

**Reglamento CIRSOC 301**  
**Ministerio de Planificación Federal,**  
**Inversión Pública y Servicios**  
**Secretaría de Obras Públicas de la Nación**

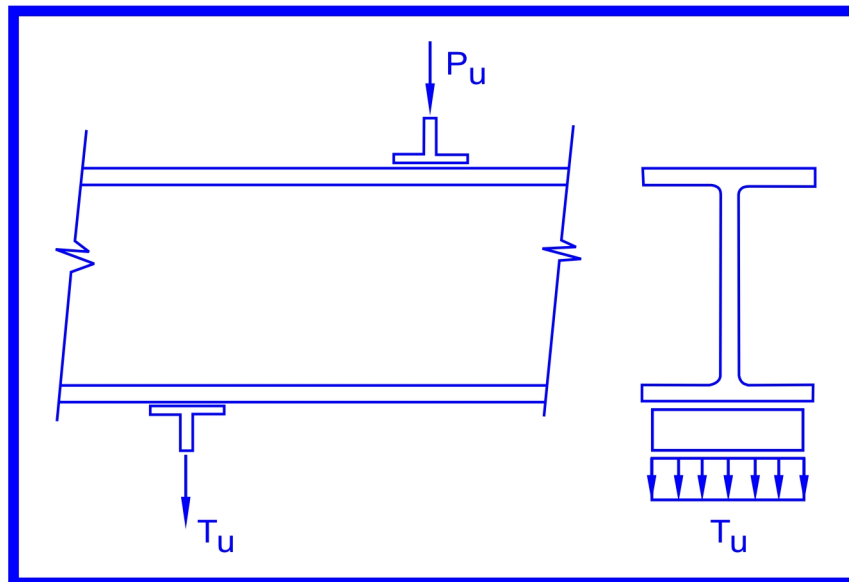
**INTI**

Instituto Nacional de  
Tecnología Industrial



**CIRSOC**

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



***COMENTARIOS AL***  
***REGLAMENTO ARGENTINO DE***  
***ESTRUCTURAS DE***  
***ACERO***  
***PARA EDIFICIOS***

**Julio 2005**

***COMENTARIOS AL  
REGLAMENTO ARGENTINO DE  
ESTRUCTURAS DE ACERO  
PARA EDIFICIOS***

***EDICIÓN JULIO 2005***



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

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

**INTERNET: [www.inti.gob.ar/cirsoc](http://www.inti.gob.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. 4515-5000**

**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  
Instituto Argentino de Normalización  
Techint  
Acindar

## **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  
Centro Argentino de Ingenieros  
Instituto Argentino de Siderurgia  
Telefónica de Argentina  
Transportadora Gas del Sur  
Quasdam Ingeniería  
Sociedad Central de Arquitectos  
Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica  
Colegio de Ingenieros de la Provincia de Buenos Aires  
Cámara Argentina del Aluminio y Metales Afines  
Cámara Argentina de Empresas de Fundaciones de Ingeniería Civil



## ***Reconocimiento Especial***

*El INTI-CIRSOC agradece muy especialmente a las Autoridades del American Institute of Steel Construction (AISC) por habernos permitido adoptar como base para el desarrollo de este Reglamento, la especificación “**Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings**” 1999.*



**ASESOR QUE INTERVINO EN LA REDACCIÓN  
DE LOS COMENTARIOS AL**

**REGLAMENTO ARGENTINO  
DE ESTRUCTURAS  
DE ACERO PARA EDIFICIOS**

**CIRSOC 301**

**Ing. Gabriel Troglia**





# COMISION PERMANENTE DE ESTRUCTURAS DE ACERO DE INTI-CIRSOC

## Coordinador

**Ing. Gabriel R. Troglia** UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA, 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., PROFE-SORA 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**  
**Ing. Faustino Amelong** ACINDAR S. A.

# COMISION PERMANENTE DE ESTRUCTURAS DE ACERO DE INTI-CIRSOC

(*continuación*)

<b>Ing. Daniel García Gei</b>	UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL, FACULTAD REGIONAL MENDOZA
<b>Ing. Pablo Alra</b>	TENARIS-SIDERCA
<b>Ing. Raul Cardoso</b>	MARBY S.A.
<b>Ing. Pablo Ruival</b>	M. ROYO S.A.
<b>Ing. Heriberto Martin</b>	TUBOS ARGENTINOS S.A.
<b>Ing. Oliva Hernández</b>	IRAM
<b>Ing. Oscar Troviano</b>	MINISTERIO DE HACIENDA, FINANZAS Y OBRAS PÚBLICAS DE LA PROVINCIA DEL NEUQUEN, SUBSECRETARÍA DE OBRAS Y SERVICIOS PÚBLICOS
<b>Ing. Enrique Trivelli</b>	TUBHIER S.A.
<b>Ing. Francisco Crisafulli</b>	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO, FACULTAD DE INGENIERIA
<b>Ing. José M Vidmar</b>	INVITADO ESPECIAL
<b>Ing. Antonio Coloccini</b>	INVITADO ESPECIAL
<b>Ing. Bruno Coloccini</b>	INVITADO ESPECIAL
<b>Ing. Eduardo Asta</b>	INVITADO ESPECIAL

\*\*\*

# ÍNDICE COMENTARIOS

## SIMBOLOGÍA

## GLOSARIO

### COMENTARIOS AL CAPÍTULO A. REQUISITOS GENERALES

C A.1. INTRODUCCION	1
C A.2. CAMPO DE VALIDEZ	2
C A.2.1. Alcance	2
C A.2.2. Tipos de estructura	2
C A.3. MATERIALES	6
C A.4. ACCIONES Y COMBINACIONES DE ACCIONES	6
C A.4.1. Acciones	6
C A.4.2. Combinaciones de acciones para los estados límites últimos	7
C A.5. BASES DE PROYECTO	8
C A.5.1. Resistencia requerida	8
C A.5.2. Estados límites. Condición de Proyecto	8
C A.5.3. Dimensionamiento para estados límites últimos	9
C A.5.4. Dimensionamiento para estados límites de servicio	15

### COMENTARIOS AL CAPÍTULO B. REQUERIMIENTOS DE PROYECTO

C B.1. ÁREA BRUTA	17
C B.2. ÁREA NETA	17
C B.3. ÁREA NETA EFECTIVA PARA BARRAS TRACCIONADAS	17
C B.5. PANDEO LOCAL	19
C B.7. ESBELTECES LIMITES	22

## **COMENTARIOS AL APÉNDICE B. REQUERIMIENTOS DE PROYECTO**

C A-B.5. PANDEO LOCAL	25
C A-B.5.1. Clasificación de las secciones de acero	25

## **COMENTARIOS AL CAPÍTULO C. ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y ESTABILIDAD**

C C.1. ANÁLISIS GLOBAL	27
C C.1.1. Métodos de análisis	27
C C.1.2. Análisis global elástico	27
C C.1.3. Análisis global plástico	28
C C.1.4. Efectos de las deformaciones. (Efectos de segundo orden)	28
C C.2. ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA	34
C C.3. SISTEMA DE ARRIOSTRAMIENTO	45
C C.3.1. Alcance	45
C C.3.3. Columnas	49
C C.3.4. Vigas	50
C C.3.4.(a). Arriostramiento lateral	50
C C.3.4.(b). Arriostramiento para torsión	51

## **COMENTARIOS AL CAPÍTULO D. BARRAS TRACCIONADAS**

C D.1. RESISTENCIA DE DISEÑO A TRACCION	53
C D.2. BARRAS ARMADAS	53
C D.3. BARRAS UNIDAS CON PERNO Y BARRAS DE OJO	54

## **COMENTARIOS AL CAPÍTULO E. COLUMNAS Y OTRAS BARRAS COMPRIMIDAS**

C E.1. LONGITUD EFECTIVA Y LIMITACION DE ESBELTECES	55
C E.2. RESISTENCIA DE DISEÑO A COMPRESION PARA PANDEO FLEXIONAL	55
C E.3. RESISTENCIA DE DISEÑO A COMPRESION PARA PANDEO TORSIONAL Y PANDEO FLEXOTORSIONAL	57
C E.4. BARRAS ARMADAS SOMETIDAS A COMPRESION AXIL	58

## **COMENTARIOS AL APÉNDICE E. COLUMNAS Y OTRAS BARRAS COMPRIMIDAS**

C A-E.3. RESISTENCIA DE DISEÑO A LA COMPRESION PARA PANDEO TORSIONAL Y PANDEO FLEXOTORSIONAL	61
C A-E.4. BARRAS ARMADAS SOMETIDAS A COMPRESION AXIL	61
C A-E.6. BARRAS ARMADAS SOMETIDAS A COMPRESION Y FLEXION	62

## **COMENTARIOS AL CAPÍTULO F. VIGAS Y OTRAS BARRAS EN FLEXIÓN**

C F.1. DIMENSIONAMIENTO A FLEXIÓN	63
C F.1.1. Estado límite de plastificación	63
C F.1.2. Estado límite de pandeo lateral-torsional	63
(a) Secciones doblemente simétricas y canales con $L_b \leq L_r$	63
(b) Secciones doblemente simétricas y canales con $L_b > L_r$	67
(c) Secciones "Tes" y secciones doble ángulo en contacto continuo	69
C F.1.3. Proyecto por análisis plástico	69
C F.2. DIMENSIONAMIENTO A CORTE	70
C F.4. VIGAS Y VIGAS ARMADAS CON ABERTURAS EN EL ALMA	72
C F.5. DIMENSIONAMIENTO A FLEXIÓN DE BARRAS DE ÁNGULO SIMPLE	72
C F.5.1. Resistencia de diseño a flexión	72
1. Estado límite de pandeo local	72
2. Estado límite de plastificación	73
3. Estado límite de pandeo lateral-torsional	73
C F.5.2. Flexión alrededor de los ejes geométricos	74
1. Casos con restricción torsional	74
2. Ángulos de alas iguales sin restricción torsional	74
3. Ángulos de alas desiguales sin restricción torsional	77
C F.5.3. Flexión alrededor de los ejes principales	77
1. Ángulos de alas iguales	77
2. Ángulos de alas desiguales	77
C F.6. DIMENSIONAMIENTO A CORTE DE BARRAS DE ÁNGULO SIMPLE	79

## **COMENTARIOS AL APÉNDICE F. VIGAS Y OTRAS BARRAS EN FLEXIÓN**

C A-F.1. DIMENSIONAMIENTO A FLEXIÓN	83
C A-F.3. BARRAS CON ALMAS DE ALTURA VARIABLE	83
C A-F.3.1. Condiciones generales	83
C A-F.3.3. Resistencia de diseño a la compresión	84
C A-F.3.4. Resistencia de diseño a flexión	85

## **COMENTARIOS AL APÉNDICE G. VIGAS ARMADAS DE ALMA ESBELTA**

C A-G.1. LIMITACIONES	87
C A-G.2. RESISTENCIA DE DISEÑO A FLEXION	87

## **COMENTARIOS AL CAPÍTULO H. BARRAS SOMETIDAS A SOLICITACIONES COMBINADAS Y TORSIÓN**

C H.1. BARRAS DE SECCION SIMETRICA SOMETIDAS A FUERZA AXIL Y FLEXIÓN	89
C H.2. BARRAS DE SECCIÓN ASIMETRICA Y BARRAS SOMETIDAS A TORSIÓN Y TORSIÓN COMBINADA CON FLEXIÓN, CORTE Y/O FUERZA AXIL	90
C H.3. EXPRESIONES DE INTERACCIÓN ALTERNATIVAS PARA BARRAS SOMETIDAS A SOLICITACIONES COMBINADAS	91
C H.4. BARRAS DE ÁNGULO SIMPLE SOMETIDAS A SOLICITACIONES COMBINADAS	91

## **COMENTARIOS AL APÉNDICE H. BARRAS SOMETIDAS A SOLICITACIONES COMBINADAS Y TORSION**

C A-H.3. EXPRESIONES DE INTERACCIÓN ALTERNATIVAS PARA BARRAS SOMETIDAS A SOLICITACIONES COMBINADAS	93
--	----

## **COMENTARIOS AL CAPÍTULO J. UNIONES, JUNTAS Y MEDIOS DE UNIÓN**

C J.1. DISPOSICIONES GENERALES	95
C J.1.2. Articulaciones	95
C J.1.3. Uniones de momento	96
C J.1.4. Apoyo extremo por contacto de barras axialmente comprimidas	101
C J.1.5. Empalmes en perfiles pesados	102
C J.1.8. Distribución de bulones y soldaduras	104
C J.1.9. Bulones en combinación con soldadura	105
C J.1.10. Bulones de alta resistencia en combinación con remaches	106
C J.2. SOLDADURA	106
C J.2.1. Soldadura a tope	106
C J.2.2. Soldadura de filete	107
(a) Area efectiva	107
(b) Limitaciones	107
C J.2.4. Resistencia de diseño	113
C J.2.5. Combinación de soldaduras	118
C J.2.6. Material de aporte	118

C J.2.7. Mezcla de material de soldadura	118
<b>C J.3. BULONES Y BARRAS ROSCADAS</b>	<b>118</b>
C J.3.1. Bulones de alta resistencia	118
C J.3.2. Tamaño y uso de agujeros	123
C J.3.3. Separación mínima	123
C J.3.4. Distancia mínima al borde	124
C J.3.5. Máximas separaciones y distancia al borde	125
C J.3.6. Resistencia de diseño a la tracción o al corte	125
C J.3.7. Combinación de tracción y corte en uniones tipo aplastamiento	128
C J.3.8. Bulones de alta resistencia en uniones de deslizamiento crítico	128
C J.3.10. Resistencia al aplastamiento de la chapa en los agujeros	132
C J.3.11. Espesor del paquete de chapas	135
<b>CJ.4. RESISTENCIA DE DISEÑO A LA ROTURA</b>	<b>135</b>
C J.4.3. Resistencia a la rotura de bloque de corte	135
<b>C J.5. ELEMENTOS AUXILIARES DE UNA UNIÓN</b>	<b>137</b>
C J.5.2. Resistencia de diseño de los elementos auxiliares de una unión sometidos a tracción	137
<b>C J.6. CHAPAS DE RELLENO</b>	<b>137</b>
<b>C J.7. EMPALMES</b>	<b>138</b>
<b>C J.8. RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO</b>	<b>138</b>
<b>C J.9. BASES DE COLUMNAS Y APLASTAMIENTO SOBRE EL HORMIGÓN</b>	<b>138</b>
 <b>COMENTARIOS AL CAPÍTULO K. FUERZAS CONCENTRADAS, ACUMULACIÓN DE AGUA Y FATIGA</b>	
<b>C K.1. ALAS Y ALMAS CON FUERZAS CONCENTRADAS</b>	<b>139</b>
C K.1.1. Bases de proyecto	139
C K.1.2. Flexión local del ala	139
C K.1.3. Fluencia local del alma	141
C K.1.4. Pandeo localizado del alma	141
C K.1.5. Pandeo lateral del alma	142
C K.1.6. Pandeo por compresión del alma	144
C K.1.7. Fluencia por corte en alma de panel nodal	144
<b>C K.2. ACUMULACIÓN DE AGUA</b>	<b>147</b>
 <b>COMENTARIOS AL APÉNDICE K. FUERZAS CONCENTRADAS, ACUMULACIÓN DE AGUA Y FATIGA</b>	
<b>C A-K.3. DIMENSIONAMIENTO PARA CARGAS CÍCLICAS (FATIGA)</b>	<b>151</b>



## **COMENTARIOS AL CAPÍTULO L. PROYECTO PARA CONDICIONES DE SERVICIO**

C L.1. BASES DE PROYECTO	155
C L.2. CONTRAFLECHAS	156
C L.3. DILATACION Y CONTRACCION	157
C L.4. DEFORMACIONES, VIBRACIONES Y DESPLAZAMIENTO LATERAL	157
C L.4.1. Deformaciones	157
C L.4.2. Vibración de pisos	158
C L.4.3. Desplazamiento lateral	159
C L.4.4. Vibraciones producidas por el viento	159
C L.6. CORROSIÓN	159

## **COMENTARIOS AL CAPÍTULO M. FABRICACIÓN, MONTAJE Y CONTROL DE CALIDAD**

C M.2. FABRICACIÓN	161
C M.2.1. Contraflecha, curvado y enderezado	161
C M.2.2. Corte térmico	161
C M.2.5. Construcciones abulonadas	161
C M.3. PINTURA DE TALLER	162
C M.3.1. Requerimientos generales	162
C M.3.5. Superficies adyacentes a las soldaduras de obra	162
C M.4. MONTAJE	162
C M.4.2. Arriostramiento	162
C M.4.4. Ajuste de uniones de columnas comprimidas y placas base	162
C M.4.5. Soldaduras de obra	163

## **COMENTARIOS AL CAPÍTULO N. EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES**

C N.1. ESPECIFICACIONES GENERALES	165
C N.2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	165
C N.2.1. Determinación de los ensayos necesarios	165
C N.2.2. Propiedades mecánicas	165
C N.2.4. Tenacidad del metal base	166
C N.2.5. Metal de soldadura	166
C N.2.6. Bulones y remaches	166

C N.3. EVALUACIÓN POR ANÁLISIS ESTRUCTURAL	167
C N.3.2. Evaluación de resistencia	167
C N.4. EVALUACIÓN POR ENSAYOS DE CARGA	167
C N.4.1. Determinación de la capacidad de sobrecarga útil por medio de ensayos	167
C N.4.2. Evaluación de condiciones de servicio	168
C N.5. INFORME DE LA EVALUACIÓN	168

## **BIBLIOGRAFÍA**



# SIMBOLOGÍA

La sección numerada entre paréntesis al final de la definición de un símbolo se refiere a la sección del Reglamento donde el símbolo es definido o utilizado por primera vez.

- A**      área de la sección transversal, en  $\text{cm}^2$ . (F.1.2.).
- $A_b$**     área nominal del cuerpo no roscado del bulón, o de la parte roscada, en  $\text{cm}^2$ . (J.3.6.).
- $A_{BM}$**     área de la sección transversal del metal base, en  $\text{cm}^2$ . (J.2.4.).
- $A_D$**     área de una barra basada en el diámetro mayor de su rosca, en  $\text{cm}^2$ . (J.3.6.).
- $A_e$**     área neta efectiva, en  $\text{cm}^2$ . (B.3.).
- $A_{ef}$**     área efectiva en barras con elementos comprimidos rigidizados, en  $\text{cm}^2$ . (A-B.5.3.).
- $A_f$**     área del ala comprimida, en  $\text{cm}^2$  (A-F.3.).
- $A_{fe}$**     área efectiva del ala traccionada, en  $\text{cm}^2$ . (B.10.).
- $A_{fg}$**     área bruta del ala, en  $\text{cm}^2$ . (B.10.).
- $A_{fn}$**     área neta del ala, en  $\text{cm}^2$ . (B.10.).
- $A_g$**     área bruta, en  $\text{cm}^2$ . (B.1.).
- $A_{gt}$**     área bruta solicitada a tracción, en  $\text{cm}^2$ . (J.4.3.).
- $A_{gv}$**     área bruta solicitada al corte, en  $\text{cm}^2$ . (J.4.3.).
- $A_n$**     área neta, en  $\text{cm}^2$ . (B.2.).
- $A_{nt}$**     área neta solicitada a tracción, en  $\text{cm}^2$ . (J.4.2.).
- $A_{nv}$**     área neta solicitada al corte, en  $\text{cm}^2$ . (J.4.1.).
- $A_{pb}$**     proyección del área de aplastamiento, en  $\text{cm}^2$ . (J.8.1.).
- $A_{sf}$**     área de corte de la línea de falla, en  $\text{cm}^2$ . (D.3.).
- $A_{st}$**     área de la sección de un rigidizador o un par de rigidizadores transversales, en  $\text{cm}^2$ . (A-G.4.).
- $A_t$**     área neta a tracción, en  $\text{cm}^2$ , (A-K.3.).
- $A_w$**     área del alma, en  $\text{cm}^2$ . (F.2.1.).
- $A_1$**     área de acero concéntrica con el apoyo de hormigón, en  $\text{cm}^2$ . (J.9.).

- $A_2$  máxima área de la superficie de apoyo, geoméricamente similar y concéntrica con el área cargada, en  $\text{cm}^2$ . (J.9.).
- $B$  factor para tensiones de flexión en "tes" y ángulos dobles. (F.1.2.).
- $B$  factor para tensiones de flexión en barras con almas de altura variable, definido mediante las expresiones A-F.3-8 a A-F3-11. ( A-F.3.4.).
- $B_1, B_2$  factores utilizados en la determinación de  $M_u$  para amplificar momentos determinados por análisis de primer orden, cuando actúan simultáneamente fuerzas axiales. (C.1.4.).
- $C_{PG}$  coeficiente de viga armada, en MPa. (A-G.2.).
- $C_b$  coeficiente de flexión dependiente del diagrama de momento flexor. (F.1.2.).
- $C_f$  constante basada en la **categoría de tensión** dada en la Tabla **A-K.3-1**. (A- K.3.3.).
- $C_m$  coeficiente utilizado para calcular  $B_1$ , dependiente de la curvatura de la columna causada por la aplicación de momentos. (C.1.4.).
- $C'_m$  coeficiente utilizado para calcular  $B_1$  para barras con almas de altura variable, dependiente de las tensiones axiales en la sección extrema de menor altura. (A-F.3.6.).
- $C_p$  constante de flexibilidad de la viga primaria. (K.2.).
- $C_s$  constante de flexibilidad de la viga secundaria. (K.2.).
- $C_v$  relación entre la tensión crítica del alma según la teoría de pandeo lineal y la tensión de fluencia por corte del acero del alma. ( A-G.3.).
- $C_w$  módulo de alabeo, en  $\text{cm}^6$ . (A-E.3.).
- $D$  diámetro externo de una sección circular hueca, en cm. (A-B.5.3.).
- $D$  acciones permanentes. (A.4.1.).
- $D$  factor utilizado en la expresión A-G.4-1, dependiente del tipo de rigidizador transversal utilizado en una viga armada. (A-G.4.).
- $E$  módulo de elasticidad longitudinal del acero, en MPa. (A.3.5.). ( **$E = 200.000 \text{ MPa}$** ).
- $E$  acción sísmica. (A.4.1.).
- $F$  acciones de líquidos en general (en caso de presencia continuada y con presiones y máxima altura bien definidas). (A.4.1.).
- $F_{BM}$  resistencia nominal del metal base, en MPa. (J.2.4.).
- $F_{EXX}$  número de clasificación del electrodo (resistencia mínima especificada), en MPa. (Tabla J.2.5).

- $F_L$  el menor valor entre  $(F_{yf} - F_r)$  y  $F_{yw}$ , en MPa. (F.1.2.).
- $F_{SR}$  rango de tensión de diseño, en MPa. (A- K.3.3.).
- $F_{TH}$  umbral del rango de tensión de fatiga, rango de tensión máximo para vida útil indefinida, en MPa. (A-K.3.3.).
- $F_{by}$  tensión de flexión para barras con almas de altura variable definida por las expresiones A-F.3-4 y A-F.3-5, en MPa.(A-F.3.4.).
- $F_{cr}$  tensión crítica, en MPa. (E.2.).
- $F_{crftb}$ ,  $F_{cry}$ ,  $F_{crz}$  tensiones de pandeo flexotorsional para barras comprimidas formadas por ángulos dobles o "tes", en MPa. (E.3.).
- $F_e$  tensión crítica elástica de pandeo torsional o flexotorsional, en MPa. (A-E.3.).
- $F_{ex}$  tensión elástica de pandeo flexional respecto al eje fuerte, en MPa. (A-E.3.).
- $F_{ey}$  tensión elástica de pandeo flexional respecto al eje débil, en MPa. (A-E.3.).
- $F_{ez}$  tensión elástica de pandeo torsional, en MPa. (A-E.3.).
- $F_r$  tensión residual de compresión en el ala (69 MPa para secciones laminadas; 114 MPa para secciones soldadas). (Tabla B.5.1).
- $F_{sy}$  tensión para barras con alma de altura variable definida mediante la expresión A-F.3-6, en MPa. (A-F.3.4.).
- $F_u$  tensión de rotura a la tracción especificada para el tipo de acero que está siendo utilizado, en MPa. (B.10.).
- $F_w$  resistencia nominal del material del electrodo, en MPa. (J.2.4.).
- $F_{wy}$  tensión para barras con almas de altura variable definida por la expresión A-F.3-7, en MPa. (A-F.3.4.).
- $F_y$  tensión de fluencia especificada para el acero que se está utilizando. El término "tensión de fluencia" se refiere en este Reglamento, al punto mínimo de fluencia (para aquellos aceros que presentan un punto de fluencia), o a la tensión de fluencia especificada (para aquellos aceros que no presentan un punto de fluencia), en MPa. (B.5.1.).
- $F_{yf}$  tensión de fluencia especificada del acero del ala, en MPa. (Tabla B.5-1).
- $F_{yst}$  tensión de fluencia especificada del acero de rigidizadores, en MPa. (A-G.4.).
- $F_{yw}$  tensión de fluencia especificada del acero del alma, en MPa. (F.1.2.).
- G** módulo de elasticidad transversal elástico del acero, en MPa. (A.3.5.).  
**(G = 77200 MPa).**

- H** peso y empuje lateral del suelo y del agua en el suelo. (A.4.1.).
- H** fuerza horizontal, en kN. (C.1.4.).
- H** constante de flexión. (E.3.).
- I** momento de inercia, en  $\text{cm}^4$ . (F.1.2.).
- $I_1$**  momento de inercia del cordón de una columna armada con respecto al eje paralelo al eje libre analizado, en  $\text{cm}^4$ . (A-E.4.2.).
- $I_d$**  momento de inercia de la chapa de acero de cubierta apoyada en las barras secundarias, en  $\text{cm}^4/\text{cm}$ . (K.2.).
- $I_p$**  momento de inercia de barras primarias, en  $\text{cm}^4$ . (K.2.).
- $I_p$**  momento de inercia de una presilla en su plano, en  $\text{cm}^4$ . (A-E.4.2.).
- $I_s$**  momento de inercia de barras secundarias, en  $\text{cm}^4$ . (K.2.).
- $I_{st}$**  momento de inercia del rigidizador transversal, en  $\text{cm}^4$ . (A-F.2.3.).
- $I_x, I_y$**  momentos de inercia de la sección respecto de los ejes principales, fuerte y débil respectivamente, en  $\text{cm}^4$ . (A-E.3.).
- $I_{yc}$**  momento de inercia del ala comprimida con respecto al eje **y**, o si la flexión produce doble curvatura, momento de inercia del ala más pequeña con respecto al eje **y**, en  $\text{cm}^4$ . (A-F.1.).
- $I_w$**  momento de inercia de la sección de una barra de ángulo simple con respecto al eje principal de mayor momento de inercia, en  $\text{cm}^4$ . (F.5.3.2.).
- $I_z$**  momento de inercia de la sección de una barra de ángulo simple con respecto al eje principal de menor momento de inercia, en  $\text{cm}^4$ . (F.5.3.2.).
- J** módulo de torsión para una sección, en  $\text{cm}^4$ . (F.1.2.).
- L** altura de piso o separación de paneles, en cm. (C.1.4.).
- L** longitud de la unión en la dirección de la fuerza, en cm. (B.3.).
- L** acción debida a la ocupación y equipamiento. (A.4.1.).
- L** longitud no arriostrada de una barra, en cm. (B.7.).
- L** longitud del cordón de soldadura, en cm. (B.3.).
- L** longitud de aplastamiento del apoyo, en cm. (J.8.).
- $L_b$**  longitud lateralmente no arriostrada; longitud entre puntos de arriostramiento contra el desplazamiento lateral del ala comprimida o entre puntos arriostrados contra la torsión de la sección transversal, en cm. (F.1.2.).

- $L_c$  distancia libre en la dirección de la fuerza, entre el borde del agujero y el borde del agujero adyacente, o el borde del material, en cm. (J.3.10.).
- $L_p$  longitud lateralmente no arriostrada, límite, para desarrollar la capacidad de plastificación total por flexión, para el caso de momento uniforme ( $C_b = 1$ ), en cm. (F.1.2.).
- $L_p$  separación entre columnas en la dirección de la viga principal, en cm. (K.2.).
- $L_{pd}$  longitud lateralmente no arriostrada límite para análisis global plástico, en cm. (F.1.2.).
- $L_q$  máxima longitud no arriostrada para la carga axial requerida de la columna con  $k=1$ ; máxima distancia no arriostrada de una viga para desarrollar  $M_u$ , en cm. (C.3.3.), (C.3.4.).
- $L_r$  longitud lateralmente no arriostrada, límite, para pandeo lateral torsional inelástico, en cm. (F.1.2.).
- $L_r$  cargas útiles en cubierta y mantenimiento de cubiertas. (A.4.1.).
- $L_s$  separación entre columnas en la dirección perpendicular a la viga principal, en cm. (K.2.).
- $M_A$  valor absoluto del momento flexor a un cuarto del segmento de viga no arriostrado, en kNm. (F.1.2.).
- $M_B$  valor absoluto del momento flexor al medio del segmento de viga no arriostrado, en kNm. (F.1.2.).
- $M_C$  valor absoluto del momento flexor a tres cuartos del segmento de viga no arriostrado, en kNm. (F.1.2.).
- $M_{cr}$  momento de pandeo elástico, en kNm. (F.1.2.).
- $M_{lt}$  resistencia requerida a flexión debida solamente al desplazamiento lateral del pórtico, en kNm. (C.1.4.).
- $M_{max}$  valor absoluto del máximo momento flexor en el segmento de viga no arriostrado, en kNm. (F.1.2.).
- $M_n$  resistencia nominal a flexión, en kNm. (F.1.1.).
- $M'_{nx}, M'_{ny}$  resistencia nominal a flexión definida en las expresiones A-H.3-7 y A-H.3-8 para su utilización en las expresiones de interacción alternativas para flexión combinada con fuerza axial, en kNm. (A-H.3.).
- $M_{nt}$  resistencia requerida a flexión en una barra suponiendo que no hay desplazamiento lateral del pórtico al cual pertenece, en kNm. (C.1.4.).
- $M_{ob}$  momento elástico de pandeo lateral torsional para barras de ángulo simple, en kNm. (F.5.2.2.).
- $M_p$  momento plástico de flexión, en kNm. (F.1.1.).



- $M'_p$**  momento definido en las expresiones A-H.3-5 y A-H.3-6, para ser utilizado en las expresiones alternativas de interacción para flexión combinada con fuerza axial, en kNm. (A-H.3.).
- $M_r$**  momento límite de pandeo igual a  $M_{cr}$ , cuando  $\lambda = \lambda_r$  y  $C_b = 1$ , en kNm. (F.1.2.).
- $M_s$**  momento de segundo orden en barras armadas axialmente comprimidas, resultante de la excentricidad inicial, en kNm. (A-E.4.2.1.).
- $M_u$**  resistencia requerida a flexión, en kNm. (C.1.4.).
- $M_{u1}$**  momento flexor requerido en un cordón de una barra armada del Grupo V generado por la deformación inicial, en kNm. (A-E.4.2.2.).
- $M_y$**  momento correspondiente a la llegada a fluencia de la fibra extrema para una distribución elástica de tensiones (=  $F_y S$  para secciones homogéneas), en kNm. (F.1.1.).
- $M_1$**  menor momento flexor en el extremo de la longitud no arriostrada de la viga o viga-columna, en kNm. (C.1.4.).
- $M_2$**  menor momento flexor en el extremo de la longitud no arriostrada de la viga o viga-columna, en kNm. (C.1.4.).
- $N$**  longitud de apoyo, en cm. (K.1.3.).
- $N$**  número de variaciones del rango de tensión en la vida útil de la estructura. (A-K.3.3.).
- $P_{br}$**  fuerza de corte requerida por piso o panel arriostrado, en kN. (C.3.).
- $P$**  paso de rosca, en cm/rosca. (A-K.3.4.).
- $P_{cm}$**  carga de Euler de una columna armada para la esbeltez modificada, en kN. (A-E.4.2.1.).
- $P_{e1}, P_{e2}$**  carga de pandeo elástico de Euler para barras de pórticos arriostrados y no arriostrados, respectivamente, en kN. (C.1.4.).
- $P_n$**  resistencia nominal a fuerza axial (compresión o tracción), en kN. (D.1.).
- $P_p$**  resistencia nominal al aplastamiento del hormigón, en kN. (J.9.).
- $P_u$**  resistencia axial requerida (compresión o tracción), en kN. (Tabla B.5.1.).
- $P_{u1}$**  fuerza axial requerida en cada barra de una columna armada, en kN. (A-E.4.2.1.).
- $P_y$**  resistencia nominal de fluencia, en kN. (Tabla B.5.1.).
- $P\Delta$**  efecto de segundo orden como consecuencia del desplazamiento lateral del pórtico (C.1.4.).
- $P\delta$**  efecto de segundo orden por efecto de cargas transversales entre los nudos. (C.1.4.).
- $Q$**  factor de reducción por pandeo local de elementos esbeltos comprimidos. (A-B.5.3.).

- $Q_a$**  factor de reducción por pandeo local para elementos esbeltos comprimidos rigidizados. (A-B.5.3.).
- $Q_s$**  factor de reducción por pandeo local para elementos esbeltos comprimidos no rigidizados. (A-B.5.3.).
- $R$**  acción debida a la lluvia inicial, o hielo, sin considerar los efectos de acumulación de agua. (A.4.1.).
- $R_{PG}$**  factor de reducción de la resistencia nominal a flexión de una viga armada. (A-G.2.).
- $R_e$**  factor de viga armada híbrida. (A-F.1.).
- $R_n$**  resistencia nominal, en kN. (A.5.3.).
- $R_v$**  resistencia nominal al corte del alma, en kN. (K.1.7.).
- $S$**  módulo resistente elástico de la sección, en  $\text{cm}^3$ . (F.1.1.).
- $S$**  acción de la nieve. (A.4.1.).
- $S$**  separación de barras secundarias, en cm. (K.2.).
- $S_c$**  módulo resistente elástico de la sección relativo al eje de flexión y correspondiente a la punta comprimida, en barras de ángulo simple, en  $\text{cm}^3$ . (F.5.1.1.).
- $S_t$**  módulo resistente elástico de la sección relativo al eje de flexión y correspondiente a la punta traccionada, en barras de ángulo simple, en  $\text{cm}^3$ . (F.5.1.2.).
- $S'_x$**  módulo de sección elástico de la sección extrema de mayor altura de una barra de altura variable con respecto a su eje fuerte, en  $\text{cm}^3$ . (A-F.3.4.).
- $S_{eff}$**  módulo resistente elástico de la sección efectiva con respecto al eje fuerte, en  $\text{cm}^3$ . (A-F.1.).
- $S_{xt}, S_{xc}$**  módulo resistente elástico de la sección relativo al eje de flexión y correspondiente a la fibra extrema del ala traccionada o comprimida, respectivamente, en  $\text{cm}^3$ . (A-F.1.).
- $T$**  acciones térmicas climáticas, acciones térmicas funcionales del tipo normativo, deformaciones impuestas por el proceso constructivo o fuerzas resultantes del proceso de soldado. (A.4.1.).
- $T$**  fuerza de tracción debida a cargas de servicio, en kN. (J.3.9.).
- $T_b$**  fuerza de pretensado mínima para bulones de alta resistencia totalmente traccionados, en kN. (J.3.9.).
- $T_u$**  resistencia a tracción requerida debida a acciones mayoradas, en kN. (A-J.3.9b.).
- $U$**  coeficiente de reducción, utilizado en el cálculo del área neta efectiva. (B.3.).

- $U_p$  índice de tensión para la barra primaria. (A-K.2.).
- $U_s$  índice de tensión para la barra secundaria. (A-K.2.).
- $V_{eu}$  esfuerzo de corte requerido en columnas armadas axialmente comprimidas, generado por la deformación inicial, en kN. (A-E.4.2.1.).
- $V_n$  resistencia nominal al corte, en kN. (F.2.2.).
- $V_u$  resistencia requerida al corte, en kN. (A-G.4.).
- $V_{u1}$  esfuerzo de corte requerido en un cordón de una columna armada del Grupo V generado por la deformación inicial, en kN. (A-E.4.2.2.).
- $W$  acción del viento. (A.4.1.).
- $X_1$  factor de pandeo de viga definido por la expresión F.1-8, en MPa. (F.1.2.).
- $X_2$  factor de pandeo de viga definido por la expresión F.1-9, en MPa<sup>2</sup>. (F.1.2.).
- $Z$  módulo plástico de la sección, en cm<sup>3</sup>. (F.1.1.).
- $a$  distancia entre rigidizadores transversales, en cm. (A-F.2.2.).
- $a$  distancia entre conectores en una barra armada, en cm. (E.4.2.).
- $a$  menor distancia entre el borde del agujero del pasador y el borde de la barra, medida en la dirección paralela a la fuerza, en cm. (D.3.).
- $a_r$  relación entre el área de alma y el área de ala comprimida. (A-G.2.).
- $a'$  longitud de soldadura, en cm. (B.10.).
- $b$  ancho de un elemento comprimido, en cm. (B.5.1.).
- $b_e$  ancho efectivo reducido para elementos esbeltos comprimidos, en cm. (A-B.5.3.).
- $b_{eff}$  distancia efectiva a borde, en cm. (D.3.).
- $b_f$  ancho del ala, en cm. (B.5.1.).
- $b_p$  ancho de platabanda, en cm. (Figura B.10-1).
- $b_s$  ancho del rigidizador para rigidizadores de un solo lado, en cm. (C.3.4.).
- $d$  diámetro nominal de un bulón, en cm. (J.3.3.).
- $d$  altura total de la sección de una barra, en cm. (B.5.1.).
- $d$  diámetro de un pasador, en cm. (D.3.).
- $d$  diámetro del rodillo, en cm. (J.8.2.).

- $d_L$**  altura de la sección en el extremo de la longitud no arriostrada de una barra de altura variable, que tenga mayor altura, en cm. (A-F.3.1.).
- $d_b$**  altura de la viga, en cm. (K.1.7.).
- $d_b$**  diámetro nominal (diámetro del cuerpo o espiga), en cm. (A-K.3.3.).
- $d_c$**  altura de la columna, en cm. (K.1.7.).
- $d_o$**  altura de la sección en el extremo de la longitud no arriostrada de una barra de altura variable, que tenga menor altura, en cm. (A-F.3.1.).
- $e$**  base del logaritmo natural.
- $e_o$**  mínima deformación inicial para columna armada, en cm. (A-E.4.2.).
- $f$**  tensión de compresión elástica calculada en el elemento rigidizado, en MPa. (A-B.5.3.).
- $f_{b1}$**  tensión normal de flexión calculada en el extremo de un segmento no arriostrado, de una viga con alma de altura variable, opuesto a aquél donde se produce la mayor tensión normal por flexión, en MPa. (A-F.3.4.).
- $f_{b2}$**  mayor tensión normal de flexión calculada en un extremo de un segmento no arriostrado de una viga con alma de altura variable, en MPa. (A-F.3.4.).
- $f'_c$**  resistencia especificada a compresión del hormigón, en MPa. (J.9.).
- $f_o$**  tensión debida a la combinación de acciones 1,2 D + 1,2 R, en MPa. (A-K.2.).
- $f_{un}$**  tensión normal requerida, en MPa. (H.2.).
- $f_{uv}$**  tensión de corte requerida, en MPa. (H.2.).
- $f_v$**  tensión de corte requerida en bulones y remaches debida a acciones mayoradas, en MPa. (J.3.7.).
- $g$**  distancia en dirección perpendicular a la fuerza entre centros de agujeros consecutivos, en cm. (B.2.).
- $h$**  distancia libre entre alas, menos los radios de acuerdo entre el alma y las alas en secciones laminadas. Para secciones armadas, la distancia entre líneas adyacentes de pasadores o la distancia libre entre las caras internas de las alas cuando se utilice soldadura, en cm. (B.5.1.).
- $h$**  distancia entre centros de gravedad de las barras componentes de una barra armada medida perpendicularmente al eje de pandeo de la barra, en cm. (E.4.2.).
- $h_c$**  el doble de la distancia entre el baricentro de la sección y a) la cara interna del ala comprimida menos el radio de acuerdo entre alma y ala, para secciones laminadas ó b) la línea de pasadores más próxima al ala comprimida ó la cara interna del ala comprimida cuando se utilice soldadura, para secciones armadas, en cm. (B.5.1.).

- $h_i$**  distancia del baricentro de una sección hasta a) la línea inferior de pasadores entre alma y ala, en secciones laminadas ó b) la cara superior del ala inferior, en secciones soldadas, en cm (ver la Figura B.5.1).
- $h_o$**  distancia entre centros de gravedad de las alas, en cm. (C.3.4.).
- $h_s$**  distancia del baricentro de una sección hasta a) la línea superior de pasadores entre alma y ala, en secciones laminadas; o b) la cara inferior del ala superior, en secciones soldadas, en cm (ver la Figura B.5.1).
- $h_s$**  factor utilizado en la expresión A-F.3-6 para barras con alma de altura variable, en cm. (A-F.3.4.).
- $h_w$**  factor utilizado en la expresión A-F.3-7 para barras con almas de altura variable, en cm. (A-F.3.4.).
- $j$**  factor definido mediante la expresión A-F.2-4 para el momento de inercia mínimo de un rigidizador transversal. (A-F.2.3.).
- $k$**  factor de longitud efectiva de barras para pandeo flexional. (B.7.).
- $k$**  distancia desde la cara externa del ala al inicio del alma, en cm. (K.1.3.).
- $k_c$**  coeficiente que mide la interacción ala-alma para pandeo local. (Tabla B.5.1).
- $k_v$**  coeficiente de abolladura de la placa del alma. (A-F.2.2.).
- $k_z$**  factor de longitud efectiva para pandeo torsional. (A-E.3.).
- $k_y$**  factor de longitud efectiva para barras con almas de altura variable. (A-F.3.3.).
- $m$**  relación entre la tensión de fluencia del alma y la tensión de fluencia o tensión crítica del ala, para vigas híbridas. (A-G.2.).
- $n$**  número de barras de la columna armada. (A-E.4.2.).
- $n$**  número de puntos arriostrados nodalmente dentro de la longitud de la viga. (C.3.4.).
- $n_1$**  número de barras del cordón de una columna armada.(A-E.4.2.).
- $n_p$**  número de planos de presillas. (A-E.4.2.).
- $r$**  radio de giro gobernante, en cm. (B.7.).
- $r_{To}$**  en barras con almas de altura variable, radio de giro con respecto a un eje ubicado en el plano del alma, de una sección ubicada en el extremo de la barra con menor altura, que incluya el ala comprimida más 1/3 de la altura comprimida del alma, en cm. (A-F.3.4.).
- $r_i$**  radio de giro mínimo de una barra componente en una barra armada, en cm. (E.4.2.).
- $r_{ib}$**  radio de giro de una barra componente relativo a su eje baricéntrico, paralelo al eje de pandeo de la barra armada, en cm. (E.4.2.).

