construcciones metálicas.

En 2001 las expresiones de interacción para el efecto combinado de flexión y pandeo localizado del alma fueron reevaluadas a partir de la nueva expresión utilizada para el pandeo localizado del alma incluida en el artículo C.3.4.1 del Reglamento.

Para el método de diseño por factores de carga y resistencia (Método LRFD) las expresiones (C.3.5-1) y (C.3.5-2) del Reglamento se basaron en las expresiones originales utilizadas en la Especificación AISI para el método ASD, derivadas de los ensayos arriba citados, pero utilizando las resistencias requerida y de diseño.

En el desarrollo de las expresiones para LRFD se calibraron un total de 551 ensayos para determinar la resistencia a la combinación de flexión y pandeo localizado del alma. En base a $\phi_w = 0,75$ para almas simples no reforzadas y $\phi_w = 0,80$ para secciones doble T , los valores del índice de seguridad varían entre **2,5 y 3,3** tal como se resume en el Comentario de la Especificación AISI (Edición 1991).

La expresión (C.3.5-3) del Reglamento para dos perfiles Z anidados se basa en el mismo trabajo de investigación mencionado más arriba.

C C.3.6. Rigidizadores

C C.3.6.1. Rigidizadores transversales de fuerza

Las especificaciones de diseño para rigidizadores transversales de fuerza vinculados a las almas de las vigas y para rigidizadores de corte se publican en la Especificación AISI desde 1980. En la edición 2001 se mantienen las mismas expresiones de diseño. La expresión para la resistencia nominal dada en el Ítem (a) del artículo C.3.6.1 sirve para impedir el aplastamiento de los extremos de los rigidizadores transversales, mientras que la

expresión para la resistencia nominal dada en el Ítem (b) es para impedir el pandeo como columna de los rigidizadores del alma. Las expresiones para calcular las áreas efectivas (A_b y A_c) y los anchos efectivos (b_1 y b_2) fueron adoptadas de Nguyen y Yu (1978a) con ligeras modificaciones. Se adopta como colaboración del alma una zona de **10 t** para rigidizadores en apoyos extremos y de **18 t** para rigidizadores interiores al considerar el estado límite de fluencia y un máximo de **12 t** y **25 t** respectivamente, para el estado límite de pandeo. (Figuras C- C.3-14 y C- C.3-15).

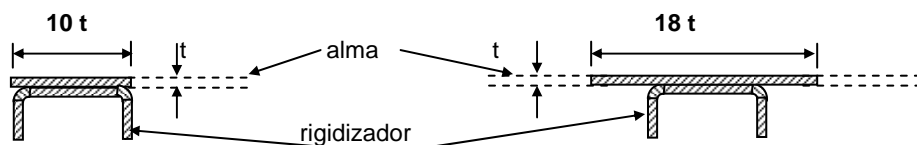


Figura C- C.3-14 Rigidizadores de fuerza Área efectiva A_c . (a) para rigidizadores extremos (b) para rigidizadores intermedios.

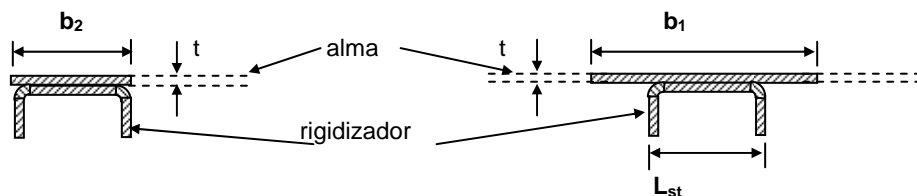


Figura C- C.3-15 Rigidizadores de fuerza Área efectiva A_b . (a) para rigidizadores extremos (b) para rigidizadores intermedios.

Los datos experimentales disponibles sobre rigidizadores transversales de acero conformado en frío fueron evaluados por Hsiao, Yu y Galambos (1988a), quienes examinaron un total de 61 ensayos. El factor de resistencia igual a **0,85** utilizado para el método LRFD se seleccionó en base a los datos estadísticos. El índice de confiabilidad correspondiente presentó una variación entre **3,32** y **3,41**.

En la edición 1999 de la Especificación AISI, el límite superior para la relación de esbeltez (b/t_s) de los elementos no rigidizados de los rigidizadores transversales fue llevado de $0,37\sqrt{E/F_{ys}}$ a $0,42\sqrt{E/F_{ys}}$ en razón de que el primero había sido determinado como una aproximación para el diseño por tensiones admisibles, mientras que el segundo estaba basado en el criterio de área efectiva. Ello implica adoptar las mismas bases para el diseño de los elementos de los rigidizadores transversales, sean ellos rigidizados o no rigidizados.

C C.3.6.2. Rigidizadores de corte

Los requisitos para los rigidizadores de corte incluidos en el artículo C.3.6.2 de la especificación base fueron adoptados fundamentalmente de la especificación AISC (1978).

Las expresiones para determinar el mínimo momento de inercia requerido (expresión C.3.6.2-1) y la mínima superficie bruta requerida (expresión C.3.6.2-2) para los rigidizadores intermedios adosados se basan en los estudios resumidos por Nguyen y Yu (1978a). En la expresión C.3.6.2-1 el valor mínimo de $(h/50)^4$ fue seleccionado de la especificación AISC (AISC, 1978). En el Reglamento se adoptan las mismas expresiones que en la especificación base para mantener una coherencia con la misma. Es de hacer notar que

dichas expresiones difieren de las adoptadas para el Reglamento CIRSOC 301-2005 que también tiene como base la especificación AISC, pero de ediciones posteriores.

Para el método LRFD los datos experimentales disponibles sobre la resistencia al corte de las almas de vigas con rigidizadores de corte fueron calibrados por Hsiao, Yu y Galambos (1988a). Los datos estadísticos utilizados para determinar el factor de resistencia se pueden encontrar en el *Manual de Diseño AISI* (AISI, 1991). En base a estos datos, se halló que **el índice de confiabilidad era de 4,10 para $\phi = 0,90$.**

C C.3.6.3. Rigidizadores que no satisfacen los requisitos

En el programa experimental informado por Nguyen y Yu (1978) no se realizaron ensayos sobre rigidizadores transversales estampados. En caso de falta de información confiable, la resistencia de diseño de los miembros se debe determinar mediante ensayos especiales.

C C.4. BARRAS AXILMENTE COMPRIMIDAS

Los miembros comprimidos axilmente cargados se deben diseñar para los siguientes estados límites, dependiendo de la configuración de su sección transversal, del espesor del material, de la longitud no arriostrada y de la restricción de los extremos de la barra:

- (1) fluencia,
- (2) pandeo global de la columna (pandeo flexional, pandeo torsional o pandeo flexo-torsional) y
- (3) pandeo localizado de elementos individuales.

(A) Fluencia

Es un hecho conocido que una columna de sección compacta, muy corta, sometida a una carga axil, puede fallar por fluencia. La carga de fluencia se determina mediante la expresión (C-C.4-1):

$$P_y = A_g F_y \quad (\text{C-C.4-1})$$

siendo:

- A_g el área bruta de la columna.
 F_y el límite de fluencia del acero.

(B) Pandeo flexional de columnas

(a) Tensión de pandeo elástico

Una columna esbelta cargada axilmente puede fallar por pandeo flexional global si la sección transversal de la columna tiene una geometría con simetría doble, es de forma cerrada (tubo de sección cuadrada o rectangular), de forma cilíndrica o presenta simetría puntual. Para las formas seccionales con simetría simple, el pandeo flexional es uno de los modos de falla posibles. Los montantes que forman parte de un tabique conectados con el material de revestimiento también pueden fallar por pandeo flexional.

La carga crítica de pandeo elástico para una columna larga se puede determinar mediante la siguiente expresión de Euler:

$$(P_{cr})_e = \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2} \quad (\text{C-C.4-2})$$

siendo:

$(P_{cr})_e$ la carga de pandeo de la columna en el rango elástico.
 E el módulo de elasticidad.
 I el momento de inercia.
 K el factor de longitud efectiva.
 L la longitud no arriostrada.

En consecuencia, la tensión de pandeo elástico de la columna resulta:

$$(F_{cr})_e = \frac{(P_{cr})_e}{A_g} = \frac{\pi^2 E}{(kL/r)^2} \quad (\text{C-C.4-3})$$

siendo:

r el radio de giro de la sección transversal bruta y
 (kL/r) la relación de esbeltez efectiva.

(b) Tensión de pandeo inelástico

Cuando la tensión de pandeo elástico de la columna calculada mediante la expresión (C-C.4-3) sea mayor que el límite de proporcionalidad, F_{pr} , la columna pandeará en el rango inelástico. En ediciones de la Especificación AISI previas a 1996 se utilizaba la siguiente expresión para calcular la tensión de pandeo inelástico de la columna:

$$(F_{cr})_I = F_y \left(1 - \frac{F_y}{4(F_{cr})_e} \right) \quad (\text{C-C.4-4})$$

Se debe observar que la expresión anterior, al basarse en la hipótesis de que $F_{pr} = F_y/2$, sólo es aplicable para $(F_{cr})_e \geq F_y/2$.

Utilizando λ_c como parámetro de la esbeltez de la columna en vez de la relación de esbeltez, (kL/r) , la expresión (C-C.4-4) se puede escribir de la siguiente manera:

$$(F_{cr})_I = F_y \left(1 - \frac{\lambda_{cy}^2}{4} \right) \quad (\text{C-C.4-5})$$

siendo:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{(F_{cr})_e}} = \frac{kL}{\pi r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (\text{C-C.4-6})$$

En consecuencia, la expresión (C-C.4-5) **sólo es aplicable para** $\lambda_c \leq \sqrt{2}$.

(c) Resistencia axial nominal a compresión para columnas localmente estables.

Si los elementos individuales de los miembros comprimidos tienen relaciones (b/t) pequeñas, no habrá pandeo localizado antes de que la tensión de compresión llegue a la tensión de pandeo de la columna o al límite de fluencia del acero. Por lo tanto, la resistencia axial nominal se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$P_n = A_g F_{cr} \quad (\text{C-C.4-7})$$

siendo:

- P_n la resistencia axial nominal.
- A_g el área bruta de la columna.
- F_{cr} la tensión de pandeo de la columna.

(d) Resistencia axial nominal a compresión para columnas localmente inestables.

En los miembros comprimidos de acero conformado en frío con elevadas relaciones (b/t) el pandeo localizado de las placas componentes individuales puede ocurrir antes que la carga aplicada llegue a la resistencia axial nominal determinada mediante la expresión (C-C.4-7).

Los efectos de la interacción entre el pandeo localizado y el pandeo global de la columna pueden resultar en una reducción de la resistencia global de dicha columna. Desde 1946 y hasta 1986 el efecto del pandeo localizado sobre la resistencia de la columna era considerada en la Especificación AISI utilizando un factor de reducción Q al determinar la tensión admisible para el cálculo de miembros comprimidos con carga axial (Winter, 1970; Yu, 1991). Aunque el método del factor Q fue utilizado con éxito para el diseño de miembros comprimidos de acero conformado en frío, los trabajos de investigación realizados en la Universidad de Cornell y en otras instituciones han demostrado que este método es perfectible. En base a los resultados de ensayo y estudios analíticos de DeWolf, Pekoz, Winter y Mulligan (DeWolf, Pekoz y Winter, 1974; Mulligan y Pekoz, 1984) y del desarrollo de Pekoz de un enfoque unificado para el cálculo de miembros de acero conformado en frío (Pekoz, 1986b), en la edición 1996 de la Especificación AISI se eliminó el método del factor Q . A fin de reflejar el efecto del pandeo localizado sobre la reducción de la resistencia de las columnas, la resistencia axial nominal se determina mediante la tensión crítica de pandeo de la columna y el **área efectiva**, A_e , en vez del área bruta de la sección transversal. Cuando no es posible calcular A_e , como cuando el miembro comprimido tiene dimensiones o geometrías que exceden la aplicabilidad de la Especificación AISI, el área efectiva A_e se puede determinar experimentalmente mediante ensayos sobre columnas cortas aplicando el procedimiento expuesto en la Parte VIII del *Manual de Diseño* AISI (AISI, 1996). Para un análisis más profundo de los antecedentes de estos requisitos ver Pekoz (1986b). Por lo tanto, la resistencia axial nominal de los miembros comprimidos de acero conformado en frío se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$P_n = A_e F_{cr} \quad (\text{C-C.4-8})$$

siendo:

- F_{cr} la tensión de pandeo elástico o inelástico, según corresponda, y
- A_e el área efectiva F_{cr} .

Para el caso de perfiles C y Z y secciones formadas por un solo ángulo con alas no rigidizadas, existe Hay una excepción en la expresión (C-C.4-8). Para estos casos la resistencia axial nominal también estará limitada por la siguiente capacidad, la cual se deberá determinar utilizando la tensión de pandeo localizado del elemento no rigidizado y el área de la sección transversal bruta:

$$P_n = \frac{A \pi^2 E}{25,7(b/t)^2} \quad (\text{C-C.4-9})$$

Esta expresión se incluyó en la Sección C.4(b) de la edición 1986 de la Especificación AISI cuando se adoptó el enfoque de diseño unificado. Un estudio reciente realizado por Rasmussen en la Universidad de Sydney (Rasmussen, 1994) indicó que los requisitos de diseño de la Sección C.4(b) de la Especificación AISI de 1986 conducen a resultados innecesaria y excesivamente conservadores. Esta conclusión se basó en los estudios analíticos cuidadosamente validados con resultados de ensayos según lo informado por Rasmussen y Hancock (1992). En consecuencia, en la edición 1996 de la Especificación AISI se eliminó la Sección C.4(b) (expresión (C-C.4-9)).

En la edición 1996 de la Especificación AISI las expresiones de diseño para calcular las tensiones de pandeo flexional inelástico y elástico han sido modificadas y se han adoptado las utilizadas en la Especificación para LRFD de AISC (AISC, 1993). Estas expresiones son las que figuran en el artículo C.4(a) del Reglamento con el siguiente formato:

$$\text{Para } \lambda_c \leq 1,5 \quad F_n = (0,658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (\text{C-C.4-10})$$

$$\text{Para } \lambda_c > 1,5 \quad F_n = \left[\frac{0,877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad (\text{C-C.4-11})$$

siendo:

F_n la tensión nominal de pandeo flexional que puede estar en el rango elástico o en el rango inelástico, dependiendo del valor de $\lambda_c = \sqrt{F_y / F_e}$.

F_e la tensión de pandeo flexional elástico calculada utilizando la expresión (C-C.4-3).

En consecuencia, la expresión para determinar la resistencia axial nominal se puede expresar como:

$$P_n = A_e F_n \quad (\text{C-C.4-12})$$

que corresponde a la expresión (C.4-1) del Reglamento.

Los motivos por los cuales se cambiaron las expresiones de diseño para la tensión de pandeo inelástico, pasando de la expresión (C-C.4-4) a la expresión (C-C.4-10) y para la tensión de pandeo elástico pasando de la expresión (C-C.4-3) a la expresión (C-C.4-11) son los siguientes:

- (1) Las expresiones revisadas para el diseño de columnas (expresiones (C-C.4-10) y (C-C4-11)) se basan en un modelo de resistencia diferente y Pekoz y Sumer (1992) demostraron que son más precisas. En este estudio se evaluaron 299 resultados de ensayos realizados en columnas y vigas-columna. Las muestras de ensayo incluyeron miembros con elementos componentes en el rango posterior al pandeo así como miembros localmente estables. Las muestras de ensayo incluyeron miembros sometidos a pandeo flexional como así también miembros sometidos a pandeo flexo- torsional.
- (2) Debido a que las expresiones revisadas para el diseño de columnas representan la máxima resistencia considerando adecuadamente las deformaciones iniciales y se ajustan mejor a los resultados de ensayo, es posible reducir el factor de seguridad requerido. Además, las expresiones revisadas permiten el uso de un único factor de seguridad para todos los valores de λ_c aún cuando la resistencia axial nominal de las columnas disminuye a medida que aumenta su esbeltez debido a la falta de alineación inicial. Si se utilizaran el factor de seguridad (para el método ASD) y el factor de resistencia (para el método LRFD) seleccionados, los resultados obtenidos mediante los enfoques de ASD y de LRFD serían aproximadamente iguales para una relación sobrecarga- carga permanente igual a **5,0**.

En las Figuras C-C.4-1, C-C.4-2 y C-C.4-3 se comparan las especificaciones de diseño incluidos en la Especificación AISI para ASD (AISI, 1986), la Especificación AISI para LRFD (AISI, 1991) y la Especificación AISI combinada para ASD/LRFD (AISI, 1996 y AISI 2001).

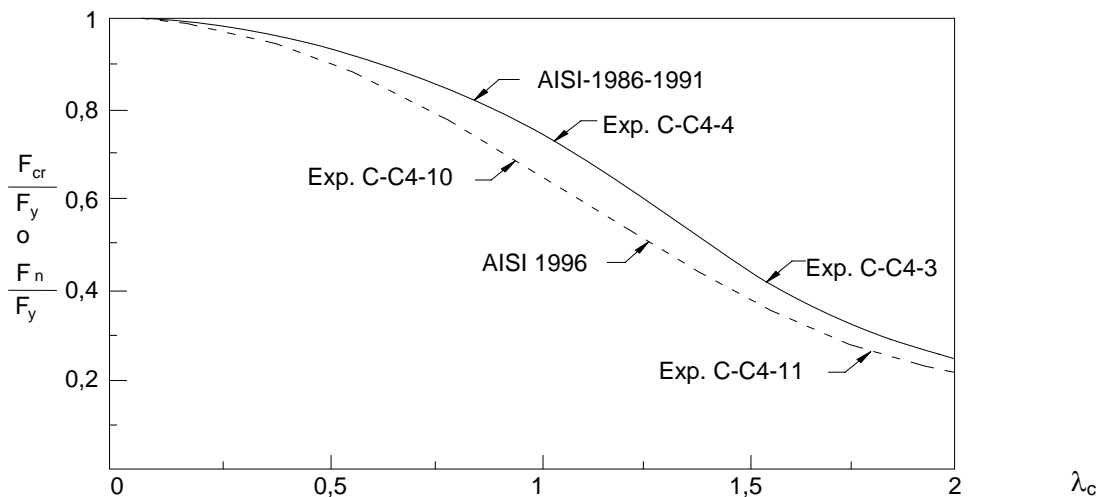


Figura C-C.4-1 Comparación entre las ecuaciones para la tensión crítica de pandeo.

La Figura C-C.4-1 muestra una comparación de las tensiones críticas de pandeo flexional utilizadas en las Especificaciones AISI de 1986, 1991, 1996 y 2001. En la Figura se indican las expresiones utilizadas para graficar estas dos curvas. Debido a que en la Especificación de 1996 se usa un factor de seguridad relativamente más pequeño, se puede ver en la Figura C-C.4-2 que la capacidad de diseño aumenta para columnas delgadas con bajos parámetros de esbeltez y disminuye para

parámetros de esbeltez elevados. Sin embargo, las diferencias serían de menos del **10%**.

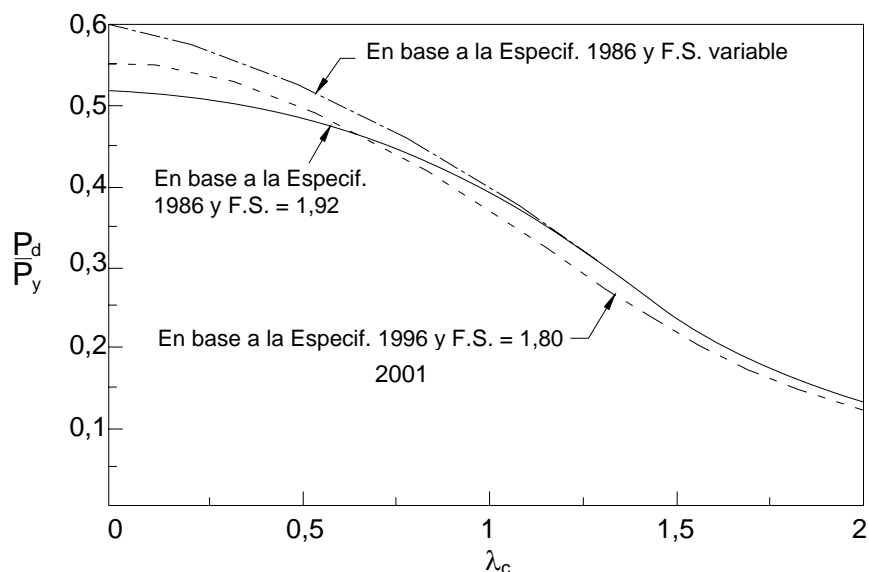


Figura C-C.4-2 Comparación entre las resistencias axiales de diseño, P_d .

En la Figura C-C.4-3 se ilustran las diferencias entre las resistencias axiales nominales utilizadas para las especificaciones de diseño de 1991 y 1996 (idem 2001) correspondientes al método LRFD.

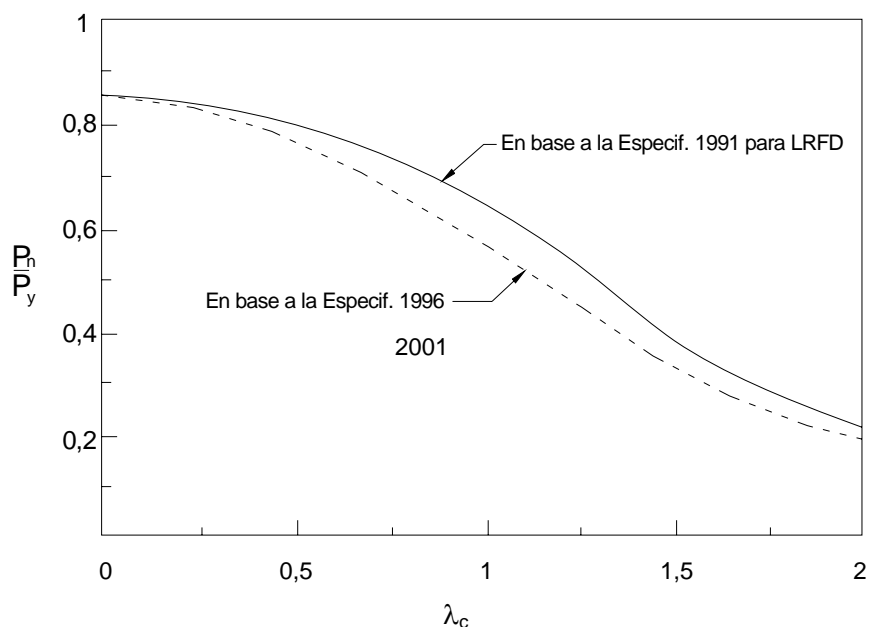


Figura C-C.4-3 Comparación entre las resistencias axiales nominales, P_n .

Es de hacer notar que las expresiones utilizadas por la AISI 2001, adoptadas por este Reglamento, (expresiones (C.4.1), (C.4.2) y (C.4.3)) para determinar la resistencia nominal y la tensión crítica a compresión axial para miembros con elementos esbeltos,

difieren de las del Reglamento CIRSOC 301-2005 (expresiones (A-E.3.1, A-E.3.2 y A-E.3.3) adaptadas de la Especificación AISC 1999.

En efecto, y pese a que la curva de pandeo global es la misma, en las expresiones de este Reglamento se supone que la falla se produce cuando la sección efectiva alcanza la tensión crítica de pandeo global, mientras que las del Reglamento CIRSOC 301-2005 suponen que la falla se produce cuando, pandeando globalmente la barra, la sección bruta alcanza la tensión crítica de pandeo local $Q F_y$. Las resistencias nominales no son las mismas, con diferencias variables según la esbeltez global de la barra y las esbelteces locales de los elementos de la sección transversal.

Si bien la citada diferencia se puede considerar incongruente con la necesaria unificación de criterios de un mismo cuerpo normativo, se ha dado prioridad en este caso a lo indicado en las respectivas Especificaciones utilizadas como base para cada Reglamento, ante la imposibilidad de realizar en el país la extensa batería de estudios y ensayos que justificaran la adopción de un criterio único para determinar la resistencia nominal a compresión para secciones laminadas y para secciones conformadas en frío.

(e) Factor de longitud efectiva, k

El factor de longitud efectiva k considera la influencia de las restricciones que impiden la rotación y la traslación de los apoyos extremos de una columna, sobre su capacidad portante. Para el caso más simple, es decir una columna con ambos extremos articulados y arriostrada para impedir la traslación lateral, el pandeo se produce en forma de una semi-onda sinusoidal y la longitud efectiva, kL , que corresponde a la longitud de esta semi-onda sinusoidal, es igual a la longitud física real de la columna (Figura C-C.4-4); consecuentemente, para este caso $k = 1$. A esta situación se tiende si un miembro comprimido forma parte de una estructura que está arriostrada de manera tal que no existe la posibilidad que haya traslación lateral de un extremo de la columna con respecto al otro.

Este es el caso de las columnas o montantes en una estructura con arriostramiento diagonal, arriostramiento por medio de diafragmas, construcciones con muros de corte o cualquier otra disposición que impida el desplazamiento horizontal de los extremos superiores de las columnas con respecto a sus extremos inferiores. En estas situaciones adoptar $k = 1$ resulta seguro y en general solo ligeramente conservador.

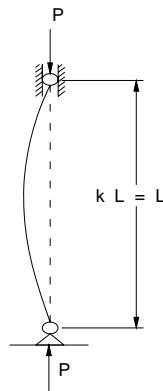


Figura C-C.4-4 Pandeo global de una columna.

Si la traslación de las columnas está impedida y los miembros a los cuales están unidos uno o ambos extremos (incluyendo las fundaciones) están rígidamente conectados a la columna de forma de proporcionar una restricción que impida la rotación, se justifica algunas veces el empleo de **valores de k menores que 1** (uno).