$\bar{r}_o$	radio de giro polar con respecto al centro de corte, en cm. (E.3.).
$r_{ox}, r_{oy}$	radio de giro con respecto a los ejes $x$ e $y$ respectivamente, de la sección ubicada en el extremo de la barra que tenga la menor altura, en barras de altura variable, en cm. (A-F.3.3.).
$r_x, r_y$	radio de giro con respecto a los ejes $x$ e $y$ respectivamente, en cm. (E.3.).
$r_{yc}$	radio de giro del ala comprimida con respecto al eje $y$ , o si la flexión produce doble curvatura, radio de giro del ala más pequeña con respecto al eje $y$ , en cm. (A-F.1.).
$r_z$	radio de giro de la sección de una barra de ángulo simple con respecto al eje principal de menor inercia, en cm. (F.5.3.2.).
$s$	distancia en la dirección de la fuerza entre centros de agujeros consecutivos, en cm. (B.2.).
$t$	espesor del elemento o de la chapa, en cm. (Tabla B.5.1).
$t_f$	espesor de ala, en cm. (B.5.1.).
$t_p$	ancho de platabanda, en cm. (ver la Figura B.10.1).
$t_s$	espesor del rigidizador del alma, en cm. (C.3.4.).
$t_w$	espesor de alma, en cm. (B.5.1.).
$w$	lado del filete de soldadura, en cm. (J.2.2.).
$w$	subíndice relativo al eje de flexión correspondiente al eje principal de mayor inercia en barras de ángulo simple. (F.5.3.).
$w$	ancho de la chapa; distancia entre soldaduras, en cm. (B.3.).
$x$	subíndice relativo al eje fuerte de flexión.
$x_o, y_o$	coordenadas del centro de corte con respecto del centro de gravedad, en cm. (E.3.).
$\bar{x}$	excentricidad de la unión, en cm. (B.3.).
$y$	subíndice relativo al eje débil de flexión.
$z$	subíndice relativo al eje longitudinal de la barra.
$z$	subíndice relativo al eje de flexión correspondiente al eje principal de menor inercia en barras de ángulo simple. (F.5.3.).
$z$	distancia desde el extremo con menor altura de la sección en una barra con alma de altura variable, que es utilizada en la expresión A-F.3-1. para determinar la altura en una sección, en cm. (A-F.3.1.).

- $z_o$  coordenada en la dirección del eje  $z$  del centro de corte con respecto al centro de gravedad de la sección en una barra de ángulo simple, en cm. (F.5.3.2.).
- $\alpha$  relación de separación para barras armadas comprimidas e igual a  $h/2 r_{ib}$ . (E.4.2.).
- $\beta$  factor de reducción dado por la expresión J.2-1. (J.2.).
- $\beta_T$  rigidez requerida del arriostramiento excluida la distorsión del alma, en kNm/radián. (C.3.4.).
- $\beta_{Tb}$  rigidez requerida del pórtico transversal o diafragma de arriostramiento, en kNm/radián. (C.3.4.).
- $\beta_{br}$  rigidez lateral requerida por piso o panel, en kN/cm. (C.3.).
- $\beta_{sec}$  rigidez distorsional del alma incluido el efecto de rigidizadores transversales del alma, cualquiera sean ellos, en kNm/radián. (C.3.4.).
- $\beta, \beta_1, \beta_2$  factores para obtener el corte por pandeo en columnas armadas. (A-E.4.2.).
- $\beta_w$  propiedad especial de la sección para perfiles ángulo de alas desiguales, en cm. (F.5.3.2.).
- $\Delta_{oh}$  desplazamiento lateral relativo del piso considerado, en cm. (C.1.4.).
- $\gamma$  relación de variación de altura. (A-F.3.1.). Subíndice para tensiones en barras de altura variable. (A-F.3.4.).
- $\zeta$  exponente para la expresión de interacción alternativa viga-columna (A-H.3.).
- $\eta$  exponente para la expresión de interacción alternativa viga-columna (A-H.3.).
- $\lambda_1$  valor auxiliar relacionado con la rigidez a corte de la celosía o el sistema de presillas en barras armadas de los Grupos IV y V. (A-E.4.2.1.).
- $\lambda_c$  factor de esbeltez adimensional de barras comprimidas. (A-B.5.3.).
- $\lambda_e$  factor de esbeltez equivalente. (A-E.2.).
- $\lambda_{eff}$  factor de esbeltez efectiva definida por la expresión A-F.3-2. (A-F.3.3.).
- $\lambda_m$  esbeltez modificada de la columna armada. (A-E.4.2.).
- $\lambda_o$  esbeltez de la columna armada actuando como una unidad. (A-E.4.2.).
- $\lambda_p$  relación ancho-espesor límite para elemento compacto. (B.5.1.).
- $\lambda_{pp}$  relación ancho-espesor límite para elementos comprimidos de secciones de barras de estructuras de edificios que sean rótulas plásticas para un análisis global plástico. (Tabla B.5.1.).

$\lambda_r$	relación ancho-espesor límite para elemento no compacto. (B.5.1.).
$\varepsilon_u$	deformación específica correspondiente a $F_u$ . (C.1.3.).
$\varepsilon_y$	deformación específica correspondiente a $F_y$ . (C.1.3.).
$\phi$	factor de resistencia. (A.5.3.).
$\phi_b$	factor de resistencia para flexión. (Tabla B.5.1.).
$\phi_c$	factor de resistencia para compresión. (C.2.1.).
$\phi_{sf}$	factor de resistencia para corte en la línea de falla. (D.3.).
$\phi_t$	factor de resistencia para tracción. (D.1.).
$\phi_v$	factor de resistencia para corte. (F.2.2.).
$\theta$	factor que considera la influencia de la rigidez de las presillas en la rigidez de una columna armada. (A-E.4.2.).





# GLOSARIO

## A

**Acción:** conjunto de fuerzas o momentos exteriores activos, concentradas o distribuidas (acciones directas), o deformaciones impuestas o restringidas (acciones indirectas) aplicadas a una estructura. También se puede denominar **estado de carga** o simplemente **carga**.

**Acción del campo a tracción:** comportamiento de un panel de viga armada sometido a una fuerza de corte, en el cual se desarrollan en el alma fuerzas diagonales de tracción y en los rigidizadores transversales fuerzas de compresión, presentando un comportamiento similar al de una viga reticulada tipo Pratt.

**Acción de servicio:** intensidad esperada de una acción para un uso normal de la estructura durante la vida útil de la misma. En general se considera como tal la acción nominal.

**Acción de palanca:** efecto de palanca que existe en uniones en las que la línea de acción de la carga aplicada es excéntrica con respecto al eje del bulón, y que produce una deformación de la parte unida y una amplificación de la fuerza actuante en el bulón.

**Acción inelástica:** deformación del material que no desaparece al dejar de actuar la carga que la produce.

**Acción mayorada:** producto de la acción nominal por el factor de carga correspondiente. También **carga mayorada**.

**Acción nominal:** intensidad mínima de una acción especificada por los correspondientes Reglamentos CIRSOC e INPRES-CIRSOC u otras especificaciones aplicables a falta de aquéllos. También se denomina **carga nominal**.

**Análisis de primer orden:** análisis basado en las deformaciones de primer orden, en el cual las condiciones de equilibrio son formuladas sobre la estructura sin deformar.

**Análisis de segundo orden:** análisis basado en las deformaciones de segundo orden, en el cual las condiciones de equilibrio son formuladas sobre la estructura deformada.

**Análisis estructural:** proceso de determinación de los efectos de las acciones en los elementos estructurales ( barras, uniones) basado en determinadas hipótesis.

**Análisis global elástico:** determinación de los efectos de las cargas (fuerzas, momentos, tensiones, etc.) en barras y uniones con la hipótesis de que la deformación del material desaparece al dejar de actuar las cargas y que el diagrama tensión-deformación del acero es lineal, sea cual fuere el nivel de tensión.

**Análisis global plástico:** determinación de los efectos de las cargas (fuerzas, momentos, etc.) en barras y uniones con métodos que adoptan hipótesis de comportamiento no elástico del material (por ejemplo método rígido-plástico), que el equilibrio es satisfecho en todos los puntos de la estructura y que no es superada la fluencia en ningún punto de la misma. Puede ser necesario considerar los efectos de segundo orden.

**Ancho efectivo reducido:** ancho reducido de un elemento que, con una distribución uniforme de tensión, produce el mismo comportamiento estructural del elemento, que el ancho real con una distribución no uniforme de tensiones.

**AISC-LRFD:** Especificación del American Institute of Steel Construction (AISC) basada en el Load and Resistance Factor Design (Método del Factor de Carga y Resistencia (LRFD)). Método de dimensionamiento de componentes estructurales (barras, uniones, etc.) por el cual ningún estado límite pertinente es superado cuando la estructura es sometida a todas las combinaciones de acciones apropiadas.

**Arriostramiento nodal:** sistema de arriostramiento que previene el desplazamiento lateral o el giro en la ubicación de la riostra a lo largo de la viga o columna, sin ninguna ligazón directa con otra riostra ubicada en puntos arriostrados adyacentes.

**Arriostramiento relativo:** sistema de arriostramiento que controla el movimiento relativo de dos puntos arriostrados adyacentes a lo largo de la viga o columna o el desplazamiento lateral relativo de dos pisos de un pórtico.

## **B**

**Barra:** elemento estructural.

**Barra armada:** elemento estructural formado por perfiles, chapas u otras piezas metálicas unidos por bulones, remaches o soldaduras de manera que actúan como un conjunto frente a los efectos de las acciones.

**Barras de chapa de acero conformada en frío:** elementos estructurales conformados por plegado o doblado de chapas sin la aplicación de calor.

**Barras del arriostramiento lateral:** barras utilizadas en forma individual o integrando un sistema de arriostramiento para impedir el pandeo de barras o elementos y/o para resistir acciones laterales.

**Barra de ojo:** tipo particular de barra traccionada con extremo articulado, de espesor uniforme, con cabeza laminada u obtenida por corte térmico de mayor ancho que el cuerpo de la barra y proporcionada de modo de tener igual resistencia en la cabeza que en el cuerpo.

## **C**

**Carga:** ver *acción*.

**Carga de Euler:** fuerza axial crítica de pandeo para una columna biarticulada de eje recto, fuerza perfectamente centrada y material perfectamente elástico. Su valor está dado por la fórmula de Euler.

**Carga mayorada:** ver *acción mayorada*.

**Carga nominal:** ver *acción nominal*.

**Columna:** barra en general vertical cuya función primaria es recibir, resistir y transmitir fuerzas de compresión que actúan según su eje longitudinal.

**Columna escalonada:** columna con cambios bruscos de sección transversal en determinados puntos de su longitud.

**Columnas sin rigidez lateral:** columnas con carga axial gravitatoria, biarticuladas a un pórtico que no aportan resistencia a la acción de fuerzas laterales.

**Combinación de acciones:** actuación simultánea de una o más acciones.

**Combinación de acciones crítica:** combinación de acciones que produce el mayor valor de un determinado efecto en una determinada barra o unión.

**Concentración de tensiones:** tensiones localizadas considerablemente mayores que el promedio (aún en secciones transversales de espesor uniforme, uniformemente cargadas) debido a cambios bruscos en la geometría o en la posición de la carga.

**Curva de pandeo:** expresión gráfica de la relación entre la tensión crítica de pandeo y la esbeltez de la barra comprimida.

**Curvatura:** rotación por unidad de longitud debida a la flexión.

**Deformación plástica:** diferencia entre la deformación total y la deformación elástica.

**Desplazamiento lateral:** movimiento lateral de la estructura producido por la actuación de fuerzas laterales, acciones verticales asimétricas o por la asimetría de las propiedades de la estructura.

**Desplazamiento relativo de piso:** diferencia de desplazamiento horizontal entre el nivel superior y el nivel inferior del piso.

**Doble curvatura:** condición de flexión en la que los momentos flexores extremos de la barra producen una deformada en forma de S.

**Documentación de proyecto:** conjunto de planos generales y de detalles básicos; memoria de cálculo; y especificaciones de materiales, fabricación, protección anticorrosiva y otras protecciones, montaje y construcción de la estructura.

## E

**Efectos de segundo orden (efectos  $P-\Delta$  y  $P-\delta$ ):** efectos producidos en las barras comprimidas por la fuerza axil y el desplazamiento lateral relativo de los nudos extremos o la deformación de la barra, los cuales incrementan los momentos flexores requeridos.

**Eje débil:** eje principal con respecto al cual el momento de inercia de la sección transversal es menor.

**Eje fuerte:** eje principal con respecto al cual el momento de inercia de la sección transversal es mayor.

**Eje libre:** eje perpendicular al eje material que pasa por el centro de gravedad de una barra armada considerada como un conjunto.

**Eje material:** eje que une los centros de gravedad de los perfiles longitudinales que forman una barra armada.

**Elemento estructural:** componente de la estructura resistente.

**Elementos de sección:** partes planas que componen la sección transversal de una barra.

**Empalme:** unión entre dos elementos estructurales unidos por sus extremos para formar una barra más larga.

**Endurecimiento por deformación:** fenómeno que ocurre en los aceros dúctiles los que, luego de una importante deformación a partir del punto de fluencia, presentan una resistencia mayor al nivel de tensión que produjo la fluencia.

**Esbeltez:** relación entre la longitud efectiva de una barra comprimida y el radio de giro de su sección transversal, ambos con respecto al mismo eje de pandeo. También **relación de esbeltez**.

**Estado límite:** condición más allá de la cual la estructura o una parte de ella no logra satisfacer los comportamientos requeridos por el proyecto. Puede no ser más útil para la función a que está destinado (estado límite de servicio) o ser inseguro (estado límite último).

**Estado límite de servicio:** condición límite que afecta la capacidad de la estructura con un uso normal para conservar el aspecto, el mantenimiento, la durabilidad, el confort de los ocupantes o el buen funcionamiento de equipos.

**Estado límite último:** condición límite que afecta la seguridad de la estructura en la cual la capacidad última es alcanzada. Son por ejemplo la pérdida del equilibrio, la inestabilidad, la rotura, la fluencia, la deformación excesiva, la fatiga, un mecanismo plástico.

## F

**Factor de carga:** factor que contempla las inevitables desviaciones de la carga real con respecto a la carga nominal y las incertidumbres en el método de análisis que transforma las cargas en los efectos de las cargas.

**Factor de ductilidad:** relación entre la deformación total por la carga máxima y la deformación límite elástica.

**Factor de esbeltez adimensional:** relación de esbeltez reducida utilizada para lograr curvas de pandeo independientes de la tensión de fluencia del acero.

**Factor de forma:** relación entre el momento plástico y el momento elástico, o relación entre el módulo plástico y el módulo resistente elástico de la sección transversal.

**Factor de longitud efectiva:** relación entre la longitud efectiva de una barra comprimida y la longitud real de la misma.

**Factor de resistencia:** factor que toma en cuenta las inevitables desviaciones entre la resistencia real y la resistencia nominal y la forma y consecuencias de la falla.

**Fatiga:** fenómeno de rotura resultante de la actuación cíclica y repetida de cargas.

**Flexión disimétrica:** flexión simultánea de una barra alrededor de ambos ejes principales de inercia. También flexión biaxial o flexión oblicua.

**Fuerzas concentradas dobles:** dos fuerzas concentradas iguales y opuestas que forman una cupla actuando sobre el mismo lado de la barra.

**Fusión incompleta:** falta de unión por fusión del material de aporte y el metal base en la zona prescrita.

## I

**Inestabilidad:** condición de una estructura o elemento estructural bajo carga, alcanzada la cual se produce un incremento continuo de deformaciones y una disminución de su capacidad resistente.

## J

**Junta:** área donde dos o más extremos, superficies o bordes son unidos. Se caracteriza por el tipo de pasador o soldadura utilizada y la forma de transmitir las fuerzas.

## L

**Longitud efectiva:** longitud de una barra biarticulada de igual comportamiento a pandeo que la barra considerada. Es el producto del factor de longitud efectiva  $k$  por la longitud real de la columna  $L$ .

**Longitud no arriostrada:** distancia entre puntos de una barra fijos por arriostramiento, medida entre los centros de gravedad de las barras del sistema de arriostramiento que lo producen.

## M

**Medio de unión:** término genérico para soldaduras, bulones, remaches, u otro elemento que transmite fuerzas en una junta.

**Método del giro de tuerca:** procedimiento para lograr y controlar la pretensión especificada en bulones de alta resistencia, realizando una predeterminada cantidad de fracciones de vuelta de tuerca desde la posición de ajuste sin juego de la misma.

**Modo desplazable de pandeo:** modo de pandeo de una barra con desplazamiento relativo de sus vínculos extremos.

**Modo indesplazable de pandeo:** modo de pandeo de una barra en el que sus vínculos extremos permanecen relativamente indesplazables.

**Módulo plástico:** módulo resistente a flexión de la sección transversal cuando ella se encuentra totalmente plastificada. Es el momento estático con respecto al eje neutro de las áreas de la sección transversal ubicadas a ambos lados del eje neutro.

**Módulo tangente:** pendiente de la curva tensión-deformación específica del material para un determinado nivel de tensión en la zona inelástica. Se determina por ensayos de compresión realizados sobre probetas cortas y bajo condiciones controladas.

**Momento elástico:** en una barra sometida a flexión, el momento para el cual la fibra más alejada del eje neutro alcanza la tensión de fluencia.

**Momento de inercia efectivo:** momento de inercia de la sección transversal basado en el ancho efectivo de los elementos comprimidos que pandean localmente.

**Momento plástico:** momento resistente de la sección transversal cuando la misma está totalmente plastificada.

## N

**Nudo:** zona de intersección de barras.

## P

**Panel nodal:** zona del nudo viga-columna formada por el área rectangular del alma de la columna en la intersección con la viga circunscripta por las alas de la columna y por las placas de continuidad.

**Pandeo del alma:** pandeo de la placa de alma.

**Pandeo lateral o pandeo lateral-torsional:** forma de pandeo de barras flexadas que implica deformación y giro.

**Pandeo local:** pandeo de un elemento comprimido de la sección transversal que puede provocar la falla de toda la barra.

**Pandeo localizado del alma:** falla local de la placa del alma en la zona cercana al punto de aplicación de una fuerza concentrada.

**Pared de corte:** pared (de mampostería u hormigón armado) que resiste fuerzas de corte aplicadas en propio plano, resultantes de la acción del viento, del sismo, o de la estabilización de pórticos arriostrados sin rigidez en el plano.

**Pasador:** término genérico para bulones, remaches u otro elemento independiente de la barra que trasmite fuerzas en una unión.

**Placas de continuidad:** placas rigidizadoras ubicadas en los bordes superior e inferior del panel nodal.

**Plastificación:** proceso de fluencia sucesiva de las fibras de la sección transversal de una barra al ir aumentando el momento flexor.

**pórtico arriostrado:** pórtico en el cual su estabilidad lateral y su resistencia frente a fuerzas horizontales es provista por un sistema de arriostramiento. Se comporta como pórtico a nudos indesplazables.

**Pórtico arriostrado en su plano:** tipología estructural formada por un reticulado vertical apto para resistir fuerzas horizontales aplicadas en su plano.

**Pórtico arriostrado sin rigidez lateral:** pórtico cuya resistencia a fuerzas horizontales y su estabilidad dependen de la resistencia y estabilidad de planos paralelos.

**Pórtico no arriostrado:** pórtico en el cual su estabilidad lateral y su resistencia frente a fuerzas horizontales es provista por la rigidez a flexión de la unión de vigas y columnas. Se comporta como pórtico a nudos desplazables.

**Pórtico plano:** tipología estructural bidimensional a los efectos de su análisis y proyecto.

**Pórtico rígido:** pórtico en el cual las uniones conservan el ángulo existente entre las barras, cuando es cargada la estructura.

**Presilla:** chapa plana usada para unir dos cordones de una barra armada y que debe transmitir el esfuerzo de corte generado por la deformación de los cordones o por las acciones exteriores.

**Punto de fluencia:** punto de la curva tensión-deformación a partir del cual se da un aumento de deformación sin aumento de tensión. En algunos aceros puede fijarse convencionalmente en términos de deformación plástica remanente.

## R

**Resistencia:** capacidad de la estructura o de un elemento estructural para resistir los efectos de las acciones. Ella se determina mediante un proceso de cálculo usando resistencias especificadas del material, dimensiones y fórmulas derivadas de principios aceptados de la mecánica estructural, o por ensayos de campo o de laboratorio considerando las diferencias de condiciones entre ellos. Resistencia es un término genérico que incluye tanto a los estados límites últimos como a los de servicio.

**Resistencia de diseño:** resistencia (fuerza, momento, tensión u otra resistencia apropiada) provista por la barra o unión; es el producto de la resistencia nominal por el factor de resistencia.

**Resistencia nominal:** capacidad de la estructura, elemento estructural o barra para resistir los efectos de las cargas. Se determina mediante un proceso de cálculo usando resistencias especificadas del material, dimensiones y fórmulas derivadas de principios aceptados de la mecánica estructural, o por ensayos de campo o laboratorio considerando las diferencias de condiciones entre ellos.

**Resistencia poscrítica:** resistencia adicional de un elemento, barra o pórtico posterior al pandeo.

**Resistencia requerida:** efecto de las acciones (fuerza axial, fuerza de corte, momento flector, momento torsor, tensiones, etc.) en las barras o uniones determinadas por análisis estructural cuando en la estructura actúan las acciones mayoradas. Se deberá usar la combinación de acciones crítica.

**Rigidez:** resistencia a la deformación de la estructura, de una barra o de un elemento, medida como la relación entre la sollicitación aplicada y la correspondiente deformación.

**Rigidez efectiva:** rigidez de la barra calculada con el momento de inercia efectivo.

**Rigidizador:** elemento unido al alma de una viga o viga armada cuya función es distribuir carga, transferir corte o prevenir el pandeo local. Generalmente es un perfil ángulo o una planchuela o chapa plana. Puede también estar unido a una o a las dos alas.

**Rótula plástica:** zona plastificada que se forma en la barra cuando se alcanza el momento plástico y la sección transversal tiene capacidad para seguir rotando. Se supone que la barra gira alrededor de la rótula actuando en ella el momento plástico  $M_p$ .

**Rotura frágil:** rotura abrupta con poca o ninguna deformación previa.

## S

**Sección compacta:** sección capaz de desarrollar en la sección transversal una distribución de tensiones totalmente plástica y puede alcanzar una deformación de tres veces la deformación correspondiente al límite elástico del diagrama tensión-deformación idealizado, antes de que se produzca el pandeo local.

**Sección con elementos esbeltos:** sección que tiene elementos que pandean localmente en el campo elástico antes de alcanzar la tensión de fluencia.

**Sección no compacta:** sección que puede desarrollar la tensión de fluencia en elementos comprimidos antes de que se produzca el pandeo local, pero no resiste el pandeo local inelástico para las deformaciones necesarias para tener una distribución de tensiones totalmente plástica.

**Simple curvatura:** condición de flexión en la cual la deformada de la barra toma la forma de un arco continuo en oposición a la doble curvatura donde existe una reversión.

**Sistema horizontal de arriostramiento:** sistema que une los pórticos arriostrados sin rigidez lateral en su plano, con el sistema vertical de arriostramiento.

**Sistema vertical de arriostramiento:** sistema de pórticos arriostrados en su plano, paredes de corte, o combinación de ellos extendido en uno o más pisos de un edificio.

**Solicitación de sección:** efecto de las acciones (fuerza axial, momento flector, momento torsor, esfuerzo de corte) en una sección de una barra o de una unión.

## T

**Tensión :** fuerza por unidad de área.

**Tensión de fluencia:** nivel de tensión del punto de fluencia.

**Tensión de rotura a tracción:** máxima tensión de tracción que el material es capaz de resistir.

**Tensiones residuales:** tensiones que quedan en una barra no cargada después que la misma ha sido laminada o fabricada. Algunos ejemplos, pero no los únicos, de tensiones residuales son: las resultantes del plegado en frío, del enfriamiento después del laminado o después del proceso de soldado.

**Torsión de Saint Venant:** tipo de torsión que produce sólo tensiones tangenciales en las secciones transversales de una barra. También **torsión pura** o **torsión uniforme**.

**Torsión por alabeo restringido:** tipo de torsión que produce tensiones tangenciales y normales en la sección transversal de una barra, generadas por la resistencia al alabeo de las secciones transversales. También **torsión no uniforme**.

## U

**Unión:** combinación de juntas usadas para transmitir solicitaciones de sección entre dos o más barras. Se caracteriza por el tipo de solicitación transmitida (fuerza, momento flexor, corte, torsión).

**Unión de deslizamiento crítico:** unión abulonada en la que se requiere resistencia al deslizamiento.

**Unión semirígida:** unión que permite una parte, pero no el total, de la rotación extrema de una viga.



## V

**Viga:** barra cuya función primaria es recibir, resistir y transmitir fuerzas que actúan transversalmente a su eje longitudinal.

**Viga armada:** viga formada por chapas planas y/o perfiles laminados unidos por soldaduras o pasadores.

**Viga armada de alma esbelta:** viga armada con alma o almas con relación  $h/t_w$  mayor a  $\lambda_r$ .

**Viga-columna:** barra cuya función primaria es recibir, resistir y transmitir fuerzas que actúan paralela y transversalmente a su eje longitudinal.

**Viga híbrida:** viga armada con alas de acero de mayor tensión de fluencia que el acero de las almas. Siempre que el acero de las alas es de menor o igual tensión de fluencia que el acero de las almas la viga se considera homogénea.

## Z

**Zócalo de fluencia:** parte de la curva tensión-deformación específica para tensión axial de tracción o compresión, que presenta un nivel de tensión prácticamente constante para un importante aumento de deformación.

# COMENTARIOS AL CAPÍTULO A.

## REQUISITOS GENERALES

### C A.1. INTRODUCCIÓN

Este Reglamento adopta como base la Especificación AISC-LRFD (Load & Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings del American Institute of Steel Construction, Inc.) en su edición de Diciembre de 1999. Esta Especificación fue adaptada en algunos aspectos para su aplicación en nuestro medio.

El criterio general utilizado ha sido el de mantener la mayor fidelidad a la Especificación base, lo que se basó en razones tales como que la misma es el resultado de numerosos y calificados estudios, investigaciones y ensayos; lleva varios años de utilización con buenos resultados habiendo tenido ya dos actualizaciones (1ª versión:1986; actualizaciones: 1993, 1999); las futuras actualizaciones que se realicen a la Especificación base pueden ser rápidamente incorporadas al Reglamento; existen disponibles en nuestro medio numerosos softwares de aplicación; existe una creciente bibliografía específica y manuales complementarios de aplicación; no se disponen en el país de medios para hacer investigaciones y ensayos equivalentes a los realizados para la elaboración de la Especificación base.

Siguiendo el criterio citado se ha mantenido el formato de Capítulos y Apéndices con la misma designación que en la Especificación base. En ella las especificaciones para barras de sección compuesta (secciones mixtas hormigón-acero) se encuentran en el Capítulo I. Dado que se elaborará un Reglamento CIRSOC específico para las estructuras mixtas (Reglamento CIRSOC 309-2011) no se ha incluido dicho Capítulo en este Reglamento, manteniéndose la designación original para los restantes Capítulos.

Para facilitar las referencias de la bibliografía, manuales y eventuales actualizaciones se ha conservado la numeración original de las fórmulas de aplicación, expresando aquéllas que son dimensionales en las unidades del SIMELA adoptadas. En el texto del Reglamento las referencias a las expresiones se indican con su numeración entre paréntesis ( ). Las expresiones que los contienen tienen explicitados los módulos **E** y **G**, siguiendo a la Especificación base en su versión 1999. En el Anexo I se presentan todas las expresiones de contenidas en este Reglamento con el valor de **E** ya incluido (**E = 200000 MPa**), y con la misma numeración pero con un asterisco (\*).

La parte prescriptiva del Reglamento, incluida en los Capítulos y Apéndices se debe aplicar integralmente y no en forma parcializada.

El Proyecto Estructural, el detallado y la dirección de una estructura de acero 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 se debe realizar con talleres, técnicos y operarios debidamente calificados.

El Proyecto por el Método de los Factores de Carga y Resistencia, también llamado Proyecto por Estados Límites, constituye una mejor aproximación para el proyecto de una estructura de acero que el método por tensiones admisibles tradicionalmente utilizado en nuestro medio e incluido en el **Reglamento CIRSOC 301 Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Acero para Edificios** (Edición Julio 1982).

El método incluye explícitas consideraciones sobre estados límites, múltiples factores de carga y factores de resistencia, y una implícita determinación probabilística de la confiabilidad.

Los factores de carga son distintos según el tipo de carga y los factores de resistencia dependen del estado límite considerado, del tipo de sollicitación y del elemento estructural. En cambio en el método por tensiones admisibles existe un único factor de seguridad que se aplica sobre la tensión de fluencia para obtener la tensión admisible. Asimismo en el proyecto por Cálculo Plástico incluido en el Reglamento CIRSOC 301-1982 existe un único factor de seguridad que divide a la carga límite o de colapso para obtener la carga admisible. El Método de los Factores de Carga y Resistencia le otorga al Proyectista o Diseñador Estructural una mayor flexibilidad, más racionalidad y la posibilidad de obtener una mayor economía global en la estructura.

El Método de Factores de Carga y Resistencia da como resultado estructuras que no difieren mucho de las que resultan por el método de tensiones admisibles, puesto que aquél fue calibrado con proyectos representativos desarrollados con dicho método. La innovación principal es la utilización de un modelo matemático probabilístico para la determinación de los factores de carga y de resistencia. Ello hizo posible dar un peso adecuado a la exactitud con la que se determinan las diferentes cargas y resistencias. También provee una metodología racional para la transferencia de los resultados de ensayos a las especificaciones de Proyecto. Se obtiene así un procedimiento de Proyecto más racional que permite una mayor uniformidad en la confiabilidad de las distintas partes de la estructura.

## **C A.2. CAMPO DE VALIDEZ**

### **C A.2.1. Alcance**

Para mayor claridad en la aplicación de este Reglamento también se indican en esta Sección aquellos casos y estructuras donde no son de aplicación las especificaciones del CIRSOC 301-2005. Asimismo se indican los Reglamentos CIRSOC e INPRES-CIRSOC aplicables para algunos de esos casos.

### **C A.2.2. Tipos de estructura**

La caracterización de los dos tipos de estructuras básicas ha sido realizada para permitir en el análisis estructural, un reconocimiento del grado real de restricción al giro (empotramiento) que producen las uniones.

Toda unión produce un cierto grado de empotramiento. Dependiendo del grado de empotramiento o restricción al giro que producen las uniones, las estructuras son clasificadas en Tipo **TR** o **PR**.

Las **tipologías TR**, en las que las uniones de las barras tienen la suficiente rigidez para mantener invariables los ángulos entre ellas, pueden ser proyectadas utilizando análisis elástico o plástico siguiendo las especificaciones correspondientes de este Reglamento para cada tipo de análisis.

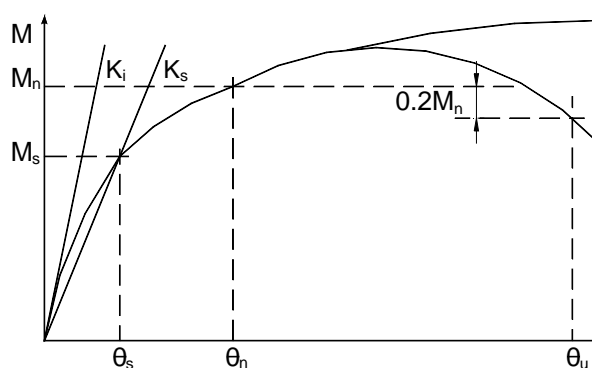
Dentro de la **tipología PR** cuando se desprecia la restricción al giro de todas las uniones, se tiene un "**entramado simple**" con todos sus nudos articulados. Con el diseño de las uniones, se debe asegurar que la hipótesis realizada de giro libre sea aproximadamente cumplida en la estructura real.

Para las **tipologías PR** con uniones donde haya certeza de su real capacidad de restricción al giro y siendo la misma inferior a la restricción total (empotramiento perfecto), se deberá incorporar en el análisis estructural dicha restricción parcial. En esos casos, para el análisis de la estabilidad de la estructura, se deberá tener en cuenta la rigidez reducida de la unión y la influencia que ella produce en los efectos de segundo orden.

**Clasificación de las uniones:** En la edición 1999 de la Especificación AISC-LRFD se acentúa la importancia de considerar en el Proyecto Estructural la rigidez, la resistencia y la ductilidad de las uniones.

Como ejemplos de clasificación de uniones se pueden citar los tipos descritos por Ackroyd y Gerstle (1982), Bjorhovde, Colson y Brozzetti (1990) y el Eurocode 3 (1992). La hipótesis básica para la clasificación de uniones es que las características más importantes de su comportamiento pueden ser o de una curva momento-rotación ( **$M-\theta$** ) tal como la indicada en la Figura **CA.2-1.** En la **curva momento-rotación** está implícita la definición de la unión como el conjunto de una zona de las barras unidas y de los elementos auxiliares de la unión. La unión se define de esta manera porque la rotación se mide sobre una longitud que incorpora la contribución tanto de los elementos auxiliares de la unión como de las barras unidas.

**Resistencia de la unión:** Con respecto a la Figura **CA.2-1.**, se presume que la resistencia nominal de la unión  $M_n$ , puede ser determinada en base a un modelo para el estado límite último de la unión o en base a datos de ensayo. Además muchas uniones tipo **PR** no presentan una meseta en la curva momento-rotación, aún para grandes rotaciones. Si la resistencia se determina mediante ensayos es necesario suponer una rotación a la cual se defina la resistencia nominal. Para este fin la **resistencia nominal** puede ser definida para una rotación de aproximadamente  $\theta_n = 0,02$  **radianes** (Hsieh y Deierlein, 1991, y Leon, Hoffman y Staeger, 1996).



**Figura CA.2-1. Gráfico momento-rotación típico de una unión semirígida (parcialmente restringida).**

Un aspecto importante de la **resistencia nominal** de la unión  $M_n$  es su relación con la resistencia de la viga unida  $M_{pviga}$ . La unión es totalmente restringida (empotramiento) si :  $M_n \geq M_{pviga}$  . Si  $M_n < M_{pviga}$  la unión es parcialmente restringida (semirígida).

Una unión tipo **PR** deberá ser proyectada con suficiente ductilidad para permitir que sus componentes se deformen y para evitar cualquier rotura frágil.

También es usual definir el límite inferior de la resistencia nominal, por debajo del cual la unión puede ser considerada como una articulación. Las uniones que transmiten menos del **0,2  $M_{pviga}$**  para una deformación de **0,02 radianes** se pueden considerar sin resistencia flexional en el análisis y proyecto. Se deberá tener en cuenta, sin embargo, que el agregado de muchas uniones semirígidas débiles (aquellas con una capacidad menor que **0,2  $M_{pviga}$** ) puede ser significativo cuando se lo compara con pocas uniones semirígidas fuertes (FEMA, 1997).

**Ductilidad de la unión:** La ductilidad de la unión es un parámetro clave cuando las deformaciones están concentradas en los elementos auxiliares de la unión, como es el típico caso en las uniones tipo **PR**. La ductilidad requerida depende de la flexibilidad de la unión y del caso particular analizado. Por ejemplo la ductilidad requerida para un pórtico arriostrado en zona no sísmica es generalmente menor que la requerida para un pórtico no arriostrado en zona de alta sismicidad. En referencia a la Figura **CA.2-1.**, la capacidad de rotación  $\theta_u$  , puede ser definida como el valor de la rotación de la unión en el punto donde ocurre alguna de las siguientes situaciones: **(a) la resistencia de la unión cae por debajo del 80 % de la resistencia nominal  $M_n$  ; (b) la unión se deforma más allá de un límite razonable** que se puede establecer en **0,03 radianes**. El segundo criterio para determinar  $\theta_u$  es aplicable en uniones donde no hay pérdida de resistencia para grandes rotaciones. Por ejemplo, ensayos de uniones de almas de dobles ángulos muestran que algunos detalles se deforman de manera dúctil después del punto donde la viga entra en contacto con la columna. Sin embargo no resulta apropiado para el Proyecto Estructural confiar en estas rotaciones extremadamente grandes (mayores que 0,1 radianes).

La **ductilidad admisible  $\theta_u$**  deberá ser comparada con la **ductilidad rotacional** requerida bajo la acción de la totalidad de las cargas mayoradas determinada por un análisis que tome en cuenta el comportamiento no lineal de la unión. En ausencia de un análisis preciso de la capacidad de rotación requerida por la unión se puede considerar adecuada la ductilidad de la unión cuando la ductilidad admisible sea mayor que **0,03 radianes**. Esta rotación es igual a la mínima ductilidad admisible de la unión viga-columna para pórticos sismorresistentes especiales fijada por la Especificación AISC (1997 y 1999) y por el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 Parte IV-2005 (artículo 9.1.) para estructuras de acero en zonas sísmicas. Muchos tipos de uniones del tipo **PR**, como las realizadas con ángulos de cabeza o asiento satisfacen este criterio.

**Rigidez de la unión:** Como muchas uniones **PR** manifiestan un comportamiento no lineal aún con bajos niveles de carga, la **rigidez inicial de la unión  $K_i$**  no caracteriza una adecuada respuesta de la unión. A falta de un modelado de la respuesta no lineal, una mejor medida del comportamiento de la unión es la **rigidez secante  $K_s$**  (ver Figura **C-A.2.1.**). La rigidez secante se define sobre la base ya sea del momento  $M_s$  o de la rotación  $\theta_s$  que se produciría bajo una carga aplicada. Generalmente deberán ser considerados en el Proyecto Estructural dos valores distintos de la rigidez secante. Uno correspondiente al comportamiento bajo **acciones de servicio** y otro para el comportamiento bajo **acciones mayoradas**.

La relación entre la rigidez de la unión y la rigidez de la viga puede ser definida por la siguiente expresión:

$$\alpha = (K_s L) / (EI)$$

siendo:

**L** la luz de la viga unida,

**EI** la rigidez flexional de la viga unida.

A fin de simplificar el análisis se pueden fijar límites de  $\alpha$  como un camino aproximado de categorizar la rigidez de las uniones. **Los límites no son valores exactos y generalmente dependen de la geometría de la estructura y del estado límite usado** para establecer el criterio. Para vigas continuas en pórticos arriostrados, por ejemplo, para establecer el criterio de rigidez pueden ser usados límites basados en alcanzar un cierto porcentaje del momento de empotramiento perfecto o basados en alcanzar una deformación límite (Leon, 1994).

Siempre en términos aproximados, donde se define  $\alpha$  usando la rigidez secante para estados límites de servicio, es razonable clasificar las **uniones como totalmente restringidas** (empotramientos) si  $\alpha > 20$ . En el otro extremo, si  $\alpha < 2$  la unión se puede considerar como una articulación.

**Análisis estructural y proyecto:** Cuando la **rigidez secante** quede por debajo del límite del empotramiento, el Proyectista o Diseñador Estructural para determinar el comportamiento de una unión **PR**, deberá calcular, para la barra y la unión determinada, las solicitaciones de sección, las deformaciones y los efectos de la estabilidad del pórtico. Ello requiere (1) que la relación momento-rotación característica de la unión sea conocida, y (2) que esa característica sea incorporada en el análisis y proyecto de la barra.

Las **curvas momento-rotación típicas** para muchas uniones **PR** son validadas por distintas bases de datos. Por ejemplo: Goverdhan (1983); Ang y Morris (1984); Nethercot (1985); Kishi y Chen (1986). Se deberá prestar atención cuando se utilicen curvas momento-rotación tabuladas y no extrapolar dimensiones o condiciones más allá de las usadas para desarrollar esas curvas puesto que pueden existir otros modos de falla (ASCE Task Committee on Effective Length, 1997). Cuando la unión proyectada no cae dentro del rango de las incluidas en los datos disponibles, se pueden determinar sus características por medio de ensayos, modelando los elementos componentes, o por estudios con elementos finitos (FEMA, 1995). Ejemplos de cómo modelar el comportamiento de una unión se encuentran en numerosas referencias (Bjorhovde, Colson y Zandonini, 1996; Chen y Lui, 1991; Lorenz, Kato y Chen, 1993; Chen y Toma, 1994; Chen, Goto y Liew, 1995; Leon y otros, 1996).

El grado de sofisticación del análisis depende del problema planteado. El Proyecto normal para estructuras con uniones **PR** requiere un análisis separado para los estados límites de servicio y para los estados límites últimos. Para servicio, un análisis con el uso de resortes lineales con la rigidez secante **K<sub>s</sub>** es generalmente suficiente. Para cargas mayoradas es necesario un procedimiento más cuidadoso que asegure que las características supuestas en el análisis son consistentes con las de la respuesta de la unión. En la Figura **C-A.2.1** se observa que la respuesta es especialmente no lineal cuando los momentos aplicados

se aproximan a la **resistencia nominal de la unión  $M_n$** . En particular se deberá considerar el efecto de la no linealidad de la unión sobre los momentos de segundo orden y sobre otras verificaciones de estabilidad que sean necesarias (ASCE Task Committee on Effective Length, 1997). El **método preferible** para incorporar dichos efectos en el estado límite último analizado es explicitar en el análisis de segundo orden la respuesta no lineal momento-rotación de la unión. Alternativamente para estructuras regulares en zonas de baja o moderada sismicidad pueden usarse métodos de segundo orden de análisis elástico o de análisis plástico adecuadamente calibrados (ej. Leon y otros, 1996). Los procedimientos elásticos pueden, por ejemplo, usar resortes lineales con valores reducidos de la rigidez secante determinados de manera consistente con las máximas rotaciones calculadas para cargas mayoradas.

En Reglamentos y Especificaciones anteriores fueron usados procedimientos de análisis que ignoraban los efectos de la restricción al giro de las uniones para cargas gravitatorias. Sin embargo ese efecto fue considerado para calcular la resistencia a cargas laterales para cargas de viento. Dicho método de análisis, aplicable a estructuras designadas como "entramados simples", requiere que se cumplan tres condiciones (Disque, 1964). Actualmente existe internacionalmente una tendencia a usar un predecible grado de restricción al giro de las uniones, de lo que resulta una representación más exacta del comportamiento estructural. Debe hacerse notar que en nuestro medio el uso de uniones **PR** semirígidas está muy poco desarrollado.

### **C A.3. MATERIALES**

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 producidos bajo normas internacionales reconocidas.

Para el Proyecto Estructural son necesarias algunas características mecánicas de los materiales que serán indicadas en este Reglamento.

Como regla general los materiales deberán cumplir con las normas IRAM e IRAM-IAS vigentes a la fecha de ejecución de los Proyectos, siempre que en las Especificaciones Técnicas no se especifique otra cosa.

### **C A.4. ACCIONES Y COMBINACIONES DE ACCIONES**

#### **C A.4.1. Acciones**

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

Se han listado las acciones comunes a considerar con la indicación del respectivo Reglamento sin designar el año de la edición vigente, pues a la fecha varios de ellos se encuentran en revisión y actualización. Para aquellas acciones donde no existan Reglamentos CIRSOC o INPRES-CIRSOC en vigencia, 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.

Para las **vigas carril de puentes grúas** la carga total en movimiento (carga de rueda) debe ser tomada como base para la carga de impacto, pues el impacto máximo se produce cuando la grúa se desplaza con las cargas suspendidas.

Los porcentajes de incremento de carga, que reconocen los efectos de los impactos aleatorios, no es necesario que sean aplicados sobre las columnas portantes, pues los efectos del impacto (aumento de excentricidad de las cargas o aumento de deformaciones de las barras) o no se desarrollarán o son despreciables durante la corta duración del impacto. Para información adicional sobre el proyecto de vigas carril de puentes grúas se puede consultar el Informe Técnico N° 13 de la Association of Iron and Steel Engineers (1997) (AISE Technical Report N° 13).

#### **C A.4.2. Combinaciones de acciones para los estados límites últimos**

Se han adoptado las combinaciones de acciones y factores de carga dados por el documento ANSI-ASCE 7-98 con la incorporación del factor  $f_2$  en la combinación (A.4.5) adoptado del IBC -2000. Estas combinaciones y factores de carga son las adoptadas por la Especificación base AISC-LRFD.