La Tabla C-C.4-1 contiene los valores teóricos de k para seis condiciones ideales que corresponden a rotación y traslación totalmente impedidas o restricción totalmente inexistente. La misma Tabla también incluye los valores de k cuyo uso está recomendado por el Consejo de Investigación de la Estabilidad Estructural (Structural Stability Research Council, Galambos, 1988), debido a que las bases reales no son, en general ni empotramientos ni articulaciones perfectas

Tabla C-C.4-1 Factores de longitud efectiva, k , para miembros comprimidos con carga concéntrica

| | | | | | | |
|---|--------------|--|---------|---------|---------|---------|
| La geometría de la columna deformada por pandeo se indica en línea de puntos | (a) | (b) | (c) | (d) | (e) | (f) |
| Valor teórico de k | 0,5 | 0,7 | 1,0 | 1,0 | 2,0 | 2,0 |
| Valor de k recomendado cuando la estructura se aproxima a las condiciones ideales | 0,65 | 0,80 | 1,2 | 1,0 | 2,10 | 2,0 |
| Referencia de las condiciones de los extremos | | Rotación impedida, traslación impedida Rotación libre, traslación impedida Rotación impedida, traslación libre Rotación libre, traslación libre | | | | |

En las cerchas, la intersección de sus barras proporciona una restricción que impide la rotación de los miembros comprimidos bajo cargas de servicio. A medida que se aproxima a la carga de colapso las tensiones en los miembros se aproximan al límite de fluencia lo cual reduce enormemente la restricción que éstos pueden proporcionar. Por este motivo el valor de k generalmente se adopta igual a la unidad sin importar que los miembros estén soldados, abulonados o atornillados. Sin embargo estudios recientes (Harper, LaBoube y Yu, 1995) han demostrado que cuando hay un revestimiento unido directamente al ala superior de un cordón continuo comprimido los valores de k se pueden adoptar como 0,75 (AISI, 1995).

Por otra parte, cuando no existe arriostramiento lateral que impida la traslación lateral, como en el caso del pórtico de la Figura C-C.4-5, la estructura depende de su propia rigidez flexional para obtener su estabilidad lateral. En este caso, cuando la falla se

produce por pandeo de las columnas, inevitablemente ocurre por el desplazamiento lateral ilustrado.

Esto sucede a una carga menor que la que las columnas serían capaces de soportar si estuvieran arriostradas contra el desplazamiento lateral y la Figura muestra que la longitud de la semi-onda sinusoidal que adoptan las columnas pandeadas es mayor que la longitud real de la columna. Por lo tanto, en este caso k es mayor que la unidad y su valor puede obtenerse del gráfico de la Figura C-C.4-6 (Winter et al., 1948a y Winter, 1970). Como en la realidad las bases de las columnas no están verdaderamente articuladas ni completamente fijas, se deberían estimar valores de k comprendidos entre las dos curvas, dependiendo del grado real de fijación de la base.

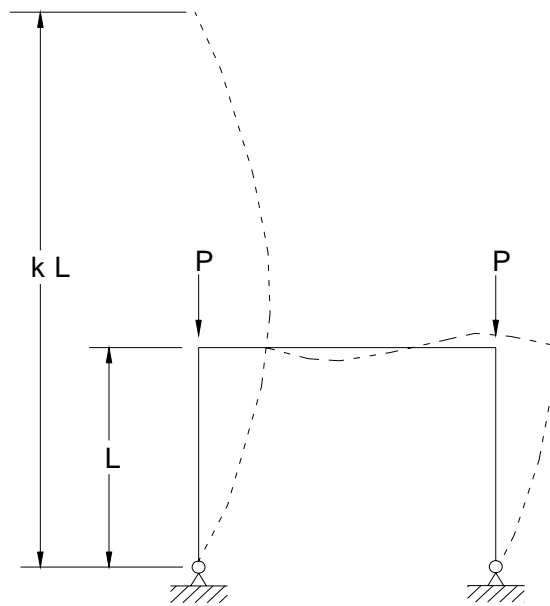


Figura C-C.4-5 Pórtico sin arriostramiento lateral.

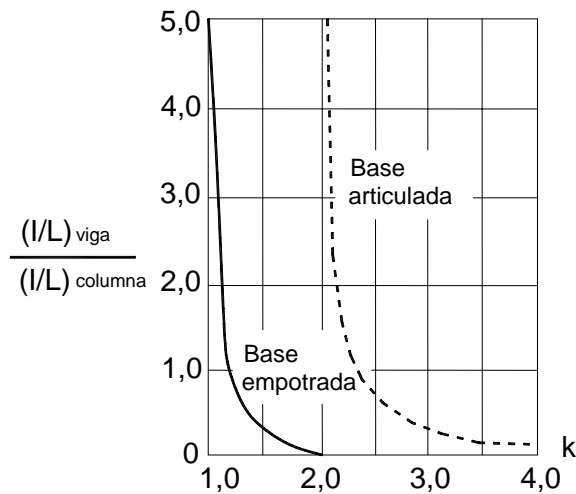


Figura C-C.4-6 Factor de longitud efectiva, (k), en pórticos sin arriostramiento lateral.

La Figura C-C.4-6 también puede servir como guía para estimar k para otras situaciones sencillas. Para los pórticos con múltiples vanos o múltiples pisos, en el artículo C-C.2 de los Comentarios al Reglamento CIRSOC 301-2005, se presentan nomogramas para determinar k y procedimientos para considerar la interacción entre columnas para el pandeo. Otra información adicional sobre la estabilidad de pórticos y los efectos de segundo orden, se encuentran en la publicación *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures* (Galambos, 1988).

Cuando los planos de cubierta o entrepiso de un edificio, anclados a muros de corte o a sistemas de arriostramiento en el plano vertical, se comporten como diafragmas horizontales, se debe considerar su rigidez cuando los mismos proporcionen apoyo lateral para columnas individuales, (Winter, 1958a).

(C) Pandeo torsional de columnas

El pandeo puramente torsional, es decir la falla por una torsión brusca sin flexión simultánea, es posible en el caso de ciertas secciones abiertas de pared delgada. Estas son geometrías con simetría doble o puntual (en las cuales coinciden el centro de corte y el baricentro), tales como perfiles I con simetría doble, perfiles Z antisimétricos y otras secciones poco habituales tales como secciones en forma de crucifijo, esvásticas y similares. Cuando están sometidas a carga axial, el pandeo torsional de estas formas rara vez determina el diseño. Esto se debe a que los miembros de este tipo, dentro del rango de esbelteces usuales, pandean por flexión o por una combinación de flexión y pandeo localizado a una carga menor que la que produciría pandeo torsional. Sin embargo, en el caso de miembros de este tipo relativamente cortos, no se puede descartar totalmente esta clase de pandeo. Si este pandeo se desarrolla dentro del campo elástico, ocurrirá a la tensión crítica σ_t calculada de la siguiente manera (Winter, 1970):

$$\sigma_t = \frac{1}{A r_o^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(k_t L_t)^2} \right] \quad (\text{C-C.4-13})$$

Esta expresión es igual a la expresión C.3.1.2-9 del Reglamento, en la cual A es el área de la sección transversal bruta, r_o es el radio de giro polar de la sección transversal respecto al centro de corte, G es el módulo de elasticidad transversal del acero, J es el módulo de torsión de St. Venant de la sección transversal, E es el módulo de elasticidad longitudinal del acero, C_w es el módulo de alabeo por torsión de la sección transversal y $k_t L_t$ es la longitud efectiva para la rotación.

Para el pandeo inelástico, la tensión crítica de pandeo torsional también se puede calcular de acuerdo con la expresión (C-C.4-10) utilizando σ_t como F_e al calcular λ_c .

(D) Pandeo flexo-torsional de columnas

Las columnas axialmente cargadas pueden pandear en el modo de pandeo flexional por flexión respecto a uno de los ejes principales; o en el modo de pandeo torsional por rotación alrededor del centro de corte; o en el modo de pandeo flexo-torsional por flexión y rotación simultáneas. En las formas con simetría simple, tales como las secciones tipo U y C , secciones *galera* u *omega*, *ángulos*, perfiles T y perfiles doble T con alas desiguales, en las cuales el centro de corte no coincide con el baricentro, el pandeo flexo-torsional es uno de los modos de pandeo posibles como se ilustra en la

Figura C-C.4-7. Las secciones asimétricas siempre pandean en el modo torsional-flexional.

Se debe hacer notar que solamente se debe considerar el pandeo flexo-torsional en el diseño cuando sea físicamente posible que se produzca este tipo de pandeo. Esto significa que si un miembro está unido a otras partes de la estructura, tales como el revestimiento de un tabique, de manera que sólo sea posible su flexión pero no su torsión, sólo es necesario proyectar dicho miembro para pandeo flexional. Dicha unión puede restringir a todo el miembro o a partes individuales de él. Por ejemplo, un miembro de sección U que forma parte de un tabique o el cordón de una cercha de una cubierta, puede ser fácilmente unido a los cabios o correas de manera tal que en estos puntos de unión la torsión esté impedida.

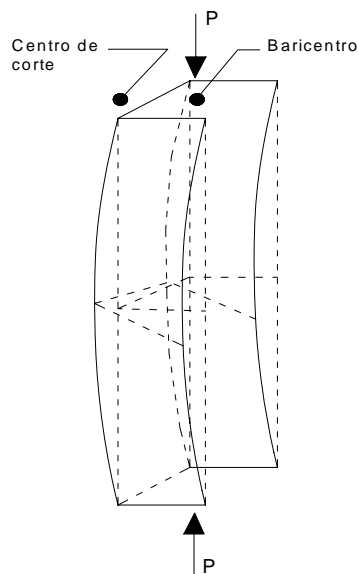


Figura C-C.4-7 Pandeo flexo-torsional de una sección tipo U sometida a compresión axial.

En este caso sólo es necesario verificar el pandeo flexo-torsional para las longitudes no arriostradas entre dichas uniones. De manera similar, un miembro comprimido con simetría doble puede estar compuesto por dos secciones U espaciadas unidas a intervalos iguales por presillas. En este caso cada sección U constituye un "componente de un perfil armado unido en forma discontinua". La totalidad del miembro, debido a que posee simetría doble, no están sujeta a pandeo torsional-flexional y por lo tanto sólo será necesario verificar este modo de falla para los componentes individuales entre las presillas (Winter, 1970).

La carga crítica de pandeo elástico flexo-torsional de una columna se puede determinar a partir de la siguiente expresión (Chajes y Winter, 1965; Chajes, Fang y Winter, 1966; Yu, 1991):

$$P_n = \frac{1}{2\beta} \left[(P_x + P_z) - \sqrt{(P_x + P_z)^2 - 4\beta \cdot P_x \cdot P_z} \right] \quad (\text{C-C.4-14})$$

Si se dividen ambos miembros de esta expresión por el área de la sección transversal, **A**, se obtiene la expresión correspondiente a la tensión de pandeo elástico flexo-torsional, **F_e**:

$$F_e = \frac{1}{2\beta} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta \sigma_{ex} \sigma_t} \right] \quad (\text{C-C.4-15})$$

Para esta expresión, como para todos los requisitos relacionados con el pandeo flexo-torsional, el eje x es el eje de simetría; $\sigma_{ex} = \pi^2 E / (k_x L_x / r_x)^2$ es la tensión de pandeo flexional de Euler respecto al eje x ; σ_t es la tensión de pandeo torsional (expresión (C-C.4-13)) y $\beta = 1 - (x_0 / r_0)^2$. Vale la pena observar que la tensión de pandeo flexo-torsional es siempre menor que la tensión de Euler, σ_{ex} , para pandeo flexional alrededor del eje de simetría. Por lo tanto, para estas secciones con simetría simple el pandeo flexional sólo puede ocurrir (si es que ocurre) alrededor del eje y , que es el eje principal perpendicular al eje de simetría.

Para el pandeo inelástico la tensión crítica de pandeo flexo-torsional también se puede determinar utilizando la expresión (C-C.4-10).

Analizando la expresión (C-C.4-15) se puede ver que para calcular β y σ_t es necesario determinar:

- x_0 la distancia entre el centro de corte y el baricentro.
- J el módulo de torsión de Saint Venant.
- C_w el módulo de alabeo.

Además de otras propiedades más comunes de la sección transversal.

Debido a estas complejidades, el cálculo de la tensión de pandeo flexo-torsional no es tan sencillo como el cálculo de la tensión de pandeo flexional. Sin embargo, la variedad de ayudas para el diseño incluidas en la Parte VII del *Manual de Diseño* (AISI, 1996) simplifican estos cálculos, al menos para las secciones de acero conformado en frío más habituales del mercado norteamericano. Para las secciones comunes utilizadas en el mercado argentino se deberán elaborar tablas similares.

Por todo lo dicho, una sección con simetría simple puede pandear flexionalmente alrededor del eje y , o fallar por pandeo flexo-torsional, dependiendo del detalle de sus dimensiones. Por ejemplo, un montante en forma de U de alas angostas y alma ancha generalmente pandeará flexionalmente alrededor del eje y (eje paralelo al alma); por el contrario, un montante en forma de U de alas anchas y alma angosta generalmente fallará por pandeo flexo-torsional.

El análisis de los párrafos precedentes se refiere a miembros sometidos a pandeo flexo-torsional, pero compuestos por elementos cuyas relaciones b/t son lo suficientemente pequeñas como para impedir que se produzca pandeo localizado.

Para perfiles suficientemente delgados, es decir aquellos con relaciones b/t lo suficientemente elevadas, el pandeo localizado se puede combinar con el pandeo flexo-torsional de manera similar a la combinación de pandeo local y pandeo flexional. Para este caso el efecto del pandeo local sobre la resistencia al pandeo flexo-torsional también se puede considerar utilizando el área efectiva, A_e , determinada a la tensión F_n para pandeo flexo-torsional.

(E) Consideraciones adicionales para el diseño de ángulos

Durante el desarrollo del camino unificado para el diseño de miembros de acero conformado en frío, Pekoz analizó la posibilidad de una reducción en la resistencia de columnas de secciones ángulo debido a su deformación inicial (falta de rectitud).

En base a la evaluación de los resultados de ensayos disponibles recomendó considerar una **deformación inicial de $L/1000$** para el diseño de columnas bajo compresión axil y vigas columnas, ambas con sección transversal angular. Este requerimiento fue incluido en la Edición 1986 de la Especificación AISI y conservado en la Edición 1996 en las Secciones C.4, C.5.2.1. y C.5.2.2. Recientes estudios realizados en la Universidad de Sydney (Popovic, Hancock y Rasmussen, 1999) indican que para el dimensionado de secciones ángulo simplemente simétricas no rigidizadas, sometidas a compresión axil, el requerimiento de un momento adicional alrededor del eje principal de menor inercia por el efecto de deformación inicial, solo debe ser aplicado para aquellas secciones ángulo en las cuales el área efectiva para la tensión F_y sea menor que el área bruta de la sección transversal. En base a ello se establecen especificaciones clarificadoras en el artículo C.5.2.1 que reflejan las recientes investigaciones.

(F) Esbeltez

La esbeltez ($k L/r$) de todo miembro comprimido no debe exceder de 200. Sólo durante la construcción se puede extender ese límite a 300. En la Especificación base, esta exigencia está planteada como una recomendación pero por las mismas razones dadas en los Comentarios al Reglamento CIRSOC 301-2005, Sección C-B.7 **se adopta como prescriptiva en este Reglamento.** De esta manera se garantiza el buen comportamiento de la estructura en servicio frente a deformaciones y vibraciones y se eliminan posibles deformaciones iniciales que se generen en el transporte y montaje, que resulten mayores que las supuestas en las hipótesis de dimensionado.

C C.4.1. Secciones no sometidas a pandeo torsional ni a pandeo flexo-torsional

Si los miembros axilmente comprimidos pueden pandear en el modo flexional por flexión alrededor de uno de los ejes principales, la resistencia nominal al pandeo flexional de la columna se debe determinar aplicando la expresión (C.4-1) del Reglamento. La tensión de pandeo flexional elástico está dada por la expresión (C.4.1-1) del Reglamento, que es igual a la expresión C-C.4-3 de este Comentario. Este requisito es aplicable para secciones con simetría doble, secciones cerradas y cualquier otra sección que no esté sometida a pandeo torsional ni a pandeo flexo-torsional.

C C.4.2. Secciones con simetría doble o simetría simple sometidas a pandeo torsional o flexo-torsional

Como se discutió anteriormente en el artículo C.4, el pandeo torsional es uno de los modos de pandeo posibles para secciones con simetría doble y simetría puntual. Para las secciones con simetría simple el pandeo flexo-torsional es uno de los modos de pandeo posibles. El otro modo de pandeo posible es el pandeo flexional por flexión alrededor del eje y (suponiendo que el eje x sea el eje de simetría).

Para el pandeo torsional, la tensión de pandeo elástico se puede calcular utilizando la expresión (C-C.4-13). Para el pandeo flexo-torsional, la expresión (C-C.4-15) se puede usar para calcular la tensión de pandeo elástico. La siguiente expresión simplificada para determinar la tensión de pandeo flexo-torsional elástico es una alternativa permitida por este Reglamento.

$$F_e = \frac{\sigma_t \sigma_{ex}}{\sigma_t + \sigma_{ex}} \quad (\text{C-C.4-16})$$

Esta expresión se basa en la siguiente relación de interacción dada por Pekoz y Winter (1969a):

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_z} \quad (\text{C-C.4-17})$$

ó

$$\frac{1}{F_e} = \frac{1}{\sigma_{ex}} + \frac{1}{\sigma_t} \quad (\text{C-C.4-18})$$

C C.4.3. Secciones con simetría puntual

Este artículo del Reglamento se aplica al diseño de secciones de simetría puntual con arriostramientos discretos. Un ejemplo de sección de simetría puntual es la sección **Z** con o sin labios rigidizadores y con alas iguales.

La tensión crítica elástica de pandeo de las secciones de simetría puntual es la menor de la de dos posibles modos de pandeo: la tensión de pandeo elástico torsional (σ_t) definida en la expresión (C.3.1.2.1-9) o la tensión de pandeo elástico flexional alrededor del eje principal con mayor esbeltez ($k L/r$), dada por la expresión (C.4.1-1) del Reglamento.

La Figura C-D.3-5 muestra la relación entre los ejes principales y los ejes **x** e **y** de la sección **Z** con labios rigidizadores. La tensión elástica de pandeo flexional deberá ser calculada para el eje **2** cuando el miembro tenga igual longitud de pandeo en ambas direcciones.

C C.4.4. Secciones no simétricas

Para las secciones abiertas no simétricas, el análisis del pandeo flexo-torsional se vuelve extremadamente tedioso a menos que su necesidad sea lo suficientemente frecuente como para justificar el uso de programas de computación. Para empezar, en vez de las expresiones cuadráticas es necesario resolver expresiones de tercer grado. Además, el cálculo de las propiedades requeridas de la sección, en particular C_w , se vuelve bastante complejo. En las Partes I y VII del *Manual de Diseño* (AISI, 2002) y en el libro de Yu (1991) se presenta el método de cálculo. El artículo C.4.3 del Reglamento establece que cuando se trata de secciones abiertas no simétricas el cálculo se debe efectuar de acuerdo con este artículo o bien se deben realizar ensayos según el Capítulo F.

C C.4.5. Barras con secciones armadas

(a) Las barras armadas formadas por dos perfiles **en contacto** unidos en puntos discretos presentan una reducción de su rigidez a corte. La influencia de esa

disminución en la tensión de pandeo global es tenida en cuenta con el aumento de la esbeltez global utilizada para el cálculo de la tensión crítica de pandeo elástico (Bleich, 1952). Tanto la esbeltez global de la barra actuando como un conjunto, como la esbeltez de cada cordón entre puntos de unión, tienen influencia en la resistencia a compresión axial. Dicha influencia combinada puede ser expresada por una esbeltez global modificada dada por la siguiente expresión:

$$\left(\frac{kL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{kL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2} \quad (\text{C-C.4.5-1})$$

En esta expresión, la esbeltez de la barra actuando como un conjunto $(kL/r)_o$ es considerada con respecto al mismo eje de pandeo que la esbeltez modificada $(kL/r)_m$. La esbeltez modificada $(kL/r)_m$ reemplaza a (kL/r) en las especificaciones del artículo C.4, tanto para pandeo flexional como para pandeo flexo-torsional.

La expresión indicada para la esbeltez modificada es utilizada por otras Especificaciones y Códigos tales como la AISC (1999), la CSA S136 (1994), la CAN/CSA S16.1-94 (1994) y el CIRSOC 301-2005.

Para prevenir el pandeo flexional de las barras componentes (cordones) entre las uniones intermedias, se limita la separación a entre los puntos de unión, de manera que la relación a/r_i no supere la mitad de la esbeltez dominante de la barra armada.

El requerimiento de la Sección C.4.5(a)(2) es fundamental para impedir el deslizamiento por corte en los extremos de la barra. Ha sido adoptado de la Especificación AISC (1999) y se lo ha incluido en el Reglamento CIRSOC 301-2005 para barras armadas de Grupos I, II y III.

Las uniones intermedias deben poder transmitir una fuerza cortante igual al **2,5%** de la Resistencia requerida de la barra armada.

Las especificaciones del artículo C.4.5(a) han sido tomadas fundamentalmente de estudios e investigaciones realizadas sobre barras armadas de perfiles laminados unidos por bulones o soldaduras. Estas especificaciones han sido extendidas para barras armadas con otros medios de unión comunes en la construcción con acero conformado en frío (tales como tornillos) con los requerimientos conservadores de adoptar **2,5%** para la resistencia requerida a corte y la limitación de la relación $a/r_i \leq 0,5$. Se debe considerar al respecto que para los mismos parámetros la AISC (1999) y el Reglamento CIRSOC 301-2005 adoptan **2%** y $a/r_i \leq 0,75$ respectivamente para las columnas de los Grupos I, y II formadas por barras en contacto o separadas por elementos de pequeño espesor.

- (b) Siguiendo el mismo criterio expresado en el Comentario al artículo anterior, para barras armadas formadas por **dos barras distanciadas**, se han extendido las especificaciones del Reglamento CIRSOC 301-2005 para columnas de los Grupos IV y V contenidas en el Apéndice E, Sección A-E.4 para la determinación de las resistencias requeridas para los cordones, las barras de la celosía, las presillas y las uniones extremas e intermedias. La determinación de las resistencias de diseño y la verificación de esos elementos se debe hacer con las especificaciones de este Reglamento CIRSOC 303-2009.

C C.4.6. Barras comprimidas que tienen en toda su longitud un ala unida al tablero o revestimiento mediante pasadores en forma discontinua

Para perfiles **C** o **Z** cargados axilmente con una de sus alas unida a un tablero o revestimiento y la otra no arriostrada, por ejemplo una correa de una cubierta o una montante de un tabique sometidas a fuerzas de compresión generadas por viento o movimientos sísmicos, la capacidad de carga axial será menor que la de un miembro totalmente arriostrado pero mayor que la de un miembro no arriostrado. La restricción parcial relativa al pandeo con respecto al eje débil será función de la rigidez rotacional provista por las conexiones entre los paneles y las correas. La expresión (C.4.6-1) del Reglamento se debe utilizar para calcular la capacidad respecto al eje débil. Esta expresión no es válida para secciones unidas a cubiertas con juntas de plegado saliente. La expresión fue desarrollada por Glaser, Kaehler y Fisher (1994) y también se basa en el trabajo contenido en los informes de Hatch, Easterling y Murray (1990) y Simaan (1973).

El procedimiento de ensayo al que se hace referencia en el punto (a) (8) es el procedimiento de ensayo del American Iron and Steel Institute - AISI - publicado en su libro: Cold Formed Steel Design Manual - edición 1996 - Parte VIII - Rotacional - Lateral Stiffness Test Method for Beam to Panel Assemblies (ver www.inti.gob.ar/cirsoc (bibliografía específica)).

En el Reglamento no hay ninguna limitación para el máximo límite de fluencia del perfil **C** o **Z** ya que la expresión (C.4.6-1) se basa en criterios de pandeo elástico. El Reglamento no contiene una limitación referida a la longitud mínima porque la expresión (C.4.6-1) es conservadora para tramos de menos de **4,50 m**.

Como se indica en el Reglamento, la capacidad de carga axial respecto al eje fuerte (eje principal de mayor momento de inercia) se debe determinar suponiendo que el eje débil (eje principal de menor momento de inercia) del miembro está arriostrado.

La capacidad axial determinante (respecto al eje débil o al eje fuerte) se puede utilizar en las expresiones para combinación de carga axial y flexión del artículo C.5 del Reglamento (Hatch, Easterling y Murray, 1990).

C C.5. COMBINACIÓN DE ESFUERZO AXIL Y FLEXIÓN

C C.5.1. Combinación de tracción y flexión

Las expresiones dadas en este artículo se aplican para flexión y tracción axial simultáneas.

Si ocurre flexión sin presencia de tracción axial, se deberán satisfacer las especificaciones del artículo C.3.

En la acción simultánea es necesario no sobreestimar la fuerza de tracción pues ello resultaría no conservador.

La expresión (C.5.1-1) proporciona un criterio de diseño para impedir la fluencia del ala traccionada. La expresión (C.5.1-2) busca prevenir la falla del ala comprimida.

C C.5.2. Combinación de compresión y flexión

C C.5.2.1. Caso general

Los miembros de acero conformado en frío sometidos a una combinación de compresión axial y flexión generalmente se conocen como vigas-columnas. La flexión puede ser el resultado de cargas excéntricas, cargas transversales o momentos aplicados. Con frecuencia estos miembros se encuentran en estructuras aporticadas, cerchas y montantes que forman parte de tabiques exteriores. Para calcular estos miembros se han desarrollado expresiones para vigas-columnas localmente estables e inestables en base a un análisis teórico riguroso verificado utilizando los datos de ensayo disponibles.

El comportamiento estructural de las vigas-columnas depende, entre otros factores, de la forma y dimensiones de su sección transversal, el punto de aplicación de la carga excéntrica, la longitud de la columna, la condición de vínculo de los extremos y la condición de arriostramiento.

Cuando una viga-columna esté sometida a una carga axial, P , y a momentos en sus extremos, M , como se ilustra en la Figura C-C5-1(a), la tensión combinada en compresión axial y flexión en el campo elástico estará dada por la expresión C-C.5.2.1-1, siempre que el miembro permanezca recto:

$$f = \frac{P}{A} + \frac{M}{S} = f_a + f_b \quad (\text{C-C.5.2.1-1})$$

siendo:

- f la tensión combinada en compresión.
- f_a la tensión de compresión axial.
- f_b la tensión de flexión en compresión.
- P la carga axial aplicada.
- A el área de la sección transversal.
- M el momento flector.
- S el módulo resistente elástico de la sección.

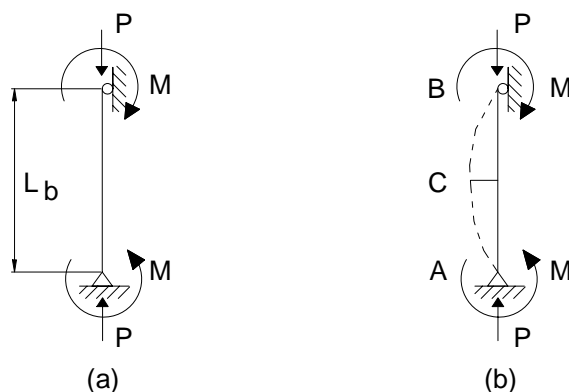


Figura C-C.5-1 Viga-columna sometida a cargas axiales y a momentos en los extremos.

Si se mantiene la condición elástica hasta la fluencia, la máxima tensión de compresión está limitada a F_y

$$f_a + f_b \leq F_y$$

ó

$$\frac{f_a}{F_y} + \frac{f_b}{F_y} \leq 1 \quad (\text{C-C.5.2.1-2})$$

En términos de resistencia elástica, la expresión (C-C.5.2.1-2) se puede escribir de la siguiente manera:

$$\frac{P_u}{A F_y} + \frac{M_u}{S F_y} \leq 1 \quad (\text{C-C.5.2.1-3})$$

siendo:

P_u la carga axial requerida = $A f_a$
 M_u el momento flector requerido = $S f_b$
 $A F_y$ la resistencia elástica a compresión
 $S F_y$ la resistencia elástica a flexión

En términos de resistencia de diseño la expresión (C-C.5.2.1-3) se puede escribir de la siguiente manera:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n} \leq 1 \quad (\text{C-C.5.2.1-4})$$

La expresión (C-C.5.2.1-4) es una expresión de interacción conocida, que ha sido adoptada en diferentes especificaciones para el cálculo de vigas-columnas. Se la puede utilizar con razonable precisión para miembros cortos y miembros sometidos a una carga axial relativamente pequeña. Se debe observar que en las aplicaciones prácticas, cuando al miembro se le aplican momentos en los extremos, éste se flexionará como se ilustra en la Figura C-C.5.-1(b) debido al momento aplicado M de primer orden y al momento secundario que resulta de la carga axial aplicada P y la deformación por flexión del miembro (Efecto $P-\delta$).

También aparecen momentos adicionales si el miembro comprimido tiene un desplazamiento relativo entre sus extremos (Efecto $P-\Delta$).

Por ello es necesario que en el momento requerido, M_u , sean considerados los efectos de segundo orden ($P-\delta$ y $P-\Delta$) cuando ellos incrementen los momentos requeridos de primer orden. Los mismos se determinarán según lo especificado en el artículo C.6 del Reglamento.

La expresión (C.5.2.1-1) del Reglamento es la expresión (C-C.5.2.1-4) para la situación general en la que exista flexión alrededor de ambos ejes principales.

Se puede observar que difiere de las utilizadas en el Reglamento CIRSOC 301-2005 para secciones de simple y doble simetría sometidas a flexión y compresión (expresiones (H.1.1(a)) y (H.1.1(b)) del Capítulo H, Sección H.1.2.) que están basadas en la

Especificación AISC (1999). Ello es así porque no hay evidencia suficiente sobre las columnas de acero conformado en frío que permita adoptar los criterios del LRFD de AISC.

En base a lo dicho en el artículo C-C.4 (E) de estos Comentarios, para determinadas secciones ángulo se debe considerar un mínimo momento adicional.

La resistencia nominal a compresión debe ser determinada según lo especificado en el artículo C.4 del Reglamento. Los factores de longitud efectiva ***k serán los que correspondan según la columna tenga sus extremos indesplazables o desplazables.***

En términos teóricos del análisis elástico para columnas con nudos desplazables, si se consideran los efectos de segundo orden incrementando los momentos requeridos, podría dimensionarse la columna con un valor ***k = 1***. Sin embargo se debe considerar lo siguiente: los tradicionales métodos elásticos, aún aquellos que consideran adecuadamente los efectos de segundo orden, están basados en una geometría indeformada y en las propiedades y rigideces nominales de los miembros de la estructura. Las imperfecciones iniciales de la estructura, tales como el desplome de los elementos verticales, las tolerancias de fabricación, las incertidumbres del modelo de cargas gravitatorias, las variaciones de temperatura a lo largo de la estructura, los asentamientos de las fundaciones, las tensiones residuales de los miembros y el general aflojamiento de la estructura en las cercanías de la resistencia de sus miembros a los estados límites, combinados con los efectos desestabilizantes de las cargas verticales, incrementan los efectos de las cargas mas allá de aquellos determinados por los tradicionales métodos de análisis elástico. Esto tiene particular importancia en estructuras con grandes cargas verticales y pequeñas acciones horizontales. Para limitar esta subestimación de los efectos de las cargas se puede considerar la relación entre las deformaciones de segundo orden y las de primer orden.

Si esa relación es pequeña (***1,10***) se pueden dimensionar las columnas con la condición teórica de ***k = 1*** cuando se incrementen los momentos flectores por efecto de segundo orden, siempre y cuando se consideren también los efectos de un desplome inicial de las columnas. Para una hipótesis de un desplome inicial de la altura de la columna dividido ***500 (H/500)*** resulta una fuerza horizontal equivalente del ***0,002*** de la suma de las cargas verticales actuantes en el nivel considerado. Si la relación entre desplazamientos de segundo y primer orden supera ***1,10*** se debe determinar la resistencia nominal de las columnas con el factor de longitud efectiva correspondiente al modo desplazable, para considerar los efectos antedichos. Para relaciones mayores que ***1,50***, que corresponden a estructuras muy deformables horizontalmente y por ende muy sensibles a los efectos mencionados, se deben realizar análisis más precisos o adicionar fuerzas horizontales equivalentes de mayor intensidad.

Para la aplicación de la fórmula de interacción, la resistencia de diseño a compresión se debe determinar para el pandeo alrededor del eje con mayor esbeltez, independientemente de la dirección de la flexión, cuando ésta se produzca alrededor de un solo eje. Se deben verificar las secciones con máximas resistencias requeridas a flexión en ambas direcciones considerando la acción simultánea del momento flector requerido en la otra dirección y en la misma sección de la columna analizada.

Parra barras armadas formadas por dos secciones en contacto, las uniones discretas entre las secciones deberán transmitir la fuerza rasante originada por el corte ideal resultante de la deformación por pandeo (***2,5%*** de la resistencia requerida a compresión) mas el corte real aplicado en la viga-columna.

C C.5.2.2. Barras armadas formadas por dos barras distanciadas unidas por planos de celosías o presillas (Grupo IV o Grupo V)

Para estas barras se ha adoptado el mismo procedimiento general de verificación utilizado en el Reglamento CIRSOC 301-2005 para estas columnas sometidas a fuerza axial y flexión.

La verificación a compresión, flexocompresión o flexión de los cordones y elementos de enlace (barras de la celosía o presillas) de elementos de acero conformados en frío se debe realizar con las especificaciones de este Reglamento CIRSOC 303-2009.

El método planteado es aproximado y se basa en adicionar al momento resultante de la excentricidad inicial supuesta, el **mayor momento de primer orden en toda la longitud de la barra, producido por las acciones mayoradas**. Este momento resultante es amplificado utilizando la carga de Euler como para las columnas armadas sometidas a compresión axial y con el factor k correspondiente a la deformada que resulta de las condiciones de vínculo de la barra. Las restricciones extremas de la barra y la ubicación de la sección donde se produce el máximo momento determinan la mayor o menor aproximación a la sollicitación real. Al adoptar el **mayor momento producido en toda la barra** y el factor k resultante de las condiciones de vínculo según el Capítulo C, artículo C.4.1 de este Reglamento, se cubren conservadoramente las distintas situaciones posibles.

C C.6. EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN

De acuerdo con lo dicho en el artículo C-C.5.2.1 de estos Comentarios se deben considerar los efectos de segundo orden cuando los mismos incrementen los momentos flectores en las barras.

Para ello se puede utilizar cualquier método exacto de análisis elástico de segundo orden que considere los efectos de la deformación de las barras producida ya sea por momentos aplicados en sus extremos o por cargas aplicadas entre apoyos (**Efectos $P-\delta$**) y los efectos resultantes de la traslación de los extremos de las barras (**Efectos $P-\Delta$**). En razón de lo dicho sobre la relativa incertidumbre de los resultados de los métodos elásticos frente al real comportamiento de las estructuras, se plantea en el artículo C.6.1.(a) del Reglamento **la exigencia de considerar un desplazamiento lateral inicial de la estructura de la altura sobre 500, cuando se utilicen métodos de análisis elástico de segundo orden**.

En el artículo C.6.1.(b) se plantea como alternativa para determinar los efectos de segundo orden la utilización del método aproximado de amplificación de momentos elásticos de primer orden. Este es el mismo especificado en la Sección C.1.4 del Reglamento CIRSOC 301-2005. Los fundamentos del mismo se pueden encontrar en la bibliografía y en la Sección C-C.1.4 de los Comentarios al Reglamento CIRSOC 301-2005.

Se limita la aplicación del método a elementos comprimidos en los cuales la relación entre los desplazamientos relativos de sus extremos de segundo orden y de primer orden no supere el valor **1,5**. En este caso, los errores resultantes de las simplificaciones del método de análisis no pueden ser despreciados. Es de hacer notar que esta situación corresponde a estructuras muy deformables horizontalmente resultante de su falta de rigidez lateral lo que las hace no recomendables en general. La relación entre desplazamientos de segundo y primer orden puede ser cuantificada por el factor de amplificación B_2 .

Para la **determinación del factor B_2** se considera el efecto desestabilizante de las cargas gravitatorias de todas las columnas cuyos extremos estén unidos por un plano rígido o sea

todas las que interactúan en el pandeo. También se considera el efecto estabilizador de todas las columnas unidas por un plano rígido que aportan rigidez lateral al sistema a través de su resistencia crítica elástica P_{e2} . Por ello para la determinación de P_{e2} se deberá adoptar el factor de longitud efectiva k para el modo **desplazable**, pero **sin considerar el efecto de pandeo no simultáneo y el de columnas sin rigidez lateral**, pues dicho efecto ya está contemplado en la determinación de B_2 .

De acuerdo con lo expresado en el artículo C-C.5.2.1 de estos Comentarios, para determinar la resistencia nominal a compresión P_n a incluir en la fórmula de interacción para compresión y flexión (expresión C.5.2.1-1) del Reglamento), se establecen límites a la relación entre desplazamientos de segundo y primer orden (o de B_2) para utilizar un factor de longitud efectiva k igual a **1** o el correspondiente al modo desplazable. Para el caso de poder considerar $k = 1$, y a los efectos de limitar los efectos de las diferencias entre el comportamiento real de la estructura y el supuesto, es necesario aplicar una fuerza horizontal adicional que represente la influencia de un desplome inicial de la altura sobre **500**.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO D.

CONJUNTOS ESTRUCTURALES

C D.1. SECCIONES ARMADAS

C D.1.1. Secciones doble T compuestas por dos perfiles C

Con frecuencia las secciones doble T formadas uniendo dos perfiles C espalda contra espalda se utilizan como miembros comprimidos o flexionados. Los Casos (2) y (8) de la Figura C-GL.2 y los Casos (3) y (7) de la Figura C-GL.3 muestran diferentes secciones doble T armadas con dos perfiles C.

(a) Barras comprimidas

Para las secciones doble T formadas por la unión en contacto continuo de dos perfiles C que se utilizan como miembros comprimidos, se aplican las especificaciones del artículo C.4.5(a) del Reglamento y por lo tanto valen las consideraciones hechas en el Comentario de dicho artículo.

(b) Barras flexadas

En las secciones doble T que se utilizan como miembros flexados, la separación longitudinal de los pasadores está limitada por la expresión (D.1.1-1) del Reglamento. El primer requisito es un límite arbitrario para impedir cualquier posible distorsión excesiva del ala superior comprimida entre pasadores. El segundo se basa en la resistencia y disposición de los pasadores y en la intensidad de la carga que actúa sobre la viga (Yu, 2000).

El segundo requisito para la separación máxima de los conectores requerido por la expresión (D.1.1-1) del Reglamento se basa en el hecho de que el centro de corte del perfil **C** no está ubicado en el plano del alma; por ello, cuando se aplica una carga **Q** en el plano del alma ésta produce un momento torsor (**Qm**) respecto al centro de corte, como se ilustra en la Figura C-D.1-1. La tracción en el pasador superior, **T_s**, se puede calcular igualando el momento torsor (**Qm**) y el momento resistente (**T_sg**), es decir:

$$Qm = T_s g \quad (\text{C-D.1.1-1})$$

$$T_s = \frac{Qm}{g} \quad (\text{C-D.1.1-2})$$

Considerando que **q** es la intensidad de la carga por unidad de longitud y **s** es la separación de los pasadores, (como se indica en la Figura C-D.1-2), la carga aplicada es **Q = (qs) / 2**.

La máxima separación **s_{máx}** usada en el Reglamento se puede obtener fácilmente sustituyendo el valor anterior de **Q** en la expresión (C-D.1.1-2) de este Comentario. La determinación de la intensidad de la carga, **q**, se basa en el tipo de carga aplicada a la viga.

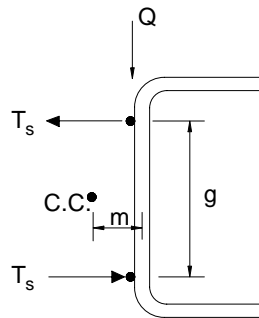


Figura C-D.1-1 Esfuerzo de tracción desarrollado en el pasador superior de un perfil C.

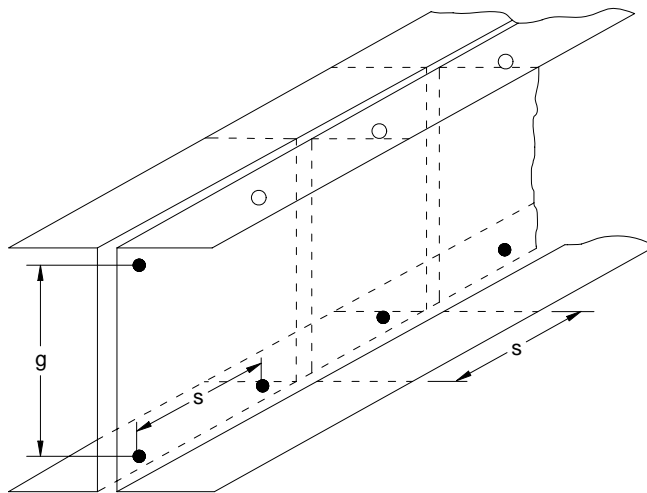


Figura C-D.1-2 Separación de los pasadores.

Para secciones **C** sin labios rigidizadores en los bordes exteriores, la distancia entre el centro de corte y el eje del alma (**m**) se puede obtener mediante la siguiente expresión:

$$m = \frac{b_f^2}{2b_f + (d/3)} \quad (\text{C-D.1.1-3})$$

Para secciones **C** con labios rigidizadores en los bordes exteriores:

$$m = \frac{b_f d t}{4I_x} \left[b_f d + 2D \left(d - \frac{4D^2}{3d} \right) \right] \quad (\text{C-D.1.1-4})$$

siendo (ver la Figura C-D.1-3):

b_f el ancho del ala del perfil; si las alas son desiguales se tomará la de mayor ancho.

- d*** la altura total de la sección **C**.
- D*** la altura total del labio rigidizador.
- I_x** el momento de inercia de la sección con respecto al eje principal normal al alma.
- t*** el espesor de la chapa.



Figura C-D.1-3 Centro de corte de Secciones C sin y con labio rigidizador.

Además de las consideraciones anteriores sobre la resistencia requerida de las uniones por efecto de las cargas mayoradas, la distancia entre pasadores no debe ser tan grande como para provocar una distorsión excesiva entre ellos debida a su separación a lo largo del ala superior. Teniendo en cuenta que los perfiles **C** están conectados alma contra alma y están en contacto continuo a lo largo del ala inferior, se puede utilizar una separación máxima de **$L/3$** . Considerando la posibilidad de que uno de los pasadores puede resultar defectuoso, el primer requisito de la expresión (D.1.1-2) del Reglamento es una separación máxima mayor que **$s_{m\acute{a}x} = L/6$** .

C D.1.2. Separación de los medios de unión en elementos comprimidos

Cuando los elementos comprimidos estén unidos a otras partes de un miembro armado mediante uniones discontinuas, los pasadores deberán estar poco espaciados a fin de desarrollar la resistencia requerida del elemento unido. La Figura C-D.1-4 muestra una viga tipo cajón fabricada uniendo una chapa plana a una sección tipo galera invertida. Si los pasadores se colocan adecuadamente, la chapa plana actuará como un elemento comprimido rigidizado con un ancho ***b***, igual a la distancia entre las filas de pasadores; y las propiedades de la sección se podrán calcular para estas condiciones. Esta es la intención de las especificaciones del artículo D.1.2 del Reglamento.

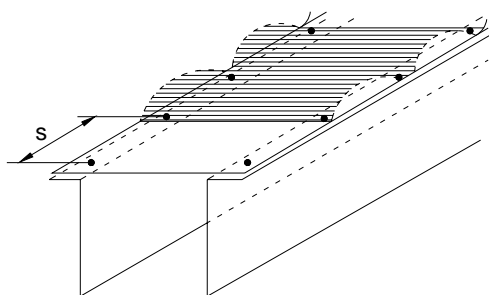


Figura C-D.1-4 Separación de los pasadores en una sección armada.

El artículo D.1.2(a) del Reglamento requiere que la resistencia al corte necesaria sea provista por el mismo procedimiento normalizado de cálculo estructural utilizado para calcular las uniones de las alas de correas con platabandas abulonadas o soldadas o estructuras similares.

El artículo D.1.2(b) del Reglamento garantiza que la parte plana de la chapa entre dos pasadores adyacentes no pandeará como una columna (ver Figura C-D.1-4) a una tensión menor que $1,67f_c$, siendo f_c la tensión en el elemento unido comprimido correspondiente a la carga de servicio (Winter, 1970; Yu, 2000). El requisito del Reglamento se basa en la siguiente ecuación de Euler para pandeo de columnas:

$$f_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(k L/r)^2}$$

sustituyendo:

$$\begin{aligned} f_{cr} &= 1,67f_c \\ k &= 0,6 \\ L &= s \\ r &= t/\sqrt{12} \end{aligned}$$

Esta especificación es conservadora porque la longitud se toma como **la distancia entre centros** y no como la distancia libre entre pasadores, y porque el coeficiente k se adopta igual a $0,6$ y no igual a $0,5$ (valor teórico para una columna con sus extremos empotrados).

El artículo D.1.2(c) garantiza una separación satisfactoria a fin de que una fila de pasadores actúe como una línea continua de rigidización para la chapa plana bajo la mayoría de las condiciones (Winter, 1970; Yu, 2000).

C D.2. SISTEMAS MIXTOS

Cuando se utilicen miembros de acero conformado en frío junto con otros materiales de construcción también se deberán satisfacer los requisitos de diseño de la especificación aplicable para el otro material.

C D.3. ARRIOSTRAMIENTO LATERAL

Los arriostramientos tienen por finalidad asegurar la estabilidad de la estructura en su conjunto y la de los elementos estructurales que la componen. En este artículo se establecen especificaciones para proyectar los arriostramientos de vigas y columnas. Los arriostramientos se deben proyectar para asegurar la distancia lateralmente no arriostrada prevista en el diseño de columnas (para pandeo flexional, torsional o flexotorsional según corresponda) y de vigas (pandeo lateral torsional y/o torsión). Deben tener la resistencia y rigidez necesaria para asegurar la condición de no desplazables a los puntos arriostrados.

El sistema de arriostramiento debe ser completo, es decir debe llevar al suelo de fundación todas las fuerzas originadas por el impedimento de los puntos arriostrados a desplazarse lateralmente o rotar. El sistema de arriostramiento y sus elementos componentes deben ser proyectados para resistir las fuerzas originadas por el arriostramiento y también todos los efectos resultantes de acciones exteriores que actúen sobre ellos. Las fuerzas definidas en

este artículo son sólo las resultantes del arriostramiento, o sea del desplazamiento o giro impedido del elemento arriostrado.

En barras sometidas a flexión sola o acompañada por fuerza axial, o sujetas a pandeo torsional o flexotorsional se debe garantizar la restricción al giro de sus apoyos y puntos supuestos no desplazables.

Para especificaciones y comentarios adicionales sobre los sistemas de arriostramiento se puede consultar el Reglamento CIRSOC 301-2005, Capítulo C, Sección C.3 y su respectivo Comentario.

C D.3.1. Columnas y vigas sometidas a cargas que no inducen torsión

No existen técnicas sencillas y de aceptación generalizada para determinar la resistencia requerida y la rigidez de las riostras discretas utilizadas en las construcciones de acero.

Winter (1960) presentó una solución parcial y otros investigadores han profundizado sus conocimientos (Haussler, 1964; Haussler y Pahers, 1973; Lutz y Fisher, 1985; Salmon y Johnson, 1990; Yura, 1993; SSRC, 1993).

Se puede aceptar, sin embargo, que la fuerza actuante en las puntos arriostrados de una columna para pandeo flexional o flexotorsional, o de una viga para pandeo lateral, sea el 2% de la fuerza axial de compresión en la columna, o de la resultante de compresión del ala comprimida en la viga.

Para la determinación de la rigidez necesaria de las riostras y del sistema de arriostramiento se pueden aplicar las especificaciones del artículo C.3 del Reglamento CIRSOC 301-2005.

Cuando el arriostramiento se realice con tableros o revestimientos que actúen como diafragmas se considerará conservadoramente una fuerza mayor (5%) que deberá transmitir el tablero o revestimiento. A tal fin se debe garantizar que:

- (a) los medios de unión entre el elemento arriostrado y el tablero transmitan las fuerzas requeridas;
- (b) el tablero las transmita al sistema general de arriostramiento (generalmente vertical);
- (c) el tablero o revestimiento, actuando como diafragma, resista las solicitaciones resultantes de flexión y de corte.
- (d) el tablero o revestimiento tenga la adecuada rigidez para garantizar el arriostramiento.

C D.3.2. Perfiles C y Z utilizados como vigas

A menos que se dispongan apoyos laterales adecuados, los perfiles **C** y **Z** utilizados como vigas soportando cargas transversales aplicadas en el plano del alma se pueden torsionar y deformar lateralmente.

El primer artículo D.3.2.1 trata los requisitos de arriostramiento para el caso en que un ala de la viga esté conectada a un tablero o material de revestimiento.

El segundo artículo D.3.2.2 trata los requisitos de separación y diseño de las riostras para el caso en que ninguna de las alas de la viga esté arriostrada por un tablero o material de revestimiento.

C D.3.2.1. Arriostramiento de sistemas de cubiertas sometidas a cargas gravitatorias que poseen el ala superior vinculada al revestimiento

A menos que se proporcione un sistema externo de anclaje, las cubiertas de las construcciones metálicas tienden a moverse lateralmente. Este anclaje o restricción puede consistir en miembros unidos a la correa en puntos discretos a lo largo del tramo y diseñados para soportar las fuerzas necesarias para impedir el movimiento lateral del sistema.

A fin de garantizar la no deformación relativa entre los perfiles y la cubierta, y la permanencia en el tiempo de dicha condición, se establece como única forma de unión permitida entre perfil y revestimiento la realizada con tornillos auto-perforantes o auto-roscantes ubicados en el valle del plegado del revestimiento. Con cualquier otro sistema de fijación no se podrá tener en cuenta, en principio, el arriostramiento provisto por la chapa.

Esto incluye a los sistemas de unión por plegado saliente de la chapa, que presentan incertidumbres con respecto a su no deformabilidad y a su comportamiento en el tiempo. Es de hacer notar que en la Especificación base (AISI-2001) se acepta dicho sistema de fijación, pero se ha considerado en el Reglamento que en nuestro medio no están dadas las condiciones tecnológicas para hacerlo. Sin embargo, para ese u otros sistemas de fijación distintos de los tornillos auto-perforantes o auto-roscantes ubicados en el valle, se acepta la posibilidad de demostrar mediante ensayos la factibilidad de uso.

El revestimiento actuando como diafragma y el sistema de arriostramiento al cual se une deberán tener una rigidez tal que, garantice un **desplazamiento lateral máximo del ala comprimida igual a la luz del tramo dividida por 360**.

Las fuerzas especificadas en el artículo D.3.2.1 incluyen:

- (a) las resultantes de la restricción al giro y/o desplazamiento lateral de los perfiles como consecuencia de la flexión en el plano del alma (**$\cos\theta$**);
- (b) la componente de las cargas gravitatorias en el plano normal al plano del alma del perfil (**$\sen\theta$**).

La inclusión del **$\cos\theta$** en las fórmulas, resulta del hecho de que las investigaciones para determinar las fuerzas resultantes de las restricciones fueron desarrolladas con la hipótesis de que las cargas se ubicaban en el plano del alma.

Cuando las alas superiores de líneas de correas adyacentes están orientadas en direcciones opuestas, las fuerzas resultantes del impedimento de la torsión en perfiles **C** o de desplazamientos según el eje débil y la torsión en perfiles **Z**, se compensan de a pares.