Las combinaciones de acciones y los factores de carga fueron desarrollados por Ellingwood y otros (1982). Los índices de confiabilidad  $\beta$  implícitos en los factores de carga son aproximadamente, los siguientes:

- para combinaciones con sólo cargas gravitatorias (permanente, nieve y sobrecargas), **3**
- para combinaciones que incluyen la acción del viento, **2,5**
- para combinaciones que incluyen acciones sísmicas **1,75.**

Para la definición de  $\beta$  ver el Comentario de la Sección A.5.3.

Las combinaciones de acciones y los factores de carga reconocen que cuando actúan diversas acciones variables o accidentales en combinación con la carga permanente (por ejemplo carga permanente más sobrecarga más viento), sólo una de ellas alcanza el valor de la máxima intensidad posible en la vida útil de la estructura, mientras que la otra alcanza el valor correspondiente a un instante arbitrario en el tiempo (por ejemplo, el valor probable de la carga que puede actuar en la estructura en cualquier instante).

Así, por ejemplo, con las cargas permanentes, sobrecarga y viento son apropiadas las siguientes combinaciones:

$$\gamma_D D + \gamma_L L \quad (\text{C-A.4.1})$$

$$\gamma_D D + \gamma_{La} L_a + \gamma_W W \quad (\text{C-A.4.2})$$

$$\gamma_D D + \gamma_L L + \gamma_{Wa} W_a \quad (\text{C-A.4.3})$$



donde  $\gamma$  es el factor de carga correspondiente a la acción, indicada con el correspondiente subíndice. El subíndice  $a$  se refiere al valor en un instante arbitrario del tiempo. Para la sobrecarga el valor medio en un instante arbitrario del tiempo  $L_a$  está en el orden de **0,24** a **0,40** del valor medio máximo de la sobrecarga  $L$  en la vida útil de la estructura para muchos ocupantes, pero su dispersión es muy grande. Para el viento el valor en un instante arbitrario del tiempo  $W_a$  que actúa en combinación con la máxima sobrecarga que se puede producir en la vida útil de la estructura, es el máximo viento diario. Como los efectos producidos por  $\gamma_{wa} W_a$  se consideran despreciables sólo quedan dos combinaciones de carga a considerar:

$$1,2 D + 1,6 L \quad (\text{C-A.4.4})$$

$$1,2 D + 0,5 L + 1,5 W \quad (\text{C-A.4.5})$$

El factor de carga **0,5** asignado a  $L$  en la segunda expresión refleja las propiedades estadísticas de  $L_a$ , pero para evitar el cálculo de otra carga, ella es reducida para ser combinada con el máximo valor de viento esperado en la vida útil de la estructura.

En edificios industriales o edificios de pocos pisos existe una mayor probabilidad de que al estar actuando la máxima sobrecarga de equipos o de pisos, actúe simultáneamente el viento con una combinación similar a la correspondiente a la combinación **A.4.3**. Por ello se ha agregado para este caso la exigencia de verificar la combinación **A.4.7**.

La combinación (**A.4.6**) se aplica cuando los efectos del viento o del sismo son contrarios a los producidos por la carga permanente.

Las combinaciones listadas en este artículo son las mínimas que se deben analizar.

## **C A.5. BASES DE PROYECTO**

### **C A.5.1. Resistencia requerida**

Para la determinación de las resistencias requeridas este Reglamento permite utilizar el análisis global elástico o plástico según se establece en el Capítulo **C**, debiendo satisfacerse para cada caso las condiciones especificadas.

Las resistencias requeridas (efectos de las acciones) de cada tipo (fuerza axial, momento flexor, esfuerzo de corte, etc.) y para cada elemento estructural o cada unión, deberán ser determinadas a partir de la combinación de acciones mayoradas crítica para cada efecto y para cada elemento estructural, tal como lo establece la Sección **A.4.2.**

### **C A.5.2. Estados límites. Condición de Proyecto**

Un estado límite es una condición que representa el límite de utilidad de una estructura o de una parte de ella. O sea, es un estado más allá del cual no quedan satisfechos los comportamientos requeridos por el Proyecto Estructural.

Los estados límites pueden ser definidos por requerimientos funcionales, tales como deformaciones o desplazamientos laterales máximos; pueden ser conceptuales, como la formación de una rótula plástica o un mecanismo; o pueden representar el colapso real de la estructura o una parte de ella como la rotura o la inestabilidad.

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.

Hay dos tipos de estados límites aplicables al Proyecto de estructuras: estados límites últimos o de resistencia y estados límites de servicio. Los estados límites últimos definen la seguridad frente a las cargas extremas que actúen durante la vida útil de la estructura. Los estados límites de servicio definen los requerimientos funcionales.

Como este Reglamento tiene como aspectos dominantes velar por la seguridad pública y la vida humana, define claramente los estados límites últimos, dando una mayor flexibilidad para los estados límites de servicio, aunque fijando exigencias mínimas para los mismos. Esto no significa que los estados límites de servicio no sean importantes para ser considerados en el Proyecto Estructural, sino que las exigencias de seguridad no pueden quedar libradas al juicio individual del Proyectista o Diseñador Estructural, el que deberá considerar los estados límites últimos y también los estados límites de servicio en su Proyecto, para que el mismo no sólo sea seguro sino también funcional y económico.

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. Los estados límites últimos más comunes son: pérdida de equilibrio o inestabilidad de la estructura en su conjunto; inestabilidad de un pórtico o de una barra; plastificación de una sección o llegada a la fluencia de un punto de la misma; formación de una rótula plástica; formación de un mecanismo; pandeo local de un elemento de una sección; pandeo lateral-torsional de una barra; rotura a tracción; desarrollo de fisuras o grietas por fatiga; inestabilidad por desplazamiento o deformación; deformación excesiva.

Los estados límites de servicio más comunes son: deformaciones elásticas inaceptables; vibraciones inaceptables y deformaciones permanentes.

### C A.5.3. Dimensionamiento para estados límites últimos

El formato general para el dimensionamiento para un estado límite último está dado por la expresión:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (\text{C-A.5.1})$$

siendo:

- $\Sigma$  la sumatoria de los valores individuales.
- $i$  el tipo de acción; por ejemplo: peso propio, sobrecarga de ocupación y uso, viento, etc.
- $Q$  el efecto de la acción nominal.
- $\gamma$  el factor de carga correspondiente a la acción nominal.
- $\sum \gamma_i Q_i$  la resistencia requerida.

$R_n$  la resistencia nominal.

$\phi$  el factor de resistencia correspondiente a  $R_n$ .

$\phi R_n$  la resistencia de diseño.

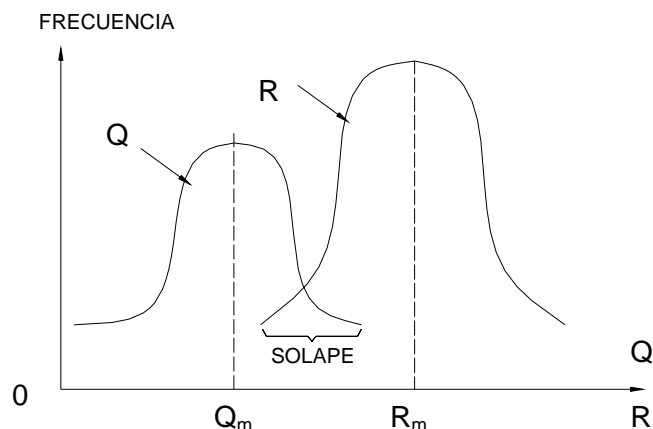
El miembro izquierdo de la expresión **C-A.5.1** representa la resistencia requerida resultante del análisis estructural cuando actúan sobre la estructura las acciones supuestas. El miembro derecho de la expresión **C-A.5.1** representa una capacidad estructural límite provista por el elemento estructural analizado. En el método de proyecto por estados límites o método de proyecto por factores de carga y resistencia el Proyectista o Diseñador Estructural compara el efecto de las cargas mayoradas con la resistencia realmente provista. La resistencia de diseño es la resistencia o capacidad  $\phi R_n$  que será provista por el elemento estructural analizado. Los factores de carga  $\gamma$  y los factores de resistencia  $\phi$  reflejan que las intensidades de las acciones, los efectos de las acciones (fuerzas, momentos, etc. solicitantes de los elementos estructurales) resultantes del análisis estructural, y las resistencias reales, pueden ser determinadas sólo con un cierto grado de aproximación.

El factor de resistencia  $\phi$  es igual o menor que **1**, pues casi siempre, y por diferentes razones, la resistencia real es menor que la resistencia nominal  $R_n$  calculada con las expresiones dadas en los Capítulos **A** hasta **K** y sus respectivos Apéndices. De igual manera, los factores de carga  $\gamma$  reflejan la desviación que los efectos reales de las cargas tienen con respecto a los resultantes del análisis estructural obtenidos bajo la acción de los valores nominales de aquéllas.

O sea, los factores de carga y de resistencia consideran la inevitable falta de exactitud de la teoría, las variaciones en las propiedades y dimensiones del material y la incertidumbre en la intensidad de las acciones dando un margen de seguridad para considerar intensidades inesperadas. No cubren errores gruesos, falta de conocimientos o negligencias en el Proyecto Estructural.

La Especificación AISC-LRFD, base de este Reglamento, está fundamentada en:

- (1) Modelos probabilísticos de cargas y resistencias.
- (2) Una calibración de los criterios de la Especificación AISC-LRFD con las especificaciones dadas en la edición 1978 de la Especificación AISC-ASD (tensiones admisibles) realizada para algunos seleccionados elementos estructurales y tipos de sollicitación.
- (3) Evaluación del criterio resultante mediante el juicio y la experiencia y el estudio comparativo de los proyectos de estructuras representativas.



**Figura C-A.5.1. Distribución de frecuencias de efectos de las acciones  $Q$  y de resistencias  $R$ .**

A continuación se presenta una descripción simplificada de la base probabilística del método LRFD (Ravindra y Galambos, 1978; Ellingwood y otros, 1982).

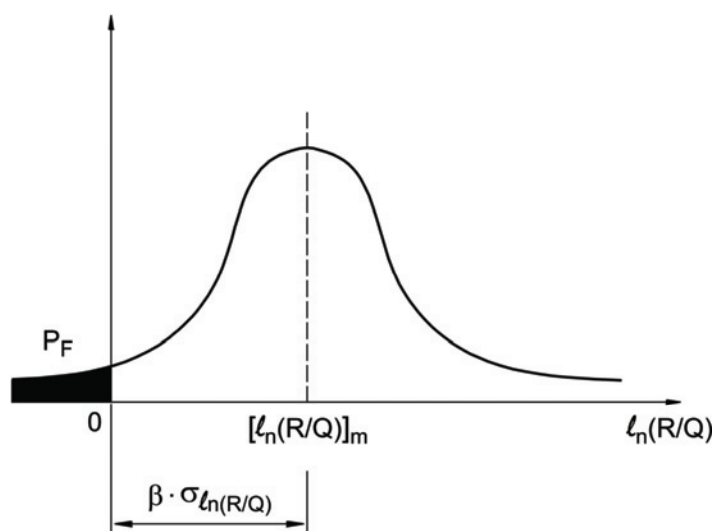
Los efectos de las acciones  $Q$  y las resistencias  $R$  se suponen como variables aleatorias estadísticamente independientes. En la Figura C-A.5.1. la distribución de frecuencias para  $Q$  y para  $R$  para un caso hipotético, están representadas por curvas separadas en una gráfica común. En la medida que  $R$  sea mayor que  $Q$  (más a la derecha) existirá un margen de seguridad para el estado límite particular.

Sin embargo como  $Q$  y  $R$  son variables aleatorias existe una pequeña probabilidad de que  $R$  sea menor que  $Q$ , ( $R < Q$ ). La probabilidad para el estado límite considerado, está en relación con el grado de solape de las curvas de distribución de frecuencias mostradas en la Figura C-A.5.1. y el solape depende de la posición relativa de ambas curvas ( $R_m$  comparado con  $Q_m$ ) y de las dispersiones de ambas variables.

Una situación equivalente a la anterior puede ser representada como se indica en la Figura C-A.5.2.. Si la expresión  $R < Q$  es dividida por  $Q$  y el resultado se expresa logarítmicamente, resulta una curva simple de distribución de frecuencias que combina las incertidumbres de ambas variables. La probabilidad de alcanzar un estado límite ( $R < Q$ ) es igual a la probabilidad de que  $\ell_n(R/Q) < 0$  se representa por el área sombreada en la Figura C-A.5.2.

El área sombreada puede ser reducida, y por lo tanto aumentada la seguridad, por uno o ambos de los caminos siguientes:

- (1) moviendo el valor medio de  $\ell_n(R/Q)$  a la derecha,
- (2) reduciendo la extensión de la curva para una posición dada del valor medio con respecto al origen.



**Figura C-A.5.2. Definición del índice de confiabilidad**

Una forma conveniente de combinar las dos aproximaciones es definir la posición del valor medio usando como unidad de medida la desviación estándar de  $l_n(R/Q)$ . De esta manera la distancia desde el origen al valor medio es medida como el número de desviaciones estándar de la función  $l_n(R/Q)$ . Como se indica en la Figura C-A.5.2. se expresa la distancia como:

$$\beta \sigma_{l_n(R/Q)}$$

siendo:

$\sigma_{l_n(R/Q)}$  la desviación estándar de  $l_n(R/Q)$ .

El factor  $\beta$  se denomina **índice de confiabilidad**.

Si la forma real de la distribución de  $l_n(R/Q)$  fuese conocida, y si se pudiera admitir un valor aceptable de la probabilidad de alcanzar el estado límite, sería posible establecer un conjunto de criterios de Proyecto totalmente probabilístico. Desafortunadamente la gran cantidad de información necesaria generalmente no es conocida. La forma de distribución de cada una de las numerosas variables (material, acciones, etc.) tiene influencia en la forma de distribución de la función  $l_n(R/Q)$ . A menudo sólo pueden ser estimados los valores medios y las desviaciones estándar de las numerosas variables involucradas en la obtención de las resistencias y en la determinación de los efectos de las cargas. Sin embargo, esta información es suficiente para construir un criterio de proyecto aproximado, independiente del conocimiento de la real distribución. Ello se puede lograr estipulando la siguiente condición de Proyecto:

$$\beta \sigma_{l_n(R/Q)} \approx \beta \sqrt{V_R^2 + V_Q^2} \leq l_n(R_m/Q_m) \quad (\text{C-A.5.2})$$

En esta expresión la desviación estándar ha sido reemplazada por la aproximación:

$$\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}$$

donde:  $V_R = \sigma_R / R_m$      $V_Q = \sigma_Q / Q_m$

siendo:

$\sigma_R, \sigma_Q$  las desviaciones estándar.

$R_m, Q_m$  los valores medios.

$V_R, V_Q$  los coeficientes de variación de la resistencia  $R$  y del efecto de la carga  $Q$ .

Para elementos estructurales y acciones usuales pueden estimarse los valores medios  $R_m$  y  $Q_m$  y los coeficientes de variación  $V_R$  y  $V_Q$  con lo que se puede obtener un valor comparativo de la medida de la seguridad de una estructura o un elemento estructural a través del cálculo de  $\beta$  deducido de la expresión **C-A.5.2** :

$$\beta = \frac{\ell_n (R_m / Q_m)}{\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}} \quad (\text{C-A.5.3})$$

La determinación indicada de  $\beta$  es una manera simple de definir el método probabilístico utilizado en la Especificación AISC-LRFD.

Un método más refinado, que se puede acomodar mejor a situaciones de Proyecto complejas (tal como la expresión de interacción viga-columna) y que incluye distribuciones probabilísticas distintas a la distribución logarítmica normal utilizada para la deducción de la expresión **C-A.5.3**, ha sido desarrollado a partir de la publicación de Ravindra y Galambos (1978) y está totalmente descrito en Galambos y otros (1982).

Ese método ha sido utilizado para el desarrollo de los factores de carga recomendados en la Especificación AISC-LRFD (Sección **A.4.2**). Los dos métodos proporcionan prácticamente iguales valores de  $\beta$  para la mayoría de los elementos estructurales y sus uniones.

Las propiedades estadísticas (valores medios y coeficientes de variación) para las propiedades básicas del material y para vigas, vigas armadas, columnas, vigas-columnas y uniones, todas de acero, y para vigas compuestas de hormigón-acero, están presentadas en una serie de ocho artículos en la edición de septiembre de 1978 del "Journal of the Structural División of ASCE" (Vol. 104.ST9). Las cargas estadísticas correspondientes se encuentran en publicaciones de Galambos (1982). Basados en estas estadísticas, los valores de  $\beta$  inherentes a la Especificación AISC-ASD, Edición 1978, fueron evaluados para diferentes combinaciones de acciones (sobrecarga útil/carga permanente, viento/carga permanente, etc.) y para distintos elementos estructurales típicos (vigas, columnas, vigas columnas,

uniones, etc.). Como era de esperarse, existió una considerable variación en el rango de valores de  $\beta$ .

El examen de varios valores de  $\beta$  asociados con la Especificación AISC-ASD reveló ciertas tendencias. Por ejemplo: para vigas compactas laminadas (flexión) y barras traccionadas (fluencia) los valores de  $\beta$  disminuían de **3,1** para  $L/D = 0,5$  a **2,4** para  $L/D = 4$ . Esta disminución se debe a que la ASD (tensiones admisibles) aplica el mismo factor a acciones permanentes que a acciones variables, siendo las primeras más predecibles que las segundas, que presentan mayor incertidumbre.

Para uniones abulonadas o soldadas  $\beta$  está en el orden de **4 a 5**.

Los índices de confiabilidad para combinaciones que incluyen viento o sismo tienden a ser menores.

Basados en una evaluación completa de los  $\beta$  implícitos en la práctica aceptable de Proyecto en el medio norteamericano, Ellingwood (1982) desarrolló factores de carga comunes a estructuras de varios materiales estructurales (Acero, Hormigón Armado, etc.).

Una de las características del método probabilístico utilizado en el desarrollo de la AISC-LRFD es que las variaciones de los valores de  $\beta$  se pueden reducir mediante la especificación de varios valores del índice de confiabilidad  $\beta$  y la selección de múltiples factores de carga y resistencia tales que con ellos se alcancen los valores de  $\beta$  preestablecidos.

El Comité de Especificaciones de la AISC fijó el punto en el cual la LRFD se calibró con la ASD para  $L/D = 3$  para vigas compactas lateralmente arriostradas en flexión y para barras traccionadas en fluencia. El factor de resistencia  $\phi$  para estos estados límites es **0,90** y el  $\beta$  implícito es aproximadamente **2,6** para barras y **4** para uniones. El mayor valor de  $\beta$  para uniones refleja el hecho de que se espera que las uniones sean más fuertes que las barras que unen.

Los estados límites para otros elementos estructurales han sido analizados con similar criterio.

Ellingwood (1982) proporciona métodos computacionales y ábacos para el cálculo de los factores de carga  $\phi$ . Dichos factores se pueden determinar aproximadamente con la siguiente expresión:

$$\phi = (R_m/R_n) e^{(-0,55 \beta V_R)} \quad (\text{C-A.5.4})$$

siendo:

$R_m$  la resistencia media.

$R_n$  la resistencia nominal según las expresiones correspondientes de los Capítulos **D** al **K**.

$V_R$  el coeficiente de variación de la resistencia.

#### **C A.5.4. Dimensionamiento para estados límites de servicio**

La condición de servicio deberá ser verificada con las acciones nominales con factores de carga unitarios. Cuando actúa más de una acción variable podrán tomarse factores de reducción de los valores nominales de las acciones variables.

Para combinación de carga permanente con viento o sismo se podrán considerar en algunos casos factores de reducción de los valores nominales.





## COMENTARIOS AL CAPÍTULO B.

### REQUERIMIENTOS DE PROYECTO

#### C B.1. ÁREA BRUTA

En alas de espesor variable en secciones laminadas resulta práctico tomar como espesor del elemento, el correspondiente a la mitad de la distancia entre el borde libre del ala y la cara contigua del alma. Esto se especifica en la Sección **B.5.1.** de este Reglamento.

#### C B.2. ÁREA NETA

El área neta se refiere al área bruta menos la de agujeros, ranuras o muescas. El área que se resta es la de un rectángulo normal a la dirección de la fuerza e igual al producto del ancho del agujero por el espesor del elemento. Se considera, en general, que la ejecución del agujero destruye o daña el metal más allá del borde de aquél. Por ello se toma como ancho de cálculo del agujero de un pasador **2 mm** más que el ancho nominal del mismo. Este ancho nominal está determinado por las dimensiones máximas de los agujeros, en sus distintos tipos establecidos en la Sección **J.3.2.**, y dados en la Tabla **J.3.3.** en función de los diámetros de los pasadores.

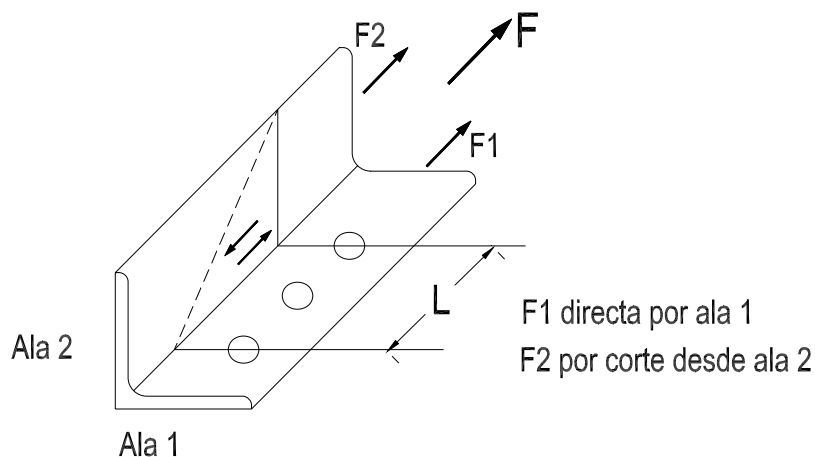
Cuando existen agujeros alternados existen varias posibles líneas de falla. La falla se producirá por la línea que resulte de menor sección neta. A lo largo de las líneas diagonales con respecto a la dirección de la fuerza existe una compleja combinación de tensiones normales y cortantes que no permite considerar la totalidad de su desarrollo como longitud neta frente a la fuerza normal. Para resolver el problema se usa una expresión empírica propuesta por V.H. Cochrane que ha mostrado en los ensayos una buena aproximación al comportamiento real de la junta y resulta de muy simple aplicación. El ancho neto de cálculo se obtiene restando al ancho bruto de la barra la totalidad de los diámetros de los agujeros de la cadena considerada y sumando la cantidad  **$s^2/4g$**  por cada diagonal de la cadena. Cuando el espesor a lo largo de la cadena no es constante se puede obtener el área neta con aproximación suficiente de la siguiente manera: se resta del área bruta de la sección la suma de las áreas de los agujeros de la cadena y se adicionan las cantidades  **$s^2/4g$**  multiplicadas por los correspondientes espesores medios, por cada diagonal considerada en la cadena.

Cuando los agujeros son del tipo ovalados largos, el estado tensional más complejo, el alejamiento de la línea de falla respecto de la línea que une los centros de agujeros y la falta de información sobre la verificación experimental para este caso de la fórmula propuesta, hacen aconsejable **no adicionar** la cantidad  **$s^2/4g$**  en el cálculo del ancho neto.

#### C B.3. ÁREA NETA EFECTIVA PARA BARRAS TRACCIONADAS

Cuando todos los elementos de la sección transversal de una barra traccionada se unen a otra barra, la fuerza se trasmite uniformemente a través de la sección y toda su sección neta resiste efectivamente la sollicitación. Si en cambio, la unión se realiza por algunos y no todos

los elementos de la sección transversal es necesaria una cierta longitud de la unión para que la fuerza que viene por los elementos no conectados se transmita por corte a los conectados y pase por estos, y a través de la unión, a la otra barra. Este efecto es conocido como retardo de corte. (Figura **C-B.3.1**). Si la longitud de la unión no es suficiente el área neta efectiva en la zona de la unión que resiste la fuerza es menor que la nominal.



**Figura C-B.3.1. Retardo de corte.**

La reducción está relacionada con:

- (a) la distancia entre el plano de la unión (por el que se transmite realmente la fuerza) y el centro de gravedad de la sección por la que viene la fuerza a transmitir. ( $\bar{x}$ ). (Ver la Figura **B.3.1**. del Capítulo **B**);
- (b) la longitud de la unión, pues al aumentar ésta la fuerza que viene por el elemento no conectado se va transmitiendo por corte sin que exista concentración de tensiones cortantes.

El fenómeno ocurre tanto en las uniones soldadas como en aquellas con pasadores. El coeficiente de reducción  $U$  se aplica al **área neta**  $A_n$  en barras con pasadores y al **área bruta** en barras soldadas. El valor de  $U$  viene dado por la fórmula empírica  $U = 1 - (\bar{x} / L) \leq 0,9$ , que cubre los resultados de ensayos dentro de un margen de  $\pm 10 \%$ .

Para cualquier perfil o elemento unido  $\bar{x}$  es una propiedad geométrica fija. La longitud  $L$  depende del número de pasadores o longitud de soldadura necesarios para transmitir la fuerza de tracción, dependiendo también de las propiedades mecánicas de la barra y de la capacidad de los pasadores o soldadura utilizados.

Para la aplicación de la fórmula en uniones abulonadas,  $L$  se adopta como la distancia entre el primer y último bulón paralela a la dirección de la fuerza, considerando la línea con mayor número de bulones. Hay insuficiente datos para establecer un valor de  $U$  cuando todas las

líneas tienen un sólo bulón, pero es conservador en ese caso tomar  $A_e$  igual al área neta del elemento unido.

En uniones soldadas,  $L$  es la longitud del cordón longitudinal, pues los cordones transversales prácticamente no tienen efecto sobre el retardo de corte.

Cuando las barras son cortas, como es el caso de las chapas de nudo o empalme y en general los elementos auxiliares de la unión, la influencia relativa de la deformación inelástica en la sección neta para alcanzar la tensión de rotura es mayor. Por ello, y a partir de resultados de ensayos (Kulak, Fisher, Struick.1987) se limita en esos casos la sección neta efectiva (igual a la sección neta) al **85 %** de la sección bruta. (Ver Sección **J.5.2** y los Comentarios correspondientes).

En vez de utilizar los valores determinados por la expresión  $U = 1 - (\bar{x} / L) \leq 0,9$  se pueden considerar, para uniones con pasadores y en los casos detallados, los siguientes valores fijados en ediciones anteriores de las Especificaciones **AISC** y que resultan en general conservadores:

- (a) Secciones laminadas **W**, **M** o **S** con ancho total de ala ( $b_f$ ) mayor o igual que **2/3** de la altura del perfil, y "Tes" estructurales cortadas de esas secciones, unidas sólo por sus alas y con no menos de tres pasadores por línea en la dirección de la fuerza:  **$U = 0,90$**
- (b) Secciones laminadas **W**, **M** o **S** que no cumplan las condiciones indicadas en (a), "Tes" estructurales cortadas de esas secciones, y otras secciones incluyendo secciones armadas, que no tengan todos sus elementos unidos, siempre que las uniones posean no menos de tres pasadores por línea en la dirección de la fuerza:  **$U = 0,85$**
- (c) Todo tipo de secciones que no tengan todos sus elementos unidos y cuyas uniones tengan sólo dos pasadores por línea en la dirección de la fuerza :  **$U = 0,75$**

Cuando la fuerza de tracción es transmitida por soldaduras tipo filete a algunos, pero no a todos los elementos de la sección transversal, se deberá controlar la resistencia de la soldadura.

### **C B.5. PANDEO LOCAL**

Las secciones de acero se clasifican en **compactas**, **no compactas** o **con elementos esbeltos**.

Una **sección es compacta** cuando puede desarrollar el Momento Plástico sin que se produzca el pandeo local de ningún elemento de la sección. Para ello se considera necesario que alcance una rotación inelástica de tres veces la rotación elástica.(Yura y otros.1978).

Las **secciones no compactas** pueden alcanzar la tensión de fluencia en los elementos comprimidos sin que ocurra el pandeo local, pero no pueden alcanzar el nivel de deformación requerido, anteriormente citado, para desarrollar el momento plástico.

En las **secciones con elementos esbeltos** los elementos comprimidos esbeltos pandean elásticamente antes de que se alcance la tensión de fluencia.

La división entre **secciones compactas** y **no compactas** está dada por la relación ancho-espesor del elemento igual a  $\lambda_p$ . Una sección será compacta cuando todos sus elementos comprimidos tengan una relación ancho-espesor menor o igual que  $\lambda_p$ . Además la unión entre alas y almas debe ser continua no pudiendo tener interrupciones.

Cuando la determinación de solicitaciones requeridas se realiza por análisis plástico, las secciones donde se ubican las rótulas plásticas deben tener la capacidad de rotación inelástica requerida para que ellas se desarrollen. En el caso de estructuras para edificios y perfiles simétricos con respecto al plano de flexión, esa capacidad se supone igual a siete veces la rotación elástica. Para ello la relación ancho-espesor de los elementos comprimidos debe ser menor o igual que un valor que se ha denominado en este Reglamento como  $\lambda_{pp}$ .

Similar capacidad de rotación es requerida en algunas estructuras ubicadas en zonas de alta sismicidad para desarrollar una ductilidad de **3 a 5** en los elementos estructurales (Chopra y Newmark, 1980; Galambos, 1976). Las relaciones límites para desarrollar dicha capacidad de rotación están dadas en el documento **Seismic Provision for Structural Steel Buildings** de la **AISC** en la Tabla **8.1.** y en el **EUROCODE 3 – Parte 1-1**, 1993, para los casos aplicables y son prácticamente coincidentes. De allí han sido adoptados para incorporarlos a la Tabla **B.5.1.**

La relación  $\lambda_r$  representa el límite entre las secciones no compactas y las secciones de elementos esbeltos comprimidos. Si la relación  $\lambda$  de un elemento comprimido es menor o igual que  $\lambda_r$  el pandeo local elástico no gobernará su resistencia. En secciones sometidas a compresión axial toda la sección llega simultáneamente a la fluencia, por lo que para la plastificación total de la misma sus elementos deben tener un  $\lambda$  menor o igual que  $\lambda_r$ , no siendo aplicable el límite  $\lambda_p$ .

Cuando  $\lambda$  supera el valor  $\lambda_r$ , el elemento comprimido pandeo elásticamente antes de alcanzar la fluencia. Un procedimiento para la verificación de secciones de elementos esbeltos basado en el pandeo elástico de placas, se especifica en el Apéndice **B** (Sección **A-B.5.3.**). Se determina allí un factor de reducción **Q** que considera el efecto de pandeo local.

Los elementos no rigidizados son aquellos apoyados en un sólo borde paralelo a la dirección de la fuerza. En ellos el efecto poscrítico es despreciable. El factor de reducción **Q<sub>s</sub>** es la relación entre la tensión crítica de pandeo y la tensión de fluencia. La tensión crítica se obtiene de la teoría elástica hasta la tensión de proporcionalidad adoptándose una variación lineal desde ésta hasta la tensión de fluencia.

Los elementos rigidizados son aquellos apoyados en dos bordes paralelos a la dirección de la fuerza. En ellos tiene importancia la resistencia poscrítica. Se utiliza para considerarla el concepto de ancho efectivo. El factor de reducción **Q<sub>a</sub>** es la relación de área efectiva al área real que en elementos comprimidos es el área bruta **A<sub>g</sub>**. Es de hacer notar que las expresiones de ancho efectivo (**A-B.5.11**) y (**A-B.5.12**) son aplicables estrictamente sólo a elementos rigidizados sometidos a compresión uniforme. No son aplicables a elementos comprimidos por tensión variable. Un método para tratar estos casos está dado en la Sección **B.2.3.** de las **"Especificaciones para el diseño de barras estructurales de acero conformados en frío"** de la **A.I.S.I.**, (Edición 1996). Una excepción son las vigas armadas de alma esbelta. Ellas están capacitadas para desarrollar una resistencia poscrítica de pandeo. Un procedimiento de cálculo para las citadas vigas, incluyendo la acción del campo a tracción, se especifica en el Apéndice **G**.

Para tubos circulares el factor  $Q$  dado por la expresión (**A-B.5.13**) es la relación entre la tensión de pandeo local y la tensión de fluencia. Se utiliza, siguiendo las recomendaciones del **Structural Stability Research Council (SSRC)**, (Galambos, 1988), para considerar la interacción entre el pandeo local y el global de la columna. La tensión de pandeo local se consideró en base al criterio de pandeo inelástico de la **A.I.S.I.** (Winter, 1970) y se determinó a partir de ensayos sobre el comportamiento de tubos laminados y soldados. Ensayos posteriores sobre tubos laminados (Galambos, 1988) confirman que esta expresión es conservadora.

Las definiciones de ancho y espesor de los elementos comprimidos están tomados de la Especificación **AISC-LRFD** (1999) que incorpora los definidos en la Especificación **AISC-ASD** (1978) con modificaciones menores. Su aplicación se extiende a secciones armadas en flexión y a secciones asimétricas e híbridas.

Las relaciones límites dadas en la Tabla **B.5.1**. se han fijado tomando como base las fijadas en la Especificación **AISC-LRFD** (1999) (Tabla **B.5.1**.) y en la especificación **AISC-LRFD** para ángulo único (2000). Algunos casos se han separado para facilitar su aplicación y se han considerado situaciones no previstas en las Especificaciones citadas en base a lo especificado en **Eurocode 3-Parte 1-1** (1993. Versión AENOR). Al respecto se pueden hacer los siguientes comentarios:

- Como ya se dijo los valores de  $\lambda_{pp}$  se han adoptado del **Eurocode 3** o de la **AISC-Seismic Provision for Structural Steel Buildings** para zonas de alta sismicidad para los casos en que están especificados exigiendo en todos los casos simetría con respecto al plano de flexión.
- En general los valores de  $\lambda_p$  y  $\lambda_r$  de la **AISC-LRFD** son similares a los de la Especificación **AISC** (1989) y a los de la Tabla **2.3.3.3**. de la obra de **Galambos** (1976) y han sido obtenidos a partir de resultados de ensayos o deducciones teóricas a partir del pandeo elástico de placas ajustadas por datos experimentales. Una excepción es el caso de tubos circulares. El alto factor de forma de estas secciones hace impracticable el uso de iguales límites de esbeltez para definir regiones de comportamiento para diferentes tipos de cargas. Los valores adoptados para  $\lambda_p$ , que permiten alcanzar el momento plástico, y para  $\lambda_r$ , alcanzando el momento elástico, se basan en el análisis de ensayos de diversos proyectos de investigación que plantean la flexión de tubos en región de momento flexor constante. (Sherman y Tanavde, 1984, y Galambos, 1988). Los mismos análisis determinan la expresión para la capacidad de momento inelástico dada en la Tabla **A-F.1.1**. del Apéndice **F**, Sección **A-F.1**.. El valor adoptado para  $\lambda_{pp}$  resulta el necesario para dotar a la rótula plástica de la capacidad de giro necesaria para desarrollar un mecanismo antes de que pandee localmente (Sherman 1976). Los valores de  $\lambda_r$  para compresión axil y para flexión se basan en el resultados de ensayos y han sido utilizados en especificaciones para construcción desde 1968 (Winter, 1970). Los Apéndices **B**, Sección **A-B.5**. y **F**, Sección **A-F.1**. limitan la relación diámetro-espesor para cualquier tubo al valor  $0,45 E / F_y = 90\ 000 / F_y$ . Más allá de esos valores la resistencia al pandeo local decrece rápidamente haciendo por ello impracticable el uso de esas secciones en la construcción de edificios.
- También para secciones armadas en compresión axil **AISC-LRFD** (1999) (Caso 5 de la Tabla **B.5.1**.) realiza modificaciones para el criterio de pandeo local del ala saliente basadas en la interacción alma-ala. El factor  $k_c$  utilizado para obtener  $\lambda_r$  y en las expresiones (**A-B.5.7**) y (**A-B.5.8**) es el mismo utilizado para barras flexadas. La teoría indica que el efecto de la interacción alma-ala en compresión axil es por lo menos tan

severo como en flexión. Las secciones laminadas son excluidas porque las secciones normalizadas tienen proporciones con las que la interacción no ocurre. Las secciones armadas donde la interacción causa una reducción en la resistencia a pandeo local del ala son aquellas en que el alma es también un elemento delgado rigidizado. El factor  $k_c$  utilizado para considerar la interacción alma-ala para el pandeo local fue obtenido en experimentos conducidos por Johnson (1985). Su límite superior de **0,763** corresponde a un  $F_{cr} = 0,69 E/\lambda^2 = 138000/\lambda^2$ . Se requiere un  $h/t_w = 27,5$  para alcanzar ese valor. Para un elemento empotrado  $k_c = 1,3$ , mientras que si está articulado es  $k_c = 0,42$ . Por efecto de la interacción alma-ala es posible obtener un valor  $k_c < 0,42$  aplicando la fórmula de  $k_c$ .

- En el caso 10 se ha adoptado el  $\lambda_r$  para perfiles tubulares de la Especificación **AISC-LRFD** tomando para las otras situaciones el especificado por la misma norma para elementos uniformemente comprimidos rigidizados. En el caso 12 los valores adoptados para  $\lambda_r$  resultan de la compatibilización con el caso 10.
- En el caso 13 se introduce una variante con respecto a lo especificado para este caso por la Especificación **AISC-LRFD** para  $\lambda_{pp}$  y  $\lambda_p$ . En combinación de axil y momento la posición del eje neutro define la situación del alma en cuanto a estar total o parcialmente comprimida. Y esa posición, además de la relación entre las solicitaciones, está en función de la relación de áreas entre alas y alma. En secciones simétricas, cuando el área de las alas es el doble del área de almas, para una relación  $P_u / \phi_b P_y = 0,33$  el alma queda totalmente comprimida al plastificarse toda la sección. En los perfiles laminados normalizados del mercado norteamericano tipo **W**, **S**, **C** esa relación no se alcanza. Es superada en algunos casos de la serie **M** y **HP**. En los casos comunes de perfiles armados doble **Te** se trabaja con relaciones de alrededor de **2** y en las cajas ese valor baja. Por ello la observación (h) en la Tabla **B.5.1**. Las situaciones límites del caso 13 son: con alma totalmente comprimida estamos en caso 12, y con carga normal nula en caso 9.

La proporción entre carga axil última y resistencia de diseño axil de la sección es una medida de la influencia relativa del esfuerzo axil y del momento y por ende de la posición del eje neutro.

- Para secciones en flexotracción, se pueden considerar para el alma, en forma conservadora, los límites correspondientes al caso 9 (almas comprimidas en flexión).

## C B.7. ESBELTECES LÍMITES

Los Capítulos **D** y **E** permiten determinar en forma confiable la resistencia de diseño de las barras cargadas axilmente. Sus especificaciones están basadas en la teoría y han sido confirmadas mediante ensayos considerando todos los parámetros significativos, incluyendo esbelteces. Los límites de esbelteces incluidos en la Sección **B.7** están basados en el juicio y experiencia profesional y en consideraciones prácticas de economía, facilidad de utilización y precauciones necesarias para minimizar daños inadvertidos durante la fabricación, transporte y montaje.

La no linealidad de los elementos, dentro de tolerancias razonables, no afecta la resistencia de barras traccionadas, pero una esbeltez excesiva de las mismas puede generar deformaciones que impidan su respuesta inmediata frente a las solicitaciones, generando deformaciones de la estructura inaceptables o peligrosas. La limitación para barras traccionadas no se aplica a cables y secciones circulares macizas, pero en estos casos se

especifica la necesidad de una pretensión que garantice la respuesta inmediata de estos elementos frente a las sollicitaciones requeridas de tracción.

El efecto de la no linealidad en la resistencia de barras comprimidas, dentro de tolerancias especificadas, está considerado en las fórmulas de resistencia. Las barras comprimidas con esbelteces mayores que **200** tienen resistencia de diseño muy bajas que hacen antieconómica su utilización y pueden resultar con deformaciones iniciales generadas por su transporte y montaje mayores que las especificadas lo que vuelve inseguras a las fórmulas de resistencia.

Frente a acciones dinámicas que no sean de viento, los problemas citados adquieren mayor importancia lo que justifica la limitación de esbelteces más restrictiva que ha sido adoptada.





# COMENTARIOS AL APÉNDICE B.

## REQUERIMIENTOS DE PROYECTO

### C A-B.5. PANDEO LOCAL

#### C A-B.5.1. Clasificación de las secciones de acero

Las relaciones límites ancho-espesor  $\lambda_p$  y  $\lambda_r$  para almas en flexión pura ( $P_u / \phi_b P_y = 0$ ) y en compresión axil han sido expresadas en función de  $(h/t)$  en lugar de  $(h_c/t)$ . Las expresiones dadas para  $\lambda_r$  en la Tabla B.5.1. (Casos 9, 12 y 13) son para secciones de doble simetría o sea con alas iguales ( $h/h_c = 1$ ). Cuando el ala comprimida sea de menor sección que el ala traccionada, las expresiones citadas son deficiarias. En caso contrario resultan conservadoras. Un límite más preciso para  $\lambda_r$  se da en la Sección A-B.5.1. (expresiones (A-B.5.1) y (A-B.5.2)) en función de  $(h/h_c)$ .

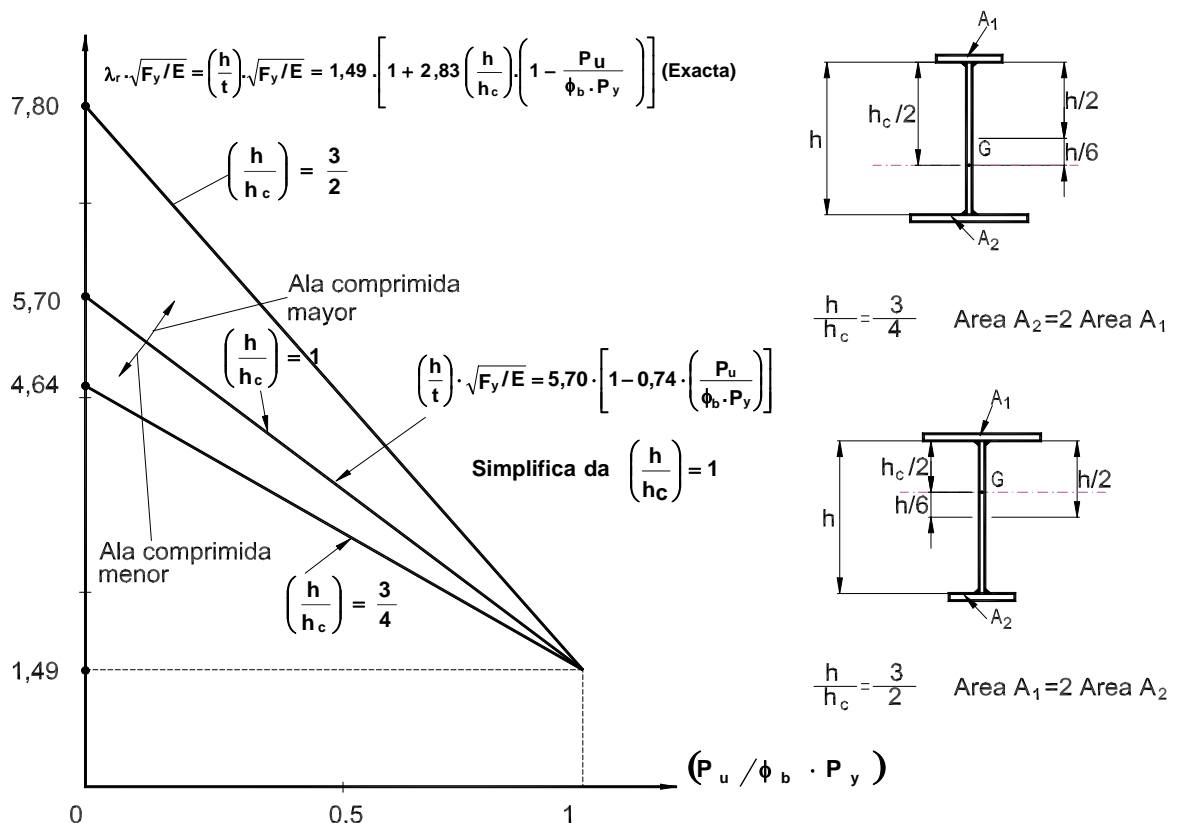


Figura C.A-B.5.1. Pandeo local del alma para barras con secciones "doble Te".

La Figura **C.A-B.5-1**. muestra la variación de  $\lambda_r$  en función de la compresión axial y el efecto de la asimetría de las alas.

Los límites para  $(h / h_c)$  de **3/4** como mínimo y **3/2** como máximo en las expresiones (**A-B.5.1**) y (**A-B.5.2**) se corresponden aproximadamente con los valores de **0,1** y **0,9**, mínimo y máximo respectivamente para la relación  $I_{yc}/I_y$  necesaria para que la sección sea considerada "doble Te" de simple simetría. Esos límites resultan cuando la relación de áreas de las alas sea **2**.

Cuando la relación de áreas de las alas sea superior a **2**, conservadoramente se deberá proyectar la barra como sección " Te ".

$I_{yc}$  es el momento de inercia del ala comprimida con respecto al eje de simetría.  $I_y$  es el momento de inercia con respecto a dicho eje de la sección total.

## COMENTARIOS AL CAPÍTULO C.

### ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y ESTABILIDAD

En este Capítulo se dan especificaciones generales para el análisis estructural. Al texto de la Especificación base se agregan especificaciones más desarrolladas referidas a los métodos de análisis (elástico y plástico) aceptados por aquella en la Sección **A.5.1**.

Por razones de ordenamiento práctico se incluyen en este Capítulo las especificaciones referidas a redistribución de momentos en vigas y vigas armadas continuas y a las condiciones para el análisis plástico dadas por la Especificación base. Además se agregan especificaciones para el análisis de estructuras trianguladas y de sus barras componentes que no están cubiertas por la Especificación base.

#### C C.1. ANÁLISIS GLOBAL

##### C C.1.1. Métodos de análisis

Es necesario que la modelización de la estructura para el cálculo de reacciones y solicitaciones de sección, tanto para estados límites últimos como para estados límites de servicio, se corresponda con el comportamiento de la estructura real. Para que ello ocurra son fundamentales el comportamiento de las uniones y el cumplimiento en las barras de las hipótesis en que se basa cada método de análisis estructural.

En los nudos que se suponen articulados las uniones deben permitir los giros que se producen por la deformación de la estructura bajo cargas, sin desarrollar momentos apreciables que puedan afectar adversamente a las barras de la estructura. En los nudos supuestos rígidos las uniones deben poder transmitir los momentos resultantes de la acción de las cargas sin que su deformación modifique apreciablemente la distribución de momentos y la resistencia de la estructura. Para cumplimentar lo anterior, además de las especificaciones del Capítulo **J**, resulta conveniente utilizar uniones de diseño probado apoyándose en la literatura técnica y experiencias disponibles. (Ej. Manual of Steel Construction.AISC-LRFD. Segunda Edición. Volumen II. Connections. Parts 8 a 12.). También se pueden consultar algunos criterios para verificar el comportamiento real de las uniones en el Eurocódigo 3. Parte 1.1. Capítulo 6 y en los Comentarios a la Sección **A.2.2**. de este Reglamento.

##### C C.1.2. Análisis global elástico

Aunque la resistencia a flexión de la sección más solicitada esté dada por su resistencia plástica (sólo en secciones compactas), en razón de que en general la zona afectada por la plastificación es pequeña, puede mantenerse la hipótesis del análisis elástico de **E** constante sin que existan modificaciones apreciables en el valor de las solicitaciones de la sección.

La redistribución de momentos flexores aceptada en vigas y vigas armadas continuas sin necesidad de realizar un análisis plástico exacto, exige que se cumplan las condiciones para

que se pueda desarrollar la rótula plástica (3a, 3b, limitación de fuerza axial en columna), que las deformaciones no sean excesivas (3d), que los aceros utilizados tengan una adecuada deformación de fluencia (3e), y que se mantenga el equilibrio (3c).

La magnitud de la reducción aceptada y las condiciones para que sea posible de realizar están especificadas en la Sección **A.5.1.** de la norma base.

### **C C.1.3. Análisis global plástico**

Las especificaciones dadas permiten la formación de las rótulas plásticas necesarias para que la estructura se transforme en un mecanismo tal como plantea la hipótesis del cálculo plástico. De no cumplirse alguna de ellas el método plástico no se podrá utilizar para el análisis.

Las especificaciones dadas sobre el tema en la Especificación base, en distintas secciones, se han reunido en una sección para facilitar su lectura y aplicación.

### **C C.1.4. Efecto de las deformaciones (efectos de segundo orden)**

La resistencia a fuerzas horizontales en ciertos edificios puede ser provista por sólo algunos planos resistentes, como tabiques o núcleos de Hormigón Armado o mampostería, reticulados, pórticos rígidos, etc. que proporcionen además la estabilidad de todos los planos frente a fuerzas gravitatorias mayoradas. En otros edificios cada plano mediante la acción de pórtico de nudos rígidos proveerá dicha resistencia y estabilidad. En los pórticos de nudos rígidos (o semirígidos) desplazables lateralmente, bajo la acción combinada de fuerzas gravitatorias y horizontales, se producen desplazamientos laterales de sus nudos. Como consecuencia de dicho desplazamiento  $\Delta$ , se pueden desarrollar en vigas y columnas momentos secundarios adicionales, conocidos como efecto  $P\Delta$ . En cada piso,  $P$  es la carga gravitatoria total actuante por encima del piso considerado y  $\Delta$  es el desplazamiento de dicho piso. Cuando la carga o el desplazamiento son de cierta magnitud, este efecto produce momentos adicionales de segundo orden de importancia que se deben considerar en el proyecto de las barras del pórtico.

En pórticos de nudos articulados cuya estabilidad está provista por otros planos de arriostramiento, el efecto  $P\Delta$  produce un incremento de las fuerzas axiales en sus barras y en las de los sistemas de arriostramiento aunque, en general, esos efectos son de poca importancia. El Proyectista o Diseñador Estructural deberá valorar su importancia relativa y considerarlos o no en el dimensionado.

Por otra parte, cuando en las barras comprimidas actúan cargas transversales entre los nudos, se puede producir un aumento de los momentos flexores en tramo y extremos de la barra por efecto de la deformación del eje de la barra, ( $P\delta$ ). En este caso  $P$  es la fuerza de compresión en la barra y  $\delta$  la deformación en el tramo.

Puesto que los efectos ( $P\Delta$  y  $P\delta$ ) pueden generar en los pórticos deformaciones mayores que las resultantes de las solicitaciones de primer orden, los efectos de segundo orden deberán ser incluidos en el análisis para determinar las deformaciones en servicio.

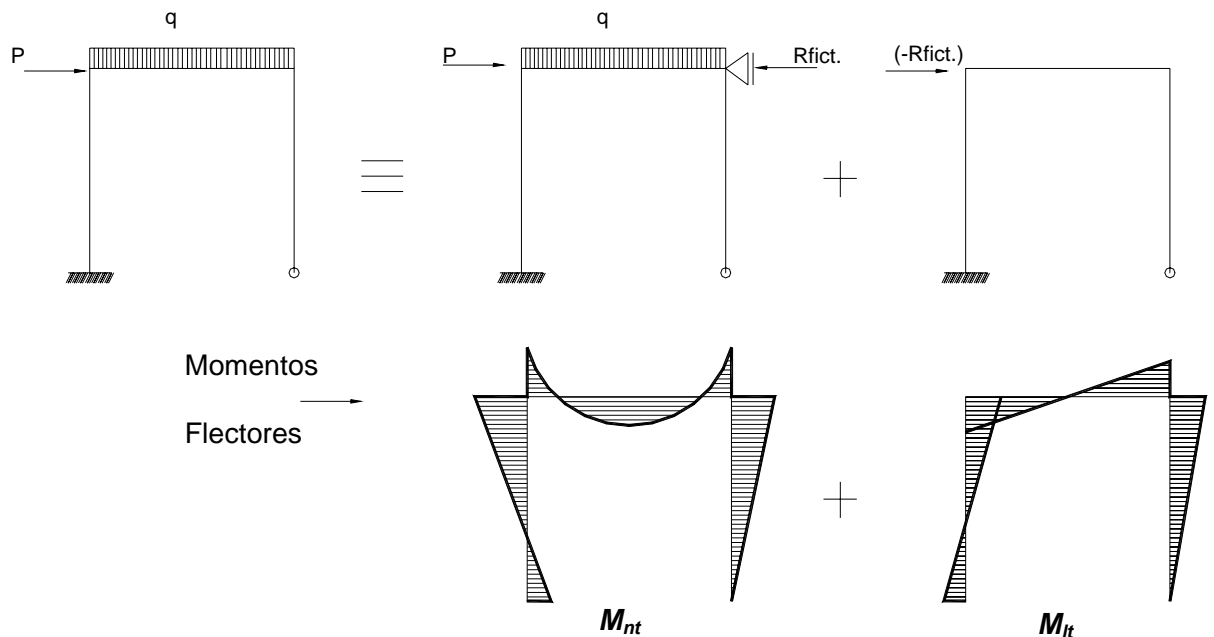
Para determinar las solicitaciones de sección requeridas, producidas por las cargas mayoradas que incluyan los efectos  $P\Delta$  y  $P\delta$ , se puede utilizar el análisis elástico de segundo orden. Alternativamente, a partir de los momentos flexores obtenidos por análisis elástico de

primer orden, se pueden obtener los momentos flexores de segundo orden en forma aproximada con los factores de amplificación  $B_1$  y  $B_2$ .

En un caso general, una barra puede tener momentos de primer orden no asociados con los desplazamientos laterales ( $M_{nt}$ ), los que serán amplificados con  $B_1$ , y momentos de primer orden producidos por las fuerzas que provocan los desplazamientos laterales ( $M_{lt}$ ), que serán amplificados con  $B_2$ .

En pórticos de nudos desplazables se pueden producir momentos de primer orden de ambos tipos aunque sólo existan cargas gravitatorias. Esto ocurre si la estructura y/o las cargas no son simétricas. Los  $M_{nt}$  son los momentos resultantes en el pórtico cuando se impide el desplazamiento lateral mediante vínculos ficticios. Los momentos resultantes en el pórtico al cargarlo con las acciones contrarias a las reacciones de dichos vínculos ficticios son los momentos  $M_{lt}$ . La suma algebraica dada por la expresión **C.1.1** amplificando los momentos por  $B_1$  y  $B_2$  respectivamente, da un valor aproximado a los momentos de segundo orden del pórtico.

En pórticos de nudos desplazables los momentos producidos por cargas laterales aplicadas a los nudos o las acciones contrarias a las reacciones de vínculos ficticios que impidan el desplazamiento lateral frente a cargas laterales aplicadas en los tramos, serán los momentos  $M_{lt}$  que deben ser amplificados por  $B_2$  (**Fig. C-C.1.1.**).

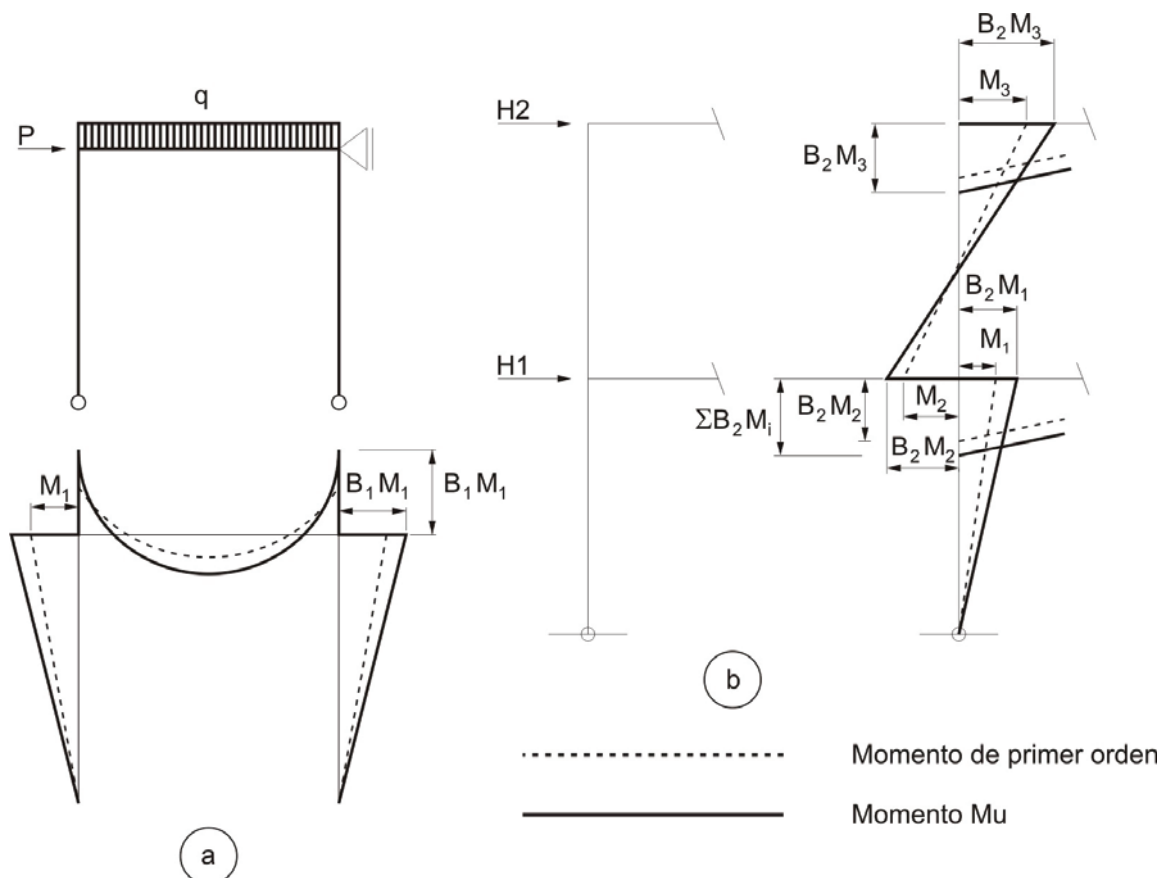


**Figura C-C.1.1. Descomposición de momentos flexores.**

Los momentos amplificados (por  $B_1$  y/o  $B_2$ ) de los extremos de las barras comprimidas deberán satisfacer el equilibrio del nudo. En forma general esto se puede cumplir mediante la distribución a las otras barras unidas en el nudo a la barra comprimida, de la diferencia entre el momento amplificado y el de primer orden. Esa distribución se hará en función de la rigidez relativa de las otras barras no comprimidas. Si las diferencias son pequeñas, pueden ser

ignoradas, quedando dicha valoración a juicio del proyectista. Si la distribución de las diferencias de momento resultara compleja será necesario realizar un análisis elástico de segundo orden.

Las uniones serán proyectadas para resistir los momentos amplificados (Figura C-C.1.2.).



**Figura C-C.1.2. Amplificación de momentos.**

El cálculo de  $B_2$  se realiza para un piso completo. Se puede obtener a partir del desplazamiento lateral relativo del piso, obtenido del análisis de primer orden (expresión (C.1.4)) o a partir de la suma de las cargas críticas de Euler ( $P_{e2}$ ) de las columnas del piso que aportan rigidez lateral al pórtico, o sea que no tengan sus extremos articulados (expresión (C.1.5)). La primera forma suele ser la de más simple aplicación aunque implica la condición de que todas las columnas del piso tengan igual altura, lo que impide a veces su utilización. Para la determinación de  $P_{e2}$  se deberá utilizar el factor de longitud efectiva  $k$  correspondiente al plano de flexión y para el **modo desplazable** de la columna. En ambos casos la sumatoria de cargas axiales requeridas se deberá extender a **todas las columnas** del piso, aporten o no rigidez lateral al piso. La suma de fuerzas horizontales  $H$  incluye a todas las aplicadas en el piso y en los pisos superiores o sea es el corte en el piso considerado.

El factor  $B_2$  **amplifica a ambos momentos extremos de primer orden de la barra.**

Cuando se proyectan edificios aporricados a partir de un valor  $\Delta_{oh}/L$  predeterminado, el factor  $B_2$  puede ser la base para el predimensionado de las barras comprimidas.

También, en algunas categorías de edificios, se pueden fijar desplazamientos laterales límites a fin de que el efecto de los momentos adicionales de segundo orden sea insignificante. Es conservador aplicar el factor  $B_2$  a la suma de los momentos correspondientes al pórtico indesplazable y al desplazable,  $(M_{nt} + M_{lt})$ .

El cálculo de  $B_1$  se realiza para **cada** barra comprimida del pórtico (expresión (C.1.2)). La amplificación se realiza por la carga crítica de Euler, utilizando como factor de longitud efectiva  $k$  el correspondiente al plano de flexión y para el **modo indesplazable**, pues la barra tiene sus extremos fijos. El valor de  $B_1$  **nunca será menor que 1**.

Para barras comprimidas no sometidas en el plano de flexión a cargas transversales entre sus extremos, se utiliza para  $C_m$  la expresión (C.1.3), propuesta en la AISC-LRFD. En la Figura C-C.1-3. se comparan los resultados de la aplicación de esta expresión aproximada con las soluciones exactas (Ketter, 1961). Para simple curvatura la expresión (C.1.3) es levemente deficitaria, para un momento extremo nulo es casi exacta y para doble curvatura es conservadora.

El factor  $C_m$  **se aplica sobre el momento máximo  $M_2$** . Es de hacer notar que la expresión supone los extremos de la barra articulados por lo que no incrementa los momentos de apoyo. Esto en general no es real en las barras de los pórticos por lo que en los extremos con alguna restricción hay un incremento en los momentos extremos. Para cubrir esta situación se puede considerar el momento amplificado como actuante en cualquier punto de la barra. Esta condición resulta excesivamente conservadora cuando los momentos extremos generan doble curvatura o son muy distintos cuando generan simple curvatura ( $M_1 < 0,5 M_2$ ). En este último caso se puede suponer conservadoramente que el momento amplificado se dará en el tramo o en el extremo correspondiente a  $M_2$ .

Para barras **con cargas transversales actuando en el plano de flexión** y entre sus extremos indesplazables, el momento de segundo orden puede ser calculado, aproximadamente, a partir de la expresión C.1.2 con  $C_m$  dado por la siguiente expresión obtenida del análisis estructural:

$$C_m = 1 + \Psi (P_u/P_{e1})$$

Para barras simplemente apoyadas resulta:

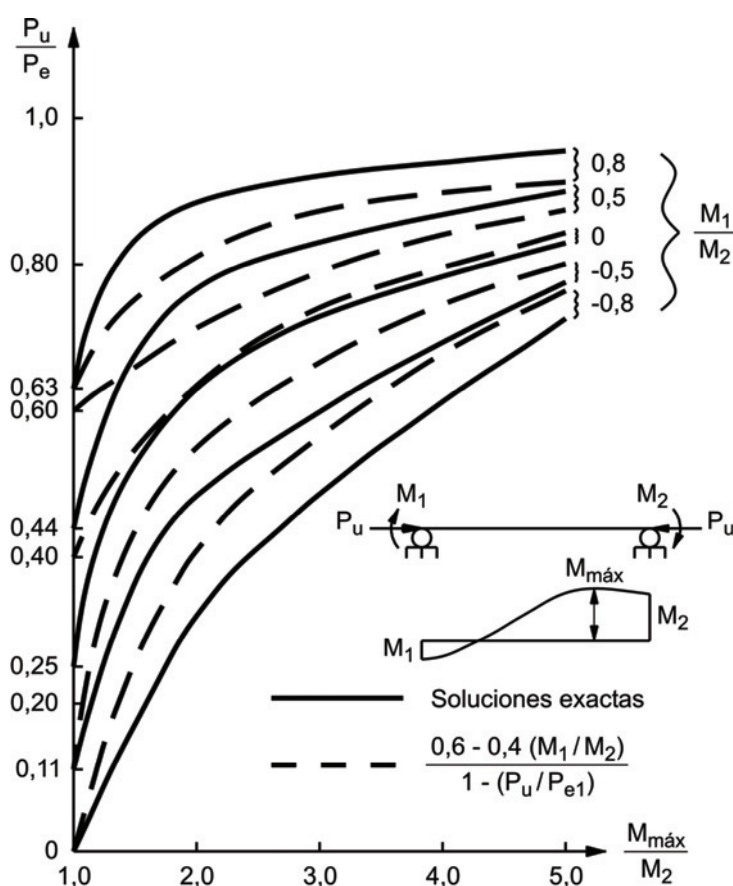
$$\Psi = \frac{\pi^2 \delta_0 E I}{M_0 L^2} - 1 \quad (\text{C-C.1.1})$$

siendo:

$\delta_0$  la deformación máxima debida a la carga transversal.

$M_0$  el máximo momento requerido debido a la carga transversal mayorada.





**Figura C-C.13. Momentos de segundo orden para vigas-columnas con extremos indesplazables.**

Para algunos casos de extremos empotrados (Iwankiw,1985 ), junto a otros casos de extremos articulados con distintos tipos de carga, en la Tabla **C-C.1.1**. se dan valores de  $C_m$  para calcular el valor de  $B_1$  para momentos de tramo y momentos extremos de la barra.

Es de hacer notar que los valores de  $C_m$  para momentos extremos se determinaron con la condición de empotramiento perfecto. Cuando esta situación no se da, los valores de la tabla son conservadores.

Si por ejemplo, una viga columna es sometida a cargas transversales gravitatorias y además tiene un momento extremo calculable, el valor de  $\delta_0$  en la expresión (**C-C.1.1**) incluirá las deformaciones debidas a ambas sollicitaciones.

En lugar de usar la expresión (**C-C.1.1**) y los valores de la Tabla **C-C.1.1**. se puede adoptar  $C_m=1$  para barras con extremos articulados y  $C_m = 0,85$  para barras con extremos empotrados.

Con respecto a la aplicación de la expresión (**C.1.1**) en cada barra se puede comentar lo siguiente:

- a) El método es aplicable cuando la relación entre las deformaciones de segundo orden y de primer orden no es excesiva. Esta relación está dada por  $B_2$  y estudios realizados permiten fijar el límite de aplicabilidad del método en  $B_2 \leq 1,5$ .

Tabla C-C.1.1				
Valores sugeridos de $C_m$ para barras con extremos indesplazables				
Caso		$C_m$ momento positivo	$C_m$ momento negativo	momento de primer orden
1		$1 + 0,2 \alpha$	-	
2		1	-	
3		$1 - 0,2 \alpha$	-	
4		$1 - 0,3 \alpha$	$1 - 0,4 \alpha$	
5		$1 - 0,4 \alpha$	$1 - 0,4 \alpha$	
6		$1 - 0,4 \alpha$	$1 - 0,3 \alpha$	
7		$1 - 0,6 \alpha$	$1 - 0,2 \alpha$	
8		expresión C-C.1.1	No aplicable	
$\alpha = P_u / P_{e1}$				

- b) Si  $B_1 = 1$  se deberán sumar los momentos amplificados de una misma sección.
- c) Si  $B_1 > 1$  se deberá analizar la situación particular tomando en cuenta lo expresado sobre el cálculo de  $B_1$  y si los  $M_{nt}$  son originados o no por cargas transversales en el tramo. **En casos dudosos, conservadoramente se deberá sumar el mayor  $M_{nt}$  de la barra amplificado por  $B_1$ , al mayor  $M_{nt}$  de la barra amplificado por  $B_2$ , para obtener el  $M_u$  de la barra sometida a flexocompresión, que será dimensionada según el Capítulo H.**

En general, cuando no se trata de pórticos rectangulares más o menos regulares, la aplicación del método aproximado de amplificación de momentos de primer orden puede generar incertidumbres o solicitaciones deficitarias, por lo que en esos casos es conveniente realizar un análisis elástico de segundo orden.

## C C.2. ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA

- La estructura en su conjunto y cada una de sus barras deben tener asegurada su estabilidad lateral. Ello queda garantizado cuando existe un sistema estructural que transmita al suelo de fundación cualquier fuerza horizontal aplicada en cualquier punto de la estructura y cualquier fuerza generada por la estabilización de la estructura y sus barras componentes. Además la estructura debe tener suficiente rigidez lateral que limite los desplazamientos horizontales a los valores admisibles para el conjunto y para cada barra componente. Cuando la estructura esté conformada por planos resistentes verticales y horizontales, la estabilidad y rigidez puede ser provista por cada plano vertical o provista por otros planos verticales distintos al considerado, a través de planos horizontales que tengan la rigidez necesaria para garantizar la estabilidad y limitar la deformación del plano arriostrado.

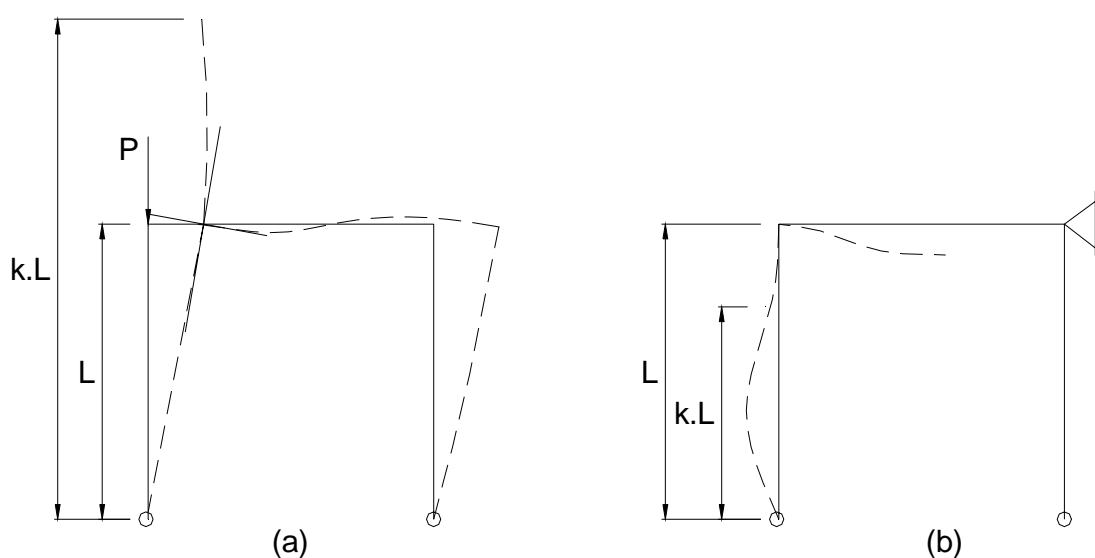
El sistema de arriostramiento debe ser proyectado para resistir:

- Toda fuerza horizontal mayorada aplicada a los pórticos a los cuales arriostra.
- Toda fuerza horizontal resultante del desplazamiento lateral impedido de los pórticos a los cuales arriostra y generado por acciones verticales mayoradas.
- Toda fuerza horizontal resultante de la estabilización de los pórticos que arriostra.
- Todas las fuerzas horizontales y verticales mayoradas aplicadas directamente en el sistema de arriostramiento.

La **estabilidad de las estructuras** y los criterios de Proyecto y métodos de análisis para garantizarla son materia de numerosa bibliografía técnica. Por ejemplo la "Guía para los criterios de estabilidad para el proyecto de estructuras de acero" del SSRC (Consejo para investigación de la Estabilidad estructural) (Galambos,1988) dedica varios capítulos al estudio de la estabilidad de diferentes tipos de elementos estructurales actuando individualmente y luego analiza los efectos de estos elementos estructurales individuales sobre la estabilidad del conjunto.

- El **concepto de longitud efectiva** permite asimilar el comportamiento frente al pandeo de una barra comprimida de un pórtico de longitud  $L$  con cualquier condición de vínculo, al de una barra biarticulada equivalente de una longitud  $k L$  sometida a carga axil. Además puede ser usado en métodos de estimación del efecto de interacción entre un pórtico y cada una de sus columnas. Existen varios métodos racionales para evaluar la estabilidad de pórticos sometidos a cargas gravitatorias y horizontales y de barras sometidas a carga axil y momento. Sin embargo la utilización del concepto de **longitud efectiva** es la única herramienta corrientemente disponible para tratar diversos casos que ocurren prácticamente en todas las estructuras, por lo que dicho concepto es parte esencial de numerosos procedimientos de análisis. Si bien el concepto es totalmente válido para estructuras ideales, su instrumentación práctica en las estructuras reales implica suponer el cumplimiento de varias hipótesis de condiciones ideales, que serán mencionadas más adelante.

- Para el **análisis de la resistencia de una columna comprimida axialmente** se pueden presentar dos situaciones de efectos opuestos.  
En un pórtico de nudos rígidos lateralmente desplazable cuando se aplica la carga suficiente para que la columna pandee, la **longitud efectiva de pandeo** supera la longitud real de la columna (Figura **C-C.2.1(a)**). Si el mismo pórtico estuviera arriostrado, lo que convierte sus nudos en indesplazables, la longitud efectiva es menor que la longitud real de la columna en razón de la restricción al giro que introduce en la cabeza la rigidez de la viga (Figura **C-C.2.1(b)**). Así el factor **k**, relación entre longitud efectiva y real de la columna, puede ser mayor o menor que **1**, según que el pórtico sea o no desplazable.




**Figura C-C.2.1. Longitud efectiva de pandeo de columnas.**

En la Tabla **C-C.2.1** se dan valores teóricos de **k** para seis condiciones ideales, con nudos perfectamente articulados y/o empotrados.

Además se indican valores de Proyecto para **k**, recomendados por el S.S.R.C. (Structural Stability Research Council), para ser utilizados cuando las condiciones reales de vínculo de la columna se aproximen a las teóricas ideales indicadas en la Tabla. En general los valores recomendados son mayores que sus equivalentes teóricos en razón de que raramente se pueden ejecutar nudos totalmente rígidos.

La columna del pórtico de la Figura **C-C.2.1(a)** se podría asimilar al caso **f** indicado en la Tabla **C-C.2.1** con las siguientes consideraciones. Si la rigidez de la viga (en general la rigidez combinada de las vigas que concurren al nudo) no es suficientemente grande con respecto a la de la columna, no se alcanzará a enderezar la deformada de la columna en su extremo superior (condición teórica) por lo que el factor **k** será mayor que **2**. O sea la mayor o menor cercanía a la condición teórica supuesta en el extremo superior depende de la rigidez relativa de la o las vigas que concurren al nudo con respecto a la de la columna.

**Tabla C-C.2.1.Valores de K para columnas**

La forma de pandeo se indica en línea de puntos	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valores teóricos de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados de proyecto para condiciones reales	0,65	0,80	1,2	1,0	2,10	2,0
Condiciones de vínculo	 Rotación y Traslación impedida Rotación libre y Traslación impedida Rotación impedida y Traslación libre Rotación libre y Traslación libre					

Por otra parte se debe examinar la condición real de giro del extremo inferior. Se ha demostrado, (Galambos,1988) que en los casos en que las bases son proyectadas para transmitir sólo cargas verticales, existe una restricción importante al giro cuando la placa de apoyo es anclada de manera tradicional. En ese caso, y cumpliéndose la condición teórica en el extremo superior se puede adoptar conservadoramente  $k = 1,5$ . El Proyectista o Diseñador Estructural deberá pues evaluar las condiciones reales de los extremos para adoptar de la Tabla **C-C.2.1.** en cada situación, el caso que pueda representar más exactamente el comportamiento de la columna analizada.

- Otro procedimiento disponible para estimar la longitud efectiva de columnas es el uso de nomogramas como los de la Figura **C-C.2.2.** que proporcionan un método rápido para la determinación de los valores adecuados de  $k$ .

Sin embargo se debe hacer notar que estos nomogramas han sido confeccionados en base a hipótesis ideales que la mayoría de las veces no se cumplen en la estructura real (Galambos,1988; ASCE Task Comitee on Effective Length, 1997).

Estas hipótesis son las siguientes:

- 1) Comportamiento del material totalmente elástico ( $E = \text{constante}$ ).
- 2) Todas las barras tienen su sección transversal constante en toda su longitud.
- 3) Todos los nudos son rígidos.
- 4) Para pórticos no desplazables las rotaciones en los extremos opuestos de las vigas son de igual magnitud y producen una flexión de la viga con simple curvatura.
- 5) Para pórticos desplazables las rotaciones en los extremos opuestos de las vigas son de igual magnitud y producen una flexión de la viga con doble curvatura.

- 6) Los parámetros de rigidez  $L\sqrt{P/(EI)}$  de todas las columnas son iguales.
- 7) La restricción al giro del nudo se distribuye entre la columna superior e inferior del mismo en proporción a  $I/L$  de las dos columnas.
- 8) Todas las columnas pandean simultáneamente.
- 9) No existen en las vigas fuerzas de compresión importantes.

Cuando las condiciones reales difieran de las hipótesis supuestas la utilización del nomograma en la forma dada en la Figura **C-C.2.2.** puede llevar a valores de  $k$  no correctos, por lo que el Proyectista o Diseñador Estructural deberá evaluar adecuadamente la condición real de la estructura para el uso de los nomogramas, realizando las correcciones que fueran necesarias.

- Los subíndices A y B hacen referencia a los nudos extremos de la columna considerada. G se define como:

$$G = \frac{\sum(I_c/L_c)}{\sum(I_g/L_g)}$$

siendo:


- $\Sigma$  la sumatoria de todas las barras rígidamente unidas al nudo y contenidas en el plano de pandeo de la columna considerado.
- $I_c$  el momento de inercia.
- $L_c$  la longitud no arriostrada de la columna.
- $I_g$  el momento de inercia
- $L_g$  la longitud no arriostrada de la viga u otra barras de restricción.

-  $I_c$  e  $I_g$  deben ser calculados con respecto a los ejes perpendiculares al plano de pandeo considerado.

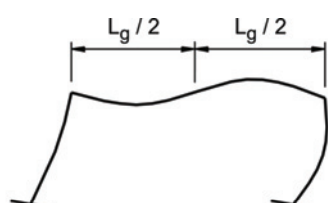
- Para los extremos articulados, G es teóricamente infinito, pero a menos que se materialice efectivamente la articulación con un pasador totalmente libre de fricción se adoptará  $G = 10$  para el proyecto práctico.

- Si la columna está rígidamente unida a una base adecuadamente proyectada (o sea teóricamente empotrada) se puede adoptar prácticamente  $G = 1$ . Valores menores sólo se pueden utilizar si se justifica mediante análisis.

- Esquema deformación supuesto:



indesplazables



desplazables

**Figura C-C.2.2.**

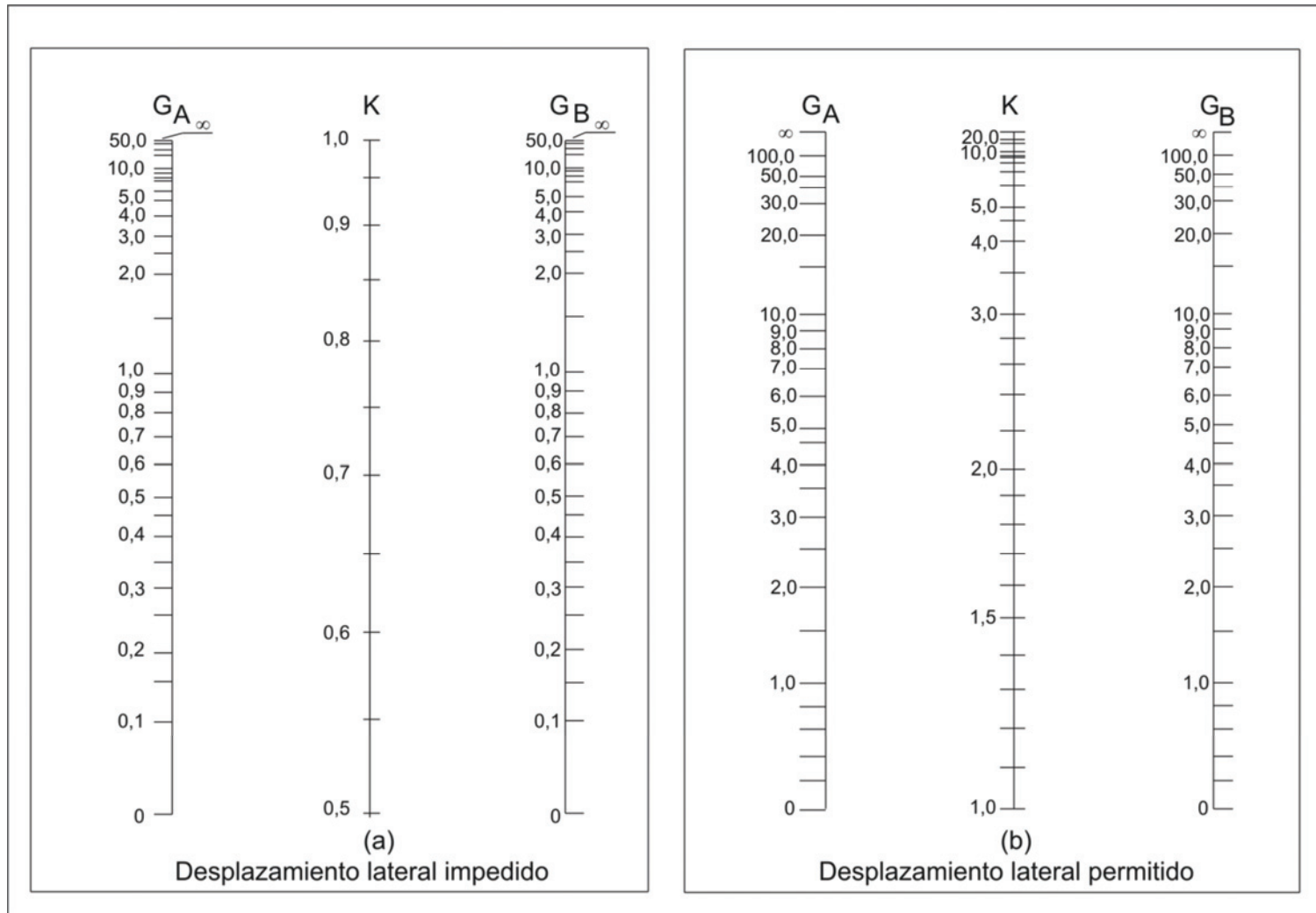


Figura C-C.2.2. (continuación). Nomogramas para k en columnas de pórticos

El nomograma para desplazamiento lateral permitido (extremo desplazable) dado en la Figura **C-C.2.2(b)** se basa en la siguiente expresión:

$$\frac{G_A G_B (\pi / k)^2 - 36}{6 (G_A + G_B)} - \frac{(\pi / k)}{\tan(\pi / k)} = 0 \quad (\text{C-C.2.1})$$

con **G** definido por: 
$$G = \frac{\sum (E I / L)_c}{\sum (E I / L)_g} \quad (\text{C-C.2.2})$$

La expresión para **G** dada en las notas al pie de los nomogramas de la Figura **C-C.2.2** resulta de la hipótesis de **E** constante para todas las vigas y columnas. Sin embargo el nomograma es válido para diferentes materiales si se utiliza la expresión **(C-C.2.2)** para determinar **G**. En ASCE Task Comité on Effective Length (1997) se puede encontrar una expresión para el nomograma para desplazamiento lateral impedido (indesplazable).

Hay procedimientos disponibles para ajustar el cálculo del **G** para usar en los nomogramas, obteniendo así valores de **k** que reflejen mejor el comportamiento real de la barra (Yura,1971; Disque, 1973; Bjorhovde, 1984; Davison y otros, 1988; etc.).

Se pueden indicar algunos ajustes:

- En pórticos **no desplazables** cuando el extremo más alejado de la viga esté articulado se multiplicará  $I_g/L_g$  por **1,5**. Cuando el extremo más alejado de la viga esté empotrado se multiplicará  $I_g/L_g$  por **2**.
- En pórticos **desplazables** cuando el extremo más alejado de la viga esté articulado, se multiplicará  $I_g/L_g$  por **0,5**.
- En pórticos **desplazables** se puede obtener un valor más preciso de **G** a partir de los momentos extremos de la viga, cuando el punto de inflexión frente a cargas laterales no se produce en la mitad de la viga. El valor correcto de  $L'_g$  será  $L'_g = L_g [ 2 - M_F / M_N ]$  siendo  $M_F$  el momento en el extremo más alejado de la viga y  $M_N$  el momento en el extremo más cercano. Cuando  $M_F/M_N > 2$ ,  $L'_g$  se hace negativo, lo cual, aunque real (giro en sentido contrario), dará valores negativos de **G**. Estos valores están fuera del campo del ábaco, pero se pueden utilizar esos valores negativos en la expresión de la sumatoria de la Figura **C-C.2.2**.
- Según el nivel de carga la columna puede estar en zona de comportamiento elástico o inelástico. Los nomogramas suponen comportamiento elástico (hipótesis 1). Si la columna está en zona de comportamiento inelástico hay una disminución de la rigidez por disminución del módulo de elasticidad pues el módulo tangente  $E_T$  es menor que **E**.

Para esas columnas en la expresión **C-C.2.2** resulta  $(E_c / E_g) = (E_T / E)$ , lo cual da menores valores para **G** y por ello menores factores **k** que si la columna tuviera un comportamiento elástico. Considerar el **k** obtenido con la hipótesis de comportamiento elástico es un criterio conservador. Si se quiere una solución menos conservadora, se puede obtener el factor **k** considerando el comportamiento inelástico utilizando en la



expresión (C-C.2.2) ( $\beta E$ ) en lugar de  $E_c$ , siendo  $\beta = E_r/E$  un factor de reducción de rigidez (**FRR**). Yura (1971) y Disque (1973) han mostrado que el **FRR** puede ser determinado por la relación entre la resistencia de diseño de la columna inelástica y la resistencia de diseño de la columna elástica. Usando la resistencia de diseño de la columna  $\phi P_n$  obtenida con la expresión (E.2.2) (inelástica) y (E.2.3) (elástica) se tiene:

(a) Para  $(P_u/P_y) \leq 1/3$  (elástico) :  $\beta = 1$

(b) Para  $(P_u/P_y) > 1/3$  (inelástico) :

$$\beta = -7,38 (P_u / P_y) \log \left( \frac{(P_u / P_y)}{0,85} \right) \quad (\text{C-C.2.3})$$

siendo:

$P_u$  la resistencia requerida de la columna, en kN.

$P_y$  la resistencia de fluencia de la columna (kN) =  $F_y A_g (10)^{-1} \geq \phi P_u$

Para el uso de los nomogramas, la corrección se puede realizar multiplicando los valores de  $G$  por el factor  $\beta$ . En este caso es operativamente más cómodo presentar  $\beta$  en función de  $P_u/A_g$ .

En la Tabla C-C.2.2. se dan valores de  $\beta$  en función de  $P_u/A_g$  para aceros de **F24** ( $F_y = 235 \text{ MPa}$ ).