Por ello el revestimiento y el sistema de arriostramiento sólo deberá resistir la componente en el plano del faldón de la cubierta de las cargas gravitatorias.

Las reglas de cálculo para los sistemas de cubierta apoyados en **correas en forma de Z** se basan en un modelo de rigidez elástico de primer orden (Murray y Elhouar, 1985). Para el cálculo del arriostramiento lateral se pueden utilizar las expresiones (D.3.2.1-2) a (D.3.2.1-

7) del Reglamento para determinar las fuerzas en el plano normal al alma resultantes de la restricción y de la componente de carga gravitatoria, para sistemas de un solo tramo o de múltiples tramos con riostras en diferentes ubicaciones. Estas expresiones están desarrolladas en términos de las dimensiones de la sección transversal de las correas, del número de líneas de correas, de la longitud de tramo en el caso de sistemas de múltiples tramos y de la carga total aplicada al sistema. La exactitud de estas expresiones de diseño fue verificada por Murray y Elhouar usando sus resultados experimentales de seis prototipos y 33 ensayos a escala 1:4.

C D.3.2.2. Alas no vinculadas al revestimiento

(a) Arriostramiento de perfiles C (con y sin labio rigidizador) que actúan como vigas

Cuando se utilizan **perfiles C individuales como vigas** (en vez de utilizarlos de a pares formando secciones doble Te) será necesario arriostarlos a intervalos para impedir que roten de la manera indicada en la Figura C-D.3-1. Por motivos de simplicidad, la Figura C-D.3-2 ilustra dos perfiles **C sin labio rigidizador** arriostrados entre sí a intervalos. Evidentemente esta situación es similar a la de la sección doble Te compuesta de la Figura C-D.1-2, excepto que la función de los pasadores ahora es desempeñada por las riostras. La diferencia es que los dos perfiles **C** no están en contacto y que en general la separación de las riostras es considerablemente mayor que la separación de los pasadores. En consecuencia, cada perfil **C** en realidad puede rotar muy levemente entre las riostras, lo que provocará tensiones adicionales que se superponen con las tensiones habituales de la flexión simple.

El arriostramiento se debe disponer de manera que:

- (1) estas tensiones adicionales sean lo suficientemente pequeñas como para no reducir la capacidad portante del perfil **C** (en comparación con la capacidad que tendría si estuviera arriostrado de manera continua).
- (2) las rotaciones se deben mantener lo suficientemente pequeñas como para no resultar objetables, en el rango de 1 a 2 grados.

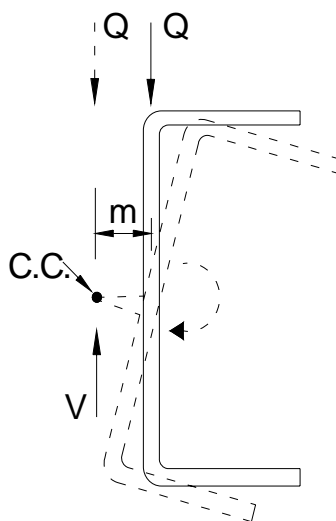


Figura C-D.3-1 Rotación de perfiles U utilizados como vigas.

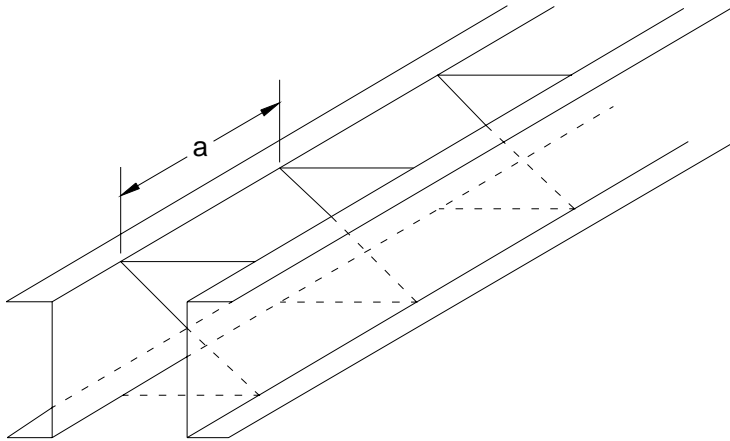


Figura C-D.3-2 Dos perfiles U arriostrados entre ellos a intervalos.

Con el objetivo de obtener información sobre la cual poder desarrollar adecuados requisitos de arriostramiento, en la Universidad de Cornell se ensayaron diferentes perfiles C (Winter, 1970). Cada uno de ellos fue ensayado con arriostramiento continuo total; sin ningún arriostramiento; y con arriostramiento intermedio con dos separaciones diferentes. Además de estos trabajos experimentales se desarrolló un método de análisis aproximado que se verificó contra los resultados de los ensayos. Winter, Lansing y McCalley presentaron un resumen de estos trabajos (1949b). En esta bibliografía se indica que los requisitos anteriores se satisfacen para la mayoría de las distribuciones de cargas si entre los apoyos se colocan no menos de tres riostras equidistantes (es decir, en los puntos correspondientes a los cuartos del tramo o con una separación menor). La excepción es para el caso en el cual una gran parte de la carga total que actúa sobre la viga está concentrada en una pequeña porción del tramo; en este caso se debe colocar una riostra adicional en el punto de aplicación de dicha carga.

De acuerdo con esto, las ediciones anteriores de la Especificación AISI (AISI, 1986; AISI, 1991) y de la Recomendación CIRSOC 303 - 1991, disponían que la distancia entre riostras no debía ser mayor que un cuarto de la longitud del tramo. También definían las condiciones bajo las cuales era necesario colocar una riostra adicional en un punto de concentración de cargas.

Para que estas riostras sean efectivas no sólo es necesario limitar su separación adecuadamente, sino que además su resistencia debe ser suficiente como para proporcionar la fuerza requerida que permita impedir la rotación del perfil **C**. Por lo tanto, también es necesario determinar las fuerzas que actuarán en las riostras, tales como las fuerzas ilustradas en la Figura C-D.3-3. Estas son las fuerzas que se obtienen si se considera que la acción de una carga aplicada en el plano del alma (que provoca un momento torsor $Q.m$) es equivalente a la de la misma carga aplicada en el centro de corte (donde no provoca momento torsor) más dos fuerzas $P = (Q.m / d)$ que juntas producen el mismo momento torsor ($Q.m$). Como se muestra en la Figura C-D.3-4 y más detalladamente en el trabajo de Winter, Lansing y McCalley, cada mitad del canal se puede considerar como una viga continua cargada con las fuerzas horizontales y apoyada en los puntos de arriostramiento. La fuerza horizontal sobre la riostra es simplemente la reacción de esta viga continua. Los requisitos del artículo D.3.2.2 del Reglamento representan una aproximación sencilla y conservadora para determinar estas reacciones, las cuales son iguales a la fuerza P_L que debe resistir la riostra en cada ala.

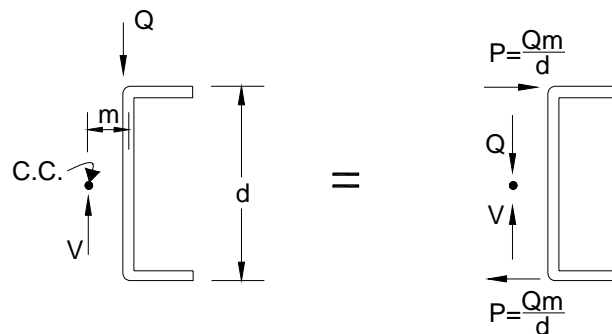


Figura C-D.3-3 Fuerzas laterales aplicadas a un perfil C.

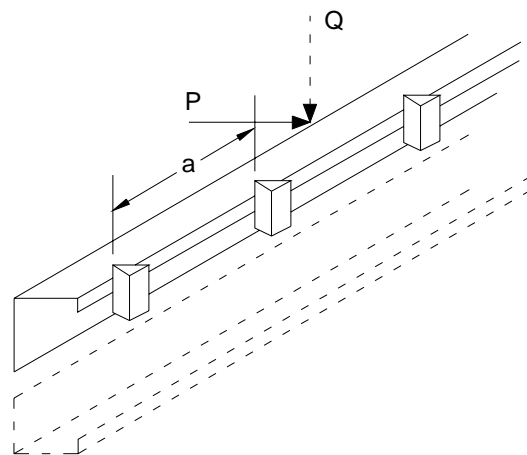


Figura C-D.3-4 Mitad del perfil C tratado como una viga continua cargada con fuerzas horizontales.

(b) Arriostramiento de perfiles Z que actúan como vigas

La mayoría de los perfiles **Z** son antisimétricos con respecto a los ejes baricéntricos verticales y horizontales, es decir, presentan simetría puntual. Por este motivo el baricentro y el centro de corte coinciden y están ubicados en el punto medio del alma. Por lo tanto, una carga aplicada en el plano del alma no tiene brazo de palanca con respecto al centro de corte ($m = 0$) y no tiende a producir el tipo de rotación que produciría una carga similar en un perfil **C**.

Sin embargo, en los perfiles **Z** los ejes principales son oblicuos con respecto al alma (Figura C-D.3-5). Una carga aplicada en el plano del alma, descompuesta en la dirección de los dos ejes, produce deflexiones en cada una de estas direcciones. Proyectando estas deformaciones sobre los planos vertical y horizontal se puede ver que un perfil **Z** que actúa como una viga cargado verticalmente en el plano del alma, no sólo se deforma verticalmente sino también horizontalmente. Si se permite que ocurran estas deformaciones, las cargas (que se desplazan lateralmente junto con la viga) ya no estarán en el mismo plano que las reacciones en los apoyos extremos.

En consecuencia, **las cargas producen un momento torsor con respecto a la línea que une las reacciones**. Se puede ver que un perfil **Z** que actúa como una viga, no arriostrado entre sus extremos y cargado en el plano del alma se deforma lateralmente y también se torsiona. No sólo es probable que estas deformaciones interfieran con el correcto funcionamiento de la viga, sino que las tensiones adicionales que provocan pueden llevar a

la falla a una carga considerablemente menor que si la misma viga estuviera totalmente arriostrada.

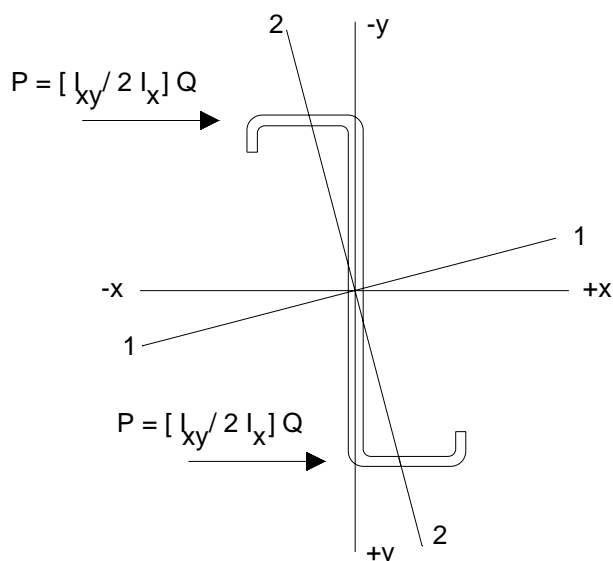


Figura C-D.3-5 Ejes principales de un perfil Z

Con el objetivo de obtener información sobre la cual desarrollar adecuados requisitos de arriostramiento, en la Universidad de Cornell se ensayaron tres tipos diferentes de perfiles **Z**, no arriostrados y también con riostras intermedias con diversas separaciones. También se desarrolló un método de análisis aproximado que se verificó contra los resultados de los ensayos. Zetlin y Winter (1955b) presentaron un resumen de estos trabajos. En pocas palabras, se demuestra que los perfiles **Z** con arriostramiento intermitente que actúan como vigas se pueden analizar de manera muy similar a la utilizada para secciones tipo canal con arriostramiento intermitente. Simplemente es necesario aplicar una carga horizontal ficticia $P = Q(I_{xy} / I_x)$ en el punto de cada carga vertical real Q . Luego se pueden calcular las deformaciones verticales y horizontales y las tensiones correspondientes de la manera convencional utilizando los ejes x e y (en vez de los ejes 1 y 2 de la Figura C-D.3-5), excepto que para la sección es necesario utilizar ciertas propiedades modificadas.

De este modo se ha demostrado que en lo que se refiere a la ubicación de las riostras, los mismos requisitos que se aplican para los perfiles **C** que actúan como vigas, también son adecuados para los perfiles **Z** que actúan como vigas. También en este caso las fuerzas en las riostras se obtienen como reacciones de vigas continuas cargadas horizontalmente con cargas ficticias P . Sin embargo, es de hacer notar que la dirección de las fuerzas de arriostramiento en la sección **Z** es diferente de las de la sección **C**. En la sección **Z** las fuerzas actúan en la misma dirección para la flexión alrededor del eje $x-x$, tal como se muestra en la Figura C-D.3-5. En los perfiles **C** las fuerzas de arriostramiento resultantes de impedir la torsión causada por las cargas aplicadas son de direcciones opuestas, tal como se muestra en la Figura C-D.3-3. Por ello la fuerza **aplicada en cada ala es $P = Q(I_{xy} / 2 I_x)$** . Es de hacer notar que en ediciones anteriores a la del 2001 de la Especificación AISI y en la Recomendación CIRSOC 303 - 1991 se especificaba la fuerza total $P = Q(I_{xy} / I_x)$.

(c) Separación de las riostras

La Especificación AISI durante el período comprendido entre 1956 y 1996 y la Recomendación CIRSOC 303 - 1991 requerían que las riostras estuvieran unidas tanto al

ala superior como al ala inferior de la viga, en los extremos y a intervalos no mayores que un cuarto de la longitud del tramo, de manera tal de impedir el vuelco en los extremos y la deformación lateral de cualquiera de las alas en cualquier dirección en las riostras intermedias. Las expresiones para pandeo lateral dadas en el artículo C.3.1.2.1 del Reglamento se pueden utilizar para predecir la capacidad a momento flector del miembro.

Ensayos recientes realizados por Ellifritt, Sputo y Haynes (1992) han demostrado que para las secciones habituales, una riostra colocada a la mitad del tramo puede reducir las deformaciones horizontales y rotaciones bajo cargas de servicio en hasta un 80 por ciento con respecto a una sección totalmente no arriostrada. Sin embargo, el efecto de las riostras puede modificar el modo de falla, pasando del pandeo lateral-torsional al pandeo distorsional del ala y el labio rigidizador en el punto de arriostramiento. Bajo carga vertical el miembro tiene una tendencia natural a rotar y trasladarse de manera tal que se alivia la compresión en el labio. Cuando las riostras intermedias impiden este movimiento la compresión en el labio rigidizador no se alivia, y hasta es posible que aumente. En este caso se puede producir pandeo distorsional a cargas menores que las pronosticadas por las expresiones para pandeo lateral del artículo C.3.1.2.1 del Reglamento.

Las investigaciones (Ellifritt, Sputo y Haynes, 1992) también han demostrado que las expresiones para pandeo lateral del artículo C.3.1.2.1 del Reglamento pronostican cargas que son conservadoras cuando se utiliza una riostra a la mitad de la longitud pero pueden no ser conservadoras cuando se utiliza más de una riostra intermedia. En base a estos descubrimientos experimentales, en 1996 se revisó la Sección D.3.2.2 de la Especificación AISI para eliminar el requisito que exigía arriostramientos en los puntos correspondientes a los cuartos del tramo. **Se sugiere que se utilice al menos una riostra en la mitad del tramo en los perfiles C y Z empleados como vigas para controlar la deformación y la rotación bajo cargas de servicio.** La resistencia al pandeo lateral se debe determinar según el artículo C.3.1.2.1 del Reglamento, usando la distancia a entre líneas de riostras como longitud no arriostrada del miembro L en todas las expresiones de diseño. **En cualquier caso como alternativa está permitido que el usuario realice ensayos de acuerdo con el artículo F.1 del Reglamento, o bien que realice un análisis riguroso que tome en cuenta la flexión biaxial y la torsión.**

El artículo D.3.2.2 del Reglamento especifica las fuerzas laterales para las cuales se deben dimensionar estas riostras discretas.

El Reglamento permite omitir las riostras discretas cuando todas las cargas y reacciones que actúan sobre una viga se transmiten a través de miembros que se unen a la sección transversal de manera tal que restringen eficazmente la sección contra su rotación torsional y desplazamiento lateral. A menudo esto ocurre en los tabiques externos de los edificios metálicos.

C D.4. MONTANTES Y CONJUNTOS DE MONTANTES QUE INTEGRAN UN TABIQUE

Es un hecho conocido que la resistencia de una columna puede aumentar considerablemente si está arriostrada adecuadamente, aún cuando el arriostramiento sea relativamente flexible. Esto es particularmente cierto para las secciones que habitualmente se utilizan como montantes que integran un tabique portante las cuales tienen relaciones I_x/I_y elevadas.

Los montantes de acero conformado en frío de sección **doble Te, C, Z** generalmente se utilizan en los tabiques con sus almas perpendiculares a la superficie del tabique. Los tabiques pueden ser construidos de diferentes materiales, tales como tableros de fibra, tableros de pulpa reconstituida, madera laminada o paneles de yeso. Si el material de los tabiques tiene resistencia suficiente y la unión entre el material de los tabiques y los montantes es adecuada para brindarle apoyo lateral a los montantes, el material de los tabiques puede contribuir a la economía estructural incrementando sustancialmente la resistencia utilizable de los montantes.

A fin de determinar los requisitos necesarios para proporcionar un apoyo lateral adecuado a los montantes del tabique, en la década del 40, Green, Winter y Cuykendall (1947) realizaron investigaciones teóricas y experimentales. El estudio abarcó 102 ensayos sobre montantes y 24 ensayos sobre diferentes materiales utilizados para tabiques. En base a los hallazgos de este trabajo previo la Especificación AISI desarrolló requisitos para el cálculo de los montantes que integran un tabique.

Durante la década del 70 el comportamiento estructural de las columnas arriostradas mediante diafragmas de acero fue un tema especial estudiado en la Universidad de Cornell y otras instituciones. Las nuevas investigaciones sobre los montantes arriostrados que integran un tabique indicaron que el arriostramiento que le proporcionan a los montantes los paneles de acero es de tipo diafragma de corte y no de tipo lineal, como se creía en el estudio de 1947. Los trabajos de Simaan (1973) y Simaan y Pekoz (1976), los cuales fueron resumidos por Yu (2000), contienen procedimientos para calcular la resistencia de los perfiles C y Z utilizados como montantes en un tabique y arriostrados por los materiales del revestimiento. La acción de arriostramiento se debe tanto a la rigidez al corte como a la restricción de la rotación proporcionada por el material del revestimiento. El tratamiento dado por Simaan (1973) y por Simaan y Pekoz (1976) es bastante general e incluye el caso de los montantes arriostrados tanto en una como en ambas alas. Sin embargo, los requisitos de la Sección D.4 de la Especificación AISI de 1980 sólo trataban el caso más simple posible correspondiente a idéntico material de revestimiento a ambos lados del montante. Por motivos de simplicidad se consideraba sólo la restricción debida a la rigidez al corte del material del revestimiento.

En 1989 el Anexo a la Especificación AISI incluyó las limitaciones de diseño dentro del Comentario e introdujo los ensayos sobre columna corta y/o el análisis racional para el cálculo de montantes con perforaciones (Davis y Yu, 1972; Rack Manufacturers Institute, 1990).

En 1996 se revisaron los requisitos de diseño para permitir:

- (a) el diseño como un sistema de miembros de acero y
- (b) el diseño de los montantes que integran un tabique arriostrados por el revestimiento, tanto con alas macizas como con alas perforadas.

Para que el arriostramiento de los montantes por el revestimiento sea efectivo, el mismo deberá mantener su resistencia de diseño y su integridad durante la totalidad de la vida útil del tabique. Por su fragilidad y su posible deterioro en presencia de humedad **se han eliminado en el Reglamento los tabiques de yeso** como revestimiento admitido en la Tabla D.4-1. La Especificación AISI advierte al respecto que se debe tener particular cuidado cuando se utilicen revestimientos de yeso en ambientes húmedos y que los valores correspondientes al yeso indicados en la Tabla D.4 de la Especificación AISI se basan **en condiciones de uso seco**.

C D.4.1. Montantes de tabiques comprimidos

Las especificaciones de este artículo del Reglamento se incluyen para impedir tres posibles modos de falla. El requisito (a) es para el pandeo de columna entre pasadores (Figura C-D.4-1) aún si falta uno de los pasadores o si hay un pasador no efectivo. El requisito (b) contiene expresiones para las tensiones críticas para el pandeo global de la columna (Figura C-D.4-2). Para estos requisitos es fundamental la magnitud de la rigidez al corte del material de revestimiento. En el Reglamento hay una tabla de valores y una expresión que permiten determinar la rigidez al corte. Estos valores se basan en los ensayos a pequeña escala descritos por Simaan (1973) y por Simaan y Pekoz (1976).

Para otros tipos de materiales los parámetros del revestimiento se pueden determinar aplicando los procedimientos descritos en estas referencias. Para los materiales utilizados en nuestro país, los fabricantes deberán dar los valores que correspondan realizando ensayos debidamente certificados para determinarlos.

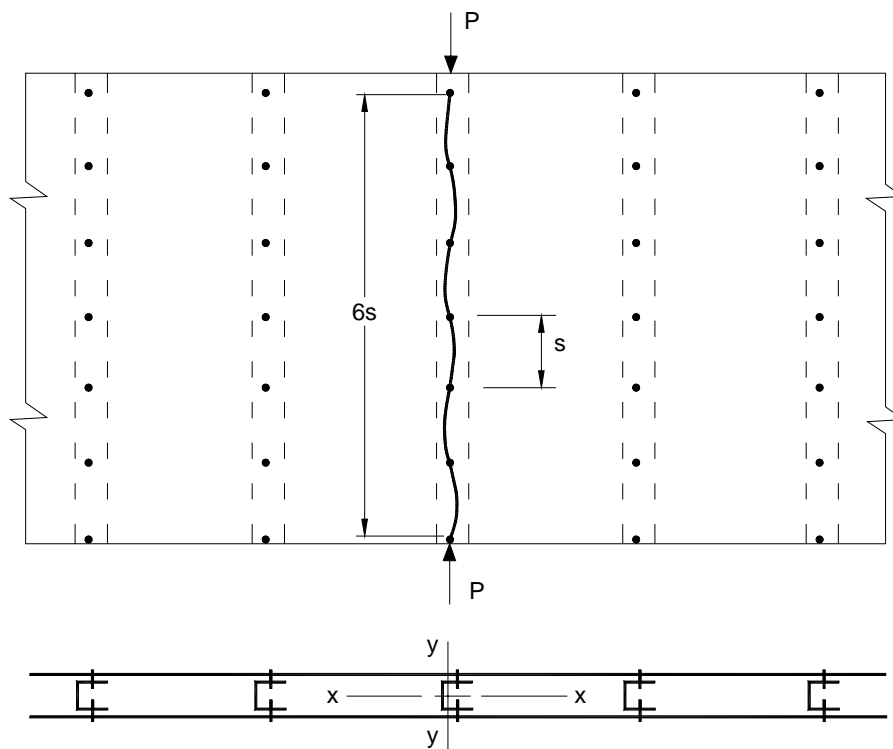


Figura C-D.4-1 Pandeo de montantes entre pasadores totalmente efectivos.

El requisito (c) es para garantizar que el revestimiento tenga suficiente capacidad de deformación por corte sin romperse. El procedimiento implica suponer un valor para la tensión última y verificar si la deformación por corte a la carga correspondiente a la tensión última supera la deformación por corte admisible del material del revestimiento. En principio, este es un método de aproximaciones sucesivas. Sin embargo, esta iteración no es necesaria si se verifica el menor valor entre F_e (requisito (a)) y σ_{CR} (requisito (b)) y se demuestra que el mismo es satisfactorio.

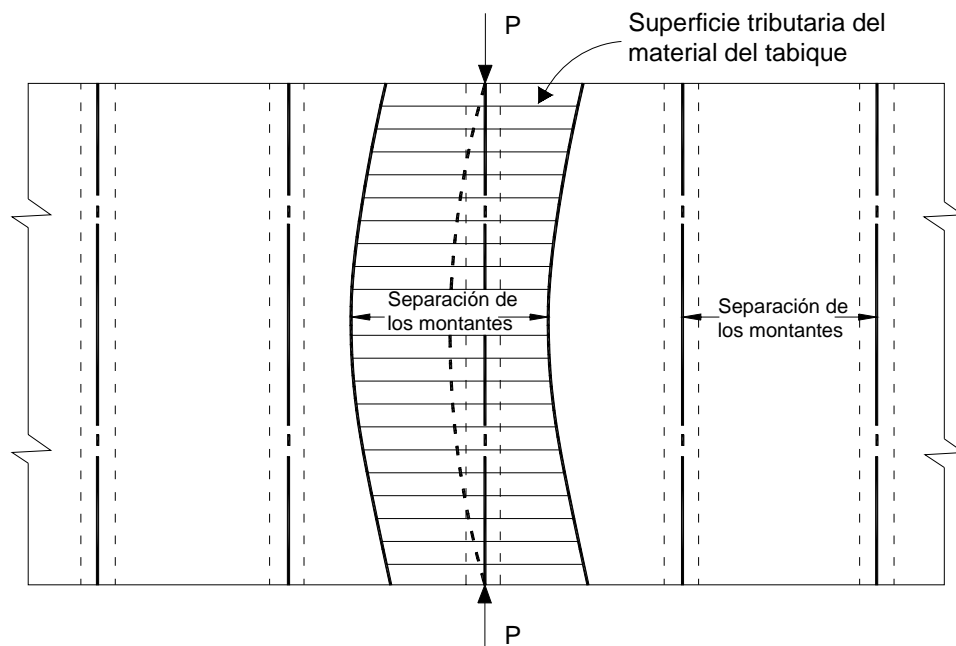


Figura C-D.4.1-2 Pandeo global de columna de los montantes.