**Tabla C-C.2.2. Factores  $\beta$  de reducción por inelasticidad para  $F_y = 235 \text{ MPa}$**

Factores $\beta$ de reducción por inelasticidad para $F_y = 235 \text{ MPa}$			
$P_u/A_g$ (MPa)	$\beta$	$P_u/A_g$ (MPa)	$\beta$
235	-	145	0,633
220	-	140	0,679
200	0,004	135	0,721
195	0,060	130	0,762
190	0,131	125	0,799
185	0,193	120	0,834
180	0,256	115	0,866
175	0,316	110	0,895
170	0,374	105	0,921
165	0,430	95	0,963
160	0,484	85	0,990
155	0,536	78,33	1,00
150	0,586	< 78,33	1,00

- Para desarrollar la expresión (C-C.2.1) se utilizó una rigidez de viga de  $(6 E I / L)$  (hipótesis 5). Para la determinación de  $G$  para otros valores de la rigidez de viga se utilizará  $m (E I / L)_g$  siendo:  $m$  (el coeficiente de rigidez de viga real) / 6. Cuando en el extremo más alejado de la viga existe una articulación en lugar de una unión  $TR$ , se tomará  $m = 0,5$ . Se puede tener una expresión general para  $m$  cuando el punto de inflexión para carga lateral se encuentre ubicado en cualquier lugar a lo largo de la longitud de la viga. (ASCE Task Comitee on Effective Length, 1997).
- Cuando la unión viga-columna analizada es una articulación, esa viga no puede ser considerada en el término  $\Sigma (E I / L)_g$  de la expresión (C-C.2.2). Solamente las uniones tipo  $TR$  pueden ser usadas directamente en la determinación de  $G$  (hipótesis 3). Se pueden utilizar las uniones tipo  $PR$  con una determinada respuesta momento-rotación pero el término  $(E I / L)_g$  de cada viga debe ser ajustado por la flexibilidad de la unión. ASCE Task Comitee on Effective Length (1997) provee una detallada discusión de la estabilidad de los pórticos con uniones  $PR$  semirígidas. Estas uniones no pueden ser consideradas como uniones rígidas ( $TR$ ) cuando aseguran la estabilidad del pórtico. En la Sección A.2. y sus Comentarios se encuentra información adicional sobre las uniones semirígidas  $PR$ .
- Una fuerza axial de compresión en la viga reduce su rigidez, lo que tiene un efecto adverso en el factor  $k$  de la columna (ver hipótesis 9). Para considerar el efecto de una compresión axial en una viga se debe modificar el parámetro de rigidez de la viga  $(E I / L)_g$  en la expresión (C-C.2.2) multiplicándolo por el factor:

$$\left[ 1 - \frac{Q}{Q_{cr}} \right] \quad (\text{C-C.2.4})$$

siendo:

$Q$  la fuerza axial de compresión en la viga, en kN.

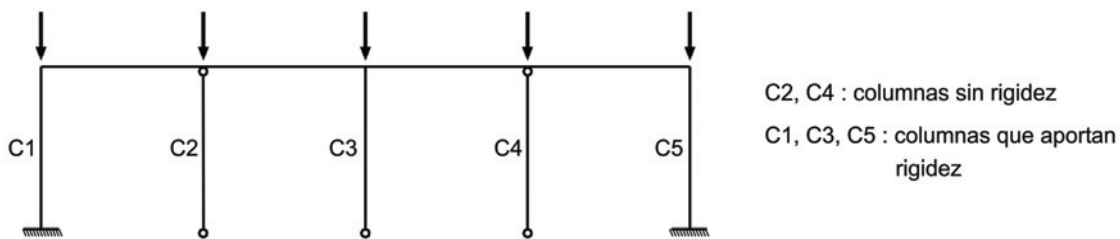
$Q_{cr}$  la carga de pandeo de la viga en el plano con  $k = 1$ , en kN.

Las fuerzas axiales de tracción en las vigas se pueden ignorar para la determinación de  $G$ .

- La inestabilidad lateral de un **pórtico no arriostrado (a nudos desplazables)** es un fenómeno de piso (o nivel) que involucra a la suma de las resistencias a desplazamiento lateral de cada columna del piso y a la suma de las cargas axiales gravitatorias de todas las columnas del piso.

Si cada columna del piso (o nivel) es dimensionada para soportar sus propias carga axial  $P$  y momento  $P\Delta$ , entonces todas las columnas pandearán simultáneamente (hipótesis 8). En esta condición no hay interacción entre las columnas del piso; la inestabilidad lateral de la columna y la del pórtico ocurren al mismo tiempo. Sin embargo, se pueden utilizar sistemas aporticados que redistribuyen la  $\Sigma (P \Delta)$  entre las columnas del piso (o nivel) en función de la rigidez a desplazamiento lateral de las mismas. En **pórticos desplazables** pueden ser utilizadas columnas que no tengan prácticamente rigidez flexional en el plano considerado, o con sus extremos supuestos articulados (Figura C-C.2.3.). La presencia de estas columnas (que podemos llamar **columnas sin rigidez lateral**) en el pórtico, produce un efecto desestabilizante debido a

su falta de rigidez lateral y este efecto debe ser considerado en su influencia sobre las otras columnas del pórtico que proveen resistencia frente a fuerzas horizontales. Las columnas sin rigidez lateral pueden ser dimensionadas con un  $k = 1$  para el plano del pórtico. Una columna puede no tener rigidez en un plano y aportar rigidez para un pórtico en el plano normal. Similarmente existe una interacción entre las columnas del piso y una redistribución de los efectos  $P\Delta$  cuando existen columnas cargadas por debajo de su resistencia de diseño a pandeo y otras con cargas cercanas o iguales a sus resistencias de diseño a pandeo. En ese caso las columnas más cargadas del piso transfieren parte de sus momentos  $P\Delta$  a las menos cargadas.



**Figura C-C.2.3. Pórticos desplazables con columnas sin rigidez lateral.**

Para evaluar la estabilidad de piso (o nivel) de un pórtico se consideran dos métodos. El método de la rigidez de piso (LeMessurier, 1976 y 1977) y el método del pandeo del piso (Yura, 1971). Dichos métodos son representados por las expresiones (C.1.4) y (C.1.5) respectivamente. Para una columna individual en el sistema resistente a desplazamiento lateral:

$$\lambda_c^2 = \frac{(kL)^2}{\pi^2 EI} A_g F_y = \frac{P_y}{P_{e2}}$$

La redistribución de los momentos  $P\Delta$  entre las columnas del piso se realiza utilizando  $\lambda_c'$  en lugar de  $\lambda_c$  para la determinación de la resistencia nominal  $P_n$  de cada columna del pórtico que aporta rigidez lateral al sistema resistente a desplazamiento lateral. El factor de esbeltez adimensional modificado  $\lambda_c'$  es:

$$\lambda_c' = \frac{k' L}{\pi r} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

El factor de longitud efectiva modificado  $k'$  se obtiene de la siguiente manera:

- Para el método de la rigidez de piso:

$$k' = \sqrt{\frac{P_e}{0,822 P_u} (\sum P_u) \left( \frac{\Delta_{oh}}{(\sum H)L} \right)} \quad (\text{C-C.2.5})$$

siendo:

$$P_e = \frac{\pi^2 E I}{L^2} \text{ para la columna que aporta rigidez lateral analizada.}$$

$P_u$  la resistencia axil requerida para la *columna que aporta rigidez lateral* analizada, en kN.

$\Sigma P_u$  la resistencia axil requerida para **todas las columnas de un piso**, en kN.

$\Delta_{oh}$  el desplazamiento lateral relativo del piso considerado, en cm.

$\Sigma H$  la suma de todas las fuerzas horizontales que producen  $\Delta_{oh}$ , en kN.

$L$  la altura del piso, en cm.

El factor **0,822** es la relación entre la fuerza de corte por radián de ángulo de desplome y la carga de pandeo para una columna con extremo superior desplazable y el extremo inferior empotrado ( $G = 0$ ). Este factor se aproxima a **1** para sistemas muy flexibles o sistemas con un gran porcentaje de columnas sin rigidez lateral.

El término:

$$(\Sigma P_u) \left( \frac{\Delta_{oh}}{(\Sigma H) L} \right)$$

es una constante para todas las columnas del piso rígidamente unidas y es el mismo término usado en la expresión (C.1.4).

**El método implica que todas las columnas del piso tienen la misma altura  $L$ .**

Un método menos conservador se da en el documento ASCE Task Comitee on Effective Length (1997).

- Para el método del pandeo de piso, el valor  $k'$  es aproximadamente:

$$k' = \sqrt{\frac{P_e}{P_u} \left( \frac{(\Sigma P_u)}{(\Sigma P_{e2})} \right)} \quad \text{(C-C.2.6)}$$

siendo  $[(\Sigma P_u) / (\Sigma P_{e2})]$  el mismo término utilizado en la expresión (C.1.5) y es constante para todas las columnas del piso rígidamente unidas.

**Para el cálculo de  $P_{e2}$  para cada una de las columnas que aportan rigidez lateral se pueden obtener los correspondientes  $k$  del nomograma para desplazamiento lateral permitido (Figura C-C.2.2(b)) realizando, si correspondiera, las correcciones por ubicación del punto de inflexión en la viga, inelasticidad, fuerza axil en la viga.**

**Este método se puede utilizar cuando las columnas del piso tienen distinta altura.**

La resistencia nominal  $P_n$  para cada columna que aporta rigidez lateral calculada con el  $k$  obtenido por cualquiera de los dos métodos dados, será menor o igual al  $P_n$  de la columna determinado con la hipótesis de modo de pandeo indesplazable.

En el Comentario del Capítulo C de la edición 1993 de la Especificación AISC-LRFD se dan otros métodos simplificados que son totalmente válidos dentro de los límites que se establecen en dicho Comentario.

Los factores de longitud efectiva  $k$  que son menores que **1** (Casos (a) y (b) de Tabla **C-2.2.1.**; valores obtenidos del nomograma para desplazamiento lateral impedido, Figura **C-C.2.2(a)**) se basan en la hipótesis de que no hay movimiento relativo entre los extremos de la columna. Cuando el sistema de arriostramiento es dimensionado con las especificaciones de la Sección **C.3.**, resulta  $k = 1$ ; por ello en esos casos no se usarán valores menores que **1**, puesto que para el dimensionamiento del arriostramiento se ha supuesto un pequeño movimiento relativo entre los puntos arriostrados.

- Para aquellos pórticos con nudos parcialmente rígidos o articulados (Tipologías **PR**) se deberá prestar especial atención en el cálculo del valor apropiado de **G** para determinar  $k$  a partir de los nomogramas de la Figura **C-C.2.2.**
- En columnas supuestas como empotradas en su base se deberá verificar que el sistema de fundación sea lo suficientemente rígido como para que los giros de la base sean despreciables. Si ello no ocurre se deberá considerar el giro de la base en el análisis de la estructura. Para ello se adoptarán valores apropiados de rigidez rotacional cualquiera sea el método de análisis estructural utilizado.
- En columnas de pórticos desplazables, para determinar la resistencia nominal  $P_n$  a incluir en la expresión de interacción para barras flexocomprimidas indicada en el Capítulo **H (H.1-1a y H.1-1b)** se debe utilizar, en general, el factor  $k$  correspondiente al modo desplazable (con los ajustes que correspondan por redistribución de rigideces, existencia de columnas sin rigidez, inelasticidad, condiciones particulares de vínculos, etc.). Si resultara menor la resistencia nominal  $P_n$  según un plano distinto al de flexión corresponde incluir el menor valor determinado a partir del  $k$  en correspondencia con dicho plano. El valor de  $P_n$  que corresponda se debe combinar con los **momentos de segundo orden** determinados por el método aproximado de amplificación de momentos de primer orden definido en la Sección **C.1.4.** Esto garantiza la validez de la expresión de interacción para todas las situaciones posibles y cualquiera fuera el rango de tensión en la columna.

Sin embargo, cuando el menor valor de  $P_n$  corresponde al plano de flexión y cuando el factor  $B_2$  de amplificación verifica que  $B_2 < 1,4$  se puede determinar  $P_n$  adoptando  $k = 1$ , combinándolo en las expresiones citadas con los momentos de segundo orden. Las diferencias entre la solución aproximada y la real son en este caso aceptables.

- En estructuras trianguladas hay que prestar especial atención al pandeo fuera del plano, especialmente en el caso de vigas reticuladas cuyo cordón inferior pueda resultar comprimido en alguna combinación de carga.

Para el pandeo en el plano del reticulado es conveniente tomar para los cordones  $k = 1$  aunque pueda haber alguna restricción al giro en el nudo en razón de la influencia del pandeo del tramo contiguo.

Para las diagonales y montantes interiores, en reticulados supuestos isostáticos interiormente, por la restricción real que producen los nudos, se puede tomar un valor de  $k < 1$ .

Conservadoramente se puede adoptar en general  $k = 0,90$  y para algunos casos de uniones que resulten más rígidas en razón de la forma seccional de las barras, se puede adoptar un valor menor.

En el caso de angulares únicos de cierta rigidez, la excentricidad generada por la unión, producirá momentos adicionales cuyo efecto puede ser reemplazado considerando una mayor esbeltez efectiva.

## C C.3. SISTEMA DE ARRIOSTRAMIENTO

### C C.3.1. Alcance

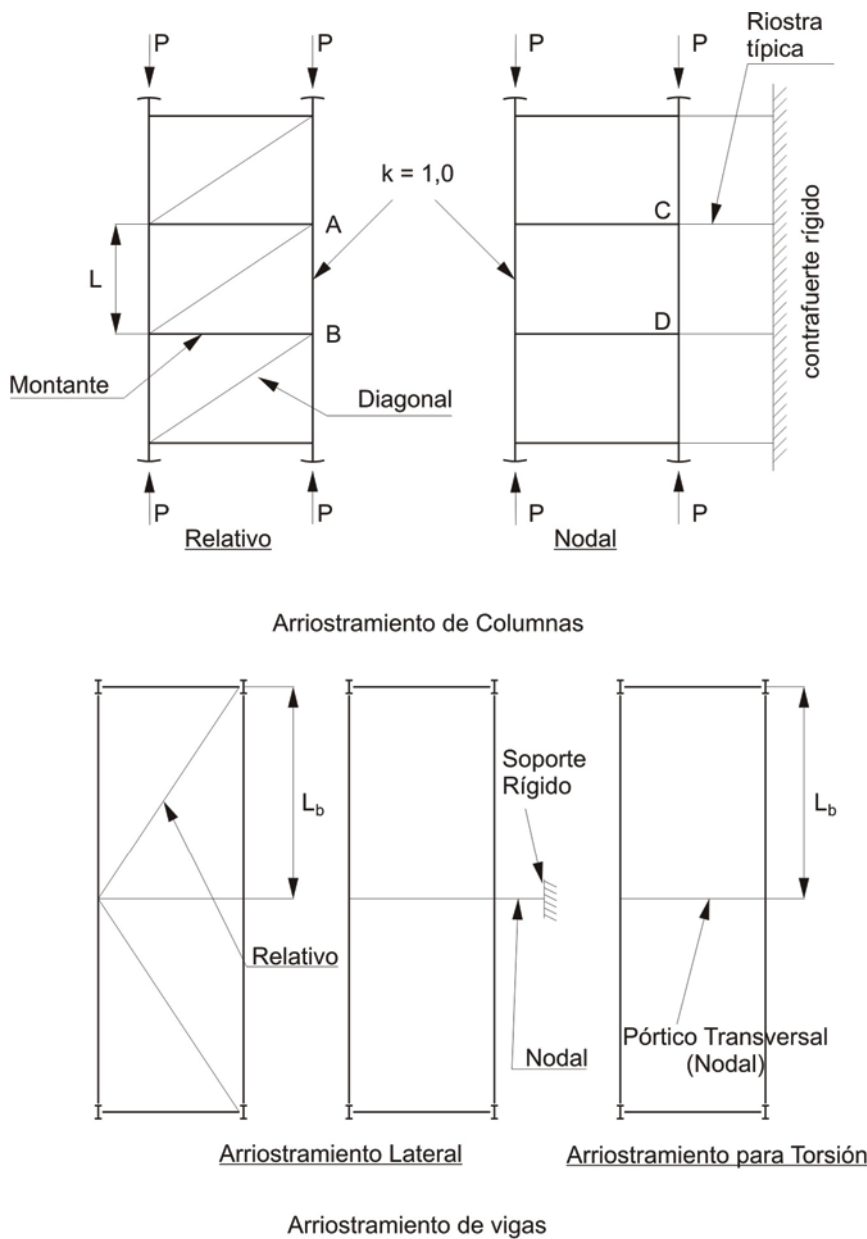
Este Reglamento considera dos tipos generales de sistemas de arriostramiento: relativo y nodal. Ello se muestra en la Figura **C-C.3.1.** El sistema de arriostramiento relativo de la columna (tales como sistemas diagonales o paredes de corte) se une en dos puntos a lo largo de la columna, definiendo la longitud no arriostrada. El sistema de arriostramiento relativo indicado está formado por la diagonal y el montante, y controla el movimiento de un extremo de la longitud no arriostrada (A) con respecto al otro extremo (B). Tanto la diagonal como el montante contribuyen a la resistencia y rigidez del sistema de arriostramiento relativo. Sin embargo, cuando el montante es una viga de piso su rigidez es grande comparada con la de la diagonal, por lo que es la diagonal la que controla la resistencia y rigidez del sistema de arriostramiento relativo.

El sistema de arriostramiento nodal únicamente controla el movimiento del punto arriostrado sin interacción directa con los puntos arriostrados adyacentes. Por lo tanto para definir una longitud no arriostrada tendrá que existir un punto adicional arriostrado adyacente, tal como se muestra en la Figura **C-C.3.1.** Las dos riostras nodales de la columna en C y D, que están unidas a un contrafuerte rígido, definen la longitud no arriostrada para la cual se puede usar  $k = 1$ . Las vigas de un pórtico transversal ubicado a mitad de la luz entre dos vigas adyacentes, forman un sistema de arriostramiento nodal porque limitan el desplazamiento lateral de esas vigas únicamente en la ubicación del pórtico transversal. La longitud no arriostrada es la mitad de la luz de la viga. El desplazamiento lateral en el extremo de las dos vigas es impedido por la unión viga columna del apoyo extremo.

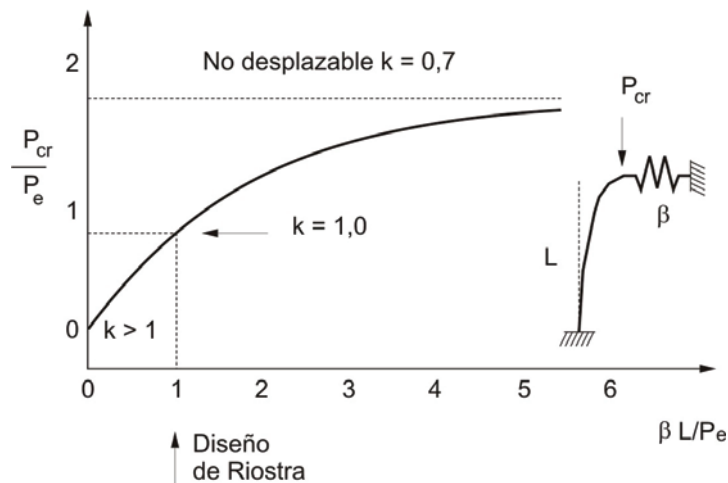
Similarmente, para una riostra lateral nodal unida en la mitad de la luz al ala superior de las vigas y a un soporte rígido, se supone que no existe movimiento lateral en la ubicación de las columnas.

Los requerimientos para la riostra, permitirán que la barra potencialmente arriostrada alcance su máxima resistencia de diseño para una longitud no arriostrada igual a la distancia entre puntos arriostrados, y para un factor de longitud efectiva  $k = 1$ . Esto no es lo mismo que la carga de pandeo para el modo no desplazable tal como se ilustra en la Figura **C-C.3.2.** para una viga en voladizo arriostrada. La rigidez crítica es:  $1,0 P_e / L$ , correspondiente a  $k = 1$ .

Es necesaria una riostra con **5** veces esa rigidez para alcanzar el **95 %** de la carga límite correspondiente a  $k = 0,7$ . Teóricamente se necesita una riostra de rigidez infinita para alcanzar la carga límite correspondiente al límite del modo no desplazable. Los arriostramientos requeridos para alcanzar una capacidad de rotación especificada o un límite de ductilidad están fuera de los alcances de estas especificaciones. La inelasticidad de las barras no tiene efecto significativo sobre los requerimientos para las riostras (Yura, 1995).

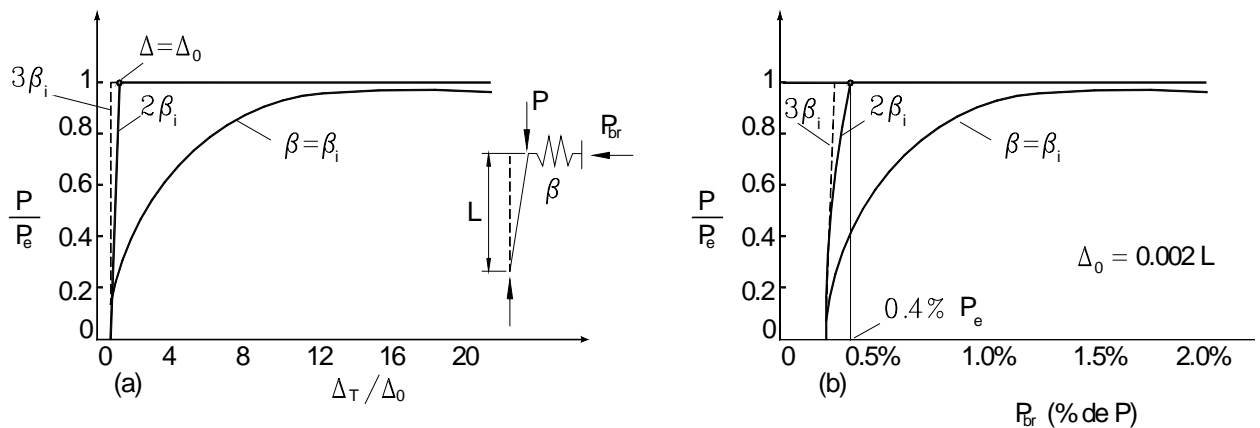


**Figura C-C.3.1. Tipos de sistemas de arriostramiento.**



**Figura C-C.3.2. Viga en voladizo arriostrada.**

Winter (1958 y 1960) desarrolló los conceptos para los dos criterios de diseño de los sistemas de arriostramiento: resistencia y rigidez. La fuerza en la riostra es una función del desplazamiento inicial del extremo de la columna fuera del plano  $\Delta_0$  y de la rigidez de la riostra  $\beta$ . Para un sistema de arriostramiento relativo, la relación entre la carga de la columna, la rigidez de la riostra y el desplazamiento lateral se muestra en la Figura C-C.3.3.



**Figura C-C.3.3. Efectos del desplazamiento inicial fuera del plano.**

Si  $\beta = \beta_i$ , (siendo  $\beta_i$  la rigidez crítica de la riostra para una barra perfectamente plana), resulta  $P = P_e$  sólo si el desplazamiento lateral alcanza valores muy grandes. Desafortunadamente esos grandes desplazamientos producen fuerzas grandes en la riostra. Para el diseño práctico,  $\Delta$  **debe ser mantenido pequeño para el nivel de las cargas mayoradas**.

Los requerimientos de rigidez de la riostra,  $\beta_{br}$ , para pórticos, columnas y vigas son seleccionados en el doble de la rigidez crítica. El  $\phi = 0,75$  especificado para toda rigidez requerida de riostra es consistente con el factor de resistencia empleado para el pandeo elástico de Euler de la columna, o sea  $0,877 \times \phi_c = 0,75$ . Para sistemas de arriostramiento



relativo se muestra en la Figura C-C.3.3. que siendo  $\beta_{br} = 2 \beta_i$  resulta  $P_{br} = 0,4 \% P_e$  para  $\Delta_o = 0,002 L$ .

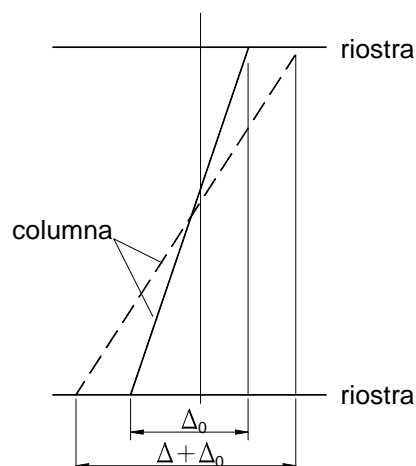
Si la rigidez provista por la riostra,  $\beta_{act}$ , es diferente de la requerida, entonces la fuerza en la riostra o el momento en la riostra deberá ser multiplicado por el siguiente factor:

$$\frac{1}{2 - \frac{\beta_{br}}{\beta_{act}}} \quad (\text{C-C.3.1})$$

No se especifica ningún factor de resistencia  $\phi$  en los requerimientos de resistencia de la riostra porque el  $\phi$  está incluido en las especificaciones de diseño por resistencia en otros Capítulos de este Reglamento.

El desplazamiento inicial  $\Delta_o$  para arriostramientos relativos y nodales se define con respecto a la distancia entre riostras adyacentes, como se muestra en la Figura C-C.3.4. El desplazamiento inicial  $\Delta_o$  es el desplazamiento desde la posición plana de los puntos arriostrados producido por otras causas que las deformaciones axiales originadas por las cargas gravitatorias o fuerzas de compresión, tales como los desplazamientos causados por el viento u otras fuerzas laterales, tolerancias de montaje, acortamiento de columnas, etc.

La fuerza especificada en la riostra para pórticos, columnas y arriostramiento lateral de vigas está basada en la hipótesis de  $\Delta_o = 0,002 L$ , donde  $L$  es la distancia entre puntos arriostrados adyacentes. Para el arriostramiento torsional de vigas se supone el ángulo de giro inicial  $\theta_o = 0,002 L / h_o$ , donde  $h$  es la distancia entre los centros de gravedad de las alas. Para otros valores de  $\Delta_o$  y  $\theta_o$  se modificarán en forma directamente proporcional las resistencias requeridas  $P_{br}$  y  $M_{br}$ . Para casos en que es improbable que todas las columnas de un piso salgan fuera del plano en la misma dirección, Chen y Tong (1994) recomiendan un valor promedio  $\Delta_o = 0,002 L / \sqrt{n_o}$  para utilizar en los casos donde  $n_o$  columnas, cada una con un  $\Delta_o$ , sean estabilizadas por un sistema de arriostramiento. El uso de este  $\Delta_o$  reducido sería apropiado cuando se combinan las fuerzas debidas a la estabilización con las fuerzas originadas por acciones de viento o sismo.



**Figura C-C.3.4. Definiciones.**

Las uniones de las riostras, si ellas son flexibles o pueden deslizar, deberán ser consideradas en la evaluación de la rigidez del sistema de arriostramiento de la siguiente manera:

$$\frac{1}{\beta_{act}} = \frac{1}{\beta_{conn}} + \frac{1}{\beta_{brace}} \quad (\text{C-C.3.2})$$

La rigidez del sistema de arriostramiento  $\beta_{act}$  es menor que el valor más pequeño entre la rigidez de la unión  $\beta_{conn}$  y la rigidez de la riostra  $\beta_{brace}$ . En uniones con agujeros normales no se necesita considerar el deslizamiento excepto que se usen pocos bulones.

Cuando se evalúa el arriostramiento de filas de columnas o vigas se deberán considerar los efectos de la acumulación de fuerzas de arriostramiento a lo largo de la longitud de la riostra que producen diferentes desplazamientos para cada ubicación de viga o columna. En general se pueden minimizar las fuerzas de arriostramiento aumentando el número de vanos arriostrados y utilizando riostras rígidas.

### C C.3.3. Columnas

Para sistemas nodales de arriostramiento de columnas, la rigidez crítica es una función del número de riostras intermedias (Winter, 1958 y 1960).

Para una riostra intermedia  $\beta_i = 2 P / L_b$  y para muchas riostras  $\beta_i = 4 P / L_b$ .

La relación entre la rigidez crítica y el número de riostras  $n$  puede ser adoptada, aproximadamente, (Yura, 1995) como  $\beta_i = N P / L_b$  donde  $N = 4 - 2/n$ . En el caso más severo (muchas riostras) se debe adoptar para la rigidez requerida de la riostra  $\beta_{br} = 2 \beta_i = 2x 4P / L_b$

La rigidez requerida de la riostra dada por la expresión (C.3.6) puede ser reducida por el factor  $(N_i/4)$  para considerar el número real de riostras.

En las expresiones (C.3.4) y (C.3.6) la longitud no arriostrada  $L_b$  se debe adoptar igual a la longitud  $L_q$  que permite que la columna alcance una resistencia de diseño igual a  $P_u$ . Cuando la distancia real entre puntos arriostrados sea menor que  $L_q$  la resistencia requerida calculada puede ser totalmente conservadora puesto que en las ecuaciones la rigidez es inversamente proporcional a  $L_b$ . En esos casos  $L_b$  puede ser remplazada por  $L_q$ .

Por ejemplo, un perfil W12x53 de acero A36 con  $P_u = 1780$  kN puede tener una longitud no arriostrada máxima de 430 cm ( $L_q$ ). Si la distancia real entre riostras es de 240 cm, entonces se puede usar  $L_b = 430$  cm en las expresiones (C.3.4) y (C.3.6) para determinar la rigidez requerida de la riostra.

Del modelo rígido de Winter se deriva una fuerza igual al **0,8 %** de  $P_u$ , la cual considera sólo los efectos del desplazamiento lateral de la fuerza. Para considerar la fuerza adicional debida a la curvatura de la barra se deberá incrementar la fuerza teórica hasta el **1 %** de  $P_u$ .

### C C.3.4. Vigas

El sistema de arriostramiento de vigas debe prevenir el giro de la sección y no el desplazamiento lateral. Tanto un sistema de arriostramiento lateral (por ejemplo, puntos del ala comprimida unidos a una viga soporte) como un sistema de arriostramiento torsional (por ejemplo, un pórtico transversal o un diafragma rígido entre vigas adyacentes) pueden controlar efectivamente el giro. Los sistemas de arriostramiento lateral que son unidos cerca del centro de gravedad de la viga no son efectivos. Para vigas con doble curvatura, el punto de inflexión no puede ser considerado un punto arriostrado porque el giro ocurre cerca de ese punto (Galambos 1998). Una riostra lateral en un ala, cerca del punto de inflexión, tampoco es efectiva. En los casos de doble curvatura, la riostra lateral cercana al punto de inflexión, deberá ser unida a ambas alas para prevenir el giro, o se deberá usar un sistema de arriostramiento torsional. Los requerimientos para las riostras de vigas se basan en las recomendaciones de Yura (1993).

#### C C.3.4.(a). Arriostramiento lateral

Para arriostramiento lateral, los siguientes requerimientos de rigidez se derivan de la siguiente aproximación de Winter:

$$\beta_{br} = 2 N_i (C_b P_f) C_t C_d / \phi L_b \quad (\text{C-C.3.3})$$

siendo:

$N_i = 1,0$  para arriostramiento relativo.  
 $= (4 - 2/n)$  para arriostramiento nodal.

$n$  el número de riostras intermedias.

$P_f$  la fuerza de compresión en el ala de la viga, en kN.  $= \pi^2 E I_{yc} (10)^{-1} / L_b^2$

$I_{yc}$  el momento de inercia del ala comprimida con respecto al eje de pandeo fuera del plano, en  $\text{cm}^4$ .

$L_b$  la distancia entre riostras, en cm.

$C_b$  el factor de modificación por diagrama de momentos. Sección **F.1.2.(a)**.

$C_t$  el factor por ala superior cargada (usar  $C_t = 1$  para cargas en centro de gravedad)  $= 1 + (1,2/n)$

$C_d$  el factor de doble curvatura, (compresión en ambas alas).  $= 1 + (M_s / M_L)^2$

$M_s$  el menor momento que causa compresión en cada ala, en (kNm).

$M_L$  el mayor momento que causa compresión en cada ala, en kNm.

El factor  $C_d$  varía entre 1,0 y 2,0 y es aplicado sólo para riostras cercanas al punto de inflexión. El término  $(2 N_i C_t)$  se puede adoptar en forma conservadora aproximadamente igual a 10 para cualquier número de riostras nodales y 4 para arriostramientos relativos.

$(C_b P_f)$  puede ser aproximadamente  $(M_u 10^2 / h)$ . Con ello se simplifica la expresión (C-C.3.3) para los requerimientos de rigidez, quedando las expresiones (C.3.8) y (C.3.10). La expresión (C-C.3.3) se puede utilizar en lugar de las expresiones (C.3.8) y (C.3.10).

El requerimiento de resistencia para la riostra en sistemas relativos es :

$$P_{br} = 0,004 M_u C_t C_d (10)^2 / h_o \quad (\text{C-C.3.4a})$$

y para sistemas nodales:

$$P_{br} = 0,01 M_u C_t C_d (10)^2 / h_o \quad (\text{C-C.3.4b})$$

Las expresiones anteriores se basan en la hipótesis de un desplazamiento lateral inicial del ala comprimida de  $0,002 L_b$ . Los requerimientos de resistencia de la riostra de las expresiones C.3.7 y C.3.9 se derivan de las expresiones (C-C.3.4a) y (C-C.3.4b) con la hipótesis de que está cargada el ala superior ( $C_t = 2$ ). Las expresiones (C-C.3.4a) y (C-C.3.4b) se pueden utilizar en lugar de las expresiones (C.3.7) y (C.3.9) respectivamente.

#### C C.3.4.(b). Arriostramiento para torsión

Los sistemas de arriostramiento para torsión pueden estar unidos en forma continua a lo largo de la longitud de la viga (por ejemplo pisos de sección compuesta o losas) o unidos puntualmente en forma discreta a lo largo de la longitud de la viga (por ejemplo pórticos transversales). Un sistema de arriostramiento para torsión unido al ala traccionada es más efectivo que unido al medio de la altura de la viga o al ala comprimida. Se pueden utilizar uniones semirígidas siempre que su rigidez sea considerada en la evaluación de la rigidez torsional de la riostra.

Los requerimientos de los arriostramientos para torsión están basados en la resistencia a pandeo de una viga con un arriostramiento torsional continuo a lo largo de su longitud que fue desarrollada por Taylor y Ojalvo (1966) y modificada por Yura (1993) para considerar la distorsión de la sección transversal.

$$M_u \leq M_{cr} = \sqrt{(C_{bu} M_o)^2 + \frac{C_b^2 E I_y \overline{\beta_T}}{2 C_{tt}}} \quad (\text{C-C.3.5})$$

El término  $(C_{bu} M_o)$  es la resistencia a pandeo de la viga sin arriostramiento torsional.  $C_u = 1,2$  cuando está cargada el ala superior y  $C_u = 1$  cuando la carga está en el centro de gravedad de la sección.  $\overline{\beta_T} = n \beta_T / L$  es la rigidez del arriostramiento torsional continuo por unidad de longitud o su equivalente cuando hay  $n$  riostras nodales a lo largo de la longitud  $L$ , cada una con una rigidez  $\beta_T$ . El número  $2$  considera el desplazamiento inicial fuera del plano. Despreciando el término de pandeo de la viga no arriostrada se tiene una estimación conservadora de la rigidez requerida del arriostramiento para torsión (expresión (C.3.13)). Una estimación más ajustada del requerimiento de rigidez se puede obtener reemplazando  $M_u$  por  $(M_u - C_{bu} M_o)$  en las expresiones (C.3.11) y (C.3.13).

El término  $\beta_{sec}$  en las expresiones (C.3.12), (C.3.14) y (C.3.15) considera la distorsión de la sección transversal. Un rigidizador de alma en el punto de arriostramiento reduce la distorsión de la sección transversal y mejora la efectividad del arriostramiento para torsión.

Cuando un pórtico transversal se une cerca de ambas alas o un diafragma tiene aproximadamente la altura de la viga, entonces la distorsión del alma es insignificante y el valor  $\beta_{sec}$  se hace igual a infinito. La rigidez requerida por el arriostramiento  $\beta_{Tb}$ , dada por la expresión (C.3.12), se obtiene resolviendo la siguiente expresión que representa la rigidez del sistema de arriostramiento incluyendo los efectos de la distorsión:

$$\frac{1}{\beta_T} = \frac{1}{\beta_{Tb}} + \frac{1}{\beta_{sec}} \quad (\text{C-C.3.6})$$

Los requerimientos de momento de la riostra se basan en la hipótesis de que el giro inicial es  $0,002 L_b / h_o$ .

Los cordones paralelos de vigas reticuladas, cuando ambos cordones se extienden hasta el final del vano y están unidos a soportes, pueden ser tratados como vigas. En las expresiones (C.3.7) a (C.3.11), la resistencia requerida a flexión,  $M_u$ , puede ser adoptada como el producto de la máxima fuerza de compresión en el cordón por la altura de la viga reticulada y así determinar los requerimientos de rigidez y resistencia del arriostramiento. No es necesario considerar los efectos de la distorsión de la sección transversal  $\beta_{sec}$  cuando se usa para arriostrar la altura total del pórtico transversal.

Cuando alguno de los cordones no se extiende hasta el extremo del vano se deberá controlar el giro cerca de los extremos del vano con el uso de pórticos transversales o amarras.

## COMENTARIOS AL CAPÍTULO D.

### BARRAS TRACCIONADAS

#### C D.1. RESISTENCIA DE DISEÑO A TRACCIÓN

En los aceros dúctiles, más allá de la fluencia  $F_y$ , hay un incremento de resistencia conocido como "**endurecimiento por deformación**" hasta alcanzar la tensión de rotura  $F_u$ . Por ello la barra traccionada axialmente puede resistir, sin romperse, una fuerza mayor que el producto de su área bruta por la tensión de fluencia  $F_y$ . Sin embargo, el alargamiento excesivo de una barra traccionada debido a una plastificación descontrolada de su área bruta, no solamente marca el límite de su utilización, sino que puede producir una falla prematura del sistema estructural a la que la barra pertenece. Por otra parte, en función de la reducción de área, de la forma de unión de la barra y de las propiedades mecánicas del acero, la barra traccionada puede fallar por rotura del área neta efectiva con una carga menor que la requerida para plastificar el área bruta. En consecuencia la **fluencia general del área bruta** y la **rotura del área neta efectiva** constituyen los **estados límites de falla**.

Los valores adoptados de  $\phi_t$  para la falla por fluencia y para la falla por rotura reflejan la diferencia de confiabilidad entre el proyecto y ejecución de la barra y en el de sus uniones, criterio de seguridad tradicional en las normativas para estructuras metálicas.

La longitud del tramo del área neta es despreciable respecto de la longitud total de la barra. En consecuencia la tensión de rotura es rápidamente alcanzada en esa zona y la fluencia del área neta en la sección de los agujeros de los pasadores no constituye un estado límite de significación práctica pues la deformación producida no influye prácticamente en el alargamiento total de la barra.

En las barras traccionadas unidas por pasadores se debe también considerar el estado límite de rotura de bloque de corte especificado en la Sección **J.4.3**.

#### C D.2. BARRAS ARMADAS

La esbeltez  $L/r$  de barras traccionadas, que no sean secciones circulares macizas o cables, es preferible que no supere el valor de **300**. Esta limitación especificada no es esencial para la integridad estructural de las barras sino que trata de evitar deformaciones no toleradas en el transporte y montaje, y vibraciones excesivas en barra en servicio.

Las especificaciones sobre espaciamiento longitudinal de medios de unión y sobre platabandas perforadas y presillas buscan asegurar un cierre adecuado entre barras en contacto y garantizar la rigidez del conjunto.

Ver la Sección **B.7**. y los Comentarios a la Sección **E.4**.

### **D.3.-BARRAS UNIDAS CON PERNO Y BARRAS DE OJO**

Las barras de ojo son barras de cabeza circular, articuladas en sus extremos y que transmiten la carga a través de un único perno. Originalmente eran piezas laminadas y actualmente se obtienen por corte térmico de chapas o han sido reemplazadas por chapas planas de sección variable.

Las especificaciones para las barras de ojo resultan de la experiencia de la industria norteamericana del acero y cubren las posibles fallas de la pieza: fluencia del cuerpo de la barra, rotura por tracción en la sección neta del agujero, rotura por corte en la sección detrás del agujero, paralela a la fuerza, corte del perno, y combado normal al plano de la chapa por inestabilidad en la zona del perno. Para este último tipo de falla se incrementan las exigencias para aceros de alto límite de fluencia (mayor que 485 MPa). También se garantiza la transición del cuerpo a la cabeza de la barra a fin de evitar concentración de tensiones.

Las especificaciones para barras unidas con perno que no sean barras de ojo surgen de los resultados de investigaciones experimentales (Johnston, 1939) y son más exigentes que para las barras de ojo.

En ambos casos se busca minimizar las deformaciones que se pueden producir por deslizamiento de la unión.

## COMENTARIOS AL CAPÍTULO E.

### COLUMNAS Y OTRAS BARRAS COMPRIMIDAS

#### C E.1. LONGITUD EFECTIVA Y LIMITACIÓN DE ESBELTECES

Los comentarios de la Sección **C.2.** referidos a la estabilidad de la estructura y a la determinación del factor de longitud efectiva son aplicables a esta Sección. En el Capítulo 15 de la Guía SSRC (Galambos, 1988) se pueden consultar métodos analíticos de apoyo, fórmulas, ábacos y referencias para el cálculo del factor de longitud efectiva  $k$ .

La limitación para  $\lambda_c$  en los proyectos realizados mediante análisis plástico, responde a una limitación de esbeltez que permite la formación de rótulas plásticas y es esencialmente la misma fijada en la "Especificación AISC (1989) para el Diseño mediante tensiones admisibles y el Diseño por Análisis Plástico".

#### C E.2. RESISTENCIA DE DISEÑO A LA COMPRESIÓN PARA PANDEO FLEXIONAL

Las expresiones (**E.2.2**) y (**E.2.3**) están tomadas de la Especificación AISC-LRFD (99) y están basadas en una razonable conversión de datos de investigación en expresiones de cálculo. Resultan de la conversión de las expresiones de tensión admisible de la AISC-ASD, las que se fundamentaron en la curva del CRC (Consejo de investigación de columnas) (Galambos, 1988).

Dicha conversión resulta compleja por dos razones. La primera es la naturaleza variable del factor de seguridad de la ASD; la segunda, la diferencia filosófica del método por tensiones admisibles y el de estados límites, que requiere adoptar una relación entre cargas permanentes y cargas variables, ( $L/D$ ).

Puesto que todas las relaciones  $L/D$  posibles no pueden ser consideradas, se adoptó una relación aproximadamente **1,1** en  $\lambda_c = 1$  para calibrar la relación exponencial para columnas dentro del rango menor de  $\lambda_c$ , con los valores correspondientes especificados en la ASD. El coeficiente de la expresión de Euler fue obtenido igualando las expresiones ASD y LRFD para  $\lambda_c = 1,5$ .

Las expresiones (**E.2.2**) y (**E.2.3**) representan esencialmente la curva **2P** del Consejo de Investigación de Estabilidad Estructural (SSRC) basada en una curvatura inicial de **L/1500** (Bjorhovde, 1972 y 1988; Galambos, 1988; Tide, 1985). Incluyen el efecto de las tensiones residuales.

Es de hacer notar que este conjunto de ecuaciones de columnas tiene un rango de valores para el índice de confiabilidad  $\beta$ . En bajas y altas esbelteces de columnas el valor de  $\beta$  excede de **3** y **3,3** respectivamente frente a  $\beta = 2,6$  en  $\lambda_c = 1$  y para  $L/D = 1,1$ . Dichos índices son considerados satisfactorios puesto que los límites de curvatura inicial, en



combinación con las tensiones residuales, no han sido claramente establecidos. Por otra parte no se conocen comportamientos inaceptables de columnas que fueron proyectadas por el procedimiento especificado por la AISC-ASD, incluso en aquellos casos en que la relación  $L/D$  es mayor que **1,1**.

La adopción de una única curva de pandeo por la AISC-LRFD para todos los tipos y formas de secciones, sean laminadas, soldadas, "livianas", "pesadas", y para cualquier dirección de pandeo, no responde ni a las consideraciones teóricas ni a los resultados de ensayos realizados en E.E.U.U. y Europa (Curvas de la SSRC, curvas del Eurocode 3, etc.) que llevarían a la adopción de más de una curva representativa de la resistencia para la distintas situaciones. La decisión tomada parece tener su origen en la búsqueda de facilitar la transición de uso del método ASD al LRFD ya que el primero tiene también una única curva.

La mayor incidencia de las tensiones residuales en los perfiles "pesados" (espesores mayores de 40 mm) por su distribución más desfavorable (Curva **3P**, SSRC, Bjorhovde, 1982; Eurocode 3, Parte 1, 1992) lleva a una menor confiabilidad para dichos perfiles cuando se utiliza la curva adoptada por la AISC-LRFD. Así los perfiles "pesados" quedarían subdimensionados. Sin embargo es en el mercado norteamericano donde se utilizan más comúnmente dichos perfiles como columnas y no se han registrado comportamientos inaceptables. Este hecho y la posibilidad de disponer del software desarrollado para la Especificación AISC-LRFD fundamentan la adopción en este Reglamento de la curva única de pandeo para columnas de la mencionada Especificación, excepto para barras de sección circular maciza donde se adopta otra curva basada en el EUROCODE. Los fundamentos se presentan en los Comentarios al **Proyecto de Reglamento CIRSOC 308 "Reglamento Argentino de Estructuras Livianas para Edificios con Barras de Acero de Sección Circular"**.

Una discusión muy extensa y detallada sobre el tema de pandeo de columnas se puede consultar en la publicación "Pandeo en el campo real de barras de acero. Nueva norma americana AISC-LRFD de la construcción metálica y su comparación con la europea." Ing. Omar Miño. (Mayo 1999).

Las expresiones (E.2.2) y (E.2.3) se pueden expresar en función de la esbeltez  $\lambda = k L / r$  que resulta más familiar. La expresión (E.2.2) expresada en forma exponencial (base  $e$ ) es:

$$F_{cr} = \left[ e^{(-0,4186 \lambda_c^2)} \right] F_y \quad (\text{C-E.2.1})$$

y resulta:

para  $\lambda \leq 4,71 \frac{E}{F_y}$

$$F_{cr} = \left[ e^{\left( -0,0424 \frac{F_y}{E} \lambda^2 \right)} \right] F_y \quad (\text{C-E.2.2})$$

para  $\lambda > 4,71 \frac{E}{F_y}$

$$F_{cr} = \frac{0,877 \pi^2 E}{\lambda^2} \quad (\text{C-E.2.3})$$

Para barras con almas de altura variable ver los Comentarios del Apéndice **F**, Sección **A-F.3**.

### C E.3. RESISTENCIA DE DISEÑO A COMPRESIÓN PARA PANDEO TORSIONAL Y PANDEO FLEXOTORSIONAL

El pandeo torsional en secciones de doble simetría y el pandeo flexotorsional en secciones de simetría simple o asimétricas son modos de falla generalmente no considerados en el dimensionamiento de columnas de perfiles laminados en caliente. En ellos, dichos modos no gobiernan el pandeo de la barra o la carga crítica difiere muy poco de la carga crítica de pandeo flexional con respecto al eje más débil. Sin embargo, esos modos de falla pueden ser determinantes de la capacidad de la columna cuando ésta tiene sección doble o simplemente simétrica, conformada por placas relativamente delgadas o sección simplemente simétrica o asimétrica con ciertas condiciones de vínculo y cierta relación de momentos de inercia. Las expresiones para determinar la resistencia de diseño de las columnas para pandeo torsional o flexotorsional son dadas en el Apéndice **E**, Sección **A-E.3**. El documento AISC Design Guide, Torsional Analysis of Structural Steel Members (Seaburg y Carter, 1997) presenta un resumen de los fundamentos y la teoría básica de la torsión en barras de acero. Se incluyen ejemplos de dimensionamiento.

Los perfiles “Te” que cumplan con los límites establecidos en la Tabla **C-E.3.1**, no necesitan ser verificados a pandeo flexotorsional.

**Tabla C-E.3.1. Relaciones límites para “Tes”**

Sección	Relación ancho total del ala con altura del perfil	Relación entre espesor del ala y espesor del alma
“Tes” Armadas	$\geq 0,50$	$\geq 1,25$
“Tes” Laminadas	$\geq 0,50$	$\geq 1,10$

Para secciones “Te” y **doble ángulo en contacto continuo**, que sean **compactas y no compactas** (elementos con relaciones ancho-espesor menores a  $\lambda_r$ ) se puede determinar en forma más simple y aproximada la resistencia de diseño con las expresiones dadas en la Sección **E.3**, basadas en Galambos (1991) en las que la tensión crítica para pandeo flexional respecto al eje **y** de simetría se determina con las expresiones (**E.2.2**) y (**E.2.3**).

En barras de ángulo simple con elementos esbeltos ( $Q < 1$ ), la reducción de la tensión crítica para pandeo flexional por la utilización del factor **Q**, aproxima dicho valor a la tensión crítica flexotorsional por lo que en general tampoco es necesario en ese caso controlar este último modo de falla.

En el caso de barras de ángulo simple de sección compacta o no compacta ( $Q = 1$ ) el pandeo flexotorsional sólo es relevante para columnas relativamente cortas, pero fue demostrado por Galambos (1991) que el error cometido al desprestigiar ese efecto era insignificante, por lo que ese modo de falla puede no considerarse en dichas secciones.

#### **C E.4. BARRAS ARMADAS SOMETIDAS A COMPRESIÓN AXIL**

Las barras armadas se han clasificado en cinco Grupos de acuerdo a las características de los enlaces entre los cordones longitudinales.

Las especificaciones de esta sección se han extraído de la Especificación AISC-LRFD (99) y cubren los Grupos *I* a *IV*.

Aquellos requerimientos para el Proyecto Estructural y el detallado que no pueden ser expresados en términos de tensiones de cálculo, son el resultado de la experiencia y el juicio profesional.

La separación longitudinal de los medios de unión en las barras armadas del Grupo *I* y de los puntos de enlace en los otros Grupos, debe ser tal que la relación de esbeltez  $kL/r$  de las barras de los cordones no supere los  $3/4$  de la relación de esbeltez de la barra como un conjunto (excepto para Grupo *IV* en que puede llegar a  $1$ ).

Los requerimientos adicionales son especificados para el Grupo *II*. Sin embargo estas separaciones mínimas no garantizan que no haya una pérdida de rigidez en la barra armada con respecto a la que tendría una barra maciza de igual momento de inercia con respecto al eje de pandeo. La Sección **E.4.2**. da expresiones para obtener una esbeltez modificada que refleje la pérdida de rigidez por efecto de la deformación por corte de los enlaces. Las mismas están basadas en el resultado de investigaciones. La expresión (**E.4.1**), válida para cuando los medios de unión son bulones ajustados para trabajar a corte y aplastamiento, se basa en resultados de ensayos (Zandonini, 1985). La expresión (**E.4.2**) se deriva de la teoría y ha sido verificada mediante ensayos. En ambos casos, la unión extrema entre cordones deberá ser soldada o abulonada con bulones de alta resistencia en unión de deslizamiento crítico, que garantice la rigidez de la misma, (Aslani y Goel, 1991). Los enlaces y medios de unión deben ser dimensionados para resistir las fuerzas de corte que se desarrollarán en la barra pandeada. Estas fuerzas de corte presentan su máximo valor donde es máxima la curvatura de la barra pandeada, (Bleich, 1952).

En barras con componentes en contacto continuo, puede ser necesario un paso longitudinal entre medios de unión menor que el requerido para resistencia, a fin de garantizar un cierre adecuado de las superficies en contacto. Al respecto se establecen requerimientos específicos para barras de acero expuestas a la corrosión atmosférica, (Brockenbrough, 1983).

Las especificaciones para barras armadas del Grupo *III* (Enlace con platabandas perforadas continuas) están basadas en extensas investigaciones experimentales, (Stang y Jaffe, 1948).

Las especificaciones para barras del Grupo *IV* (enlaces con celosías planas), referidas a ángulos mínimos de las diagonales, limitan la aplicación de este Capítulo a casos de barras con enlaces de alta rigidez. Para el dimensionado de las barras armadas de este Grupo con

diseño más libre en lo referente a ángulos y dibujo del enlace, situación común en nuestro medio, se deberán aplicar las especificaciones del Apéndice **E**.

La Especificación AISC-LRFD (99) no contiene especificaciones para barras del Grupo **V** (enlaces con presillas) por lo que las mismas han sido incluidas en el Apéndice **E** basadas en el EUROCODE 3-Parte 1, (1992).



## COMENTARIOS AL APÉNDICE E.

### COLUMNAS Y OTRAS BARRAS COMPRIMIDAS

#### C A-E.3. RESISTENCIA DE DISEÑO A LA COMPRESIÓN PARA PANDEO TORSIONAL Y PANDEO FLEXOTORSIONAL

Las expresiones en la Sección **A-E.3.** para **pandeo elástico torsional y flexotorsional de columnas**, han sido tomadas de textos de estabilidad (Timoshenco-Gere (1961); Bleich (1952); Galambos (1968); Chen y Atsusa (1977)). Dado que estas expresiones son aplicables en el **campo elástico**, deben ser modificadas para el pandeo inelástico o sea para  $F_{cr} > 0,5 F_y$ . Ello se hace a través del uso de un factor de esbeltez equivalente  $\lambda_e = F_y/F_e$ .

#### C A-E.4. BARRAS ARMADAS SOMETIDAS A COMPRESIÓN AXIL

La **resistencia de diseño** para las **barras armadas** de los Grupos **IV** y **V** está basada en lo especificado en el EUROCODE 3, Parte 1- (1992).

El procedimiento es válido, en principio, para **barras armadas con dos cordones** (que pueden a su vez ser armados) de **sección uniforme**, con enlaces uniformes en toda su longitud. Si alguna de estas condiciones no se cumple se debe modificar el procedimiento planteado, lo que implica analizar correctamente la incidencia de esas modificaciones en los fundamentos del procedimiento de cálculo, particularmente en la esbeltez modificada y en las solicitaciones resultantes en los cordones.

Se trata de un procedimiento de verificación de la **resistencia local de los cordones**, en la cual éstos están sometidos a solicitaciones de segundo orden resultantes de considerar la barra armada con una deformación inicial. El **momento de segundo orden** se obtiene por amplificación del momento de primer orden  $P e_o$ . Así el problema de inestabilidad se transforma en un problema de resistencia. La **amplificación** se realiza con la carga de Euler  $P_{cm}$  obtenida con una esbeltez modificada por la pérdida de rigidez, causada por la deformación por corte de los enlaces ( $\lambda_m$ ), y considerando la longitud efectiva de pandeo de la barra armada.

Para la determinación del **factor de longitud efectiva k**, según lo especificado en el Capítulo **C**, se debe considerar un momento de inercia modificado reducido por la pérdida de rigidez, el que se puede obtener a partir de una relación de esbeltez modificada aplicando la expresión especificada con un  $k = 1$ . De allí se obtiene un radio de giro reducido que, elevado al cuadrado y multiplicado por el área bruta de la sección total, determina el momento de inercia reducido.

La **deformación inicial** para obtener las solicitaciones requeridas en los cordones es  $kL/500$ .

En las barras del Grupo **IV** los cordones quedan sometidos sólo a compresión axil, mientras que para el Grupo **V**, por la rigidez de nudos, resultan requeridos a esfuerzo axil, momento flector y corte.

Las expresiones de  $\lambda_m$  reflejan, a través de  $\lambda_1$ , la **rigidez a corte del enlace**. Estas expresiones se derivan de la rigidez a corte  $S_v$  (esfuerzo requerido para producir una deformación unitaria). Para barras del Grupo **IV** dependen del dibujo de la triangulación, de los ángulos y de las áreas de las diagonales y montantes, lo que permite una flexibilidad en el proyecto. Se suponen nudos articulados en la triangulación. Es aconsejable por razones constructivas que el ángulo esté comprendido entre los **30°** y **60°**.

Para barras del Grupo **V**,  $\lambda_1$  está relacionada con la rigidez a flexión de la presilla, lo que se refleja en la fórmula a través de  $\theta$ . A partir de una relación entre los momentos de inercia de la presilla y del cordón, el nudo se hace efectivamente rígido.

Para el dimensionado o verificación de los enlaces (barras de la celosía o presillas) se determinan las solicitaciones que genera en ellos la fuerza de corte resultante de la deformación flexional de la barra armada. La deformación inicial  $e_0$  se ha adoptado mayor que para las solicitaciones de los cordones ( $kL/400$ ) a fin de garantizar que la falla de los elementos de enlace se produzca posteriormente a la de los cordones y asegurar así la permanencia del trabajo conjunto de los mismos hasta la falla.

Las disposiciones constructivas complementan y garantizan las hipótesis de cálculo. Se define una rigidez mínima necesaria para las presillas que rigidizan los extremos de la barra armada.

#### **C A-E.6. BARRAS ARMADAS SOMETIDAS A COMPRESIÓN Y FLEXIÓN**

El método planteado es aproximado y se basa en agregar 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 axil y con el factor  $k$  correspondiente a la deformada correspondiente a 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 solicitación real. El tomar el **mayor** momento producido en toda la barra y el factor  $k$  resultante de las condiciones de vínculo según el Capítulo **C**, cubre conservadoramente las distintas situaciones posibles.

Las fuerzas de corte que solicitan los enlaces se dimensionan adicionando al corte producido por la deformada el mayor esfuerzo de corte en la barra generado por las acciones mayoradas.

## COMENTARIOS AL CAPÍTULO F.

### VIGAS Y OTRAS BARRAS EN FLEXIÓN

#### C F.1. DIMENSIONAMIENTO A FLEXIÓN

##### C F.1.1. Estado límite de plastificación

La **resistencia nominal a flexión de una sección compacta** lateralmente arriostrada es el momento plástico  $M_p$ . Si la sección tiene un factor de forma grande (factor de forma = relación entre el momento plástico y el momento elástico o sea el correspondiente a la plastificación de la fibra más alejada del eje neutro) y es dimensionada para alcanzar el  $M_p$  con cargas mayoradas, se puede producir una deformación inelástica significativa bajo cargas de servicio.

Si se limita la **resistencia nominal** a  $1,5 M_y$  cuando la resistencia requerida se deba a las acciones mayoradas, queda controlada la intensidad de la deformación inelástica bajo cargas de servicio para secciones que tengan factores de forma mayores que **1,5**.

La especificación citada no está destinada a limitar el momento plástico en secciones híbridas con acero del alma de menor tensión de fluencia que la del acero del ala. La plastificación en el alma no produce deformaciones inelásticas significativas. En secciones híbridas  $M_y = F_{yf} S$ .

El **pandeo lateral-torsional** no puede ocurrir si el momento de inercia respecto del eje de flexión es igual o menor que el momento de inercia respecto del eje perpendicular a aquél (para la dirección fuera del plano). De esta manera, para secciones flexadas alrededor del eje de menor inercia y para secciones con  $I_x = I_y$  (por ejemplo secciones cuadradas o circulares), el estado límite de pandeo lateral-torsional no es aplicable, y el estado límite de plastificación define la resistencia de la sección si ésta es compacta.

Los factores  $10^n$  que aparecen en las expresiones de  $M_p$  y  $M_y$  resultan de la compatibilización de las unidades utilizadas en el Reglamento.

##### C F.1.2. Estado límite de pandeo lateral-torsional

###### C F.1.2.(a). Secciones doblemente simétricas y canales con $L_b \leq L_r$

La **relación básica entre el momento nominal  $M_n$  y la longitud lateralmente no arriostrada  $L_b$** , para secciones compactas y con  $C_b = 1$ , se representa en la Figura **C-F.1.1**. Existen cuatro zonas principales definidas sobre la curva base mediante  $L_{pd}$ ,  $L_p$  y  $L_r$ .

La expresión (**F.1.4**) define la máxima longitud lateralmente no arriostrada que permite se desarrolle el momento plástico  $M_p$  cuando la barra es solicitada por momento flexor uniforme.



El **pandeo lateral-torsional elástico** ocurrirá cuando la longitud lateralmente no arriostrada sea mayor que  $L_r$ , situación que está dada por la expresión (F.1.6).

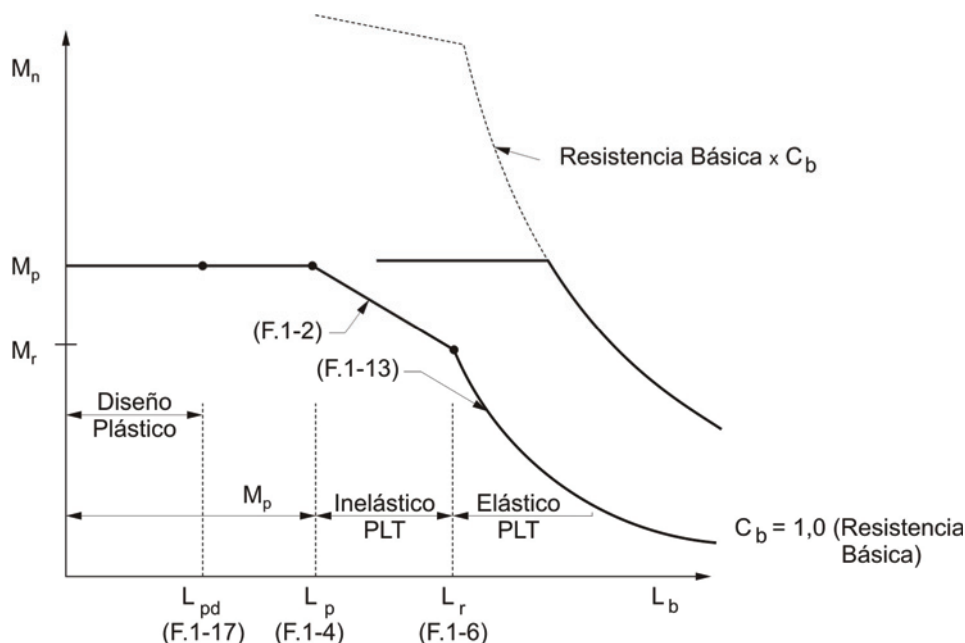
La expresión (F.1.2) define la **resistencia nominal para pandeo lateral-torsional inelástico** como una línea recta entre los límites definidos por  $L_p$  y  $L_r$ .

La **resistencia nominal al pandeo lateral-torsional en la zona elástica** ( $L_b > L_r$ ) está dada por la expresión (F.1.13) para barras con secciones "doble te" doblemente simétricas y canales, y por la expresión (F.1.14) para secciones rectangulares macizas y secciones cajón.

Para otros diagramas de momento, la **resistencia al pandeo** se obtiene multiplicando por  $C_b$  a la resistencia básica (obtenida con  $C_b = 1$ ), según se muestra en la Figura C-F.1.1. El máximo momento nominal  $M_n$  se limita al valor de  $M_p$ .

Es de hacer notar que el valor de  $L_p$  obtenido de las expresiones (F.1.4) ó (F.1.5) según corresponda, es una definición que sólo tiene significado físico cuando  $C_b = 1$ . Para valores de  $C_b$  mayores que 1, son permitidas mayores longitudes lateralmente no arriostradas para desarrollar el  $M_p$  como lo muestra la curva para  $C_b > 1$ . A los efectos del Proyecto Estructural dicha longitud puede ser calculada igualando la expresión (F.1.2) con  $M_p$ , utilizando el  $C_b$  correspondiente al diagrama de momentos y despejando el valor de  $L_b$ .

Las expresiones citadas corresponden al caso en que la carga está aplicada en el baricentro de la sección. Para cargas aplicadas en el ala superior o por encima de ella ver el comentario de la Sección F.1.2.(b).



**Figura C-F.1.1. Momento nominal en función de la longitud lateralmente no arriostrada y del diagrama de momento.**

La expresión:

$$C_b = 1,75 + 1,05(M_1/M_2) + 0,3(M_1/M_2)^2 \leq 2,3 \quad (\text{C-F.1.1})$$

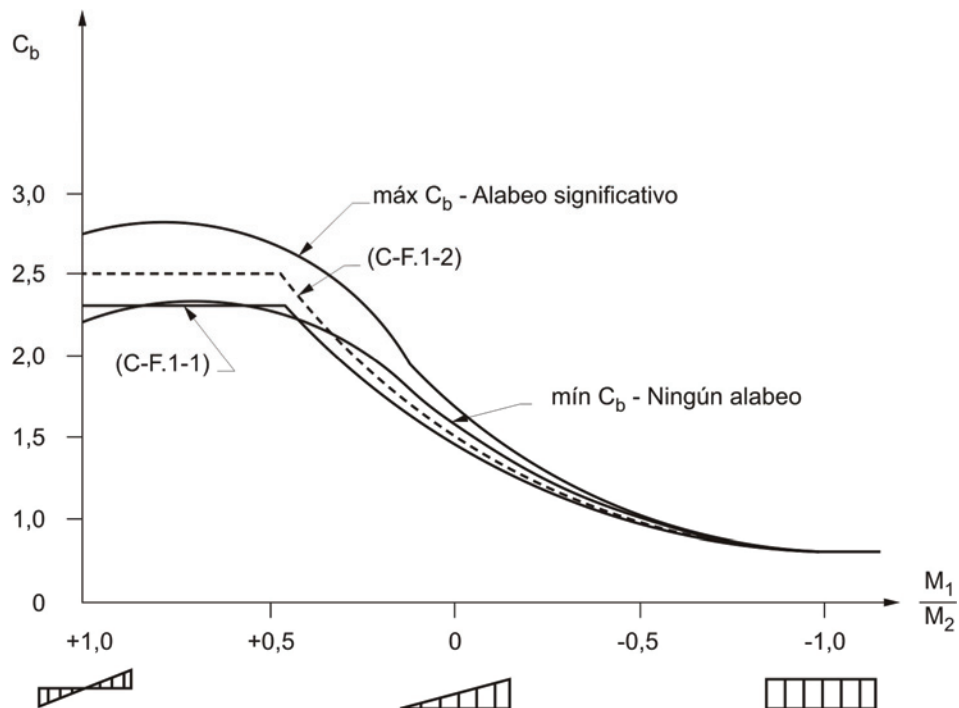
ha sido utilizada por la Especificación AISC desde 1961 para ajustar las expresiones de resistencia para pandeo lateral-torsional por las variaciones del diagrama de momentos dentro del segmento lateralmente no arriostrado. También ha sido adoptada por el Reglamento CIRSOC 303-1991 de tensiones admisibles. Esta expresión es sólo aplicable para diagramas de momentos que tengan una variación lineal entre los momentos correspondientes a los puntos extremos fijos del segmento no arriostrado.

La expresión provee un adecuado límite inferior para las soluciones desarrolladas por Salvadori (1956) las cuales se representan en la Figura **C-F.1.2.**

Otra expresión utilizada:

$$C_b = \frac{1}{0,6 - 0,4(M_1/M_2)} \leq 2,5 \quad (\text{C-F.1.2})$$

se aproxima al valor medio de la solución teórica cuando la viga se deforma con doble curvatura y también provee una razonable aproximación a la teoría. Si el máximo momento dentro del segmento lateralmente no arriostrado es igual o mayor que el mayor momento extremo, se debe utilizar  $C_b = 1$ .



**Figura C-F.1.2. Factor de modificación por diagramas de momentos  $C_b$ .**

Las expresiones **(C-F.1.1)** y **(C-F.1.2)** pueden ser fácilmente mal interpretadas y aplicadas incorrectamente a diagramas de momento que no sean lineales en el segmento lateralmente no arriostrado.

Kirby y Nethercot (1979) presentaron una se que es aplicable para diversas formas del diagrama de momentos dentro del segmento lateralmente no arriostrado. Dicha expresión ha sido levemente ajustada resultando la siguiente:

$$C_b = \frac{12,5 M_{m\acute{a}x}}{2,5 M_{m\acute{a}x} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad \text{(C-F.1.3)}$$

Esta expresión da soluciones más precisas en vigas empotradas y reproduce exactamente la expresión **(C-F.1.2)** para un diagrama de momentos lineal que produzca una deformación de la viga con simple curvatura.

La nueva expresión para  $C_b$  se representa en la Figura **C-F.1-3**. para diagramas de momentos con variación lineal.

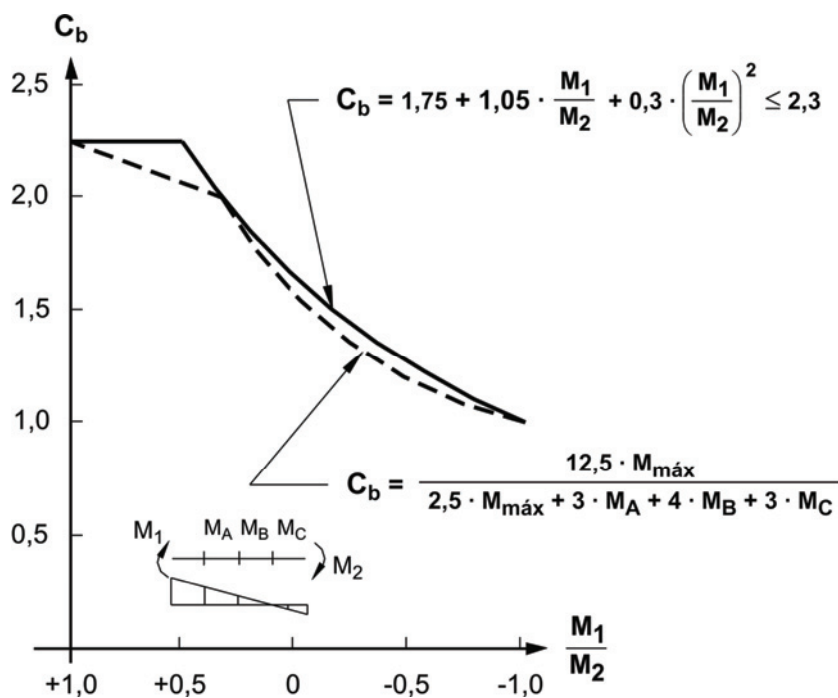
Las soluciones teóricas exactas para otros diagramas de momentos, desarrolladas en la S.S. R.C Guide (Galambos 1988), presentan una buena aproximación con la expresión **(C-F.1.3)**.

Siempre debe ser usado el máximo momento requerido en el segmento no arriostrado para compararlo con la resistencia de diseño a flexión de la viga.

En las expresiones que determinan la resistencia de diseño a flexión se deberán utilizar el coeficiente  $C_b$  y la distancia entre puntos lateralmente arriostrados. No se deberá utilizar la distancia entre puntos de inflexión.

El uso del coeficiente  $C_b$  obtenido por la expresión **C-F.1.1** es aceptable sólo para diagramas de momentos que tengan una variación lineal dentro del segmento lateralmente no arriostrado.

La resistencia elástica de vigas híbridas es igual a la de las vigas homogéneas. La ventaja de resistencia de las vigas híbridas sólo aparece para esbelteces correspondientes a las zonas inelástica y plástica.



**Figura C-F.1.3. Coeficiente  $C_b$  en vigas prismáticas para diagramas de momentos lineales.**

**C F.1.2.(b). Secciones doblemente simétricas y canales con  $L_b > L_r$**

La expresión propuesta por la Especificación base supone que la fuerza es aplicada a lo largo del eje baricéntrico de la viga. Si la fuerza se aplica sobre el ala superior y ésta no se encuentra arriostrada lateralmente, hay un efecto de vuelco que reduce el momento crítico. Inversamente, si la fuerza se suspende del ala inferior y ésta no se encuentra arriostrada lateralmente, existe un efecto estabilizador que incrementa el momento crítico, (Galambos 1988). En los Comentarios de la Especificación base se plantea que para alas superiores cargadas y no arriostradas lateralmente, el momento crítico puede conservadoramente ser obtenido en forma aproximada adoptando el factor de pandeo alabeado  $X_2 = 0$ . Sin embargo realizada la comparación de resultados con el momento crítico elástico dado por fórmulas más exactas para vigas “doble Te” (expresiones del Eurocode 3 y trabajos del Ing. H. Resk, (ver: [www.inti.gob.ar/cirsoc](http://www.inti.gob.ar/cirsoc) - publicaciones complementarias) se observa que dicha propuesta es deficitaria. En forma aproximada y dentro de un margen de seguridad, puede cubrirse ese déficit afectando por un coeficiente **0,9** a las expresiones resultantes con  $X_2 = 0$ . De allí resultan las expresiones (F.1.13a) y (F.1.14a). Para cubrir la zona inelástica se baja la recta (ver la Figura C-F.1.1) en la misma proporción. Para ello se toman  $L_p$  y  $L_r$  como **0,9** de los correspondientes a carga en el baricentro (expresiones (F.1.4a), (F.1.5a), (F.1.6a), (F.1.10a).

Para cargas aplicadas en el ala inferior las expresiones correspondientes al baricentro son conservadoras.

Cuando la carga se aplica por **encima del ala superior de la viga** (por ejemplo en la mayoría de las vigas carril de puentes grúas) el momento crítico disminuye. Para esos casos se debe analizar el problema particular. Se puede utilizar el Anexo F del Eurocode 3. Para vigas de

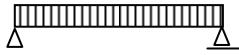
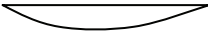
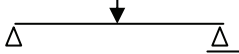
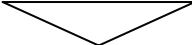
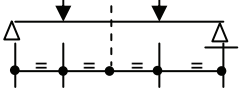
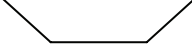
**sección constante de doble simetría** la expresión dada en dicho Anexo para el **momento crítico elástico**  $M_{cr}$  (en KNm) es:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_y}{(k L)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{C_w}{I_y} + \frac{(k L)^2 G J}{\pi^2 E I_y} + (C_2 y_g)^2 \right]^{0,5} - C_2 y_g \right\} (10)^{-3} \quad (\text{C-F.1.5})$$

siendo:

- k** el factor de longitud efectiva para pandeo flexional. **k = 1** para extremos articulados.
- k<sub>w</sub>** el factor de longitud efectiva para alabeo. (= **1** para extremo articulado, alabeo libre; = **0,5** para extremo empotrado, alabeo impedido).
- y<sub>g</sub>** la distancia del punto de aplicación de la carga al baricentro de la sección de la viga. Positivo para cargas gravitatorias actuando por encima del ala superior, en cm.
- C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub>** los coeficientes que dependen de **k** y del diagrama de momentos. En la Tabla **C-F.1.1**. se dan algunos valores para **k = 1**. Para otros casos ver la Tabla F.1.2 del Eurocode 3).

**Tabla C-F.1.1 Coeficientes C<sub>1</sub> y C<sub>2</sub>. k = 1**

Diagrama de carga	Diagrama de momentos	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>
		1,132	0,459
		1,365	0,553
		1,046	0,43

Los parámetros restantes tienen el significado y unidades de este Reglamento.

Para cubrir la **zona inelástica** en forma aproximada **se puede trasladar la recta en la misma relación** que existe entre los  $L_r$  resultantes del momento crítico elástico dado por la expresión (C-F.1.5) y el del momento crítico elástico para cargas actuando en el baricentro (expresiones (F.1.13) o (F.1.14)). O sea multiplicar, por la relación citada, los valores de  $L_p$  y  $L_r$  dados por las expresiones (F.1.4), (F.1.5), (F.1.6), (F.1.10) y aplicar con esos valores la expresión (F.1.2) para obtener el momento nominal para zona inelástica.

En las expresiones para los momentos críticos dadas por este Reglamento se adopta un factor de longitud efectiva igual a **1**, para contemplar la peor situación de vínculo del segmento no arriostrado que es cuando el mismo está biarticulado. Cualquier restricción extrema que produzca un segmento adyacente, puede aumentar la resistencia a pandeo lateral-torsional del segmento crítico. Ha sido estudiado el efecto de la continuidad sobre el pandeo lateral-torsional de una viga y se ha propuesto un simple y conservador método de dimensionado, basado en la analogía con columnas de extremos no desplazables y con giro extremo restringido, utilizando en consecuencia un factor de longitud efectiva menor que **1**, (Galambos, 1988).

### **C F.1.2.(c). Secciones "Te" y secciones doble ángulo en contacto continuo**

La **resistencia a pandeo lateral-torsional** de vigas simplemente simétricas está dada por una fórmula bastante compleja, (Galambos 1988). La expresión (**F.1.15**) es una expresión simplificada y está basada en los trabajos de Kitipornchai y Trahair (1980). Se puede también consultar Ellifritt, 1992.

El coeficiente  $C_b$  determinado para vigas de sección "doble Te" es deficitario para aplicarlo en vigas de sección "Te" que tengan el alma comprimida por la flexión. Para esos casos lo más conveniente es tomar  $C_b = 1$ . Para vigas flexadas con doble curvatura el segmento de la misma que tiene el alma comprimida puede controlar completamente la resistencia al pandeo lateral-torsional, aunque los momentos sean relativamente pequeños en relación a los de otros segmentos de la longitud no arriostrada con  $C_b \approx 1$ . Esto se debe a que la resistencia a pandeo lateral-torsional de un perfil "Te" con el alma comprimida por flexión es la cuarta parte de la resistencia del mismo perfil pero con el alma traccionada. Dado que la resistencia a pandeo lateral-torsional es muy sensible a la forma del diagrama de momentos se ha adoptado conservadoramente  $C_b = 1$ . En los casos en que el alma esté traccionada por flexión será necesario proyectar cuidadosamente el detalle de las uniones extremas para evitar que se produzca algún **momento por restricción al giro** en las mismas que cause la compresión del alma.

### **C F.1.3. Proyecto por análisis plástico**

La expresión (**F.1.17**) determina un límite para la longitud no arriostrada adyacente a una rótula plástica cuando se realiza un análisis plástico. Ella establece para relaciones de momentos positivas (deformación con doble curvatura) un incremento importante de la longitud no arriostrada permitida, porque la plastificación está confinada en zonas cercanas a los puntos lateralmente arriostrados, (Yura y otros, 1978).

La expresión (**F.1.18**) es una expresión de forma similar válida para barras sólidas de sección rectangular y para barras de sección cajón simétricas.

Las expresiones (**F.1.17**) y (**F.1.18**) suponen que el diagrama de momentos en el segmento no arriostrado contiguo a la ubicación de la rótula plástica es aproximadamente lineal. Para diagramas de momentos no lineales entre los puntos arriostrados deberá usarse el criterio para elegir una relación representativa de la situación particular.

Las expresiones (**F.1.17**) y (**F.1.18**) fueron desarrolladas para proveer una capacidad de deformación de por lo menos **3** veces la deformación elástica, lo cual es suficiente en la mayoría de los casos prácticos, (Yura y otros, 1978). Cuando resulta necesaria una capacidad de rotación inelástica mayor (**7** a **9** veces la rotación elástica) como ocurre en

zonas de alta sismicidad según se analiza en los Comentarios del Capítulo **B**, Sección **B.5.**, la expresión (F.1.17) deberá ser reemplazada por la siguiente:

$$L_{pd} = \frac{0,086 E}{F_y} r_y \quad (\text{C-F.1.4})$$

## C F.2. DIMENSIONAMIENTO A CORTE

Para almas que no tengan rigidizadores se adoptará  $k_v = 5$

En consecuencia para almas no rigidizadas resulta:

$$1,10 \sqrt{E k_v / F_{yw}} = 2,45 \sqrt{E / F_{yw}} \quad \text{y} \quad 1,37 \sqrt{E k_v / F_{yw}} = 3,07 \sqrt{E / F_{yw}}$$

Para almas con  $(h/t_w) \leq 1,10 \sqrt{E k_v / F_{yw}}$  la resistencia nominal al corte  $V_n$  se basa en la plastificación del alma por corte y está dada por las expresiones (F.2.1) y (A-F.2.1). La tensión de fluencia por corte  $\tau_y$  se adopta igual a  $0,6 F_y$  ( $\approx F_y / \sqrt{3}$  según teoría Von Mises). El límite indicado entre zona plástica y zona inelástica se determina de la igualación de la expresión para la tensión crítica de pandeo por corte en zona inelástica  $\tau_{cr}$  con la tensión de plastificación del alma  $F_{yw}$ .

Cuando  $(h/t_w) > 1,10 \sqrt{E k_v / F_{yw}}$  la resistencia al corte del alma estará determinada por el estado límite de pandeo. Basler (1961) ha propuesto como límite de proporcionalidad  $\tau_p$  el **80 %** de la tensión de fluencia del alma. La relación límite corresponde a:

$$(h/t_w) = (1,10/0,8) \sqrt{E k_v / F_{yw}} \quad \text{o sea} \quad (h/t_w) = 1,37 \sqrt{E k_v / F_{yw}}$$

Cuando la relación de esbeltez del alma supera este límite la resistencia a corte del alma se obtiene de la expresión de la tensión crítica de pandeo elástico :

$$\tau_{cre} = \frac{\pi^2 E k_v}{12(1 - \mu^2)(h/t_w)^2} \quad (\text{C-F.2.1})$$

La resistencia nominal al corte dada por las expresiones (F.2.3) y (A-F.2.3) se obtiene del producto de la tensión crítica  $\tau_{cre}$  por el área del alma con  $E = 200\,000 \text{ MPa}$  y  $\mu = 0,3$ .

En la zona inelástica, entre los límites citados, Basler propone para la tensión crítica de pandeo la expresión:

$$\tau_{cr} = \sqrt{\tau_p \tau_{cre}} \quad (\text{C-F.2.2})$$

de la que resultan las expresiones (F.2.2) y (A-F.2.2) que dan una transición lineal entre  $\lambda_p$  y  $\lambda_r$ .

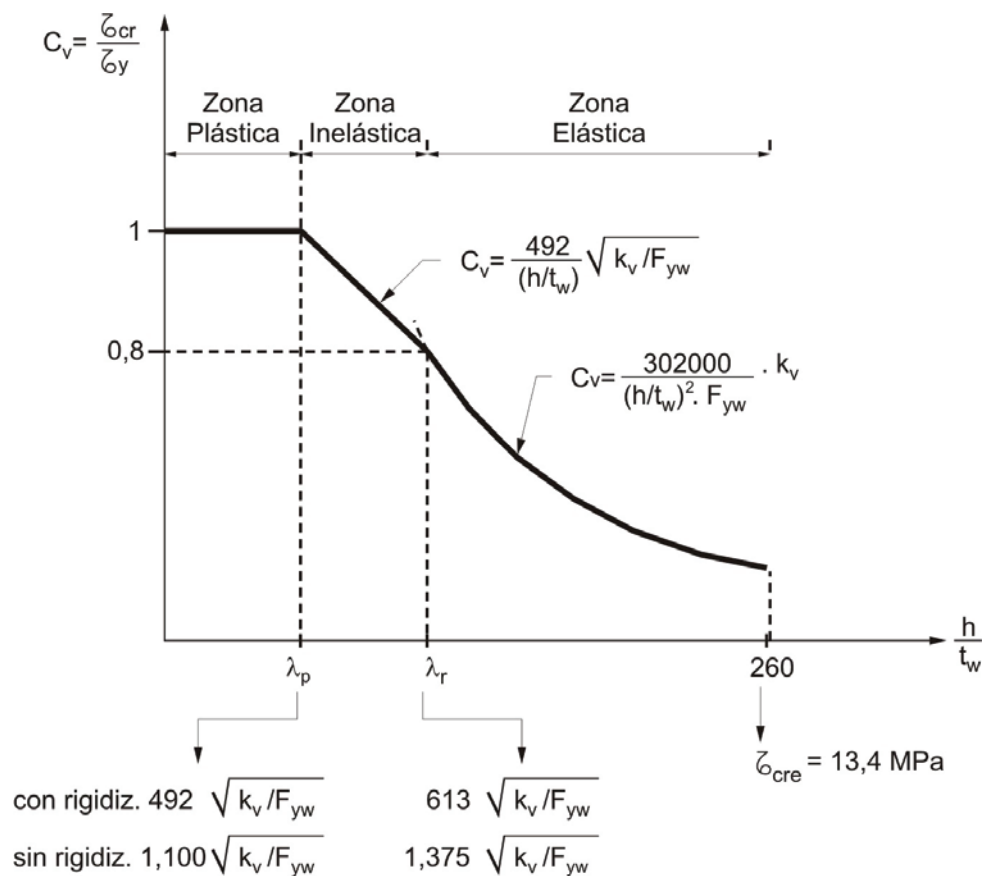
Todas las expresiones anteriores han sido obtenidas de las publicaciones de Timoshenko-Gere (1961) y Cooper y otros (1978).

En la Figura C-F.2.1. se representa la variación de la resistencia al corte del alma a través de la variación de  $C_v = \tau_{cr}/\tau_y$  en función de la relación de esbeltez del alma.

Con respecto a anteriores especificaciones de la AISC-ASD (tensiones admisibles) se incorporan dos modificaciones en la Especificación AISC-LRFD adoptadas por este Reglamento.

En primer lugar se ha simplificado la expresión del coeficiente de abolladura por corte  $k_v$ . Se ha adoptado la expresión dada por la Especificación para Puentes Carreteros de la AASHTO (1989). La expresión anteriormente utilizada para  $k_v$  resultaba de una curva de ajuste a la expresión exacta. La adoptada resulta más exacta y precisa que la anterior.

En segundo lugar la determinación de la resistencia nominal a corte del alma utilizando la acción del campo a tracción se ubica en el Apéndice G, siguiendo el criterio general de tener en los Capítulos sólo un método de cálculo e incorporar procedimientos alternativos en los Apéndices.



**Figura C-F.2.1. Variación de  $C_v$  en función de la relación de esbeltez del alma.  $E = 200\,000 \text{ MPa}$ .**



En vigas armadas la conveniencia de usar almas gruesas sin rigidizadores o almas delgadas con rigidizadores resultará del balance económico entre costo de material y mano de obra. Si resultara económicamente más conveniente proyectar la viga armada con alma delgada con rigidizadores, el método especificado en el Apéndice **G**, con la utilización de la acción del campo a tracción, dará menos rigidizadores.

Las expresiones de esta sección fueron establecidas suponiendo un incremento monótono de cargas. Si la barra flexada es sometida a cargas reversibles que produzcan plastificación cíclica de un segmento largo del alma, tal como puede ocurrir durante un sismo, se deberán realizar consideraciones especiales para el proyecto de la viga, (Popov,1980).

#### **C F.4. VIGAS Y VIGAS ARMADAS CON ABERTURAS EN EL ALMA**

En las estructuras para pisos o cubiertas puede ser necesario realizar aberturas en las almas de algunas de sus barras para permitir el paso de sistemas mecánicos, eléctricos, etc. Los estados límites de resistencia, incluyendo el pandeo local del ala comprimida, del alma, de la sección "Te" comprimida ubicada arriba o abajo de la abertura, pandeo lateral e interacción entre flexión y corte, o estados límites de servicio, pueden ser determinantes para el proyecto de barras con almas abiertas.