En la Especificación AISI de 1986 se eliminó el método del factor Q para tratar los efectos del pandeo localizado. Se recomendó el enfoque de hallar la tensión de pandeo global en base a la sección no reducida. La carga última se determinaba multiplicando la tensión de pandeo por el área efectiva determinada a la tensión de pandeo.

En el Anexo de 1989 de la Especificación AISI los factores de longitud efectiva k_x , k_y y k_t fueron eliminados de las expresiones (D.4.1-8), (D.4.1-10) y (D.4.1-11), respectivamente.

Esto es consistente con la Edición 1980 de la Especificación AISI. Incluir los factores de longitud efectiva podría llevar a diseños no conservadores cuando existe arriostramiento tanto por el revestimiento como por barras o perfiles C. Las expresiones se basan en ensayos realizados con arriostramiento producido exclusivamente por el revestimiento.

El enfoque para determinar las áreas efectivas de acuerdo con el artículo D.4(a) del Reglamento se está utilizando actualmente en la Especificación RMI (*Rack Manufacturers Institute*, 1990) para el cálculo de columnas perforadas y fue verificado exhaustivamente para este tipo de estructuras como lo informó Pekoz (1988a). La validez de este enfoque para los montantes que integran un tabique fue verificado en un proyecto de la Universidad de Cornell sobre montantes en tabiques informado por Miller y Pekoz (1989 y 1994).

Las limitaciones incluidas en el artículo D.4(a) del Reglamento con respecto al tamaño y separación de las perforaciones y a la altura de los montantes se basan en los parámetros empleados en el programa de ensayos. El área efectiva, A_e , de las secciones con perforaciones que no satisfacen estas limitaciones se puede determinar mediante ensayos sobre columnas cortas.

En el Reglamento, **el alma se define como el elemento componente de la sección perpendicular al tabique, mientras que el ala es paralela al plano del tabique.**

Los montantes con revestimiento en una sola ala, o con revestimientos diferentes en ambas alas, o que poseen una restricción contra la rotación que no es despreciable, o que presentan cualquier combinación de estas condiciones, se pueden diseñar de acuerdo con los mismos principios básicos de análisis utilizados para definir las especificaciones de este artículo (Simaan y Pekoz, 1976).

C D.4.2. Montantes de tabiques solicitados a flexión

Se debe observar que la resistencia nominal a la flexión de los montantes que integran un tabique se determina mediante el enfoque del "**proyecto como un sistema de miembros de acero**" pero considerando la contribución del revestimiento unido a los montantes, en lo referente al apoyo lateral del ala comprimido. Por ello se determinan las resistencias de diseño en la hipótesis de ala vinculada al revestimiento en forma continua.

C D.4.3. Montantes de tabiques sometidos a carga axil y flexión

Las expresiones generales de interacción del artículo C.5 del Reglamento son también aplicables para los montantes que integran un tabique, excepto que **la resistencia nominal a la flexión se debe evaluar excluyendo las consideraciones sobre pandeo lateral.**

C D.5. CONSTRUCCIÓN DE DIAFRAGMAS DE ACERO PARA ENTREPISOS, CUBIERTAS O TABIQUES

En la construcción de edificios, una práctica habitual ha sido diseñar un sistema de arriostramiento independiente para resistir las cargas horizontales debidas al viento, explosiones o movimientos sísmicos. Sin embargo, los paneles de losa y cubierta de acero (con o sin relleno de hormigón), además de su resistencia cuando actúan como vigas bajo cargas gravitatorias, son capaces de resistir cargas horizontales si están adecuadamente interconectados entre sí y unidos al pórtico resistente. **Esto significa que si se utilizan las losas y cubiertas de acero de manera efectiva es posible eliminar los sistemas de arriostramiento independiente y por lo tanto reducir los costos de la construcción. Por este mismo motivo, los tabiques pueden ser no sólo un cerramiento resistente a cargas gravitatorias sino que también pueden actuar como diafragmas en su propio plano.**

El comportamiento estructural de una construcción con diafragmas se puede evaluar ya sea mediante cálculos o ensayos. Existen diferentes procedimientos analíticos resumidos en la bibliografía (Steel Deck Institute, 1988; Department of Army, 1985; y ECCS, 1977). El comportamiento ensayado se mide mediante los procedimientos de la Norma ASTM E455 (*Standard Method for Static Load Testing of Framed Floor, Roof and Wall Diaphragm Construction for Buildings*). La Parte VIII del Manual de Diseño AISI (AISI, 2002) contiene el Procedimiento de Ensayo con Comentario del Método de Ensayo por Voladizo para Diafragmas de acero conformado en frío. Yu (2000) presenta una discusión general del comportamiento de los diafragmas estructurales.

Los factores de resistencia requeridos en el Reglamento se basan en estudios estadísticos de las resistencias nominales y promedios obtenidas de ensayos a escala real (Steel Deck Institute, 1981). El estudio concluyó que es más simple controlar la calidad de los pasadores mecánicos que la de las uniones soldadas. La variación de la resistencia de los pasadores mecánicos es menor que la de las uniones soldadas, y por lo tanto su comportamiento es más predecible. Esto significa que para las uniones mecánicas se justifica un mayor factor de resistencia.

Los factores de resistencia para las cargas sísmicas son ligeramente menores que los utilizados para cargas de viento; esto se debe a la ductilidad que demandan las cargas sísmicas. Los factores de resistencia para las combinaciones de cargas que no involucran cargas sísmicas deben ser mayores que los correspondientes a combinaciones de cargas que sí involucran cargas sísmicas.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO E.

UNIONES Y MEDIOS DE UNIÓN

C E.1. REQUISITOS GENERALES

Las soldaduras, bulones, tornillos, remaches y otros dispositivos especiales tales como costuras por plegado del metal y adhesivos son los medios de unión más difundidos en las construcciones de acero conformado en frío (Brockenbrough, 1995). El Capítulo E del Reglamento contiene requisitos para las uniones soldadas, uniones abulonadas y uniones atornilladas. Los requisitos de diseño para el empleo de tornillos fueron desarrollados en 1993 y se incluyeron por primera vez en la edición 1996 de la Especificación AISI. Las siguientes observaciones tratan la aplicación de remaches y otros dispositivos especiales:

(a) Remaches

El remachado en caliente tiene aplicación casi nula en las construcciones de acero conformado en frío, pero el remachado en frío está bastante difundido, particularmente en formas especiales tales como remaches ciegos (para su aplicación desde un solo lado), remaches tubulares (para incrementar la superficie portante), remaches de corte elevado y remaches explosivos. ***Para el cálculo de uniones remachadas en frío a modo de guía se pueden utilizar los requisitos del Reglamento para uniones abulonadas, excepto en la resistencia al corte pues la de los remaches difiere en general considerablemente de la de los bulones.*** Se puede obtener información adicional sobre la resistencia de los remaches consultando a sus fabricantes o realizando ensayos.

(b) Dispositivos especiales

Los dispositivos especiales incluyen:

- (1) costuras metálicas para las cuales se utilizan herramientas especialmente desarrolladas similares a las engrampadoras comunes de oficina.
- (2) uniones por medio de herramientas especiales que estiran las planchas para formar proyecciones que se encastran.

La mayoría de estas uniones son dispositivos patentados; la información sobre su resistencia se debe obtener de los fabricantes o a partir de ensayos realizados o encargados por el usuario. Para estos ensayos se deben utilizar los lineamientos dados en el Capítulo F del Reglamento.

Si el sistema de unión no está detallado en los manuales comunes de ingeniería, los planos y/o especificaciones técnicas deberán contener información adecuada y datos sobre los requisitos de diseño para diseñar adecuadamente los detalles de cada unión.

Las especificaciones para uniones soldadas y abulonadas se basan en la Edición 2001 de la Especificación AISI con algunas modificaciones y adiciones para compatibilizarlas con las de los Reglamentos CIRSOC 301-2005, CIRSOC 302-2005 y CIRSOC 304-2007.

C E.2. UNIONES SOLDADAS

Las soldaduras usadas en las construcciones de acero conformado en frío se pueden clasificar como soldaduras por fusión (o soldaduras por arco) y soldaduras de resistencia por puntos.

Las soldaduras por fusión se utilizan para unir entre sí los miembros de acero conformado en frío y también para conectar estos miembros a pórticos u otros elementos estructurales de acero laminado en caliente (como en las uniones de los paneles que forman las losas a las vigas de un pórtico de acero). Se utilizan en soldaduras a tope, soldadura de tapón, soldadura de costura por arco, soldadura de filete y soldadura a tope acampanada.

Las especificaciones de diseño contenidas en el Reglamento para las uniones soldadas por fusión se basan fundamentalmente en evidencia experimental obtenida a partir de un extenso programa de ensayos realizado en la Universidad de Cornell. Los resultados de este programa fueron informados por Pekoz y McGuire (1979) y resumidos por Yu (1991). También en las especificaciones de la AWS D1.1 y AWS D1.3. Las especificaciones cubren todos los modos de falla posibles.

En la mayoría de los ensayos informados por Pekoz y McGuire (1979), el inicio de la fluencia no estaba bien definido o estaba muy próximo a la falla. Por lo tanto, en las especificaciones de éste artículo **se utiliza la rotura y no la fluencia** como criterio de falla por ser un criterio más confiable.

Además, las investigaciones de Cornell proporcionaron la base experimental para el Código AWS de Soldadura Estructural para Chapas de Acero (AWS, 1998).

Los ensayos de las uniones soldadas que sirvieron de base para las especificaciones de los artículos E.2.1 a E.2.5 del Reglamento fueron realizados en secciones con una sola chapa y con doble chapa (Ver las Figuras E.2-1 y E.2-2 del Reglamento). El mayor espesor total de las platabandas fue de aproximadamente **3,81 mm**. Sin embargo, en el Reglamento se extiende la validez de las expresiones a las uniones soldadas en las cuales el espesor de la parte unida más delgada sea de **5 mm** o menos. Para la soldadura de tapón, el máximo espesor de una sola chapa (Figura E.2-3 del Reglamento) y el espesor combinado de dos chapas (Figura E.2-4 del Reglamento) se fijan en **3,81 mm**.

Para uniones soldadas con chapas de espesores mayores a **5 mm** se deben aplicar las especificaciones del Reglamento CIRSOC 301-2005.

Los factores de resistencia adoptados en este Reglamento son aproximadamente el 80% de los prescritos en la Especificación base para E.E.U.U., siguiendo el mismo criterio usado para el Reglamento CIRSOC 301-2005 y que coinciden con los adoptados por Canadá.

C E.2.1. Soldaduras a tope

Las expresiones para determinar la resistencia nominal de las soldaduras a tope son las mismas que se proponen en el Reglamento CIRSOC 301-2005. También es aplicable a este artículo la definición del espesor efectivo de garganta t_e .

C E.2.2. Soldadura de tapón

Las soldaduras de tapón utilizadas para unir chapas delgadas son similares a las soldaduras de tapón utilizadas en chapas relativamente gruesas. La diferencia está en que, en las chapas gruesas se realizan en orificios preperforados, mientras que para las chapas finas no se requiere la preperforación. Con el arco se quema la chapa superior formando un agujero que luego se rellena con metal fundido para unirla con la chapa inferior o con otro miembro de la estructura.

C E.2.2.1. Corte

Los ensayos de Cornell (Pekoz y McGuire, 1979) identificaron cuatro modos de falla para las soldaduras de tapón, todos los cuales se tratan en este artículo del Reglamento. Estos modos de falla son:

- (1) falla por corte de las soldaduras en el área fundida,
- (2) desgarramiento de la chapa a lo largo del contorno de la soldadura que estira la chapa en el borde de ataque de la soldadura,
- (3) desgarramiento de la chapa combinado con pandeo cerca del borde de salida de la soldadura,
- (4) corte de la chapa detrás de la soldadura.

Se debe observar que muchas fallas, especialmente los desgarramientos de la chapa, pueden estar precedidas o acompañadas por considerables deformaciones inelásticas fuera del plano, del tipo indicado en la Figura C-E.2-1. Este comportamiento es similar al observado en chapas anchas unidas mediante pasadores. Se debe evitar este comportamiento disponiendo las soldaduras con una menor separación. Cuando se utilicen soldaduras de tapón para unir dos chapas a un miembro de un pórtico como se ilustra en la Figura E.2-4 del Reglamento, también se debe considerar la posible falla por corte entre las chapas delgadas.

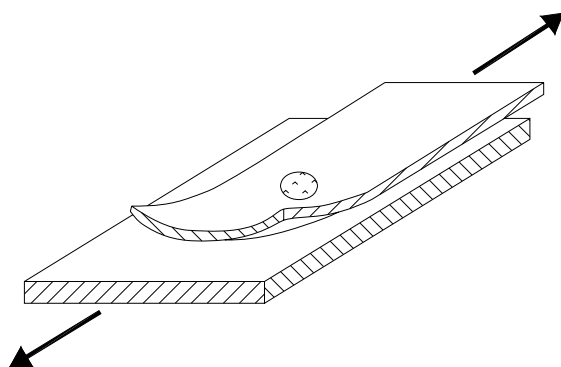


Figura C-E.2-1 Distorsión fuera del plano de una unión soldada

El requisito que limita el espesor a **3,81 mm** se debe al rango del programa de ensayos que sirvió como base para estas especificaciones. En las chapas de menos de **0,711 mm** de espesor se requieren arandelas para evitar que las chapas se quemen excesivamente y se obtengan soldaduras de menor calidad.

En comparación con las ediciones anteriores, en la Especificación AISI - edición 1996 - se introdujeron varias revisiones menores. A nuestro Reglamento se ha incorporado la referida a la determinación de la resistencia nominal al corte de las soldaduras (expresión

(E.2.2.1-1) del Reglamento). Se revisó la expresión (E.2.2.1-1) para que fuera consistente con el informe de las investigaciones (Pekoz y McGuire, 1979).

C E.2.2.2. Tracción

La resistencia a tracción de las soldaduras de tapón que estaban incluidas en el Anexo de la Especificación AISI 1989, se basaban en los ensayos informados por Fung (1978) y en el estudio realizado por Albrecht (1988). Las especificaciones se limitaban a la falla de las chapas, con limitaciones sobre las propiedades del material y el espesor de las mismas. En 1996 se revisaron estos criterios de diseño ya que los ensayos recientes efectuados en la Universidad de Missouri-Rolla (LaBoube y Yu, 1991 y 1993) mostraron que se pueden producir dos estados límites potenciales. El modo de falla más común es el desgarramiento de las chapas alrededor del perímetro de la soldadura. Se descubrió que esta condición de falla es influenciada por el espesor de las chapas, el diámetro promedio de las soldaduras y la resistencia a la tracción del material. En algunos casos se descubrió que puede ocurrir falla por tracción de la soldadura. Se determinó que la resistencia de la soldadura es función de la sección transversal del área fundida y de la resistencia a la tracción del material de la soldadura. En base a un análisis de LaBoube (LaBoube,2001), la expresión para la resistencia nominal incorporada en la Especificación AISI 2001 refleja la ductilidad del material a través de (F_u/F_y) , del espesor de la chapa, del diámetro promedio de la soldadura y de la resistencia a tracción del material.

Algunos ensayos (LaBoube y Yu, 1991 y 1993) han demostrado además que, cuando las uniones soldadas de chapas delgadas están reforzadas con una arandela también pueden lograr la resistencia nominal dada por la expresión (E.2.2.2-2) usando el espesor de la chapa más delgada.

Las expresiones dadas en el Reglamento se derivaron a partir de ensayos en los cuales la carga de tracción aplicada imponía una carga centrada sobre la soldadura, como sería el caso, por ejemplo, de las soldaduras interiores de un sistema de cubierta sometido al levantamiento provocado por el viento. El levantamiento provocado por el viento originaría una carga de tracción excéntrica sobre las soldaduras ubicadas sobre el perímetro de una cubierta. Los ensayos han demostrado que se puede producir una reducción de hasta el cincuenta por ciento de la resistencia nominal de la unión debido a la aplicación de cargas excéntricas (LaBoube y Yu, 1991 y 1993). También pueden ocurrir condiciones de excentricidad en las uniones solapadas ilustradas en la Figura C-E.2-2.

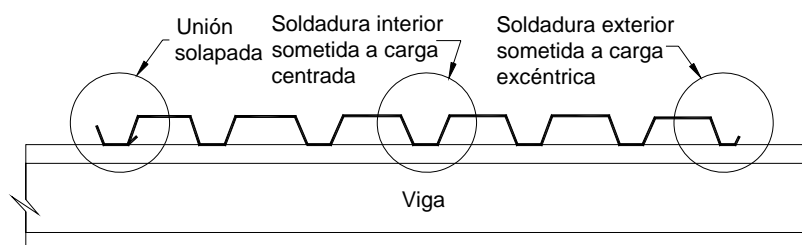


Figura C-E.2-2 Soldadura interior, soldadura exterior y unión solapada.

En una unión solapada entre dos secciones de tablero como la ilustrada en la Figura C-E.2-2 la longitud del ala no rigidizada y la extensión del avance de la soldadura sobre el ala no rigidizada tienen un efecto considerable sobre la resistencia de la unión soldada (LaBoube y Yu, 1991). El Reglamento reconoce la capacidad reducida de este tipo de uniones estableciendo una reducción del treinta por ciento para la resistencia nominal calculada.

C E.2.3. Soldadura de costura

La soldadura de costura para chapas delgadas se diferencia de la soldadura de muesca para chapas más gruesas por el mismo hecho citado en el artículo C-E.2.2 de este Comentario para las soldaduras de tapón. O sea que, en este caso la muesca se realiza con el arco quemando la chapa superior. El comportamiento general de la soldadura de costura es similar al de las soldaduras de tapón para chapas delgadas. En los ensayos de Cornell no se observaron fallas por corte simple en las soldaduras por costura (Pekoz y McGuire, 1979). Por ello, la expresión (E.2.3-1) del Reglamento, que considera la falla de las soldaduras por corte, se adoptó de los requisitos AWS para soldaduras de chapas de acero (AWS, 1998).

La intención de la expresión (E.2.3-2) es **impedir la falla por combinación de desgarramiento por tracción y corte de las platabandas.**

C E.2.4. Soldaduras de filete

En las soldaduras de filete de las muestras con uniones solapadas ensayadas en las investigaciones de Cornell (Pekoz y McGuire, 1979), la dimensión w_1 del lado de la soldadura sobre el borde de la chapa era generalmente igual al espesor de la chapa; el otro lado, w_2 , con frecuencia era dos o tres veces mayor que w_1 (ver la Figura E.2-9 del Reglamento). En este tipo de uniones la garganta de la soldadura de filete normalmente es mayor que la garganta de las soldaduras de filete convencionales del mismo tamaño. Se halló que habitualmente la falla última de las uniones con soldadura de filete ocurren por desgarramiento de la chapa adyacente a la soldadura. Ver la Figura C-E.2-3.

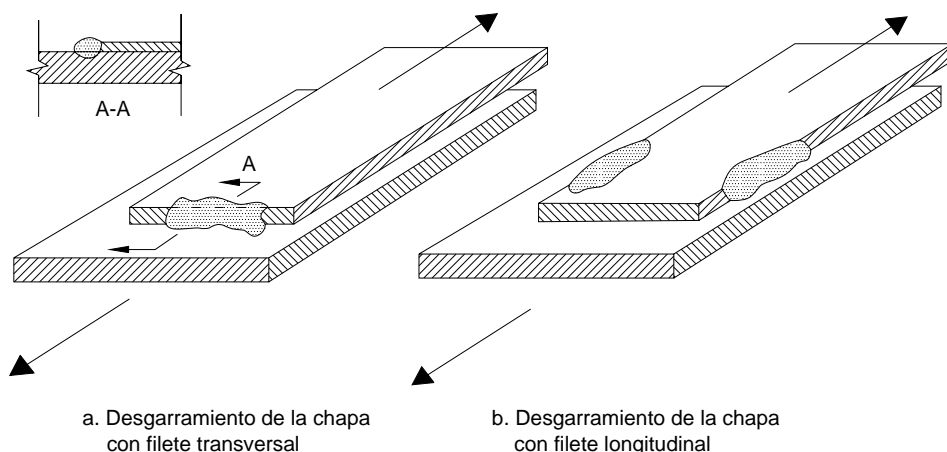


Figura C-E.2-3. Modos de falla de las soldaduras de filete.

En la mayoría de los casos la mayor resistencia del material de las soldaduras impide la falla por corte de las mismas, y por lo tanto las especificaciones de esta sección del Reglamento se basan en el desgarramiento de las chapas. Debido a que en las investigaciones de Cornell se ensayaron muestras de hasta **3,81 mm** de espesor (Pekoz y McGuire, 1979), el último requisito de este artículo es para cubrir la posibilidad de que para espesores superiores a **3,81 mm** la dimensión de la garganta sea inferior al espesor de la platabanda y el desgarramiento se produzca en la soldadura en vez de en el material de las chapas.

Investigaciones recientes realizadas en la Universidad de Sydney (Zhao y Hancock, 1995) han indicado que también puede ocurrir falla en la garganta de la soldadura de filete cuando los espesores varían entre **2,54 mm** y **3,81 mm**. De acuerdo con ello, la AISI 2001 y el Reglamento requieren que se verifique la resistencia de la soldadura cuando el espesor de la chapa sea mayor que **2,54 mm**. Para aceros de alta resistencia con tensión de fluencia igual o mayor que **448 MPa**, investigaciones recientes en la Universidad de Sydney (Teh y Hancock, 2000) han mostrado que la falla en la garganta de la soldadura no ocurre para espesores de chapa menores que **2,54 mm** y que las especificaciones basadas en la resistencia de la chapa son satisfactorias para chapas de acero de alta resistencia con espesores menores que **2,54 mm**.

Los requerimientos para la precalificación de soldaduras de filete para chapas delgadas se presentan en el **Anexo A del Reglamento CIRSOC 304-2007**. También se pueden encontrar en la Especificación AWS D1.3-98.

C E.2.5. Soldaduras a tope acampanadas

Se halló que el modo de falla primario de las secciones de acero conformado en frío soldadas con soldaduras a tope acampanadas, cargadas transversal o longitudinalmente, es el desgarramiento de las chapas a lo largo del contorno de la soldadura. Ver la Figura C-E.2-4.

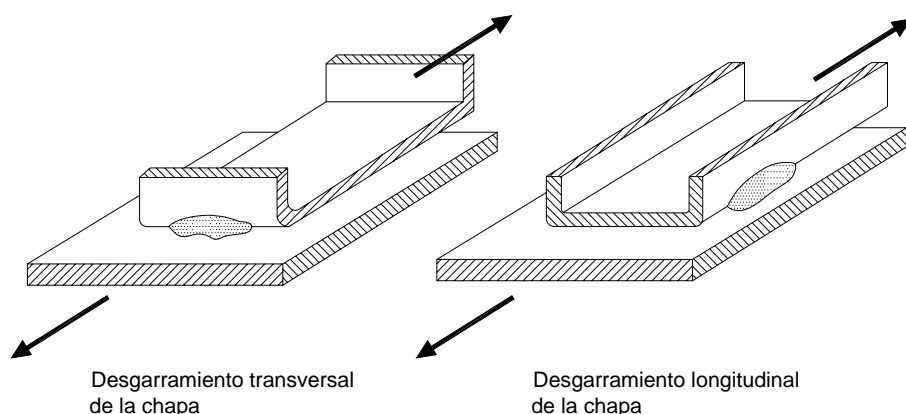


Figura C-E.2-4. Modos de falla de las soldaduras a tope acampanadas.

A excepción de la expresión (E.2.5-4), las especificaciones de este artículo pretenden impedir la falla por desgarramiento por corte. La expresión (E.2.5-4) cubre la posibilidad de que las secciones de mayor espesor tengan gargantas efectivas menores que el espesor del perfil y que se vuelva crítica la falla en la soldadura.

En la edición 1996 de la AISI, la anterior Figura E.2-14 fue reemplazada por cuatro nuevas figuras que describen más detalladamente las aplicaciones de las soldaduras a tope

acampanadas. Las Figuras E.2-14 y E.2-15 muestran la condición en la cual la soldadura está enrasada con el nivel de la superficie. Esta soldadura es una soldadura precalificada en el Reglamento CIRSOC 304-2007 y en la AWS D1.1-98 (AWS, 1998), y que provee la definición de garganta efectiva para este tipo de soldadura. En estas figuras se ilustra la distinción entre especificaciones para corte doble y corte simple. Las Figuras E.2-16 y E.2-17 muestran las soldaduras a tope acampanadas que se utilizan frecuentemente en las construcciones de acero conformado en frío, las cuales no están enrasadas con el nivel de la superficie. El lado vertical de la soldadura puede ser mayor (Figura E.2-16) o menor (Figura E.2-17) que el radio de la superficie curva exterior. Como se indica, la definición del lado horizontal de la soldadura es ligeramente diferente para cada uno de los casos. No fue necesario incluir modificaciones con respecto a las ediciones anteriores de la AISI excepto en las definiciones de la garganta efectiva a utilizar con la expresión (E.2.5-4) del Reglamento.