La ubicación, forma, tamaño y cantidad de aberturas son los factores importantes a considerar. Se han establecido límites empíricos para ellos. Un procedimiento general para la evaluación de los efectos de los citados factores y para el dimensionamiento de los refuerzos necesarios tanto para vigas metálicas como para vigas compuestas hormigón-acero, fue desarrollado por Darwin (1990). Ver "Steel and Composite Beams with Web Openings",AISC,1990 y ASCE Journal of Structural Engineering 114, N°3. 1992,1 992 a.

#### **C F.5. DIMENSIONAMIENTO A FLEXIÓN DE BARRAS DE ÁNGULO SIMPLE**

##### **C F.5.1. Resistencia de diseño a flexión**

La resistencia nominal a flexión se establece para los estados límites de plastificación, pandeo local y pandeo flexo-torsional.

Como caso general se tratan los ángulos de alas desiguales y los ángulos de alas iguales son considerados como caso especial. Además la flexión de ángulos de alas iguales alrededor de un eje geométrico (eje paralelo a un ala) es considerada en forma separada por ser una situación muy común.

Se designa por punta del ángulo a los bordes libres extremos de ambas alas. En casi todos los casos de flexión donde no exista una restricción, las tensiones que se producen en las dos puntas serán del mismo signo (tracción o compresión). Cuando la flexión, por una restricción al desplazamiento o al giro, es obligada a realizarse alrededor de un eje geométrico, las tensiones en las puntas van a tener signo contrario.

En general se deberán controlar los estados límites correspondientes a tracción y compresión en ambas puntas, aunque en la mayoría de los casos será evidente cuál es el determinante.

Además para vigas de ángulo único se deberán considerar apropiados estados límites de servicio. En particular, en barras largas sometidas a flexión no restringida es más probable que sea la deformación y no la resistencia a pandeo local o lateral-torsional lo que defina la dimensión necesaria.

#### **C F.5.1.1. Estado límite de pandeo local**

Las resistencias nominales a flexión para el estado límite de pandeo local siguen el criterio general utilizado en toda la Especificación **AISC-LRFD**. Hay una zona de plastificación total, una zona de transición lineal hasta el momento de plastificación y una zona de pandeo local elástico. La resistencia en plastificación total está limitada a **1,50** veces el momento elástico correspondiente a la punta comprimida. O sea que se adopta un factor de forma máximo de **1,50**. El límite adoptado es menor al momento plástico de un ángulo en flexión alrededor de cualquier eje por lo que estas especificaciones son aplicables a todas las condiciones de flexión. En la Especificación AISC-LRFD de 1993 se adoptaba un factor de 1,25 que resulta un valor conservador. Trabajos de investigación recientes (Earls y Galambos, 1997) han mostrado que el factor **1,5** representa un valor límite mejor.

Los límites de  **$b/t$**  han sido modificados con respecto a la versión 1993 de la AISC-LRFD. Anteriormente se utilizaron los correspondientes a ángulos simples sometidos a compresión centrada o sea con compresión uniforme en toda la sección. Los ahora adoptados son más representativos de la situación que se produce en la flexión. Generalmente las tensiones de compresión por flexión son variables a lo largo del ala, lo que permite el uso de límites mayores que para la tensión uniforme. Aún en el caso de flexión alrededor del eje geométrico que produce tensión uniforme en el ala, por la influencia del ala traccionada, los límites adoptados resultan conservadores lo que se ha probado por su comparación con los resultados obtenidos de los ensayos realizados por Earls y Galambos (1997).

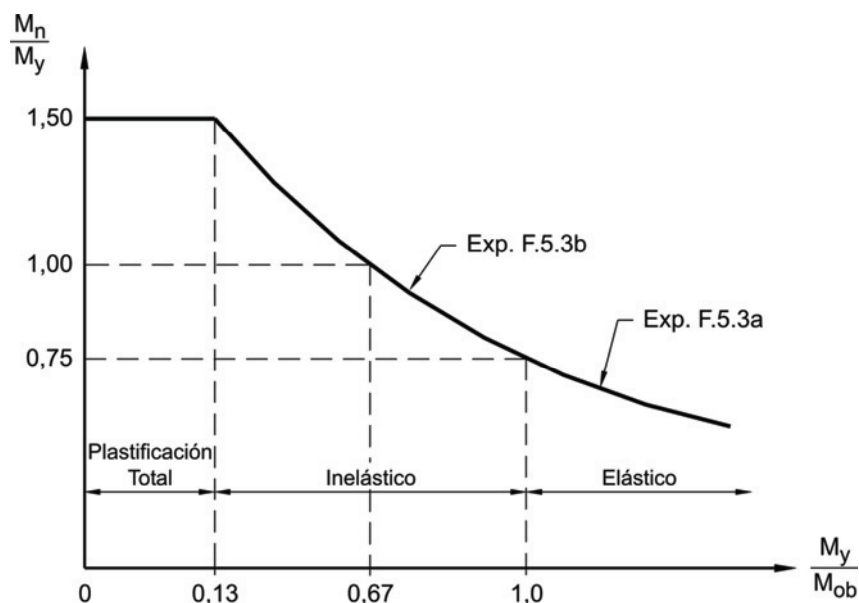
#### **C F.5.1.2. Estado límite de plastificación**

Dado que el factor de forma para ángulos es mayor que **1,5**, la adopción de la resistencia nominal a flexión  $M_n = 1,50 M_y$  para barras con sección compacta, en las que la inestabilidad no gobierna la resistencia, está plenamente justificada.

#### **C F.5.1.3. Estado límite de pandeo lateral-torsional**

El pandeo lateral-torsional puede limitar la resistencia nominal a flexión de una viga de ángulo simple. Según se muestra en la Figura **C-F.5.1.**, la expresión (**F.5.3a**) representa la zona de pandeo elástico en que la resistencia nominal  $M_n$  varía entre el **75%** y el **92%** del momento teórico de pandeo  $M_{ob}$ . La expresión (**F.5.3b**) representa la zona de transición de pandeo inelástico entre **0,75  $M_y$**  y **1,50  $M_y$** . La expresión (**F.5.3b**) ha sido modificada con respecto a la AISC-LRFD 1993 para que refleje mejor el uso del límite superior adoptado de **1,5  $M_y$** . La máxima resistencia flexional de la viga  $M_n = 1,5 M_y$  ocurrirá cuando el momento teórico de pandeo  $M_{ob}$  alcance o supere el valor **7,7  $M_y$**  como se ilustra en la Figura **C-F.5.1.** ( $1 / 0,13 = 7,7$ ).

Las expresiones citadas están basadas en investigaciones realizadas en Australia sobre vigas de ángulos simples y en un modelo analítico de la sección formado por dos elementos rectangulares de ancho igual al real del ala menos la mitad de su espesor. (Leigh y Lay, 1984; Australian Institute of Steel Construction, 1975; Leigh y Lay, 1978; Madugula y Kennedy, 1985).



**Figura C-F.5.1. Límites para Pandeo lateral-torsional de una viga de ángulo simple.**

## C F.5.2. Flexión alrededor de los ejes geométricos

### C F.5.2.1. Casos con restricción torsional

Una viga de ángulo simple, cargada paralelamente a un ala, se va a flexar y a deformar en la dirección del ala sólo cuando el ángulo esté lateralmente arriostrado en toda su longitud. En este caso se produce flexión simple alrededor de un eje geométrico sin que exista rotación ni desplazamiento lateral de la sección. Por ello para la determinación de la resistencia de diseño y de las deformaciones se deberán usar las propiedades de la sección referidas al eje geométrico.

Cuando sólo la sección de máximo momento esté lateralmente arriostrada, los efectos del pandeo lateral-torsional en los segmentos no arriostrados bajo la flexión simple deberán ser considerados con el procedimiento indicado en la Sección **F.5.2.1(b)**.

### C F.5.2.2. Ángulos de alas iguales sin restricción torsional

Cuando una viga de ángulo simple es cargada paralelamente a un ala, se desplaza tanto en la dirección de la carga como lateralmente. Su comportamiento puede ser analizado descomponiendo la carga y/o los momentos en las direcciones de los ejes principales y componiendo o sumando los efectos de la flexión alrededor de esos ejes principales. La Sección **F.5.2.2** se incorpora para simplificar y hacer expeditivo el cálculo para ángulos de alas iguales en esta situación, muy común en la práctica.

En una viga de ángulo simple lateralmente no arriostrada y para la condición de carga indicada, la tensión normal máxima en la punta del ala (en la dirección de la flexión) va a ser aproximadamente un **25 %** mayor que la calculada usando el módulo resistente elástico de la sección referido al eje geométrico. La utilización del valor de  $M_{ob}$  obtenido de la expresión

(F.5.4) y el cálculo del  $M_y$  usando el **0,80** del módulo resistente elástico de la sección con respecto al eje geométrico, representan la flexión real alrededor del eje inclinado que se indica en la Figura **C-F.5.2**.

La deformación total real es aproximadamente un **82 %** mayor que la deformación calculada usando el momento de inercia de la sección respecto del eje geométrico de flexión. La deformación tiene dos componentes: una vertical (en la dirección de la carga aplicada) de **1,56** veces el valor calculado, y una horizontal de **0,94** veces el valor calculado. La deformación total resultante tiene, en general, dirección normal al eje principal de menor inercia, (ver la Figura **C-F.5.2**). Esta deformación debida a la flexión sin restricciones al giro y/o al desplazamiento lateral deberá ser considerada en el estudio de los estados límites de servicio y a menudo es la que define las dimensiones necesarias del perfil en lugar del estado límite último de pandeo lateral-torsional.

El hecho de que la componente horizontal de la deformación sea aproximadamente el **60 %** de la componente vertical ( $0,94/1,56 \approx 0,6$ ) significa que la fuerza de arriostramiento necesaria para asegurar una deformación sólo vertical (ver la Sección **F.5.2.1**) debe ser el **60 %** de la fuerza vertical aplicada (o equivalentemente producir un momento del **60 %** del momento aplicado), lo que resulta un valor muy significativo.

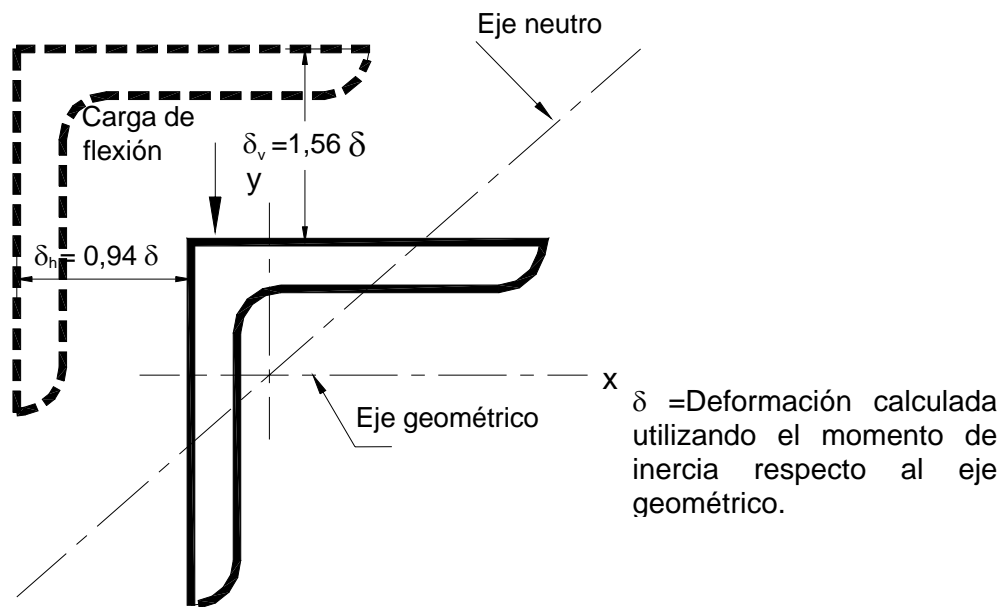
El pandeo lateral-torsional esta limitado por el momento crítico elástico  $M_{ob}$  (Leigh y Lay. 1984 y 1978) dado por la expresión (F.5.4), que está basada en la siguiente expresión general del momento crítico para un perfil de alas iguales:

$$M_{cr} = \frac{2,33 E b^4 t}{(1 + 3 \cos^2 \theta)(k L)^2} \left[ \sqrt{\text{sen}^2 \theta + \frac{0,156(1 + 3 \cos^2 \theta)(k L)^2 t^2}{b^4}} + \text{sen} \theta \right] \quad (\text{C-F.5.1})$$

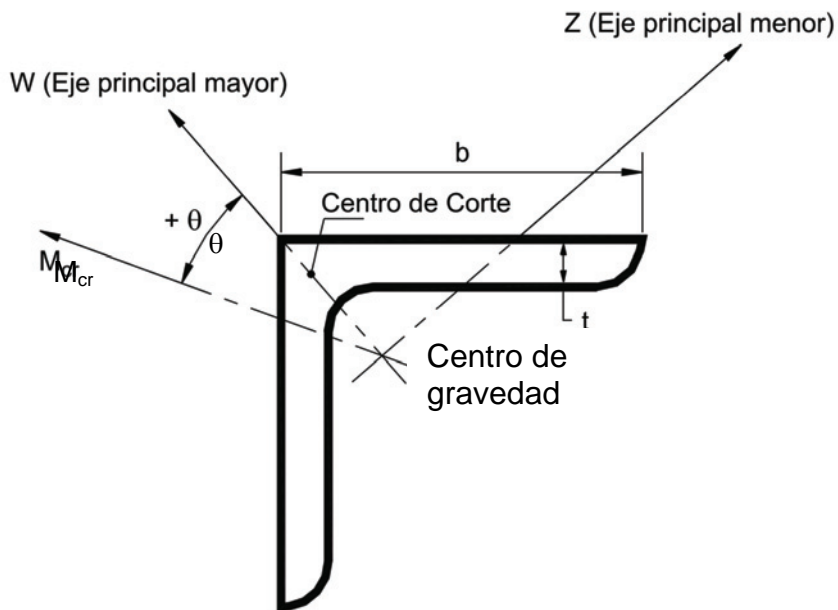
La expresión (F.5.4) se basa en la expresión (C-F.5.1) para la condición más severa, que es cuando la punta del ala del ángulo está en compresión y corresponde a  $\theta = -45^\circ$ , (ver la Figura **C-F.5.3**).

El pandeo lateral torsional también puede limitar la capacidad de momento de la sección transversal cuando la máxima tensión en la punta del ángulo es de tracción para la flexión alrededor de un eje geométrico especialmente cuando se usa la capacidad límite dada en la Sección **F.5.1**. Usando  $\theta = 45^\circ$  en la expresión (C-F.5.1), la expresión resultante es la expresión (F.5.4) con **+1** en lugar de **(-1)** en el último término.

Cuando el ángulo simple sometido a flexión no esté lateralmente arriostrado, la tensión resultante en la punta del ala paralela al eje de la flexión aplicada será del mismo signo que la máxima tensión en la punta de la otra ala. Para ángulos de alas iguales, la tensión en la punta del ala paralela al eje de la flexión aplicada es del orden de la tercera parte de la tensión máxima. Por ello cuando se analiza un ángulo de este tipo sólo es necesario comparar con la resistencia nominal a flexión correspondiente a la punta del ala donde se produzca la máxima tensión. Dado que la resistencia nominal según la Sección **F.5.2.2** considera la combinación de los momentos con respecto a los dos ejes principales y la expresión (F.5.4) representa el momento crítico para esa combinación de momentos flexores, cuando se considere la combinación de solicitaciones axiales y de flexión, sólo es necesario considerar un término simple de flexión.



**Figura C-F.5.2. Flexión alrededor de un eje geométrico de ángulo de alas iguales lateralmente no arriostrado.**



**Figura C-F.5.3. Ángulo de alas iguales en caso general de flexión.**

El factor de corrección  $C_b$  para considerar los casos con diagramas de momentos no uniformes ha sido analizado en el Comentario de la Sección **F.1.2**. En forma conservadora y sin realizar un análisis más detallado, para vigas formadas por un sólo angular se limita su valor a un máximo de **1,5** para considerar la flexión disimétrica que resulta en ese tipo de secciones.

### C F.5.2.3. Ángulos de alas desiguales sin restricción torsional

En los ángulos de alas desiguales sin arriostramiento lateral, las fuerzas o momentos aplicados en todos los casos deberán ser descompuestas en sus componentes según los ejes principales y se deberá considerar la flexión disimétrica resultante usando la ecuación de interacción.

### C F.5.3. Flexión alrededor de los ejes principales

#### C F.5.3.1. Ángulos de alas iguales

Para ángulos de alas iguales sometidos a flexión alrededor del eje principal de mayor momento de inercia, la expresión (F.5.5) en combinación con las expresiones (F.5.3a) o (F.5.3b) definen el momento resistente nominal para el estado límite de pandeo lateral-torsional. Ello se basa en el momento crítico  $M_{cr}$  dado por la expresión (C-F.5.1) considerando  $\theta = 0$ .

El momento nominal por pandeo lateral-torsional será inferior a  $1,5 M_y$  sólo para  $kL/t \geq 50600 / F_y$  ( $F_y$  en MPa). (Corresponde a  $M_{ob} = 7,7 M_y$ ). Si el parámetro  $(kL) t / b^2$  es pequeño (menor aproximadamente a  $0,87 C_b$  para este caso) el pandeo local va a definir el momento nominal resistente de la sección y el estado límite de pandeo lateral-torsional no necesita ser verificado. La resistencia nominal para pandeo local será determinada con las especificaciones de la Sección F.5.1.1.

#### C F.5.3.2. Ángulos de alas desiguales

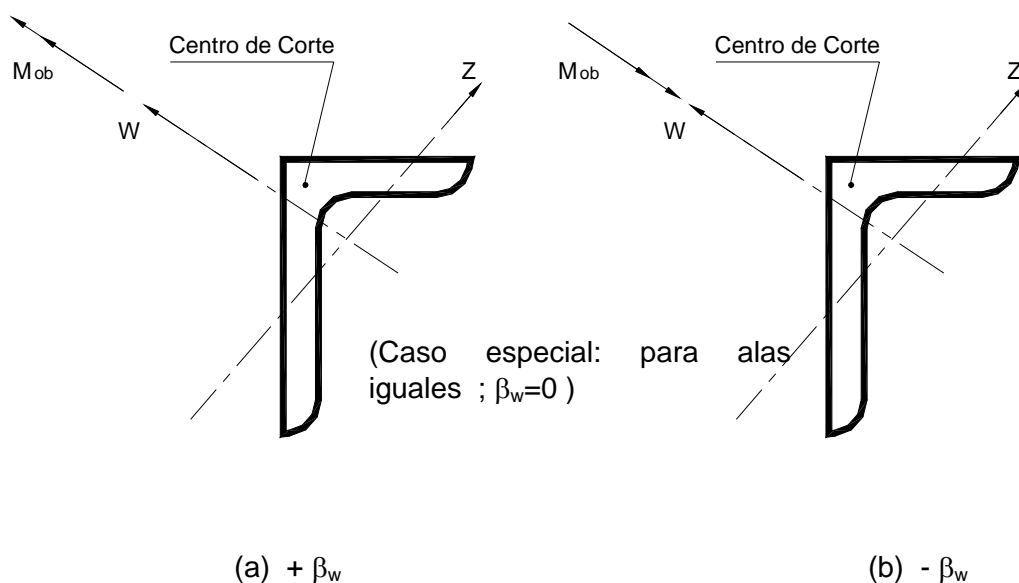
En un perfil ángulo de alas desiguales el pandeo lateral-torsional alrededor del eje principal de mayor inercia ( $w$ ) es controlado por  $M_{ob}$  dado por la expresión (F.5.6).

El factor  $\beta_w$  es una propiedad de la sección. Refleja la posición relativa del centro de corte con respecto al eje principal de inercia y la dirección de la flexión cuando la barra es sometida a un momento flexor uniforme. Un valor  $\beta_w$  positivo y un valor máximo de  $M_{ob}$ , ocurren cuando el centro de corte está en compresión por efecto de la flexión, mientras que un valor  $\beta_w$  negativo y un valor mínimo de  $M_{ob}$  resultan cuando el centro de corte está en tracción por acción de la flexión. (Ver la Figura C-F.5.4). El efecto de  $\beta_w$  es consistente con el comportamiento de las vigas con secciones "doble Te" de simple simetría, que son más estables cuando el ala comprimida es más grande que el ala traccionada.

En la flexión de ángulos de alas iguales alrededor del eje principal  $w$ ,  $\beta_w$  resulta igual a cero debido a la simetría y para ese caso la expresión (F.5.6) queda reducida a la expresión (F.5.5).

En el caso de flexión con doble curvatura, parte de la longitud no arriostrada tiene  $\beta_w$  positivo, y el resto  $\beta_w$  negativo, por lo que conservadoramente se considera el valor negativo para todo el segmento lateralmente no arriostrado.

El parámetro  $\beta_w$  es esencialmente independiente del espesor del ángulo (menos del 1 % de variación respecto del valor medio) y depende fundamentalmente de los anchos de las alas. Se pueden utilizar para el cálculo los valores medios indicados en la Tabla C-F.5.1.



**Figura C-F.5.4. Ángulos de alas desiguales en flexión.**

**Tabla C-F.5.1. Valores de  $\beta_w$  para ángulos**

Tamaño del ángulo (cm)	$\beta_w$ (cm)*
22,86 x 10,16	16,61
20,32 x 15,24	8,41
20,32 x 10,16	13,92
17,78 x 10,16	11,10
15,24 x 10,16	7,98
15,24 x 8,89	9,37
12,7 x 8,89	6,10
12,7 x 7,62	7,59
10,16 x 8,89	2,21
10,16 x 7,62	4,19
8,89 x 7,62	2,21
8,89 x 6,35	4,11
7,62 x 6,35	2,18
7,62 x 5,08	3,96
6,35 x 5,08	2,16
Alas iguales	0,00

\*tiene un valor negativo o positivo dependiendo de la dirección de la flexión (ver Figura C-F.5-5)

## C F.6. DIMENSIONAMIENTO A CORTE DE BARRAS DE ÁNGULO SIMPLE

Las **tensiones de corte en perfiles ángulo** debidas a las cargas mayoradas son el resultado de la variación de momento flexor a lo largo de su longitud (esfuerzo de corte debido a la flexión) y de la acción del momento torsor.

La **máxima tensión tangencial elástica**  $f_v$  (MPa) producida por el esfuerzo de corte debido a la flexión puede ser determinada por la siguiente expresión:

$$f_v = 1,5 \frac{V_b}{b t} \quad (10) \quad \text{(C-F.6.1)}$$

siendo:

$V_b$  la componente de la fuerza de corte (kN) paralela a un ala del ángulo de longitud  $b$  (cm) y espesor  $t$  (cm).

La tensión de corte es constante en todo el espesor del ala, y debería ser determinada para ambas alas para luego adoptar el máximo valor obtenido.

El factor **1,5** corresponde a la teoría elástica para ángulos de alas iguales cargados en un plano que contenga a uno de los ejes principales de inercia.

Para un ángulo de alas iguales cargado en un plano que contenga a uno de sus ejes geométricos (esté o no lateralmente arriostrado) el factor es **1,35**. Los factores correspondientes entre ambos límites pueden ser calculados conservadoramente con la fórmula de Jouraski que determina la máxima tensión tangencial en el eje neutro  $f_v$  (MPa):

$$f_v = \frac{V_b Q}{I t} \quad (10)$$

siendo:

$Q$  el momento estático con respecto al eje neutro del área ubicada a un lado de aquél., en  $\text{cm}^3$ .

$I$  el momento de inercia de la sección con respecto al eje de flexión, en  $\text{cm}^4$ .

Alternativamente, si sólo se considera el esfuerzo de corte debido a la flexión, y debido al comportamiento inelástico del material y la consiguiente redistribución de tensiones, se puede tomar una tensión tangencial uniforme en el ala  $f_v$  (MPa):

$$f_v = \frac{V_b}{b t} \quad (10)$$

Si el perfil ángulo no está lateralmente arriostrado para evitar la torsión, y si el plano de carga no pasa por el centro de corte ubicado en el talón del ángulo, se genera un momento torsor



igual al producto de la carga aplicada por la distancia  $e$  entre el plano de carga y el centro de corte.

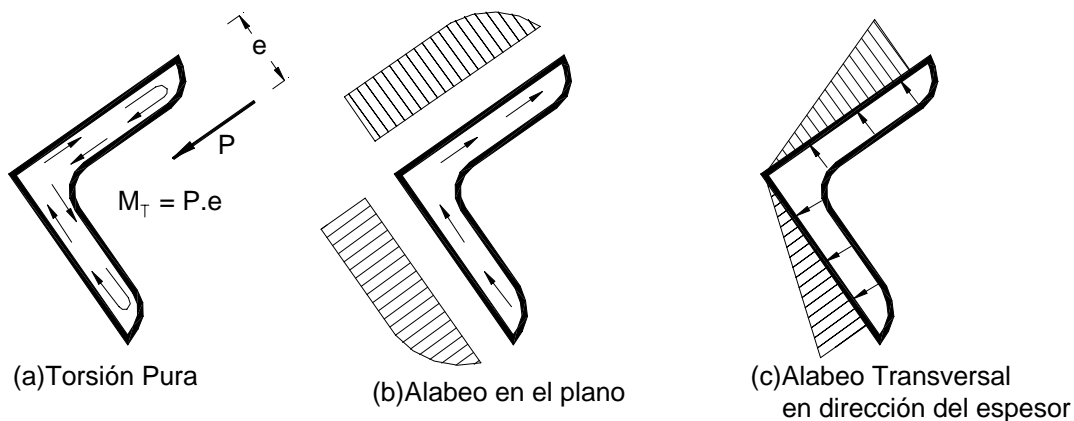
El momento torsor produce dos tipos de respuesta resistente en la sección: torsión pura (torsión uniforme o de Saint Venant) y torsión por alabeo restringido (torsión no uniforme). (Ver "Torsional Analysis of Structural Steel Members". Steel Design Guide Series, Guide N° 9. AISC. 1997). Si los vínculos permiten el libre alabeo de la sección transversal, el momento torsor aplicado  $M_t$  es resistido sólo por tensiones tangenciales tal como se indica en la Figura **C-F.6.1(a)**. Estas tensiones son constantes a lo largo del ala excepto en su punta.

Su valor máximo  $f_v$  (MPa) aproximadamente se puede determinar por:

$$f_v = \frac{M_t t}{J} (10^3) = 3 \frac{M_t}{A t} (10^3) \quad (\text{C-F.6.2})$$

siendo:

- $M_t$  el momento torsor, en kNm.
- $J$  el modulo de torsión de la sección. (aproximadamente igual a  $a = \sum b t^3 / 3$  cuando no se dispone de un valor exacto precalculado y tabulado), en  $\text{cm}^4$ .
- $t$  el espesor del ala, en cm.
- $A$  el área de la sección transversal del ángulo, en  $\text{cm}^2$ .



**Figura C-F.6.1. Tensiones tangenciales debidas a torsión.**

En la sección donde el alabeo está restringido, el momento torsor es resistido por tensiones tangenciales por alabeo de dos tipos. (Gjelsvik, 1981). Las del primer tipo se producen en el plano como se indica en la Figura **C-F.6.1(b)**., y varían desde cero en la punta hasta un máximo en el talón del ángulo. Las del segundo tipo se producen en la dirección del espesor y suelen designarse como tensiones tangenciales por alabeo secundarias. Varían desde cero en el talón hasta un máximo en la punta del ala, tal cual se indica en la Figura **C-F.6.1(c)**..

En una barra de sección ángulo con condiciones de vínculo típicas y puntos de aplicación de la carga sin restricciones al giro o desplazamiento lateral, el momento torsor genera los tres tipos de tensiones tangenciales descritas (por torsión pura, por alabeo restringido en el plano y por alabeo restringido secundaria), en proporciones variables a lo largo de su longitud. El momento torsor total aplicado es equilibrado por los momentos torsores internos generados por los tres tipos de tensiones tangenciales. La incidencia de cada uno en el total depende de la distancia de la sección considerada a los vínculos que producen la restricción al alabeo. Para los perfiles ángulo de dimensiones típicas se puede demostrar que las dos tensiones tangenciales debidas a la restricción del alabeo son aproximadamente del mismo orden y menores al **20 %** del valor de las tensiones tangenciales por torsión pura correspondientes al mismo momento torsor. Por ello resulta conservador calcular las tensiones tangenciales debidas a la torsión, usando sólo la ecuación correspondiente a la torsión pura con el momento torsor aplicado total. o sea como si no existiera el alabeo restringido.

La tensión tangencial por torsión así obtenida se suma directamente a la tensión tangencial debida al esfuerzo de corte, obteniendo un máximo que ocurre aproximadamente en la mitad de la longitud del ala. Dado que dicha suma es un máximo local limitar su valor a **0,6  $\phi_v F_y$**  adiciona un grado de seguridad en el dimensionamiento de este perfil en relación al de otras formas seccionales.

En general los momentos torsores debidos a la acción de cargas transversales en barras lateralmente no arriostradas también producen tensiones normales cuando el alabeo está restringido o el momento torsor no es uniforme. Estas se suman a las tensiones normales debidas a la flexión. Sin embargo, debido a que la resistencia por alabeo del perfil ángulo es relativamente pequeña, las tensiones normales adicionales debidas a la torsión son despreciables y frecuentemente se ignoran en la práctica.



## COMENTARIOS AL APÉNDICE F.

### VIGAS Y OTRAS BARRAS EN FLEXIÓN

#### C A-F.1. DIMENSIONAMIENTO A FLEXIÓN

Se deben investigar **tres estados límites** para determinar la resistencia nominal a flexión de una barra: pandeo lateral-torsional (**LTB**), pandeo local del ala comprimida (**FLB**), y pandeo local del alma (**WLB**). La resistencia para estos estados límites depende respectivamente de: la relación de esbeltez  $L_b/r_y$  en la viga, la relación ancho-espesor  $b/t$  del ala comprimida, y la relación altura-espesor  $h/t_w$  del alma. Por comodidad los tres parámetros de esbeltez se designan por  $\lambda$ .

La variación de la resistencia nominal a flexión  $M_n$  con  $L_b$  está representada en la Figura **C-F.1.1.** de los Comentarios al Capítulo **F**. Las consideraciones realizadas en la Sección **F.1.** de dichos Comentarios sobre el pandeo elástico, inelástico y plástico para el pandeo lateral-torsional son aplicables para este Apéndice. Las consideraciones de los Comentarios al Capítulo **B**, Sección **B.5** también son aplicables para el pandeo local. En la misma Sección ver las consideraciones referidas a la capacidad de flexión de los tubos de sección circular.

Para incluir los efectos producidos por las restricciones en las barras adyacentes se puede consultar la obra de Galambos (1998).

El análisis de la estabilidad lateral de barras con formas seccionales no incluidas en este Apéndice deberá ser realizado de acuerdo a la literatura técnica disponible. (Galambos, 1998).

#### C A-F.3. BARRAS CON ALMAS DE ALTURA VARIABLE

##### C A-F.3.1. Condiciones generales

Las especificaciones contenidas en la Sección **A-F.3.** se refieren solamente a aquellos aspectos del dimensionamiento que son específicos para las barras con almas de altura variable y que cumplan las condiciones generales establecidas. Las restantes especificaciones para el dimensionamiento no específicamente incluidas en la Sección **A-F.3.** deberán ser tomadas de los Capítulos correspondientes de este Reglamento y las consideraciones sobre ellas de los respectivos Comentarios.

Para el dimensionamiento de columnas de alas anchas de área constante y un alma simple se sigue un procedimiento similar al correspondiente a columnas de sección uniforme especificado en la Sección **E.2.** La diferencia está en la determinación del factor de esbeltez de la columna  $\lambda_c$ . Este es determinado para el pandeo alrededor del eje de mayor inercia con una relación de esbeltez  $k_y L/r_{ox}$  para el pandeo alrededor del eje de menor inercia por la relación  $k L/r_{oy}$ .

El valor  $k_y$  es el factor de longitud efectiva para barras con altura variable, mientras  $k$  es el factor de longitud efectiva para barras prismáticas (sección uniforme).  $r_{ox}$  y  $r_{oy}$  son los radios de giro con respecto a los ejes  $x$  e  $y$  respectivamente correspondientes a la sección del extremo de la barra que tenga menor altura.

Para columnas escalonadas o columnas con elementos de altura variable distintos de un alma simple se puede determinar la tensión crítica elástica mediante análisis o por datos obtenidos de textos de referencia o informes de investigaciones. (Capítulos 11 y 13 del libro de Timoshenko y Gere (1961), Bleich (1952) y Kitipornchai y Trahair (1980)). A partir de la tensión crítica elástica se puede utilizar un procedimiento similar con el uso de  $\lambda_{\text{eff}}$  para la determinación de la resistencia nominal a compresión.

Un procedimiento aproximado similar puede ser utilizado en columnas armadas de sección abierta (Según la Sección **E.4.1.** columnas de los Grupos **III**, **IV** y **V**). El cálculo de la tensión crítica de pandeo elástica deberá incluir una reducción por el efecto de corte. Métodos para el cálculo de la resistencia elástica de pandeo de dichas columnas se dan en el Capítulo 11 de la Guía SSRC (Galambos, 1988), en Timoshenko y Gere (1961) y Bleich (1952).

### **C A-F.3.3. Resistencia de diseño a la compresión**

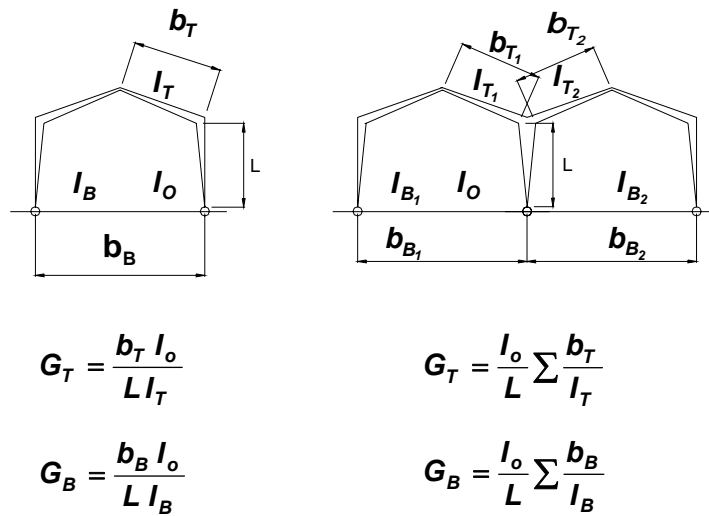
La determinación aproximada de la tensión crítica de columnas de altura variable se basa en el concepto de que la tensión crítica en una columna de altura variable axialmente cargada, es igual a la de una columna prismática de longitud diferente y de sección transversal igual a la del extremo de aquella que tenga menor altura. De este concepto surge un factor de longitud efectiva equivalente  $k_y$  para una barra de altura variable sometida a compresión axial. Este factor es usado para el cálculo de  $S$  en la expresión (**A-F.3.2**) y de  $\lambda_c$  en la expresión (**E.2.3**). Su determinación puede ser realizada en forma precisa para un pórtico de nudos rígidos, rectangular y simétrico, formado por vigas prismáticas y por columnas de altura variable.

Con la hipótesis antedicha, el pórtico puede ser usado como un modelo matemático para determinar con suficiente precisión la influencia de las rigideces de vigas y cerchas ( $\Sigma(I/b)_g$ ) que proporcionan la restricción al giro en los extremos de una columna de altura variable en casos como los mostrados en la Figura **C-A-F.1.1**.

A partir de las expresiones (**A-F.3.2**) y (**E.2.3**) se puede expresar la carga crítica por medio de:

$$\pi^2 E I_o / (k_y L)^2$$

El valor de  $k_y$  se puede obtener por interpolación utilizando el ábaco apropiado contenido en la obra de Lee y otros (1972) con los factores de relación de rigideces  $G_T$  y  $G_B$ . Estos factores para las columnas de altura variable se calculan como para una barra prismática, pero considerando el momento de inercia  $I_o$  correspondiente a la sección extrema de menor altura y la longitud real de la columna. La rigidez  $I_o/L$  de la columna se divide por la suma de las rigideces de las barras que concurren al nudo extremo de la columna considerada.



**Figura C-A-F.1.1. Relaciones de rigidez de vigas y columnas en pórticos.**

#### **C A-F.3.4. Resistencia de diseño a flexión**

El desarrollo de los procedimientos para determinar la resistencia de diseño a la flexión para vigas de altura variable está estrechamente vinculado con el correspondiente a los de vigas prismáticas.

El concepto básico es remplazar una viga de altura variable por una viga prismática equivalente de longitud diferente y de una sección transversal igual a la del extremo de menor altura en la viga de altura variable. (Lee y otros, 1972). Este concepto ha llevado a los factores de modificación de longitud  $h_s$  y  $h_w$  incluidos en las expresiones (A-F.3.6) y (A-F.3.7).

Las expresiones (A-F.3.6) y (A-F.3.7) se basan en obtener una resistencia total al pandeo lateral utilizando la resistencia de Saint Venant y la de alabeo. El factor  $B$  modifica el  $F_{by}$  básico para barras que presentan una continuidad más allá de los apoyos a desplazamiento lateral.

Los casos (a), (b) y (c) dados en la Sección A-F.3.4. para el cálculo de  $B$  son comunes, aunque es de hacer notar que las expresiones son aplicables solamente cuando la fuerza axil es pequeña y cuando los segmentos no arriostrados adyacentes son aproximadamente de igual longitud. Para una barra simplemente apoyada o segmentos no arriostrados en los que no se cumplen las condiciones dadas en los casos (a), (b), (c) ó (d) es recomendable adoptar  $B = 1$ .

Además se deberá adoptar  $B = 1$  cuando el valor de  $F_{by}$  sea calculado para obtener  $M_n$  a los fines de usarlo en las expresiones (H.1-1) y (C.1-1), pues el efecto de la variación del diagrama de momentos es considerado en esas expresiones. Los fundamentos se pueden consultar en WRC Bulletin N° 192 (Morrell and Lee, 1974).



## COMENTARIOS AL APÉNDICE G.

### VIGAS ARMADAS DE ALMA ESBELTA

#### C A-G.1. LIMITACIONES

El Apéndice **G** en la Especificación AISC-LRFD se adoptó del Boletín N° 27 de la A.I.S.I. (Galambos, 1978). Otras especificaciones comparables están incluidas en la Especificación AISC-ASD (tensiones admisibles).

Estas especificaciones se presentan en el Apéndice por corresponder a situaciones de Proyecto Estructural menos comunes.

La relación de esbeltez del alma  $h/t_w = 5,70\sqrt{E/F_{yf}}$  que diferencia una viga de una viga armada de alma esbelta, se expresa en función de la tensión de fluencia del acero del ala, en razón de que para vigas híbridas el pandeo inelástico del alma en flexión depende del estado tensional del ala.

La expresión para  $R_e$  adoptada es la presentada en la Especificación AISC-LRFD versión 1993, que se utiliza en la Especificación AISC-ASD desde 1969. Su derivación está publicada (Gaylord y Gaylord, 1992 y ASCE-AASHTO, 1968) y es más exacta que la dada en la versión AISC-LRFD de 1986, que a su vez, es la utilizada por la AASHTO Standard Specification for Highway Bridges.

#### C A-G.2. RESISTENCIA DE DISEÑO A FLEXIÓN

En versiones previas a la AISC-LRFD de 1993, las Especificaciones AISC han utilizado un coeficiente de  $0,0005 a_r$  en el cálculo de  $R_{PG}$ , basado en un trabajo de Basler (1961). Este valor es válido para  $a_r \leq 2$ . En ese mismo trabajo, Basler desarrolló un coeficiente mas general, aplicable a todas las relaciones  $A_w/A_f$  ( $A_f$  es el área del ala comprimida). Ese coeficiente ha sido adoptado por la AISC-LRFD versión 1993 porque la aplicación del anteriormente utilizado a secciones con grandes valores de  $a_r$ , da resultados poco razonables. Se ha adoptado un límite de validez arbitrario de  $a_r \leq 10$ , para que la expresión de  $R_{PG}$  no sea aplicable a secciones que se aproximen a una sección "Te".





## COMENTARIOS CAPÍTULO H.

### BARRAS SOMETIDAS A SOLICITACIONES COMBINADAS Y TORSIÓN

#### C H.1. BARRAS DE SECCIÓN SIMÉTRICA SOMETIDAS A FUERZA AXIL Y FLEXIÓN

Las expresiones (H.1.1a) y (H.1.1-b) son el resultado de clarificar y simplificar expresiones similares usadas en la Especificación AISC-ASD (tensiones admisibles) desde 1961. Previamente a ello ambas expresiones fueron verificadas. En la formulación adoptada la utilización de una u otra expresión está determinada por el valor del primer término,  $P_u / \phi P_n$ .

Cuando la flexión se produce alrededor de un solo eje, la gráfica de las expresiones adopta la forma indicada en la Figura C-H.1.1..

El primer término  $P_u / \phi P_n$  tiene el mismo significado que el término de carga axil  $f_a / F_a$  de las expresiones (H.1.1) de la Especificación AISC-ASD. Ello significa que en barras comprimidas  $P_n$  debe ser determinado utilizando la mayor esbeltez efectiva  $kL/r$  de la barra independientemente de la dirección de la flexión.

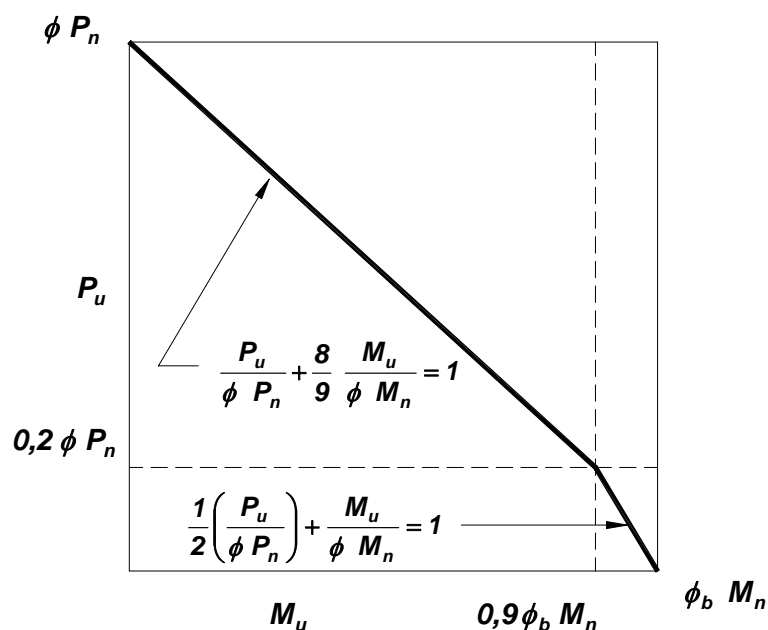


Figura C-H.1.1. Expresiones de interacción para vigas-columnas.