En base a las investigaciones de Zhao y Hancock (1995) en la Edición 2001 de la Especificación AISI se ha incorporado el **requerimiento de verificar la resistencia de la soldadura cuando el espesor de la chapa sea mayor que 2,54 mm.**

C E.2.6. Soldaduras de resistencia por puntos

En la Edición 1996 de la AISI daban valores de resistencia al corte para las soldaduras de resistencia por puntos. Los valores tabulados para chapas exteriores iguales o menores que **3,22 mm** de espesor se basaban en la publicación "Recommended Practice for Resistance Welding Coated Low-Carbon Steels," AWS C1.3-70, (Tabla 2.1 - Soldadura de puntos para acero galvanizado de bajo contenido de carbono). Los valores dados para espesores exteriores mayores que **3,22 mm** se basaban en la publicación "Recommended Practices for Resistance Welding," AWS C1.1-66, (Tabla 1.3 - Soldadura por pulsación de acero de bajo contenido de carbono") y se aplicaban tanto a las soldaduras por pulsación como a las soldaduras de puntos. Eran aplicables para todos los grados estructurales de acero de bajo contenido de carbono, sin recubrimiento o galvanizados con 0,90 oz/ft² (2,7 N/m²) de chapa, o menos, y se basaban en valores seleccionados de AWS C1.3-70, Tabla 2.1; y AWS C1.1-66, Tabla 1.3. Los valores correspondientes a los espesores intermedios se podían obtener interpolando linealmente. Los valores anteriores también se podían aplicar para aceros de contenido medio de carbono y de baja aleación. Para las soldaduras de punto en estos aceros se obtienen resistencias al corte ligeramente mayores que aquellas en las cuales se basaban los valores anteriores; sin embargo, es posible que requieran condiciones especiales de soldadura. En todos los casos las soldaduras se debían realizar de acuerdo con las especificaciones AWS C1.3-70 y AWS C1.1-66 (AWS, 1966 y 1970) .

En la Edición 2001 de la Especificación AISI, base de este Reglamento, se reemplazan los valores tabulados anteriormente citados, por una expresión que permite determinar la resistencia nominal al corte de las soldaduras por puntos. El límite superior de la expresión (E.2.6-1) es una ajustada aproximación de los datos de la Tabla 2.1 de la AWS C1.3-70 y de la Tabla 1.3 de la AWS C1.1-66. En la expresión (E.2.6-2) **se excluyen las chapas exteriores mayores de 5mm por no estar comprendidas en los alcances del artículo E.2 del Reglamento.**

C E.2.7. Rotura en la sección neta de miembros que no sean chapas planas (Retardo de corte)

El retardo de corte es un efecto que produce una disminución de la resistencia a tracción en la sección transversal. En este artículo se consideran los efectos del retardo de corte en

miembros soldados que no sean chapas planas. Se cuantifica el efecto a través del factor U siguiendo el concepto del Reglamento CIRSOC 301-2005. Se adoptan los valores de U de la Especificación base que son distintos de los de la Especificación AISC base del CIRSOC 301-2005.

Para determinar U cuando hay soldaduras longitudinales combinadas con transversales se considera sólo la longitud L de los cordones longitudinales pues el efecto de los cordones transversales sobre el retardo de corte es mínimo. En la Figura C-E.2-5 se indican para secciones ángulo y U , las distancias \bar{x} desde el plano de la unión al centro de gravedad de la sección transversal.

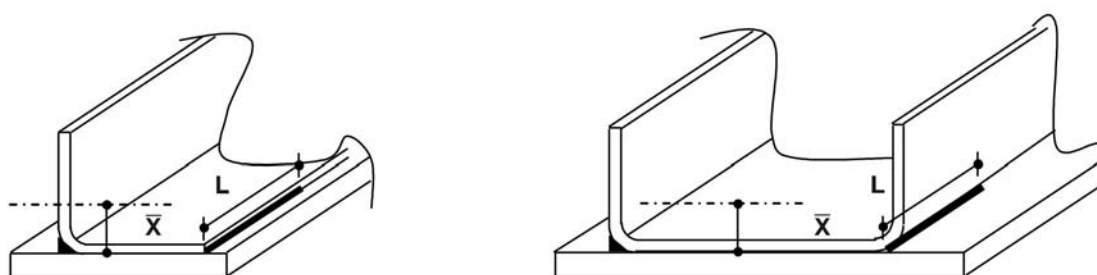


Figura C-E.2-5 Definición de \bar{x} y L para soldaduras de filete en secciones ángulo y U .

C E.3. UNIONES ABULONADAS

El comportamiento estructural de las uniones abulonadas de miembros de acero conformado en frío es diferente al comportamiento en miembros de acero laminado en caliente, principalmente debido al reducido espesor de las partes unidas. En las ediciones de la especificación AISI anteriores a 1980 los requisitos para el cálculo de uniones abulonadas se basaban en los ensayos de Cornell (Winter, 1956a, 1956b). En 1980 se actualizaron estos requisitos para permitir una mejor coordinación con las especificaciones RCSC (Research Council on Structural Connections, 1980) y AISC (1978). En 1986 se agregaron especificaciones para el tamaño máximo de los agujeros para bulones y la tensión de tracción admisible de los bulones. En la edición 1996 de la AISI se introdujeron algunos cambios menores para calcular la resistencia nominal a la tracción y la resistencia nominal al corte de los bulones. En este Reglamento los valores adoptados se han compatibilizado con los dados en el Reglamento CIRSOC 301-2005. Lo mismo ocurre con las resistencias nominales para bulones sometidos a una combinación de corte y tracción dadas en la Tabla E.3-5 del Reglamento junto con el factor de resistencia aplicable.

(a) Alcance

Estudios previos y la experiencia práctica indican que el comportamiento estructural de las uniones abulonadas que unen miembros de acero conformado en frío relativamente gruesos es similar al de los bulones que unen perfiles de acero laminado en caliente y miembros armados. **Los criterios del Reglamento CIRSOC 303 - 2009 solamente son aplicables para elementos o miembros de acero conformado en frío cuyo espesor sea menor que 5 mm. Para los materiales cuyo espesor sea mayor o igual que 5 mm. rigen las especificaciones del Reglamento CIRSOC 301-2005.**

Debido a la falta de datos de ensayos adecuados y a la existencia de numerosas condiciones superficiales diferentes, este Reglamento no contiene especificaciones de diseño para las uniones del tipo deslizamiento crítico (resistencia por rozamiento). **Cuando se utilice este tipo de uniones en miembros de acero conformado en frío en los cuales el espesor de la parte unida más delgada sea menor que 5 mm será necesario realizar ensayos para confirmar su resistencia nominal.** Los datos de ensayo deberán verificar que la resistencia de diseño especificada para la unión proporciona una seguridad contra el deslizamiento inicial en servicio por lo menos igual a la que implican las especificaciones del Reglamento CIRSOC 301-2005. Además, la resistencia de diseño para los estados límites últimos bajo cargas mayoradas debe ser al menos igual a la establecida por este Reglamento para las uniones de tipo aplastamiento.

Las especificaciones del Reglamento se aplican solamente cuando no hay luz entre las chapas unidas. El comportamiento estructural de las uniones que presentan luces inevitables entre las chapas unidas requiere ensayos conforme al artículo F.1 del Reglamento.

(b) Materiales

Los bulones, tuercas y arandelas incluidos en el Reglamento son los indicados en el artículo A.3.2 y en los diámetros disponibles para cada tipo.

El uso de otro tipo de bulones, con o sin arandela, solo será posible si la resistencia de la unión se determina mediante ensayos conforme al Capítulo F del Reglamento.

(c) Colocación de los bulones

En las estructuras de acero conformado en frío, para las uniones abulonadas se utilizan bulones de acero de bajo contenido de carbono (Tipo A307 o ISO 4.6) o de alta resistencia y se diseñan como uniones tipo aplastamiento. Por ello no es necesario pretensar los bulones porque la resistencia última de la unión abulonada es independiente del nivel de pretensión del bulón. La colocación debe garantizar que el conjunto abulonado no se desarmará mientras esté en servicio. Ello se logra con la condición de **“ajuste sin juego”**. La experiencia demuestra que los bulones instalados con un ajuste sin juego no se aflojan ni "retroceden" bajo las condiciones habituales de los edificios si no están sometidos a vibraciones o fatiga.

Sin embargo, si se utilizaran uniones de deslizamiento crítico, los bulones se deben ajustar de manera tal de garantizar que en los bulones se desarrollen las fuerzas de tracción requeridas por el Reglamento CIRSOC 301-2005 y por la Recomendación CIRSOC 305-2007 (que son las dadas por el RCSC (Research Council on Structural Connections)) para cada tipo y tamaño de bulón. Es posible que las rotaciones con giro de tuerca especificadas no sean aplicables porque estas rotaciones se basan en longitudes de agarre mayores que las que se encuentran en las construcciones de acero conformado en frío habituales. Sería necesario establecer valores de giro de tuerca reducidos para la combinación de agarre y bulón dada. Un programa de ensayos similar al desarrollado por el RCSC, (1985 y 1988) podría establecer un valor final para las llaves calibradas. **Para ajustar las uniones de deslizamiento crítico se pueden utilizar indicadores directos de tracción , cuyas fuerzas de apriete publicadas son independientes del agarre.**

(d) Tamaños de los agujeros

Los valores de la Tabla E.3-1 del Reglamento correspondientes al máximo tamaño de las perforaciones para bulones de diámetro mayor o igual que **12 mm** (ó **½ pulgada**) se basan en la Tabla J.3-3 del Reglamento CIRSOC 301-2005.

En el caso de los bulones cuyo diámetro es menor que **12 mm** (ó **½ pulgada**), el diámetro de un agujero normal es igual al diámetro del bulón más **1 mm** (ó **1/32 pulgada**). Este tamaño máximo se basa en ediciones anteriores de la Especificación AISI.

La información para el diseño de agujeros holgados y ovalados se incluyó en la Tabla E.3-1 porque con frecuencia en la práctica se utiliza este tipo de agujeros para cumplir con las tolerancias dimensionales durante la etapa de la construcción. Sin embargo, cuando se utilicen perforaciones holgadas, el Proyectista o Diseñador Estructural deberá garantizar que no habrá deslizamiento bajo cargas de servicio. **Las deformaciones excesivas que se pueden producir en la dirección de la mayor dimensión del agujero se pueden impedir exigiendo el pretensado de los bulones.**

Los agujeros ovalados cortos habitualmente se tratan del mismo modo que los agujeros holgados. A menos que mediante ensayos se demuestre un comportamiento satisfactorio, se deben colocar arandelas en la chapa exterior sobre los agujeros holgados u ovalados cortos. Para las uniones con agujeros ovalados largos el artículo E.3 del Reglamento requiere el uso de arandelas o chapas de refuerzo, y que la capacidad de corte de los bulones se determine mediante ensayos porque es posible que haya una reducción de la resistencia.

C E.3.1. Resistencia a corte, separación y distancia a los bordes de los agujeros

En 1980 se revisaron las especificaciones AISI sobre separación y distancias mínimas a los bordes a fin de incluir especificaciones adicionales para uniones abulonadas con agujeros normales, holgados y ovalados. La distancia mínima al borde de cada pieza individual unida, e_{\min} , se determina empleando la resistencia a la tracción del acero (F_u) y el espesor de la pieza unida. Estos requisitos de diseño se basan en la siguiente expresión básica establecida a partir de los resultados de ensayo:

$$e = P / F_u t \quad \text{(C-E.3.1-1)}$$

siendo:

- e** la distancia mínima al borde requerida para impedir la falla por corte de la pieza conectada para una fuerza **P**, transmitida por un bulón,
- t** el espesor de la pieza unida más delgada.

A los fines del cálculo se utilizó un factor de seguridad igual a **2,0** para $F_u/F_{sy} \geq 1,10$ según el grado de correlación entre la expresión anterior y los datos de ensayo. La resistencia al corte de la chapa resulta de una expresión diferente a la dada en el Reglamento CIRSOC 301-2005 que está en función de la distancia desde el borde del agujero y no desde el centro del mismo, y con un factor de resistencia mayor. La resistencia de diseño dada por la especificación base resulta aproximadamente 17 % mayor que la dada por el CIRSOC 301-2005 para las distancias mínimas. **Para compatibilizar las resistencias de diseño del Reglamento CIRSOC 303 - 2009 con las del CIRSOC 301-2005 se adopta en aquél un factor de resistencia de 0,65.**

También, en 1980 se agregaron varios requisitos a la Especificación AISI referidos a:

- (1) la mínima distancia entre los centros de los agujeros, según se requiera para colocar los bulones,
- (2) la distancia libre requerida entre los bordes de dos agujeros adyacentes
- (3) la mínima distancia entre el borde del agujero y el extremo del miembro.

Estas especificaciones se mantienen en la Edición 2001 de la AISI.

Los datos de ensayo usados para desarrollar la expresión (C-E.3.1-1) están documentados en Winter (1956a y 1956b) y Yu (1982, 1985 y 1992).

C E.3.2. Rotura en la sección neta (Retardo de corte)

En el Reglamento, la resistencia de diseño a la tracción (ϕP_n) en la sección neta de las partes unidas se determina de acuerdo con los artículos C.2 y E.3.2; la que resulte menor.

Al utilizar las expresiones incluidas en el artículo E.3.2 es necesario tener en cuenta las siguientes observaciones:

- (1) Las especificaciones solamente son aplicables cuando el espesor de la parte unida más delgada sea menor que **5 mm**. Para espesores mayores o iguales que **5 mm**, la resistencia de diseño a la tracción se determina según el Reglamento CIRSOC 301-2005.
- (2) Para un bulón simple o una sola línea de bulones perpendicular a la fuerza, la resistencia nominal a la tracción P_n en la sección neta de un miembro unido se determinará por medio de la resistencia a la tracción del acero de la pieza unida (F_u) y la relación (d/s).
- (3) Se incluyen diferentes expresiones para uniones abulonadas con y sin arandelas (Chong y Matlock, 1974).
- (4) La resistencia nominal a la tracción en la sección neta de un miembro conectado se basa en el tipo de unión, ya sea una unión solapada de corte simple o una unión a tope de corte doble.

La utilización de una distribución en tresbolillo o en diagonal para los bulones incrementa el área de la sección neta para el estado límite de rotura en la sección neta. LaBoube y Yu (1995) resumieron los descubrimientos de los limitados estudios del comportamiento de uniones abulonadas con una disposición en tresbolillo. Las investigaciones muestran que el ancho del plano de rotura puede ser ajustado con el uso de la cantidad $s^2/4g$. El uso de una distribución en tresbolillo es poco común en la construcción en acero conformado en frío.

El **retardo de corte** es un efecto que disminuye la resistencia a tracción de la sección transversal. En base a estudios realizados en UMR (LaBoube y Yu, 1995) se han desarrollado expresiones de diseño que permiten estimar la influencia del retardo de corte.

Las investigaciones demostraron que los efectos del retardo de corte son distintos para secciones ángulo que para secciones U. Sin embargo, para ambas formas seccionales, los parámetros que controlan el efecto son la distancia entre el centro de gravedad de la sección transversal y el plano de corte de la unión, y la longitud de la unión abulonada (Figura C-E.3-1)

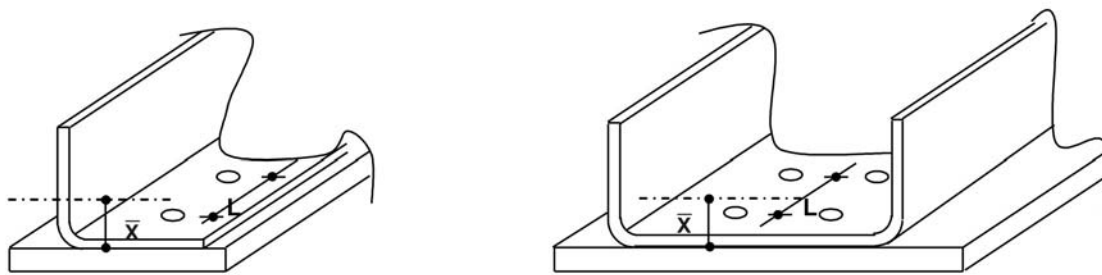


Figura C-E.3-1 Definición de \bar{x} y L para uniones abulonadas en secciones ángulo y U

Las investigaciones muestran que para uniones de secciones conformadas en frío con un bulón simple, la resistencia nominal está controlada por el aplastamiento de la chapa y no por la rotura de la sección neta.

Ensayos previos han mostrado que para uniones de chapas planas con un bulón simple o una sola línea de bulones perpendicular a la dirección de la fuerza (Chong y Matlock, 1975; Carril, LaBoube y Yu, 1994), la rotación de la junta y la deformación fuera del plano de las chapas son excesivas. La reducción de la resistencia debida al desgarramiento de la chapa en la sección neta se considera en las expresiones (E.3.2-2) y (E.3.2-4) del Reglamento en función de la relación (d/s) y del uso de arandelas (AISI, 1996). Para uniones de chapas planas con múltiples bulones en la dirección de la fuerza, que presentan menor deformación fuera del plano, la reducción de resistencia no es requerida en el Reglamento (Rogers y Hancock, 1998).

En las uniones de chapas planas con bulones dispuestos en tresbolillo, como se muestra en la Figura C- E.3-2, la resistencia nominal a tracción de la línea ABDE puede ser determinada mediante el artículo E.3.2(1) del Reglamento. Adicionalmente, la resistencia a tracción de la línea ABCDE puede ser determinada por medio del artículo E.3.2(2) del Reglamento. Para este caso, la expresión (E.3.2-2) puede ser usada para calcular F_t a lo largo de cada línea de bulones paralela a la fuerza que tiene un solo bulón.

El valor de ϕ utilizado en la expresión (E.3.2-8) se basa en análisis estadísticos de datos de ensayos con un valor $\beta = 3,5$.

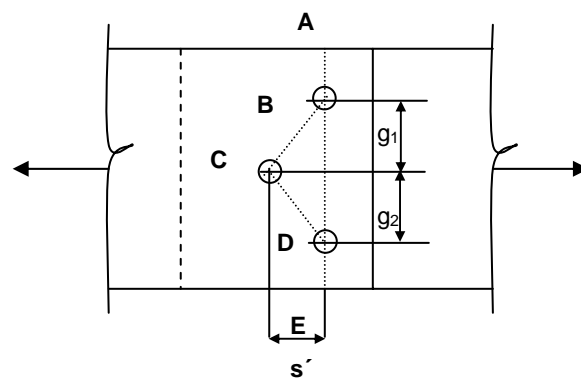


Figura C-E.3-2 Uniones de chapas planas con bulones en tresbolillo.

C E.3.3. Aplastamiento de la chapa en los agujeros

Los datos de ensayo disponibles indican que la resistencia al aplastamiento de la chapa en las uniones abulonadas depende de diversas condiciones, tales como la resistencia a la tracción del acero, el espesor de las piezas unidas, si se trata de una unión con corte simple o con doble corte, la relación F_u/F_{sy} y el uso de arandelas (Winter, 1956a y 1956b; Chong y Matlock, 1974; Yu, 1982 y 2000). Estos parámetros de diseño fueron usados en las Ediciones 1996 y anteriores de la Especificación AISI. En la Edición 2001 de la AISI y en este Reglamento la expresión de diseño y las Tablas para determinar la resistencia al aplastamiento de la chapa sin permitir la deformación de la chapa se basan en trabajos de investigación recientes realizados en la Universidad de Sydney (Rogers y Handcock, 1998) y en la Universidad de Waterloo (Wallace, Schuster y LaBoube, 2001 a y 2001b).

C E.3.3.1. Resistencia al aplastamiento con deformación permitida

Rogers y Hancock (1998) desarrollaron la expresión de diseño para el aplastamiento de la chapa en uniones abulonadas con arandelas (Tabla E.3-2 del Reglamento). En base a las investigaciones realizadas en la Universidad de Waterloo (Wallace, Schuster y LaBoube, 2001 a) la expresión de Rogers y Hancock fue extendida a uniones abulonadas sin arandela y a la chapa interior de uniones de corte doble con y sin arandelas (Tabla E.3-3 del Reglamento). En la Tabla E.3-2 del Reglamento, el **factor de aplastamiento C** depende de la relación entre el diámetro del bulón y el espesor de la chapa (d/t). La expresión de diseño del artículo E.3.3.1 está basada en datos válidos de ensayos. Por ello, para espesores menores que **0,61 mm** es necesario realizar ensayos para determinar el comportamiento estructural de las chapas.

El factor de resistencia está basado en datos válidos de ensayos (Wallace, Schuster y LaBoube, 2001 b).

C E.3.3.2. Resistencia al aplastamiento sin permitir deformación

Basado en investigaciones realizadas en la Universidad de Missouri-Rolla (LaBoube y Yu, 1995), la expresión de diseño ha sido desarrollada aceptando una deformación del agujero previa a que se alcance el límite de resistencia al aplastamiento de la chapa en la unión abulonada. En las investigaciones se adoptó como deformación límite aceptable **6,4 mm**.

Este límite es consistente con la deformación permitida en miembros de acero laminado en caliente (Sección C-J.3.10 de los Comentarios al Reglamento CIRSOC 301-2005).

C E.3.4. Resistencia al corte y a la tracción en los bulones

Las tensiones nominales y los factores de resistencia dados en la Tabla E.3-4 del Reglamento se corresponden con los adoptados por el Reglamento CIRSOC 301-2005 para los Bulones A307, ISO 4.6, A325, ISO 8.8, A490, ISO 10.9. Para los bulones A449 con diámetros menores que **12,7 mm.**, las tensiones de tracción admisibles se redujeron en un 10 por ciento con respecto a las de los bulones con diámetros no menores que **12,7 mm.**

Esto se debe a que para los bulones con diámetros de **1/4 pulgada (6,4 mm)** y **3/8 pulgada (9,53 mm)** el promedio de la relación (área traccionada) / (área bruta) es igual a **0,68**, valor que es aproximadamente **10%** menor que la relación de áreas promedio

correspondiente a bulones de $\frac{1}{2}$ **pulgada (12,7 mm)** y **1 pulgada (25,4 mm)** de diámetro que es igual a **0,75**.

Las expresiones de diseño para los bulones sometidos a una combinación de corte y tracción contenidas en la Tabla E.3-5 del Reglamento se adoptaron del Reglamento CIRSOC 301-2005 y están basadas en la consideración de tres rectas que se aproximan a la curva real de interacción; (ver la Sección C-J.3.7 de los Comentarios al Reglamento CIRSOC 301-2005).

En el cálculo de las uniones abulonadas también se debe considerar la posibilidad de aplastamiento de la chapa unida bajo la cabeza del bulón, la tuerca o la arandela si los bulones están traccionados, especialmente en el caso de revestimientos de poco espesor.

En los perfiles no simétricos, tales como los perfiles **C** y **Z** utilizados como correas o cabios, este problema es aún más grave debido a la acción de palanca que resulta de la rotación del miembro que frecuentemente se produce como consecuencia de las cargas normales al revestimiento. El Proyectista Estructural debe determinar el efecto de la acción de palanca.

C E.4. UNIONES ATORNILLADAS

Se analizaron los resultados de más de 3500 ensayos realizados en todo el mundo para formular especificaciones para las uniones atornilladas (Pekoz, 1990). Se consideraron las Recomendaciones Europeas (1987) y las Normas Británicas (1992), las cuales se modificaron según resultó adecuado. Debido a que las especificaciones se aplican a muy diferentes uniones atornilladas y tipos de tornillo, éstas implican un mayor grado de conservadurismo que el habitual en el resto del Reglamento. La intención es que estas especificaciones se utilicen cuando no haya una cantidad suficiente de resultados de ensayos disponibles para una aplicación determinada. Se puede obtener un mayor grado de precisión ensayando cualquier aplicación dada (AISI, 1992).

Para lograr un comportamiento satisfactorio es importante la adecuada colocación de los tornillos. Generalmente se utilizan herramientas eléctricas con controles de torque ajustables y limitaciones a la profundidad de penetración.

Los ensayos de uniones atornilladas utilizados para formular las especificaciones incluyeron probetas con un solo pasador y también probetas con múltiples pasadores. Sin embargo, se recomienda utilizar al menos dos tornillos para unir elementos individuales. De esta manera se logra redundancia para el caso de falta de torque, exceso de torque, etc. y se limita la distorsión de las uniones solapadas de miembros planos no conformados tales como flejes.

Para mayor conveniencia del Proyectista o Diseñador Estructural, la Tabla C-E.4-1 presenta la correspondencia entre la designación numérica utilizada habitualmente para los tornillos y su diámetro nominal. En la Figura C-E.4-1 se indica la forma de medir el diámetro nominal.

| Tabla C-E4-1 Diámetro nominal de los tornillos | | |
|--|-----------------------|------|
| Designación numérica | Diámetro nominal, d | |
| | Pulgada | mm |
| 0 | 0,060 | 1,52 |
| 1 | 0,073 | 1,85 |
| 2 | 0,086 | 2,18 |
| 3 | 0,099 | 2,51 |
| 4 | 0,112 | 2,84 |
| 5 | 0,125 | 3,18 |
| 6 | 0,138 | 3,51 |
| 7 | 0,151 | 3,84 |
| 8 | 0,164 | 4,17 |
| 10 | 0,190 | 4,83 |
| 12 | 0,216 | 5,49 |
| ¼ | 0,250 | 6,35 |

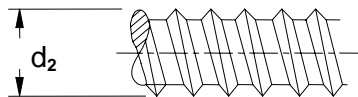


Figura C-E4-1 Diámetro nominal de los tornillos.

C E.4.1. Separación mínima

La separación mínima es igual a la especificada para los bulones.

C E.4.2. Distancias mínimas a los bordes y a los extremos

En la Edición 2001 de la Especificación AISI la mínima distancia a los bordes fue disminuida de $3 d$ a $1,5 d$ fundamentado en que la resistencia nominal a corte del tornillo está basada en esa distancia al borde.

C E.4.3. Resistencia al Corte

C E.4.3.1. Uniones sometidas a corte; limitaciones por volcamiento del tornillo y aplastamiento de la chapa

Las uniones atornilladas sometidas a corte pueden fallar en un solo modo o en una combinación de varios modos diferentes. Estos modos son corte del tornillo, desgarramiento de los bordes, volcamiento y posterior arrancamiento del tornillo y aplastamiento de los materiales unidos.

El volcamiento del tornillo, seguido por el arrancamiento de los filetes de la rosca ubicados por fuera de la chapa inferior, reduce la capacidad a corte de la unión con respecto a la resistencia al aplastamiento típica de la unión (Figura C-E.4-2).

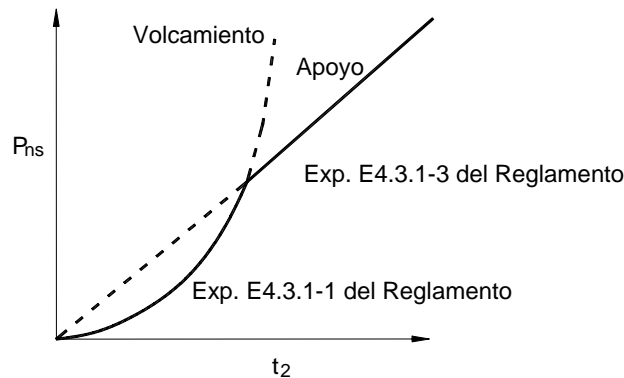


Figura C-E.4-2 Comparación de volcamiento y aplastamiento.

Las especificaciones se centran en los modos de falla por volcamiento y por aplastamiento.

Se dan dos casos que dependen de la relación de los espesores de los miembros unidos.

Normalmente la cabeza del tornillo está en contacto con el material de menor espesor, como se ilustra en la Figura C-E.4-3. Sin embargo, cuando ambos miembros tengan el mismo espesor o cuando el miembro de mayor espesor sea el que está en contacto con la cabeza del tornillo, también será necesario considerar el volcamiento como se ilustra en la Figura C-E.4-4.

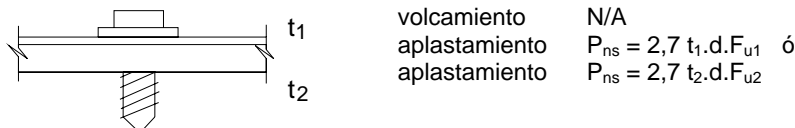


Figura C-E.4-3 Expresiones de diseño para $t_2 / t_1 \geq 2,5$

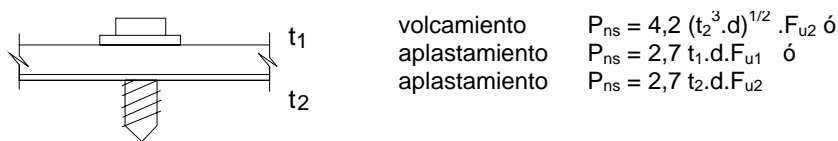


Figura C-E.4-4 Expresiones de diseño para $t_2 / t_1 \leq 1,0$

Es necesario determinar la menor capacidad al aplastamiento de los dos miembros en base al producto de sus respectivos espesores por sus resistencias a la tracción de los aceros.

C E.4.3.2. Uniones sometidas a corte; limitación por la distancia al borde

La resistencia nominal al corte por tornillo está limitada por su distancia al borde de la misma manera que para los bulones.

C E.4.3.3. Resistencia al corte de los tornillos

La resistencia al corte propia del tornillo debe ser conocida y documentada a partir de ensayos. El fabricante debe establecer y publicar la resistencia de los tornillos. A fin de

evitar rotura frágil y brusca por corte de los tornillos, el artículo E.4.3.3 del Reglamento limita la resistencia al **80% de la resistencia al corte del tornillo informada por el fabricante o determinada mediante ensayos en laboratorios independientes debidamente habilitados.**

C E.4.4. Resistencia a la tracción

Las uniones atornilladas traccionadas pueden fallar ya sea por arrancamiento del tornillo de la chapa (arrancamiento), o por aplastamiento del material sobre la cabeza del tornillo y la arandela, si es que se utilizan arandelas (aplastamiento), o por rotura por tracción del tornillo. Los estados límites de servicio correspondientes a distorsión bruta no están cubiertos por las expresiones dadas en el artículo E4.4 del Reglamento.

El diámetro y la rigidez del conjunto de la cabeza del pasador así como el espesor y la resistencia a la tracción del acero de la chapa, afectan significativamente la carga de falla por aplastamiento de una unión.

En la actualidad se utilizan gran variedad de arandelas y tipos de cabeza. Las arandelas deben tener un **espesor de al menos 1,27 mm** para soportar esfuerzos de flexión con poca deformación o sin deformación alguna.

C E.4.4.1. Arrancamiento

Para el estado límite de arrancamiento, la expresión (E.4.4.1-1) del Reglamento se estableció en base a las Recomendaciones Europeas modificadas y a los resultados de una gran cantidad de ensayos. Los datos estadísticos para el cálculo al arrancamiento fueron presentados por Pejoz (1990).

C E.4.4.2. Aplastamiento

Para el estado límite de aplastamiento, la expresión (E.4.4.2-1) del Reglamento se estableció en base a la Norma Británica modificada y a los resultados de una serie de ensayos informados por Pekoz (1990).

C E.4.4.3. Resistencia a tracción de los tornillos

La resistencia a tracción de los tornillos también debe ser conocida y estar documentada a partir de ensayos. La resistencia a tracción de los tornillos deberá ser determinada y publicada por el fabricante. A fin de impedir la falla frágil y brusca por tracción del tornillo se limita su resistencia al **80% de la resistencia a la tracción del tornillo informada por el fabricante o determinada mediante ensayos en laboratorios independientes debidamente habilitados.**

C E.5. RESISTENCIA A LA ROTURA

Las uniones ensayadas por Birkemoe y Gilmore (1978) demostraron que en las vigas rebajadas es posible que se produzca una falla por desgarramiento como las que se ilustran en la Figura C-E.5-1(a) a lo largo del perímetro de los agujeros. Hardash y Bjorhovde (1985) han demostrado los efectos de desgarramiento para miembros traccionados como se muestra en las Figuras C-E.5-1(b) y C-E.5-2. Las especificaciones

incluidas en el artículo E.5 del Reglamento para rotura por corte fueron adoptados de la Especificación AISI (AISC, 1978) y son las mismas del Reglamento CIRSOC 301-2005.

Para información adicional sobre la resistencia a la rotura por tracción y la resistencia a la rotura de bloque por corte de las uniones (Figuras C-E.5-1 y C-E.5-2), ver los Comentarios al Reglamento CIRSOC 301-2005.

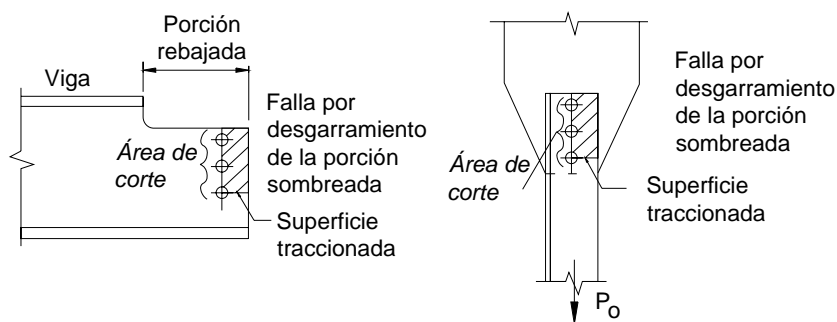


Figura C-E.5-1 Modos de falla para rotura de bloque por corte.

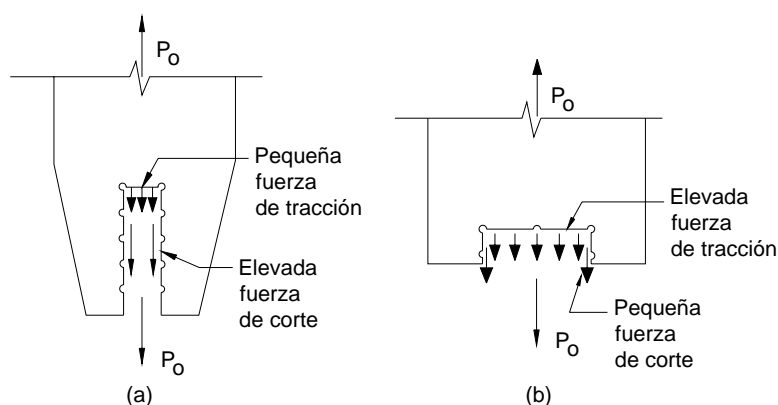


Figura C-E5-2 Rotura de bloque por corte en tracción.

La rotura de bloque de corte es un estado límite para el cual la resistencia es determinada por la suma de la resistencia a corte en la línea de falla paralela a la fuerza y la resistencia a tracción en el segmento perpendicular a la fuerza, como se muestra en la Figura C-E.5-2. No existe un programa amplio de ensayos relativo a la rotura de bloque de corte para miembros de acero conformado en frío. Sin embargo, limitados estudios realizados en la Universidad de Missouri-Rolla indican que las especificaciones para miembros de acero laminados en caliente pueden ser aplicadas para miembros de acero conformado en frío.

Los factores de resistencia para rotura de bloque de corte son menores que los adoptados por el Reglamento CIRSOC 301-2005 y han sido adoptados de la Especificación AISI - 2001. Los mismos se basan en el comportamiento de uniones soldadas.

Para el cálculo del área neta del alma, A_{wn} , para vigas rebajadas, la altura del alma se debe considerar en la parte plana del alma, tal como se indica en la Figura C.E.5-3



Figura C-E.5-3 Definición de h_{wc} .

C E.6. UNIONES CON OTROS MATERIALES

C E.6.1. Apoyos

Los requisitos de diseño para la resistencia nominal de apoyo sobre otros materiales deberán ser adoptados de las Especificaciones correspondientes a esos materiales.

C E.6.2. Tracción

Este artículo se incluye en el Reglamento para alertar a los Proyectistas o Diseñadores Estructurales sobre la tracción en los pasadores y en las piezas unidas.

C E.6.3. Corte

Este artículo del Reglamento se incluye para alertar a los Proyectistas o Diseñadores Estructurales sobre la transferencia de las fuerzas de corte desde los componentes de acero a los componentes adyacentes de otros materiales.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO F.

ENSAYOS PARA CASOS ESPECIALES

Todos los ensayos para

- (a) determinar o confirmar el comportamiento estructural y
- (b) determinar las propiedades mecánicas,

deberán ser realizados por laboratorios de ensayos debidamente calificados tanto sean laboratorios independientes como laboratorios de ensayos de algún fabricante.

Para realizar ensayos sobre diafragmas de acero conformado en frío (no incluidos en las especificaciones del Capítulo F) se puede consultar en la publicación ***Design of Light Gauge Steel Diaphragms*** (AISI, 1967) hasta tanto no esté disponible una norma IRAM o IRAM-IAS sobre este tema. En el libro “Cold- Formed Steel Design” (Yu, 1991) en su Capítulo 9 se presenta una discusión general sobre los diafragmas de acero estructurales.

C F.1. ENSAYOS PARA DETERMINAR EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

Este artículo contiene especificaciones para obtener la resistencia de diseño (resistencia nominal y factor de resistencia) y la rigidez por medio de ensayos de carga para aquellos casos en que lo permite el Reglamento y para los cuales esos valores no pueden obtenerse por aplicación de las especificaciones de los Capítulos A a E del Reglamento.

La determinación de la capacidad de carga de los elementos, conjuntos, uniones o miembros ensayados se basa en los mismos procedimientos utilizados para calibrar los criterios de diseño para el Proyecto por Factores de Carga y Resistencia (LRFD), para lo cual el factor ϕ se puede calcular utilizando la expresión (C-A.4.1.1-15) con el factor **1,42** en lugar de **1,52** siguiendo el criterio de Canadá en la Especificación base AISI 2001, a fin de adaptarla a las condiciones del medio.

El factor de corrección C_p se utiliza en la expresión F.1-2 del Reglamento para determinar el factor ϕ de manera de tomar en cuenta la influencia del pequeño número de ensayos (Pekoz y Hall, 1988b y Tsai, 1992). Se debe observar que, cuando el número de ensayos es lo suficientemente grande, el efecto del factor de corrección es despreciable.

En la edición 1996 de la Especificación AISI se revisó la expresión (F.1-3) ya que la antigua fórmula para C_p podría no ser conservadora para combinaciones de V_p elevado y muestras de pequeño tamaño (Tsai, 1992). Esta revisión permite reducir el mínimo número de ensayos de cuatro a tres muestras idénticas. En consecuencia, el límite de $\pm 10\%$ establecido para la desviación se relajó a $\pm 15\%$ en la AISI 2001. El empleo de C_p con un V_p mínimo reduce la necesidad de esta restricción. Sin embargo en el Reglamento se ha mantenido este límite ante la falta de datos estadísticos de nuestro medio. En la expresión (F.1-3) del Reglamento se halló un valor numérico de $C_p = 5,7$ para $n = 3$, por comparación con un método biparamétrico desarrollado por Tsai (1992). Este se basa en el valor dado de V_Q y otras estadísticas listadas en la Tabla F.1-1 del Reglamento, suponiendo

que V_p no será mayor que aproximadamente de **0,2**. Los requisitos del artículo F.1(a) del Reglamento para $n = 3$ ayudan a garantizarlo.

Cuando en la expresión (F.1-2) del Reglamento se utilice el valor mínimo para V_p de **6,5%** para el caso de tres ensayos, se obtendrán factores de seguridad similares a los de la edición 1986 de la Especificación AISI para ASD, es decir, aproximadamente **2,0** para los miembros y **2,5** para las uniones. Los informes de calibración para LRFD de Hsiao, Yu y Galambos (1988a) indican que V_p casi siempre es mayor que **0,065** para los componentes habituales de acero conformado en frío, y que algunas veces puede alcanzar valores de **0,20** o superiores. El valor mínimo de V_p ayuda a impedir la potencial situación no conservadora en comparación con los valores de V_p implícitos en los criterios de diseño por LRFD.

Cuando se evalúa el coeficiente de variación V_p a partir de datos de ensayo se debe cuidar de utilizar el coeficiente de variación para una muestra. Este se calcula de la siguiente manera:

$$V_p = \frac{\sqrt{s^2}}{R_m}$$

siendo:

s^2 la varianza de la muestra de todos los resultados de ensayo.

$$= \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (R_i - R_m)^2$$

R_m el promedio de todos los resultados de ensayo.

R_i el resultado de ensayo i de un total de n resultados.

Alternativamente V_p se puede calcular como la desviación estándar de la muestra de n relaciones R_i/R_m .

Para las vigas que tienen un ala unida mediante pasadores a un tablero o revestimiento y el ala comprimida sin arriostramiento lateral (sometida al levantamiento provocado por el viento), la calibración se basa en una combinación de cargas de **1,17W - 0,9D** con $D/W = 0,1$ (para una discusión detallada, ver el Comentario al artículo C.3.1.3).

Los datos estadísticos necesarios para determinar el factor de resistencia se listan en la Tabla F.1- del Reglamento. Los datos listados para las uniones atornilladas fueron añadidos en la Especificación base en 1996 en base al estudio de uniones abulonadas informado por Rang, Galambos y Yu (1979b). Los mismos datos estadísticos correspondientes a M_m , V_m , F_m y V_F fueron utilizados por Pekoz para desarrollar los criterios de diseño para uniones atornilladas (Pekoz, 1990).

En 1999 se añadieron dos nuevas categorías en la Tabla F.1-1 de la AISI: "**Miembros Estructurales no indicados arriba**" y "**Uniones no indicadas arriba**". Ello por considerar necesario la inclusión de miembros y uniones distintas de las incluidas en las clasificaciones existentes resultantes de nuevos diseños y elementos disponibles. Los valores estadísticos para esas categorías se tomaron como los más conservadores de los valores existentes en la Tabla.

C F.2. ENSAYOS PARA CONFIRMAR EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

Los miembros, uniones y conjuntos estructurales proyectados con las especificaciones de los Capítulos A a E del Reglamento no requieren ninguna confirmación mediante ensayo de los resultados calculados. Sin embargo, es posible que surjan situaciones especiales en las cuales sería deseable confirmar mediante ensayos los resultados de los cálculos. Los ensayos pueden ser requeridos por el fabricante, el ingeniero o una tercera parte interesada.

Debido a que el Proyecto se realiza de acuerdo con el Reglamento, todo lo que se requiere es que la muestra o conjunto ensayado demuestre una resistencia no menor que la resistencia nominal aplicable R_n .

C F.3. ENSAYOS PARA DETERMINAR PROPIEDADES MECÁNICAS

C F.3.1. Sección bruta

En el artículo A.2.8.2 del Reglamento se incorporan métodos explícitos para utilizar los efectos del trabajo de conformación en frío. En dicho artículo se especifica que las propiedades mecánicas de la sección conformada, en particular la tensión de fluencia, se pueden determinar ya sea mediante ensayos de la sección completa o calculando la resistencia de las esquinas y calculando el promedio ponderado para la resistencia de las esquinas y las porciones planas. La resistencia de las porciones planas se puede tomar como la resistencia del acero virgen antes de la conformación, o bien se puede determinar mediante ensayos de tracción especiales sobre muestras cortadas de porciones planas de la sección conformada. Este artículo del Reglamento detalla los tipos y métodos de ensayo, y el número requerido para utilizar en relación con el artículo A.2.8.2 del Reglamento. Los ensayos deberán ser realizados de acuerdo con las normas IRAM o IRAM-IAS correspondientes. Ante la falta de normas IRAM o IRAM-IAS específicas, se pueden consultar los detalles sobre los procedimientos de ensayo que se han empleado para estos propósitos, en la Especificación AISI (1968), Chajes, Britvec y Winter (1963) y Karren (1967). En la Parte VIII del Manual de Diseño AISI (AISI, 1996) se incluye un método de ensayo de columna corta para determinar el área efectiva de las columnas de acero conformado en frío, (Stub Column Test Method for Effective Area of Cold-Formed Steel - ver página www.inti.gob.ar/cirsoc (en bibliografía específica)).

C F.3.2. Elementos planos de secciones conformadas

El artículo F.3.2 del Reglamento proporciona los requisitos básicos para determinar las propiedades mecánicas de los elementos planos de las secciones conformadas. Estas propiedades determinadas mediante ensayos se deben utilizar en el artículo A.2.8.2 del Reglamento para calcular el límite de fluencia promedio de la sección conformada considerando el aumento de la resistencia debido al trabajo en frío.

C F.3.3. Acero virgen

Para aceros diferentes a los listados en el artículo A.2.1 del Reglamento, las propiedades relacionadas con la tracción del acero virgen utilizadas para calcular el límite de fluencia incrementado de la sección conformada, también se deberán determinar de acuerdo con las normas IRAM-IAS correspondientes, indicadas en la norma IRAM-IAS U 500-42.

BIBLIOGRAFÍA

Albrecht, R. E. (1988), "Developments and Future Needs in Welding Cold-Formed Steel," *Proceedings of the Ninth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, November 1988.

Allen, D. E. and T. M. Murray (1993), "Designing Criterion for Vibrations Due to Walking," *Engineering Journal*, AISC, Fourth Quarter, 1993.

American Institute of Steel Construction (1978), *Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings*, Chicago, IL, November 1978.

American Institute of Steel Construction (1986), *Load and Resistance Factor Design Specification For Structural Steel Buildings*, Chicago, IL, 1986.

American Institute of Steel Construction (1989), *Specification for Structural Steel Buildings - Allowable Stress Design and Plastic Design*, Chicago, IL, 1989.

American Institute of Steel Construction (1993), *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, Chicago, IL, December 1993.

American Iron and Steel Institute (1946), *Specification for the Design of Light Gage Steel Structural Members*, New York, NY, 1946.

American Iron and Steel Institute (1949), *Light Gage Steel Design Manual*, New York, NY, 1949.

American Iron and Steel Institute (1956), *Light Gage Cold-Formed Steel Design Manual*, (Part I- Specification, Part II- Supplementary Information, Part III- Illustrative Examples, Part IV - Charts and Tables of Structural Properties, and Appendix), New York, NY, 1956.

American Iron and Steel Institute (1960), *Specification for the Design of Light Gage Cold-Formed Steel Structural Members*, New York, NY, 1960.

American Iron and Steel Institute (1961), *Light Gage Cold-Formed Steel Design Manual*, (Part I - Specification, Part II - Supplementary Information, Part III - Illustrative Examples, Part IV - Charts and Tables of Structural Properties, and Appendix), New York, NY, 1961.

American Iron and Steel Institute (1962), *Light Gage Cold-Formed Steel Design Manual*, (Part I - Specification, Part II - Supplementary Information, Part III - Illustrative Examples, Part IV - Charts and Tables of Structural Properties, Appendix, and Commentary on the 1962 Edition of the Specification by George Winter), New York, NY, 1962.

American Iron and Steel Institute (1967), *Design of Light Gage Steel Diaphragms*, First Edition, New York, NY, 1967.

American Iron and Steel Institute (1968), *Specification for the Design of Cold- Formed Steel Structural Members*, New York, NY, 1968.

American Iron and Steel Institute (1977), *Cold-Formed Steel Design Manual*, (Part I - Specification, 1968 Edition; Part II - Commentary by George Winter, 1970 Edition; Part IV - Illustrative Examples, 1972 Edition, March 1977; and Part V - Charts and Tables, 1977 Edition), Washington, D.C., 1977.

American Iron and Steel Institute (1983), *Cold-Formed Steel Design Manual*, (Part I - Specification, 1980 Edition, Part II - Commentary, Part II - Supplementary Information, Part IV - Illustrative Examples, Part V - Charts and Tables), Washington, D. C., 1983.

American Iron and Steel Institute (1986), *Cold-Formed Steel Design Manual*, (Part I - Specification, 1986 Edition with the 1989 Addendum, Part II - Commentary, 1986 Edition with the 1989 Addendum, Part III - Supplementary Information, Part IV - Illustrative Examples, Part V - Charts and Tables, Part VI - Computer Aids, Part VII - Test Procedures), Washington, D. C., 1986.

American Iron and Steel Institute (1991), *LRFD Cold-Formed Steel Design Manual*, (Part I - Specification, Part II - Commentary, Part III - Supplementary Information, Part IV - Illustrative Examples, Part V - Charts and Tables, Part VI - Computer Aids, Part VI1 - Test Procedures), Washington, D. C., 1991.

American Iron and Steel Institute (1992), "Test Methods for Mechanically Fastened Cold-Formed Steel Connections," Research Report CF92-2, Washington, D. C., 1992.

American Iron and Steel Institute (1995), "Design Guide for Cold-Formed Steel Trusses," Publication RG-95-18, Washington, D.C., 1995.

American Iron and Steel Institute (1996), *Cold-Formed Steel Design Manual*, Washington, D. C., 1996.

American Society for Testing and Materials (1994), "Standard Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products," ASTM 370, 1994.

American Society of Civil Engineers (1991), *Specification for the Design and Construction of Composite Slabs and Commentary on Specifications for the Design and Construction of Composite Slabs*, ANSI/ASCE 3-91, 1991.

American Society of Civil Engineers (1995), *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ASCE Standard 7-95, 1995.

American Welding Society (1966), *Recommended Practice for Resistance Welding*, AWS C1.1. 66, Miami, FL, 1966.

American Welding Society (1970), *Recommended Practice for Resistance Welding Coated Low Carbon Steels*, AWS C1.3-70, (Reaffirmed 1987), Miami, FL, 1970.

American Welding Society (1989), *Structural Welding Code - Sheet Steel*, ANSI/AWS D1.3-89, Miami, FL, 1989.

American Welding Society (1996), *Structural Welding Code - Steel*, ANSI/AWS D1.1-96, Miami, FL, 1996.

- Bhakta, B.H., R.A. LaBoube, and W.W. Yu (1992), "The Effect of Flange Restraint on Web Crippling Strength," Final Report, Civil Engineering Study 92-1, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, March 1992.
- Birkemoe, P. C. and M. I. Gilmor (1978), Behavior of Bearing - Critical Double- Angle Beam Connections, *Engineering Journal*, AISC, Fourth Quarter, 1978.
- Bleich, F. (1952), Buckling Strength of Metal Structures, McGraw-Hill Book Co., New York, NY, 1952.
- British Standards Institution (1992), British Standard: Structural Use of Steelwork in Building, "Part 5 - Code of Practice for Design of Cold-Formed Sections," BS 5950: Part 5: CF92-2, 1992.
- Brockenbrough, R. L. (1995), Fastening of Cold-Formed Steel Framing, American Iron and Steel Institute, Washington, DC, September 1995.
- Bulson, P. S. (1969), The Stability of Flat Plates, American Elsevier Publishing Company, New York, NY, 1969.
- Cain, D.E., R.A. LaBoube and W.W. Yu (1995), "The Effect of Flange Restraint on Web Crippling Strength of Cold-Formed Steel Z - and I-Sections," Final Report, Civil Engineering Study 95-2, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, May 1995.
- Carril, J.L., R. A. LaBoube and W. W. Yu (1994), "Tensile and Bearing Capacities of Bolted Connections," First Summary Report, Civil Engineering Study 94-1, University of Missouri-Rolla, Rolla, Mo., May 1994.
- Chajes, A., S. J. Britvec and G. Winter (1963), "Effects of Cold-Straining on Structural Steels," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 89, No. ST2, February 1963.
- Chajes, A. and G. Winter (1965), "Torsional-Flexural Buckling of Thin-Walled Members," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 91, No. ST4, August 1965.
- Chajes, A., P.J. Fang, and G. Winter (1966), "Torsional-Flexural Buckling, Elastic and Inelastic, of Cold-Formed Thin-Walled Columns," *Engineering Research Bulletin*, No. 66-1, Cornell University, 1966.
- Chong, K. P. and R. B. Matlock (1974), "Light Gage Steel Bolted Connections without Washers," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 101, No. ST7, July 1974.
- Cohen, J. M. and T. B. Pekoz (1987), "Local Buckling Behavior of Plate Elements," Research Report, Cornell University, 1987.
- Davis, C. S. and W. W. Yu (1972), "The Structural Performance of Cold-Formed Steel Members with Perforated Elements," Final Report, University of Missouri- Rolla, Rolla, MO, May 1972.
- Department of Army (1985), Seismic Design for Buildings, U.S. Army Technical Manual 5-809-10, Washington, D.C., 1985.
- Desmond, T. P., T. B. Pekoz and G. Winter (1981a), "Edge Stiffeners for Thin-Walled Members," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 107, No. ST2, February 1981.

Desmond, T. P., T. B. Pekoz and G. Winter (1981b), "Intermediate Stiffeners for Thin-Walled Members," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 107, No. ST4, April 1981.

DeWolf, J.T., T. B. Pekoz and G. Winter (1974), "Local and Overall Buckling of Cold-Formed Steel Members," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 100, October 1974.

Dhalla, A. K., S. J. Errera and G. Winter (1971), "Connections in Thin Low-Ductility Steels," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 97, No. ST10, October 1971.

Dhalla, A. K. and G. Winter (1974a), "Steel Ductility Measurements," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 100, No. ST2, February 1974.

Dhalla, A. K. and G. Winter (1974b), "Suggested Steel Ductility Requirements," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 100, No. ST2, February 1974.

Douty, R. T. (1962), "A Design Approach to the Strength of Laterally Unbraced Compression Flanges," *Bulletin No. 37*, Cornell University, Ithaca, NY, 1962.

Ellifritt, D. S. (1977), "The Mysterious 113 Stress Increase," *Engineering Journal*, AISC, Fourth Quarter, 1977.

Ellifritt, D. S., T. Sputo and J. Haynes (1992), "Flexural Capacity of Discretely Braced C's and Z's," *Proceedings of the Eleventh International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, October 1992.

Ellingwood, B., T. V. Galambos, J. G. MacGregor, and C. A. Cornell(1980), "Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A58: Building Code Requirements for Minimum Design Loads in Buildings and Other Structures," U.S. Department of Commerce, National Bureau of Standards, *NBS Special Publication 577*, June 1980.

Ellingwood, B., J. G. MacGregor, T. V. Galambos, and C. A. Cornell(1982), "Probability Based Load Criteria: Load Factors and Load Combinations," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 108, No. ST5, May 1982.

Ellingwood, B. (1989), "Serviceability Guidelines for Steel Structures," *Engineering Journal*, AISC, First Quarter, 1989.

European Convention for Constructional Steelwork (1977), "European Recommendations for the Stressed Skin Design of Steel Structures," ECCS-XVII-77-1E, CONSTRADO, London, March 1977.

European Convention for Constructional Steelwork (1987), "European Recommendations for the Design of Light Gage Steel Members," First Edition, Brussels, Belgium, 1987.

Fisher, J. M. and M. A. West (1990), *Serviceability Design Considerations for Low-Rise Buildings*, Steel Design Guide Series, AISC, 1990.

Fung, C. (1978), "Strength of Arc-Spot Welds in Sheet Steel Construction," Final Report to Canadian Steel Industries Construction Council (CSICC), Westeel-Rosco Limited, Canada, 1978.

Galambos, T. V. (1963), "Inelastic Buckling of Beams," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 89, No. ST5, October 1963.

Galambos, T. V., B. Ellingwood, J. G. MacGregor, and C. A. Cornell (1982), "Probability Based Load Criteria: Assessment of Current Design Practice," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 108, No. ST5, May 1982.

Galambos, T. V. (Editor) (1988), *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*, Fourth Edition, John Wiley and Sons, New York, NY, 1988.

Glaser, N.J., R. C. Kaehler and J. M. Fisher (1994), "Axial Load Capacity of Sheeted C and Z Members," *Proceedings of the Twelfth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, University of Missouri-Rolla, October 1994.

Green, G. G., G. Winter and T. R. Cuykendall (1947), "Light Gage Steel Columns in Wall-Braced Panels," *Bulletin*, No. 35/2, Cornell University Engineering Experimental Station, 1947.

Hancock, G. J., Y. B. Kwon and E. S. Bernard (1994), "Strength Design Curves for Thin-Walled Sections Undergoing Distortional Buckling," *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 31, 1994.

Hancock, G. J. (1995), "Design for Distortional Buckling of Flexural Members," *Proceedings*, Third International Conference on Steel and Aluminum Structures, Istanbul, Turkey, May 1995.

Harper, M.M., R.A. LaBoube and W. W. Yu (1995), "Behavior of Cold-Formed Steel Roof Trusses," Summary Report, Civil Engineering Study 95-3, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, May 1995.

Harris, P. S. and R. A. LaBoube (1985), "Understanding the Engineering Safety Factor in Building Design," *Plant Engineering*, August 1985.

Hatch, J., W. S. Easterling and T. M. Murray (1990), "Strength Evaluation of Strut-Purlins," *Proceedings of the Tenth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, University of Missouri-Rolla, October 1990.

Hausler, R. W. (1964), "Strength of Elastically Stabilized Beams," *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol. 90, No. ST3, June 1964; also *ASCE Transactions*, Vol. 130, 1965.

Hausler, R. W. and R. F. Pahers (1973), "Connection Strength in Thin Metal Roof Structures," *Proceedings of the Second Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, October 1973.

Hausler, R. W. (1988), "Theory of Cold-Formed Steel Purlin/Girt Flexure," *Proceedings of the Ninth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, November 1988.

Hetrakul, N. and W. W. Yu (1978), "Structural Behavior of Beam Webs Subjected to Web Crippling and a Combination of Web Crippling and Bending," Final Report, Civil Engineering Study 78-4, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, June 1978.

Hetrakul, N. and W. W. Yu (1980), "Cold-Formed Steel I-beams Subjected to Combined Bending and Web Crippling," *Thin-Walled Structures - Recent Technical Advances and Trends in Design, Research and Construction*, Rhodes, J. and A. C. Walker (Eds.), Granada Publishing Limited, London, 1980.

Hill, H. N. (1954), "Lateral Buckling of Channels and Z-Beams," *Transactions, ASCE*, Vol. 119, 1954.

Holcomb, B. D., R. A. LaBoube and W. W. Yu (1995), "Tensile and Bearing Capacities of Bolted Connections," Second Summary Report, Civil Engineering Study 95-1, University of Missouri-Rolla, Rolla, Mo., May 1995.

Hsiao, L. E., W. W. Yu and T. V. Galambos (1988a), "Load and Resistance Factor Design of Cold-Formed Steel: Calibration of the AISI Design Provisions," Ninth Progress Report, Civil Engineering Study 88-2, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, February 1988.

Hsiao, L. E., W. W. Yu and T. V. Galambos (1988b), "Load and Resistance Factor Design of Cold-Formed Steel: Comparative Study of Design Methods for Cold-Formed Steel," Eleventh Progress Report, Civil Engineering Study 88-4, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, February 1988.

Hsiao, L. E. (1989), "Reliability Based Criteria for Cold-Formed Steel Members," thesis presented to the University of Missouri-Rolla, Rolla, Missouri, in partial fulfillment of the requirements for the Degree of Doctor of Philosophy, 1989.

Hsiao, L. E., W. W. Yu, and T. V. Galambos (1990), "AISI LRFD Method for Cold-Formed Steel Structural Members," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 116, No. 2, February 1990.

Johnston, B. G. (Editor) (1976), *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*, Third Edition, John Wiley and Sons, New York, NY, 1976.

Kalyanaraman, V., T. Pekoz, and G. Winter (1977), "Unstiffened Compression Elements," *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 103, No. ST9, September 1977.

Kalyanaraman, V., and T. Pekoz (1978), "Analytical Study of Unstiffened Elements," *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 104, No. ST9, September 1978.

Karren, K. W. (1967), "Corner Properties of Cold-Formed Steel Shapes," *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 93, No. ST1, February, 1967.

Karren, K. W. and G. Winter (1967), "Effects of Cold-Work on Light Gage Steel Members," *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 93, No. ST1, February 1967.

Kavanagh, K. T. and D. S. Ellifritt (1993), "Bracing of Cold-Formed Channels Not Attached to Deck or Sheeting," *Is Your Building Suitably Braced?*, Structural Stability Research Council, April 1993.

Kavanagh, K. T. and D. S. Ellifritt (1994), "Design Strength of Cold-Formed Channels in Bending and Torsion," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 120, No. 5, May 1994.

- Kian, T. and T. B. Pekoz (1994), "Evaluation of Industry-Type Bracing Details for Wall Stud Assemblies," Final Report, submitted to American Iron and Steel Institute, Cornell University, January 1994.
- Kirby, P. A. and D. A. Nethercot (1979), *Design for Structural Stability*, John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, 1979.
- LaBoube, R. A. and W. W. Yu (1978a), "Structural Behavior of Beam Webs Subjected Primarily to Shear Stress," Final Report, Civil Engineering Study 78-2, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, June 1978.
- LaBoube, R. A. and W. W. Yu (1978b), "Structural Behavior of Beam Webs Subjected to a Combination of Bending and Shear," Final Report, Civil Engineering Study 78-3, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, June 1978.
- LaBoube, R. A. and M. B. Thompson (1982a), "Static Load Tests of Braced Purlins Subjected to Uplift Load," Final Report, Midwest Research Institute, Kansas City, MO, 1982.
- LaBoube, R. A. and W. W. Yu (1982b), "Bending Strength of Webs of Cold-Formed Steel Beams," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 108, No. ST7, July 1982.
- LaBoube, R. A. (1983), "Laterally Unsupported Purlins Subjected to Uplift," Final Report, Metal Building Manufacturers Association, 1983.
- LaBoube, R. A. (1986), "Roof Panel to Purlin Connection: Rotational Restraint Factor," *Proceedings of the IABSE Colloquium on Thin-Walled Metal Structures in Buildings*, Stockholm, Sweden, 1986.
- LaBoube, R. A., M. Golovin, D. J. Montague, D. C. Perry, and L. L. Wilson (1988), "Behavior of Continuous Span Purlin System," *Proceedings of the Ninth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, November 1988.
- LaBoube, R. A. and M. Golovin (1990), "Uplift Behavior of Purlin Systems Having Discrete Braces," *Proceedings of the Tenth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, October 1990.
- LaBoube, R. A. and W. W. Yu (1991), "Tensile Strength of Welded Connections," Final Report, Civil Engineering Study 91-3, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, June 1991.
- LaBoube, R. A. and W. W. Yu (1993), "Behavior of Arc Spot Weld Connections in Tension," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 119, No. 7, July 1993.
- LaBoube, R. A., J. N. Nunnery, and R. E. Hodges (1994), "Web Crippling Behavior of Nested Z-Purlins," *Engineering Structures*, (G.J. Hancock, Guest Editor), Vol. 16, No. 5, Butterworth-Heinemann Ltd., London, July 1994.
- Lau, S. C. W. and G. J. Hancock (1987), "Distortional Buckling Formulas for Channel Columns," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 113, No. 5, May 1987.
- Lutz, L. A. and J. M. Fisher (1985), "A Unified Approach for Stability Bracing Requirements," *Engineering Journal*, AISC, 4th Quarter, Vol. 22, No. 4, 1985.

Macadam, J. N., R. L. Brockenbrough, R. A. LaBoube, T. Pekoz, and E. J. Schneider (1988), "Low-Strain-Hardening Ductile-Steel Cold-Formed Members," *Proceedings of the Ninth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, November 1988.

Miller, T. H. and T. Pekoz (1989), "Studies on the Behavior of Cold-Formed Steel Wall Stud Assemblies," Final Report, Cornell University, Ithaca, NY, 1989.

Miller, T. H. and T. Pekoz (1994), "Unstiffened Strip Approach for Perforated Wall Studs," *Journal of the Structural Engineering*, ASCE, Vol. 120, No. 2, February 1994.

Mulligan, G. P. and T. B. Pekoz (1984). "Locally Buckled Thin-Walled Columns," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 110, No. ST11, November 1984.

Murray, T. M. and S. Elhouar (1985), "Stability Requirements of Z-Purlin Supported Conventional Metal Building Roof Systems," *Annual Technical Session Proceedings*, Structural Stability Research Council, 1985.

Murray, T. M. (1991), "Building Floor Vibrations," *Engineering Journal*, AISC, Third Quarter, 1991.

Nguyen, P. and W. W. Yu (1978a), "Structural Behavior of Transversely Reinforced Beam Webs," Final Report, Civil Engineering Study 78-5, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, July 1978.

Nguyen, P. and W. W. Yu, (1978b), "Structural Behavior of Longitudinally Reinforced Beam Webs," Final Report, Civil Engineering Study 78-6, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, July 1978.

Ortiz-Colberg, R. and T. B. Pekoz (1981), "Load Carrying Capacity of Perforated Cold-Formed Steel Columns," *Research Report* No. 81-12, Cornell University, Ithaca, NY, 1981.

Pekoz, T. B. and G. Winter (1969a), "Torsional-Flexural Buckling of Thin-Walled Sections Under Eccentric Load," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 95, No. ST5, May 1969.

Pekoz, T. B. and N. Celebi (1969b), "Torsional-Flexural Buckling of Thin-Walled Sections under Eccentric Load," *Engineering Research Bulletin* 69-1, Cornell University, 1969.

Pekoz, T. B. and W. McGuire (1979), "Welding of Sheet Steel," Report SG-79-2, American Iron and Steel Institute, January 1979.

Pekoz, T. B. and P. Soroushian (1981), "Behavior of C- and Z-Purlins Under Uplift," *Report* No. 81-2, Cornell University, Ithaca, NY, 1981.

Pekoz, T. B. and P. Soroushian (1982), "Behavior of C- and Z-Purlins Under Wind Uplift," *Proceedings of the Sixth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, November 1982.

Pekoz, T. B. (1986a), "Combined Axial Load and Bending in Cold-Formed Steel Members," *Thin-Walled Metal Structures in Buildings*, IABSE Colloquium, Stockholm, Sweden, 1986.

Pekoz, T. B. (1986b), "Development of a Unified Approach to the Design of Cold-Formed Steel Members," Report SG-86-4, American Iron and Steel Institute, 1986.

Pekoz, T. B. (1986c). "Developments of a Unified Approach to the Design of Cold-Formed Steel Members," *Proceedings of the Eighth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, November 1986.

Pekoz, T. B. (1988a), "Design of Cold-Formed Steel Columns," *Proceedings of the Ninth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, November 1988.

Pekoz, T. B. and W. B. Hall (1988b), "Probabilistic Evaluation of Test Results," *Proceedings of the Ninth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, University of Missouri-Rolla, Rolla, November 1988.

Pekoz, T. B. (1990), "Design of Cold-Formed Steel Screw Connections," *Proceedings of the Tenth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, October 1990.

Pekoz, T. B. and O. Sumer (1992), "Design Provisions for Cold-Formed Steel Columns and Beam-Columns," Final Report, submitted to American Iron and Steel Institute, Cornell University, September 1992.

Rack Manufacturers Institute (1990), *Specification for the Design, Testing, and Utilization of Industrial Steel Storage Racks*, Charlotte, NC, 1990.

Rang, T. N., T. V. Galambos, W. W. Yu, and M. K. Ravindra (1978), "Load and Resistance Factor Design of Cold-Formed Steel Structural Members," *Proceedings of the Fourth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, June 1978.

Rang, T. N., T. V. Galambos, and W. W. Yu (1979a), "Load and Resistance Factor Design of Cold-Formed Steel: Study of Design Formats and Safety Index Combined with Calibration of the AISI Formulas for Cold Work and Effective Design Width," First Progress Report, Civil Engineering Study 79-1, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, January 1979.

Rang, T. N., T. V. Galambos, and W. W. Yu (1979b), "Load and Resistance Factor Design of Cold-Formed Steel: Statistical Analysis of Mechanical Properties and Thickness of Material Combined with Calibration of the AISI Design Provisions on Unstiffened Compression Elements and Connections," Second Progress Report, Civil Engineering Study 79-2, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, January 1979.

Rang, T. N., T. V. Galambos, and W. W. Yu (1979c), "Load and Resistance Factor Design of Cold-Formed Steel: Calibration of the Design Provisions on Connections and Axially Loaded Compression Members," Third Progress Report, Civil Engineering Study 79-3, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, January 1979.

Rang, T. N., T. V. Galambos, and W. W. Yu (1979d), "Load and Resistance Factor Design of Cold-Formed Steel: Calibration of the Design Provisions on Laterally Unbraced Beams and Beam-Columns," Fourth Progress Report, Civil Engineering Study 79-4, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, January 1979.

Rasmussen, K. J. R. and G. J. Hancock (1992), "Nonlinear Analyses of Thin-Walled Channel Section Columns," *Thin Walled Structures* (J. Rhodes and K.P. Chong, Eds.), Vol. 13, Nos. 1-2, Elsevier Applied Science, Tarrytown, NY, 1992.

Rasmussen, K. J. R. (1994), "Design of Thin-Walled Columns with Unstiffened Flanges," *Engineering Structures*, (G. J. Hancock, Guest Editor), Vol. 16, No. 5, Butterworth-Heinmann Ltd., London, July 1994.

Ravindra, M. K. and T. V. Galambos (1978), "Load and Resistance Factor Design for Steel," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 104, No. ST9, September 1978.

Reck, H. P., T. Pekoz, and G. Winter (1975), "Inelastic Strength of Cold-Formed Steel Beams" *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 101, No. ST11, November 1975.

Research Council on Structural Connections (1980), *Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts*, 1980.

Research Council on Structural Connections (1985), *Allowable Stress Design Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts*, 1985.

Research Council on Structural Connections (1988), *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts*, 1988.

Rivard, P. and T.M. Murray (1986), "Anchorage Forces in Two Purlin Line Standing Seam Z-Purlin Supported Roof Systems," Research Report, University of Oklahoma, Norman, OK, December 1986.

Roark, R. J. (1965), *Formulas for Stress and Strain*, Fourth Edition, McGraw-Hill Book Company, New York, NY, 1965.

Salmon, C. G., and J.E. Johnson (1990), *Steel Structures: Design and Behavior*; Third Edition, Harper & Row, New York, NY, 1990.

Santaputra, C., M. B. Parks, and W. W. Yu (1989), "Web Crippling Strength of Cold-Formed Steel Beams," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 11 5, No. 10, October 1989.

Serrette, R. L. and T. B. Pekoz (1992), "Local and Distortional Buckling of Thin-Walled Beams," *Proceedings of the Eleventh International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, October 1992.

Serrette, R. L. and T. B. Pekoz (1994), "Flexural Capacity of Continuous Span Standing Seam Panels: Gravity Load," *Proceedings of the Twelfth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, University of Missouri- Rolla, Rolla, MO, October 1994.

Serrette, R. L. and T. B. Pekoz (1995), "Behavior of Standing Seam Panels," *Proceedings of the Third International Conference on Steel and Aluminum Structures*, Bogazici University, Istanbul, Turkey, May 1995.

Sherman, D. R. (1976), "Tentative Criteria for Structural Applications of Steel Tubing and Pipe," American Iron and Steel Institute, Washington, D. C., 1976.

Sherman, D. R. (1985), "Bending Equations for Circular Tubes," *Annual Technical Session Proceedings*, Structural Stability Research Council, 1985.

Simaan, A. (1973), "Buckling of Diaphragm-Braced Columns of Unsymmetrical Sections and Applications to Wall Studs Design," Report No. 353, Cornell University, Ithaca, NY, 1973.

Simaan, A. and T. Pekoz (1976), "Diaphragm-Braced Members and Design of Wall Studs," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 102, ST1, January 1976.

Steel Deck Institute, Inc. (1981), *Steel Deck Institute Diaphragm Design Manual*, First Edition, Canton, OH, 1981.

Steel Deck Institute, Inc. (1988), *Steel Deck Institute Diaphragm Design Manual*, Second Edition, Canton, OH, 1988.

Steel Deck Institute, Inc. (1995), *Design Manual for Composite Decks, Form Decks, Roof Decks, Cellular Deck Floor Systems with Electrical Distribution*, SDI Publication No. 29, July 1995.

Structural Stability Research Council(1993), *Is Your Structure Suitably Braced?*, Lehigh University, Bethlehem, PA, April 1993.

Supornsilaphachai, B., T. V. Galambos, and W. W. Yu (1979), "Load and Resistance Factor Design of Cold-Formed Steel: Calibration of the Design Provisions on Beam Webs," Fifth Progress Report, Civil Engineering Study 79-5, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, September 1979.

Supornsilaphachai, B. (1980), "Load and Resistance Factor Design of Cold- Formed Steel Structural Members," thesis presented to the University of Missouri- Rolla, Missouri, in partial fulfillment of the requirements for the Degree of Doctor of Philosophy, 1980.

Tsai, M. (1992), *Reliability Models of Load Testing*, Ph.D. dissertation, Dept. of Aeronautical and Astronautical Engineering, University of Illinois at Urbana- Champaign, 1992.

Von Karman, T., E. E. Sechler, and L.H. Donnell (1932), "The Strength of Thin Plates in Compression," *Transactions*, ASME, Vol. 54, 1932.

Weng, C. C. and T. B. Pekoz (1986), "Subultimate Behavior of Uniformly Compressed Stiffened Plate Elements," *Research Report*, Cornell University, Ithaca, NY, 1986.

Winter, G. (1940), "Stress Distribution in and Equivalent Width of Flanges of Wide, Thin-Walled Steel Beams," *Technical Note* No. 784, National Advisory Committee for Aeronautics, Washington, D. C., 1940.

Winter, G. (1943), "Lateral Stability of Unsymmetrical I-beams and Trusses," *Transactions*, ASCE, Vol. 109, 1943.

Winter, G. (1944), "Strength of Slender Beams," *Transactions*, ASCE, Vol. 109, 1944.

Winter, G. and R. H. J. Pian (1946), "Crushing, Strength of Thin Steel Webs," *Cornell Bulletin* 35, pt. 1, April 1946.

Winter, G. (1947a), Discussion of "Strength of Beams as Determined by Lateral Buckling," by Karl deVries, *Transactions*, ASCE, Vol. 112, 1947.

Winter, G. (1947b), "Strength of Thin Steel Compression Flanges," (with Appendix), *Bulletin* No. 35/3, Cornell University, Ithaca, NY, 1947.

Winter, G. (1947c), "Strength of Thin Steel Compression Flanges," *Transactions*, ASCE, Vol. 1 12, 1947.

Winter, G., P. T. Hsu, B. Koo, and M. H. Loh (1948a), "Buckling of Trusses and Rigid Frames," *Bulletin* No. 36, Cornell University, Ithaca, NY, 1948.

Winter, G. (1948b), "Performance of Thin Steel Compression Flanges," *Preliminary Publication*, 3rd Congress of the International Association of Bridge and Structural Engineers, Liege, Belgium.

Winter, G. (1949a), "Performance of Compression Plates as Parts of Structural Members," *Research, Engineering Structures Supplement* (Colston Papers, Vol. 11), 1949.

Winter, C., W. Lansing, and R. B. McCalley, Jr. (1949b). "Performance of Laterally Loaded Channel Beams," *Research, Engineering Structures Supplement*. (Colston Papers, Vol. 11), 1949.

Winter, G. (1956a), "Light Gage Steel Connections with High Strength, High-Torqued Bolts," *Publications*, IABSE, Vol. 16, 1956.

Winter, G. (1956b), "Tests on Bolted Connections in Light Gage Steel," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 82, No. ST2, February 1956.

Winter, G. (1958a), "Lateral Bracing of Columns and Beams," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 84, No. ST2, March 1958. Winter, G. (1958b), *Commentary on the 1956 Edition of the Light Gage Cold- Formed Steel Design Manual*, American Iron and Steel Institute, New York, NY, 1958.

Winter, G. (1959a), "Development of Cold-Formed, Light Gage Steel Structures," AISI Regional Technical Papers, October 1, 1959.

Winter, G. (1959b), "Cold-Formed, Light Gage Steel Construction," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 85, No. ST9, November 1959.

Winter, G. (1960), "Lateral Bracing of Columns and Beams," *Transactions*, ASCE, Vol. 125, 1960.

Winter, G. and J. Uribe (1968), "Effects of Cold-Work on Cold-Formed Steel Members," *Thin-Walled Steel Structures - Their Design and Use in Buildings*, K. C. Rockey and H. V. Hill (Eds.), Gordon and Breach Science Publishers, United Kingdom, 1968.

Winter, G. (1970), *Commentary on the 1968 Edition of the Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members*, American Iron and Steel Institute, New York, NY, 1970.

Yener, M. and T. B. Pekoz (1985a), "Partial Stress Redistribution in Cold-Formed Steel," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 111, No. 6, June 1985.

- Yener, M. and T. B. Pekoz (1985b), "Partial Stress Redistribution in Cold-Formed Steel," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 111, No. 6, June 1985.
- Yu, W. W and C. S. Davis (1973a), "Cold-Formed Steel Members with Perforated Elements," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol.99, No. ST10, October 1973.
- Yu, W. W., V. A. Liu, and W. M. McKinney (1973b), "Structural Behavior and Design of Thick, Cold Formed Steel Members," *Proceedings of the Second Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, October 1973.
- Yu, W. W., V. A. Liu, and W. M. McKinney (1974), "Structural Behavior of Thick Cold Formed Steel Members," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 100, No ST1, January 1974.
- Yu, W. W. (1981), "Web Crippling and Combined Web Crippling and Bending of Steel Decks," Civil Engineering Study 81-2, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, April 1981.
- Yu, W. W. (1982), "AISI Design Criteria for Bolted Connections," *Proceedings of the Sixth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, University at Missouri-Rolla, Rolla, MO, November 1982.
- Yu, W. W. (1985), *Cold-Formed Steel Design*, Wiley-Intersciencie, New York, NY, 1985.
- Yu, W. W. (1991), *Cold-Formed Steel Design*, 2nd Edition, Wiley-Intersciencie, New York, NY, 1991.
- Yura, J.A (1993) "Fundamentals of Beams Bracing," *Is Your Structure Suitably Braced?* Structural Stability Research Council, April 1993.
- Zetlin, L (1955a) "Elastic Instability of Flat Plates Subjected to Partial Edge Loads," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 81, September 1955.
- Zetlin, L and G. Winter (1955b), "Unsymmetrical Bending of Beams with and without Lateral Bracing," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 81, 1955.

INTI

INSTITUTO NACIONAL DE
TECNOLOGÍA INDUSTRIAL



CIRSOC

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LOS
REGLAMENTOS NACIONALES DE
SEGURIDAD PARA LAS OBRAS CIVILES