En el desarrollo de las expresiones (H.1.1a) y (H.1.1b) se compararon cierto número de formulaciones alternativas con las soluciones inelásticas exactas de 82 pórticos desplazables estudiados por Kanchalanai (1977). En particular, se estudió la posibilidad de calcular  $k L/r$  con la longitud real  $L$  de la columna ( $k = 1$ ) para utilizarlo en la determinación de  $P_n$ , cuando la carga axial se combinara con el momento  $M_u$  de segundo orden elástico. Esto, porque el efecto del desplazamiento del nudo está ya incluido en el momento de segundo orden. Sin embargo, en aquellos casos en que la verdadera resistencia nominal  $P_n$ , determinada con  $k = 1$  en  $k L/r$ , estaba en el campo inelástico, los errores de la aplicación de las expresiones de interacción planteadas resultaban inaceptablemente grandes sin la verificación adicional de que  $P_u \leq \phi_c P_n$ , con  $P_n$  calculado con la longitud efectiva correspondiente al pórtico desplazable. Aunque se redujeron las desviaciones respecto de las soluciones exactas con un ajuste de las fórmulas de interacción, dichas desviaciones permanecieron todavía altas con las ecuaciones adoptadas.

En resumen no es posible formular una expresión general de interacción para compresión que sea segura (válida para todos los casos), sin considerar la longitud efectiva. (Salvo que se considere en forma indirecta la longitud efectiva a través de una segunda expresión).

Por lo anterior es necesario que la resistencia nominal de compresión  $P_n$  a utilizar en las expresiones de interacción, se calcule a partir de la longitud efectiva  $k L$  para nudos desplazables o indesplazables cuando se combine con los momentos flexores de segundo orden determinados según lo especificado en el Capítulo C.

No se intenta que estas especificaciones para la interacción sean aplicables para limitar la flexión no lineal secundaria que podría ser encontrada en el estudio de la estabilidad de estructuras sometidas a terremotos de gran amplitud. (ATC, 1978).

El término definido como  $M_u$  es el máximo momento flexor en cualquier sección de toda la barra. Para el cálculo de este momento es optativa la consideración de los efectos favorables de segundo orden en barras traccionadas. En cambio es obligatoria la consideración de los efectos desfavorables de segundo orden debidos a la deformación en barras comprimidas y al desplazamiento de los nudos.

La cuantificación de los efectos de segundo orden se realizará según las especificaciones del Capítulo C.

## **C H.2. BARRAS DE SECCIÓN ASIMÉTRICA Y BARRAS SOMETIDAS A TORSIÓN Y TORSIÓN COMBINADA CON FLEXIÓN, CORTE Y/O FUERZA AXIL**

Las especificaciones de esta Sección corresponden a tipos de sección transversal y a solicitaciones no cubiertas por la Sección H.1., especialmente en casos en que se debe considerar la torsión.

Para tales casos se recomienda determinar las máximas tensiones normales o de corte, o las tensiones críticas de pandeo elástico, mediante un análisis elástico basado en métodos numéricos teóricos, que pueden ser encontrados en la literatura técnica.

Para la determinación de la tensión crítica  $F_{cr}$  de la expresión (H.2.3) en la verificación al pandeo, se deberán utilizar las expresiones (E.2.2) y (E.2.3) con el parámetro de esbeltez equivalente  $\lambda_e$  siendo:

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

siendo:

$F_e$  la tensión crítica de pandeo elástico determinada mediante un análisis de estabilidad.

La utilización del parámetro de esbeltez equivalente permite cubrir la zona inelástica. El procedimiento es similar al utilizado en el Apéndice **E**, Sección **A-E.3**. (Ver comentarios del Apéndice **E**, Sección **A-E.3**).

Para el análisis de barras de sección transversal abierta sometidas a torsión se recomienda consultar La Guía Nº 9 de la AISC "Torsional Analysis of Structural Steel Members".

### **C H.3. EXPRESIONES DE INTERACCIÓN ALTERNATIVAS PARA BARRAS SOMETIDAS A SOLICITACIONES COMBINADAS**

Las expresiones de interacción del Apéndice **H**, Sección **A-H.3** han sido recomendadas por Galambos (1998) y Springfield (1975) para perfiles "doble Te" de ala ancha que estén cargados biaxilmente o sea flexadas en ambas direcciones.

Estas expresiones sólo pueden ser utilizadas en barras de pórticos arriostrados o sea con nudos indesplazables. Representan una considerable liberalización en relación a las especificaciones y expresiones de la Sección **H.1**.. Por ello, es también necesario verificar la plastificación bajo cargas de servicio, utilizando las acciones, combinación de acciones y factores de resistencia que resulten apropiados para los estados límites de servicio. La verificación se deberá realizar con la expresión (**H.1-1a**) ó (**H.1-1b**) según corresponda y con:

$$M_{ux} = S_x F_y \quad y \quad M_{uy} = S_y F_y$$

La Sección **A-H.3** presenta también expresiones de interacción para columnas de sección cajón rectangular también biaxilmente cargadas y pertenecientes a pórticos arriostrados. Las expresiones han sido tomadas de trabajos de Zhou y Chen.(1985).

### **C H.4. BARRAS DE ÁNGULO SIMPLE SOMETIDAS A SOLICITACIONES COMBINADAS**

Se utilizan las expresiones de interacción de la Sección **H.1** con las modificaciones necesarias para dar respuesta a las variadas condiciones de flexión que se pueden presentar en las barras de un sólo angular. En dichas barras, normalmente la carga axial va acompañada de flexión, puesto que las cargas axiales y las uniones extremas son excéntricas con respecto al centro de gravedad de la sección transversal. En los casos en que se cumplan las condiciones establecidas en las Secciones **F.5.2.1** y **F.5.2.2** se pueden utilizar las especificaciones de las Secciones **H.4.1.2** y **H.4.1.3**.. En los restantes casos se deberá descomponer el momento aplicado en las direcciones de los ejes principales y verificar las expresiones de interacción con dichos momentos componentes.

Para ángulos asimétricos (alas desiguales) y de simple simetría (alas iguales) la aplicación de la fórmula de interacción referida a tensiones para un punto determinado de la sección transversal, es la que da los resultados más exactos, en razón de la falta de doble simetría.

En un punto determinado de la sección transversal los distintos componentes de la sollicitación pueden producir tensiones de distinto signo y la condición crítica resultará de la combinación de las tensiones de tracción y compresión en ese punto. El valor absoluto de la tensión resultante de la combinación deberá ser menor o igual a **1**. La verificación se deberá realizar en el talón del ángulo y en las puntas de las alas.

Cuando para ángulos simples se usen las expresiones de combinación de sollicitaciones,  $M_{uw}$  y  $M_{uz}$  se tomarán como positivos. El valor de  $M_n$  obtenido por aplicación de la Sección **F.5.1.** depende de la zona de la sección transversal que esté siendo analizada, debiéndose usar el valor que corresponda del módulo resistente elástico **S**. Debido a que el signo de la tensión es importante en el uso de las expresiones **(H.4.1a)** y **(H.4.1b)**, se deberá considerar  $M_n$  positivo o negativo según corresponda de acuerdo con el tipo de tensión, asignando para ello un signo a **S**. Los términos de flexión se sumarán o restarán al término de la carga axial según el tipo de tensión generado por ellos. El Proyectista o Diseñador Estructural podrá elegir cualquier convención de signo siempre que la misma sea consistente con el efecto físico.

Es conservador ignorar el refinamiento del procedimiento anterior y simplemente usar valores positivos para los  $M_n$  en los términos de flexión y sumar los valores absolutos de todos los términos. (Elgaaly, Davids y Dagher, 1992 y Adluri y Madugula, 1992).

Algunas expresiones especiales de interacción alternativas para barras de un sólo perfil ángulo han sido publicadas en fecha reciente. (Alluri y Madugula, 1992).

**C H.4.1.3.** Cuando la máxima tensión debida a la flexión en una barra de ángulo simple es determinada para una longitud lateralmente no arriostrada según lo especificado en la Sección **F.5.2.**, el eje de flexión es un eje inclinado como se muestra en la Figura **C-F.5.2.**

El radio de giro modificado para usar en la amplificación por deformación del momento flexor alrededor del eje geométrico es **1,35** veces el radio de giro de la sección con respecto al eje geométrico. El factor  $1,35 = \sqrt{1,82}$  toma en cuenta el incremento de deformación con respecto a la calculada referida al eje geométrico, producido por la flexión lateralmente no restringida.

Se mantiene el factor **1,35** para el caso de barras arriostradas en el punto de máximo momento a fin de mantener un cálculo conservador para ese caso. Si dicho arriostramiento presenta alguna flexibilidad usar como radio de giro  $r = r_x$  ( $x$  = eje geométrico) resultaría no conservador.

## COMENTARIOS AL APÉNDICE H.

### BARRAS SOMETIDAS A SOLICITACIONES COMBINADAS Y TORSIÓN

#### C A-H.3. EXPRESIONES DE INTERACCIÓN ALTERNATIVAS PARA BARRAS SOMETIDAS A SOLICITACIONES COMBINADAS

Las expresiones alternativas de interacción (**A-H.3.1**) y (**A-H.3.2**) para barras cargadas biaxialmente y de sección doble Te de ala ancha fueron tomadas de Galambos (1998), Springfield (1975) y Tebedge y Chen (1974).

Para barras con secciones "doble Te" con  $b_f/d > 1$  es recomendable el uso de las especificaciones del Capítulo **H**, Sección **H.1.**, pues para este caso no hay ninguna investigación adicional disponible.



## COMENTARIOS AL CAPÍTULO J.

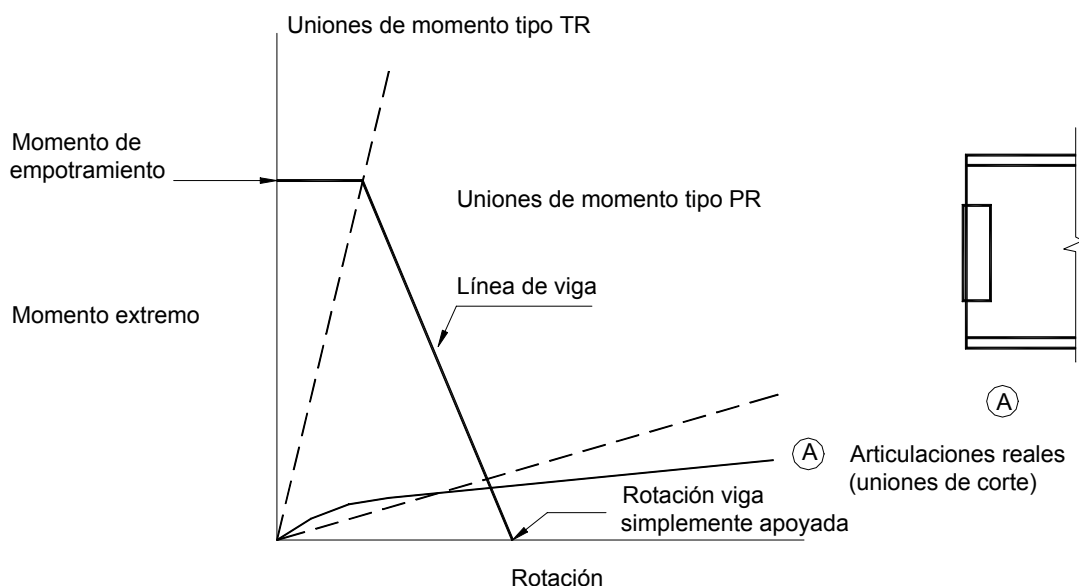
### UNIONES, JUNTAS Y MEDIOS DE UNIÓN

#### C J.1. DISPOSICIONES GENERALES

##### C J.1.2. Articulaciones

En barras simplemente apoyadas sometidas sólo a flexión, las uniones extremas sólo transmiten fuerzas de corte. Por ello se designan como uniones de corte. Si la barra está sujeta también a un esfuerzo axial, éste también deberá ser transmitido por la unión.

Teóricamente, los extremos articulados de las barras están totalmente libres para rotar. Aunque las uniones de corte reales poseen cierta restricción al giro, como se muestra en la curva A de la Figura **C-J.1.1.**, normalmente esto se desprecia y la unión se idealiza como una articulación teórica. Por este motivo, las uniones de corte se dimensionan para soportar exclusivamente la reacción o el corte de la viga que soportan. Debe tenerse en cuenta que estas uniones deben tener una flexibilidad suficiente para permitir la rotación que se requiere en los extremos de la viga.



**Figura C-J.1.1. Uniones de corte simple.**

Si un pórtico tiene todas sus barras unidas por uniones de corte es hipostático y se debe prever que existan elementos estructurales que estabilicen el pórtico para la actuación de las cargas gravitatorias y además resistan las cargas laterales. Los sistemas más utilizados son los arriostramientos en X o K, uniones PR o TR y las paredes o núcleos de hormigón armado o mampostería.

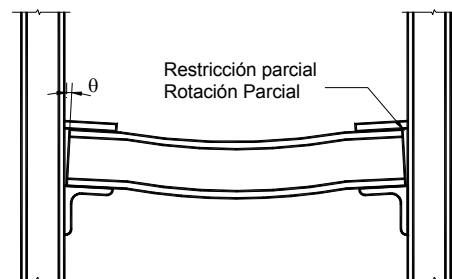


De acuerdo con la práctica habitual, y cuando sea posible, el Proyectista o Diseñador estructural debe dejar al fabricante y al montador la mayor libertad para elegir el tipo de unión que ofrezca la mayor economía de fabricación y montaje. Por este motivo, cuando el fabricante ejecuta la ingeniería de detalle de las uniones, el Proyectista debe indicar las acciones que debe soportar la unión y el tipo de unión previsto (TR o PR).

### C J.1.3. Uniones de momento

#### (a) Uniones semirígidas (tipo PR)

El comportamiento de las uniones PR, que tienen una flexibilidad intermedia entre las articulaciones y las uniones totalmente restringidas, se ilustra en la Figura **C-J.1.2**. Se permite la utilización de uniones PR siempre que se pueda asegurar que la unión es capaz de restringir el giro en un porcentaje establecido.

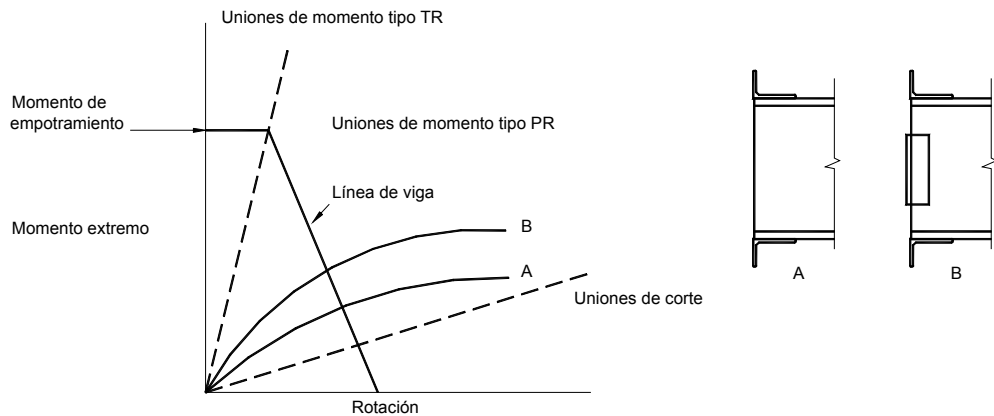


**Figura C-J.1.2. Uniones parcialmente restringidas (PR).**

La Figura **C-J.1.3** da una idea cualitativa del comportamiento de una unión PR. La línea de viga representa la relación entre el momento y la rotación extrema de una viga. La rotación máxima corresponde a un momento extremo nulo (unión de corte simple) mientras que una rotación nula corresponde a un empotramiento perfecto (unión TR).

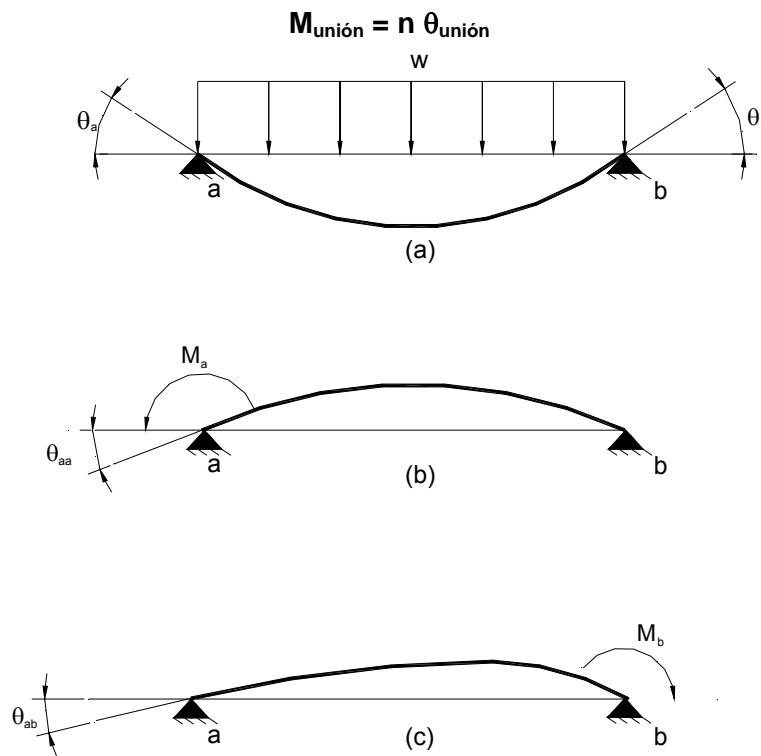
La curva momento-rotación de una unión PR puede ser dibujada en la misma Figura. Para las curvas A o B, la intersección de la curva momento-rotación con la línea de viga, define el momento de apoyo y la resistencia requerida para la cual la unión debe ser dimensionada. Por lo tanto, el dimensionamiento de vigas con uniones PR se debe realizar de forma tal que en los extremos no exista un grado mayor de restricción al giro que el supuesto.

Por lo tanto, cuando la curva momento-rotación es conocida, se debe suponer una determinada resistencia. Dado que el punto exacto de intersección depende de los resultados de ensayos y de la experiencia con situaciones similares, las uniones PR son confiables sólo en cuanto lo sean las curvas en las cuales se basa su dimensionamiento.



**Figura C-J.1.3. Comportamiento de uniones PR.**

Se puede modelar el rango total del comportamiento de una unión, desde la articulación perfecta hasta el empotramiento total, como un resorte rotacional con una determinada rigidez  $n$ . El momento en el resorte será:



**Figura C-J.14. Rotaciones en los extremos de una viga.**

Si la unión corresponde a una viga simplemente apoyada con carga uniforme (Figura **C-J.1.4.**), se hace un análisis para relacionar el momento en el resorte con la carga y con las rigideces de la viga y del resorte. Se quitan primero los resortes, permitiendo el giro

libre. Se aplica a la viga el momento que soportaría el resorte como se muestra en la Figura **C-J.1.4**. Las rotaciones en los extremos para los tres casos son:

$$\theta_a = wL^3/24EI$$

$$\theta_{aa} = -M_a L/3EI$$

$$\theta_{ab} = -M_b L/6EI$$

la superposición de las tres rotaciones es la rotación final de la viga en el extremo:

$$\theta_{final} = \theta_a + \theta_{aa} + \theta_{ab}$$

Como la rotación real de la viga debe ser igual que la del resorte, se obtiene:

$$M_{unión} / n = wL^3 / 24EI - M_a L / 3EI - M_b L / 6EI$$

Teniendo en cuenta la simetría de la estructura y dado que el momento en el resorte es el momento en la viga,

$$M_{unión} = M_a = M_b$$

se llega a

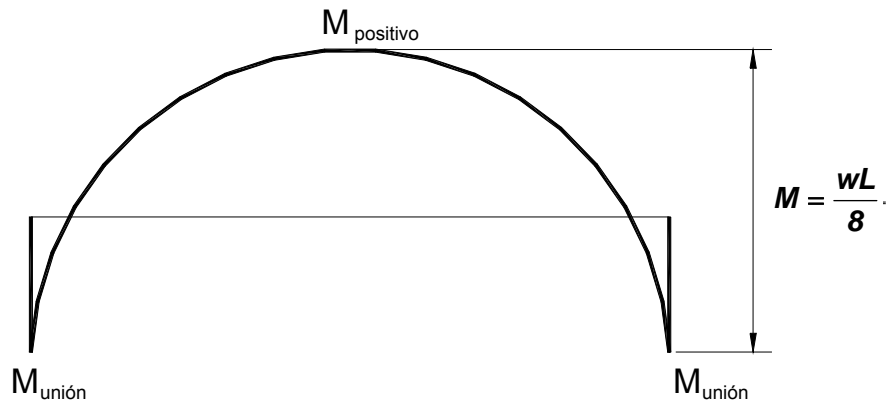
$$M_{unión} = \frac{wL^3 / 24EI}{1/n + L/2EI}$$

Para simplificar se puede definir la relación de la rigidez de la viga con la rigidez del resorte como:

$$u = \frac{EI/L}{n} \quad \text{o} \quad n = \frac{EI/L}{u}$$

y sustituyendo en  $M_{unión}$

$$M_{unión} = \left( \frac{1}{2u + 1} \right) \frac{wL^2}{12}$$



**Figura C-J.1.5 .Diagrama de momentos: viga con empotramiento parcial.**

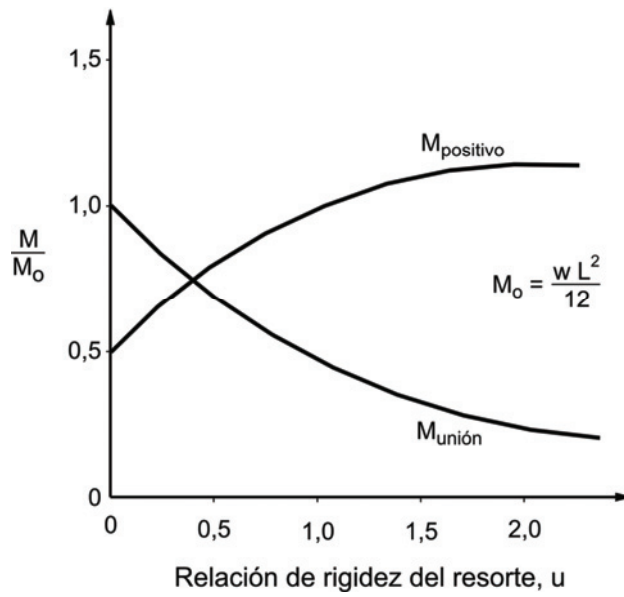
El diagrama de momento se muestra en la Figura **C-J.1.5**. La superposición del diagrama de momentos de una viga simplemente apoyada con el diagrama de una viga con momentos extremos conduce a:

$$M_{pos} = \frac{wL^2}{8} - \frac{wL^2/12}{2u+1}$$

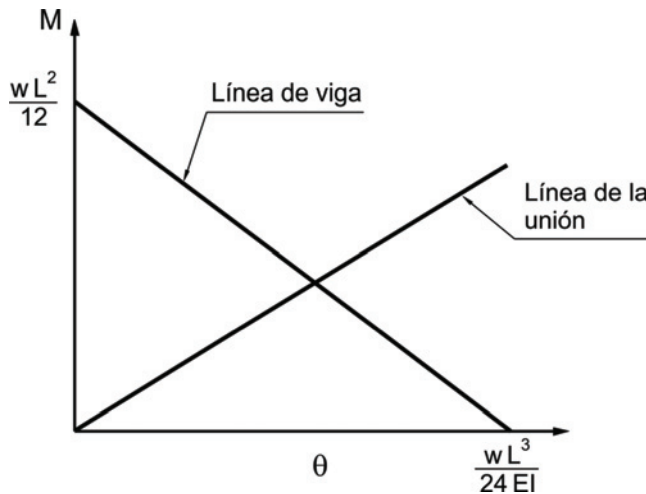
$$M_{pos} = \left( \frac{6u+1}{4u+2} \right) \frac{wL^2}{12}$$

Los momentos en la unión y en el centro del tramo resultan de un coeficiente que multiplica el momento de empotramiento en el extremo. Si este coeficiente se grafica como una función de la relación de rigidez del resorte, la respuesta definitiva de la viga se puede representar en la Figura **C-J.1.6(a)**.

La relación entre el momento y la rotación en los extremos de una viga con carga uniformemente distribuida, como se muestra en la Figura **C-J.1-6(b)** es la línea de viga. La rotación es nula para empotramiento en el apoyo y el momento es nulo para una articulación teórica. Una recta une las dos condiciones extremas.



**Figura C-J.1.6.a. Relación momento-rigidez del resorte.**



**Figura C-J.1.6.b. Relación momento-rotación.**

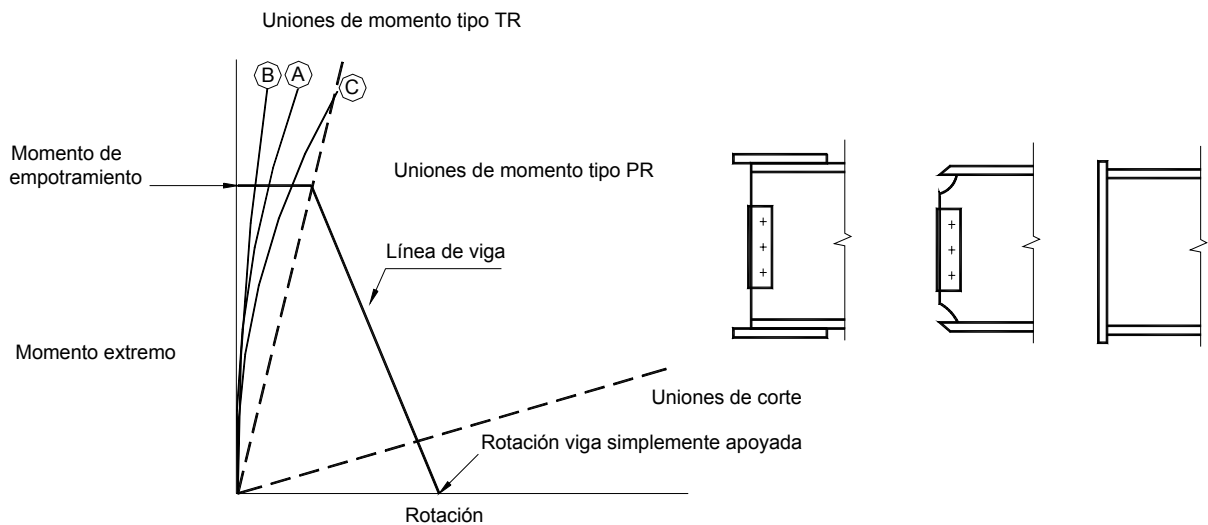
La unión está representada por la expresión  $M_{unión} = n \theta_{unión}$ , como una recta con pendiente  $n$ . La intersección de las dos rectas representa la condición de equilibrio real para la viga con una unión PR.

Así, para una unión con una rigidez  $u$  conocida, la solución se obtiene de la expresión:

$$M_{unión} = \left( \frac{6u + 1}{4u + 2} \right) \frac{wL^2}{12}$$

### (b) Uniones rígidas (tipo TR)

Para este Reglamento, las uniones de momento del tipo TR son aquellas que poseen suficiente rigidez para mantener constante el ángulo entre las barras que se vinculan. En realidad, las uniones consideradas de momento TR, rara vez impiden totalmente el giro relativo entre las barras, pero puede despreciarse una pequeña flexibilidad de la unión, tal como se muestra en la Figura **C-J.1.7**.



**Figura C-J.1.7. Relación momento extremo-rotación.**

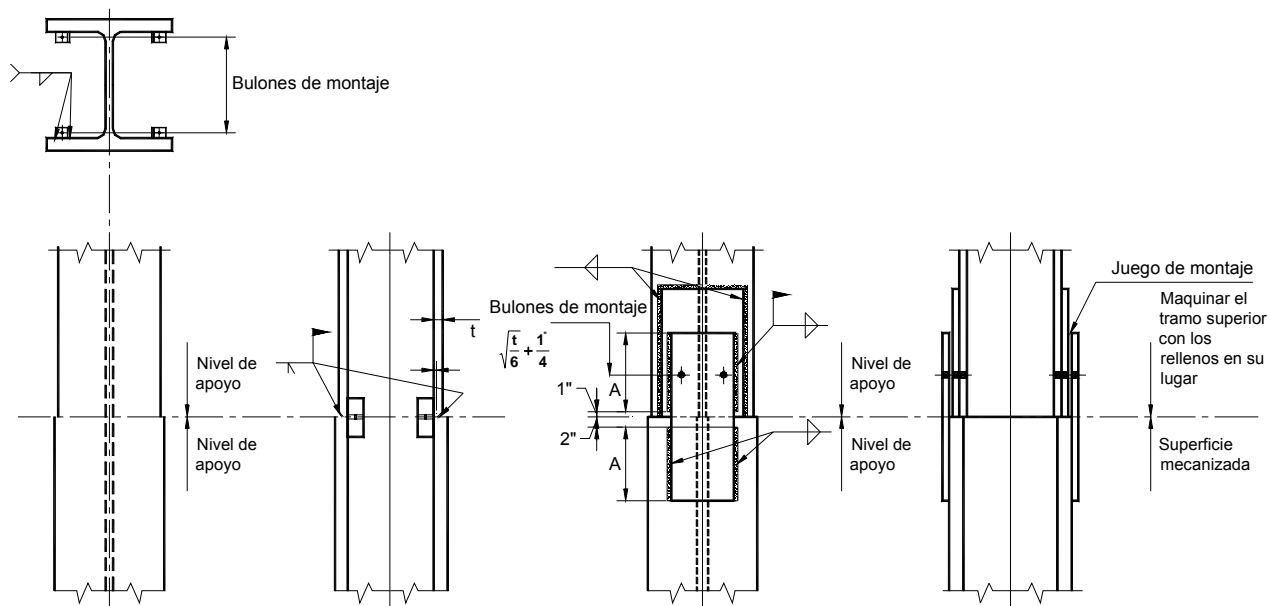
### C J.1.4. Apoyo extremo por contacto de barras axialmente comprimidas

Si los extremos de barras axialmente comprimidas que apoyan, y la placa de apoyo cuando existe, tienen superficies de contacto que garantizan un apoyo uniforme entre las mismas, las uniones tienen por finalidad principal mantener las barras en su posición. Normalmente se especifica, en estos casos, que deben existir suficientes medios de unión para mantener los elementos en su posición en forma segura, o se requiere que los medios de unión sean dimensionados para una parte especificada de la carga.

La fuerza transversal no menor al **2,5 %** de la fuerza axial que debe transmitir la unión, surge del efecto estabilizante que debe ejercer el apoyo como punto fijo para el pandeo de la columna.

Cuando la barra axialmente comprimida no es vertical y cuando las superficies en contacto están mecanizadas, se exige transmitir por la unión un 50 % de la fuerza requerida.

Ejemplos de este tipo de unión de apoyo se dan en la Figura **C-J.1.8**.

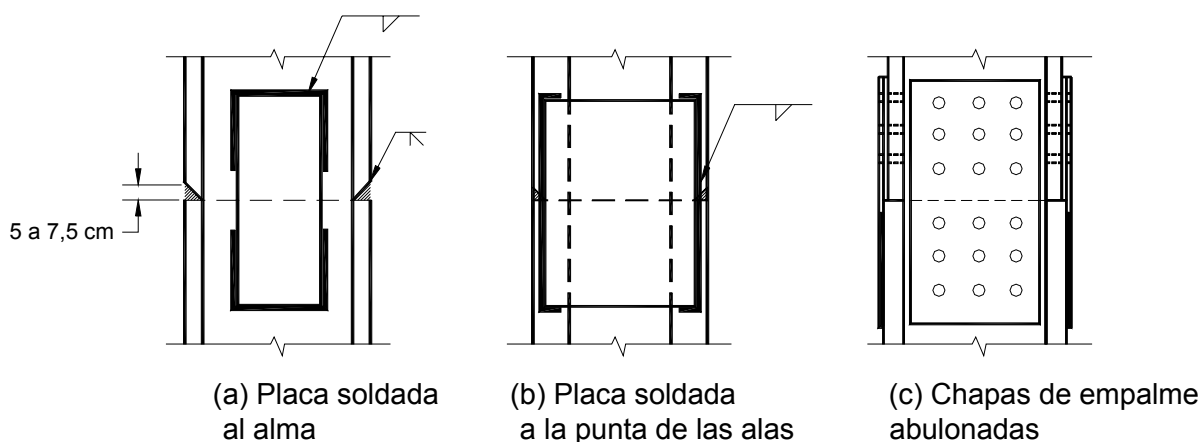


**Figura C-J.1.8. Apoyos de columnas por contacto.**

### C J.1.5. Empalmes en perfiles pesados

El metal de aporte de la soldadura solidificado, pero aún caliente, se contrae significativamente a medida que se enfría hasta la temperatura ambiente. El acortamiento de los cordones de soldaduras largos entre elementos que no están libres para moverse y para permitir el acortamiento, produce tensiones en el material adyacente a la soldadura, que pueden superar la tensión de fluencia. Para espesores grandes, el acortamiento de los cordones de soldadura está restringido en la dirección del espesor así como también en la dirección del ancho y de la longitud, causando un estado de tensión triaxial que disminuye la ductilidad del acero. En estas condiciones, se incrementa la posibilidad de una fractura frágil.

Cuando se empalman perfiles pesados, la tensión producida por el acortamiento de los cordones de soldadura, puede ser evitada mediante el uso de empalmes abulonados, empalmes traslapados con cordones de soldadura de filete, o empalmes que combinen detalles de soldaduras y bulones (ver la Figura **C-J.1.9.**).



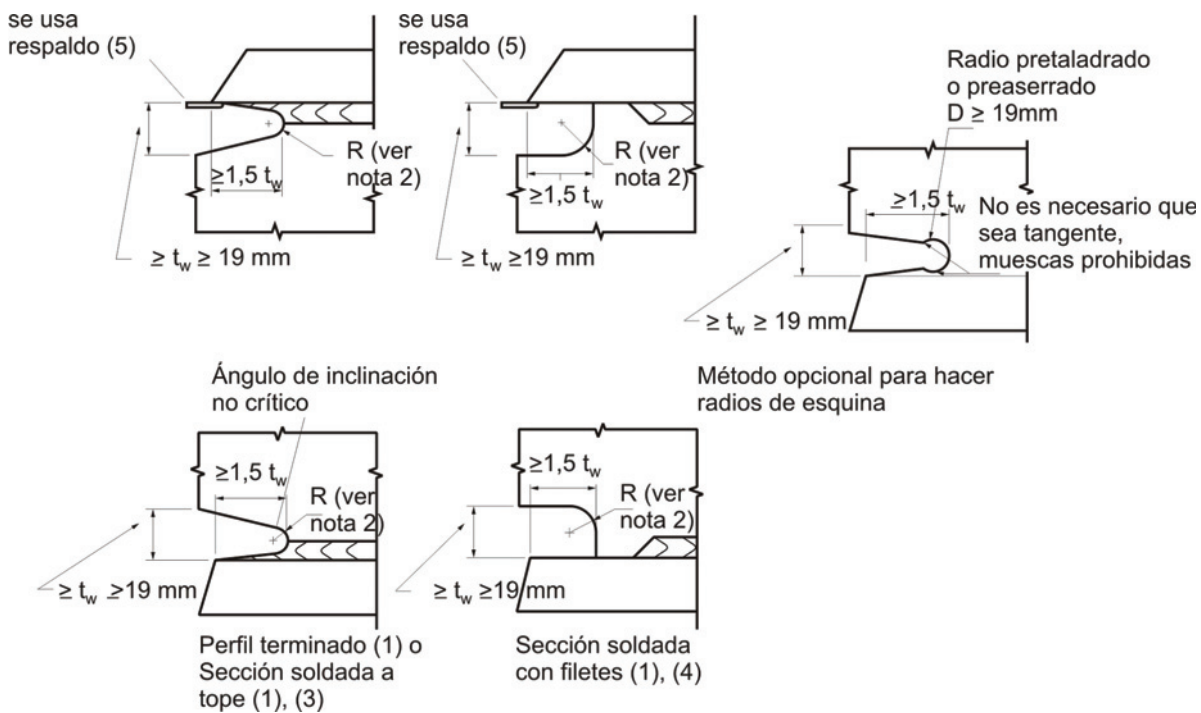
**Figura C-J.1.9. Empalmes que minimizan las tensiones por restricción de deformaciones.**

Las técnicas y detalles que funcionan bien para materiales de espesores relativamente delgados, deben normalmente ser cambiadas o adecuadas cuando se suelda un material de mayor espesor. Además, los requerimientos del Reglamento CIRSOC 304-2007, son requerimientos mínimos que se aplican a la mayoría de las uniones estructurales con cordones de soldadura. No obstante, cuando se proyecten y fabriquen empalmes de perfiles pesados, se deberán especificar requerimientos especiales.

- Se deberán especificar requerimientos de tenacidad con entalladura para barras traccionadas. Ver Comentario **A.3**.
- Se requieren agujeros de acceso de tamaños generosos (Figura **C-J.1.10**), para disminuir la concentración de tensiones producidas por el acortamiento del cordón de soldadura; para evitar la unión de soldaduras en direcciones perpendiculares, y para proveer de un adecuado espacio para permitir a un buen soldador preparar el agujero, soldar, y facilitar la inspección.
- Se requiere un precalentamiento cuando se realiza un corte térmico, para minimizar la formación de una capa superficial dura.
- Se debe amolar la superficie hasta obtener un metal brillante para remover la capa superficial dura y para asegurar una transición suave, libre de muescas o grietas. Debe inspeccionarse usando el método de partículas magnéticas o de líquidos penetrantes.

Además de los empalmes traccionados de las barras de reticulados y de las alas traccionadas de barras flexadas, otras uniones en las que intervienen secciones pesadas sometidas a tracción requieren consideraciones especiales durante el proyecto y la fabricación.





#### Notas:

- (1) Para secciones de perfiles pesados precalentadas a 65 °C antes del corte térmico; agujeros de acceso con bordes cortados térmicamente, pulidos e inspeccionados con los métodos de partículas magnéticas o líquidos penetrantes antes de la ejecución de los cordones a tope de unión del ala con el alma.
- (2) El radio proveerá una transición suave, libre de muescas o entalladuras;  $R \geq 10$  mm (típico 12 mm).
- (3) Abertura de acceso realizada después de la soldadura del ala con el alma.
- (4) Abertura de acceso realizada antes de la soldadura del ala con el alma.
- (5) Estos son detalles típicos para uniones soldadas desde un lado utilizando respaldo. Pueden ser considerados otros proyectos alternativos de uniones.

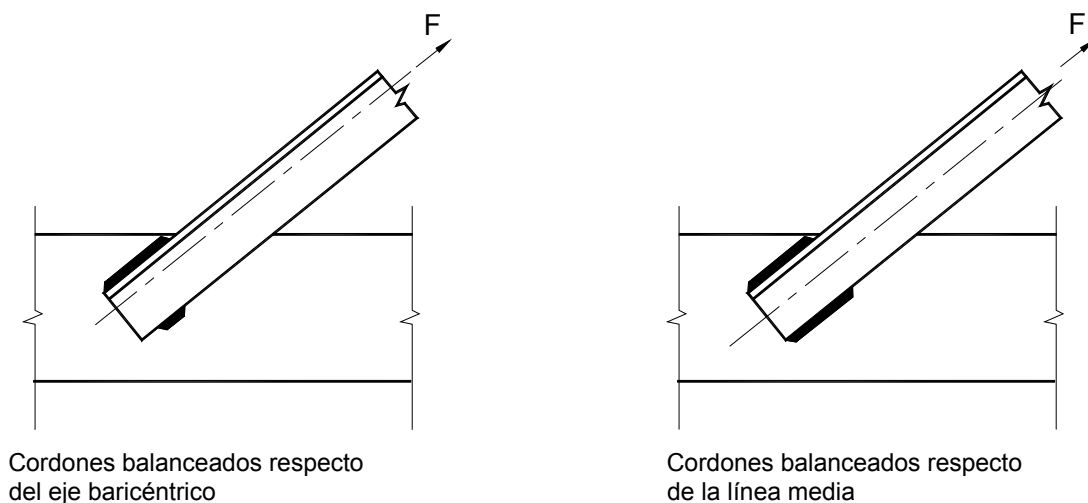
**Figura C-J.1.10. Agujeros de acceso a soldaduras y geometría de vigas recortadas.**

#### C J.1.8. Distribución de bulones y soldaduras

Durante mucho tiempo se han ignorado las pequeñas excentricidades entre el eje de gravedad de las barras constituidas por ángulos simples o dobles y el centro de gravedad de los bulones o remaches de la unión, por considerarse que tienen una influencia despreciable en la resistencia estática de tales barras. Los resultados de ensayos (Gibson y Wake, 1942) han demostrado que esta práctica es válida también en el caso de barras unidas mediante soldadura en estructuras cargadas estáticamente.

No obstante, se ha demostrado (Kloppel y Seeger, 1964) que en perfiles angulares unidos mediante soldadura y excéntricamente cargados, cuando están sometidos a cargas cíclicas (fatiga) su vida útil es muy corta. Las muescas en la raíz de los cordones de soldadura de filete son perjudiciales cuando existen tensiones alternadas perpendiculares al eje de la soldadura, como podría ocurrir en flexión cuando una carga cíclica axial es

aplicada a ángulos con extremos soldados en los que el eje baricéntrico de los cordones no coincide con el eje baricéntrico del perfil ángulo. Por este motivo, debe lograrse la coincidencia de los ejes baricéntricos cuando tales barras están sometidas a cargas cíclicas (ver la Figura **C-J.1.11.**).



**Figura C-J.1.11. Barras sometidas a cargas cíclicas.**

#### **C J.1.9. Bulones en combinación con soldadura**

Debido a la diferencia de rigidez de una unión con bulones del tipo aplastamiento y de una unión soldada, ambos tipos de uniones no comparten en forma igualitaria la carga si actúan conjuntamente en una unión. Antes de que ocurra la carga última, los bulones cederán y la soldadura tomará una porción indeterminadamente mayoritaria de la carga.

De acuerdo con esto, no es recomendable la utilización conjunta, colaborando para tomar carga, de cordones de soldadura con bulones comunes tipo A307 o con bulones de alta resistencia trabajando por aplastamiento. Por idénticas razones no se debe suponer la colaboración para tomar cargas, de remaches con bulones comunes tipo A307.

Cuando se utilizan bulones de alta resistencia en uniones de deslizamiento crítico para tomar cargas en colaboración con cordones de soldadura, es aconsejable pretensar totalmente los bulones antes de ejecutar la soldadura. Si se realiza primero la soldadura, se producirán distorsiones angulares debido al calor aportado, que pueden eliminar el rozamiento entre las superficies necesario para desarrollar la fuerza de deslizamiento crítico. Cuando los bulones son traccionados totalmente antes de que se realice la soldadura, se puede suponer que los bulones de alta resistencia en uniones de deslizamiento crítico y los cordones de soldadura colaboran para tomar las cargas que actúan en un plano de corte común (Kulak, 1987). El calor aportado por la ejecución de los cordones de soldadura en la zona próxima a los bulones no altera las propiedades mecánicas de los mismos.

Cuando se realicen modificaciones en estructuras existentes, se puede suponer que cualquier probable deslizamiento en uniones del tipo aplastamiento realizadas con bulones de alta resistencia o uniones remachadas, habrá ocurrido antes de realizar la modificación de la estructura. En consecuencia, en tales casos está permitido el uso de cordones de

soldadura para resistir los esfuerzos totales menos aquellos producidos por las cargas permanentes actuantes en el momento de realizar la modificación.

Se debe tener en cuenta que la colaboración, como se define en este artículo, no se refiere a uniones tales como chapas de corte en uniones de vigas y columnas, las que son soldadas a la columna y atornilladas al ala o alma de la viga, y a otras uniones similares.

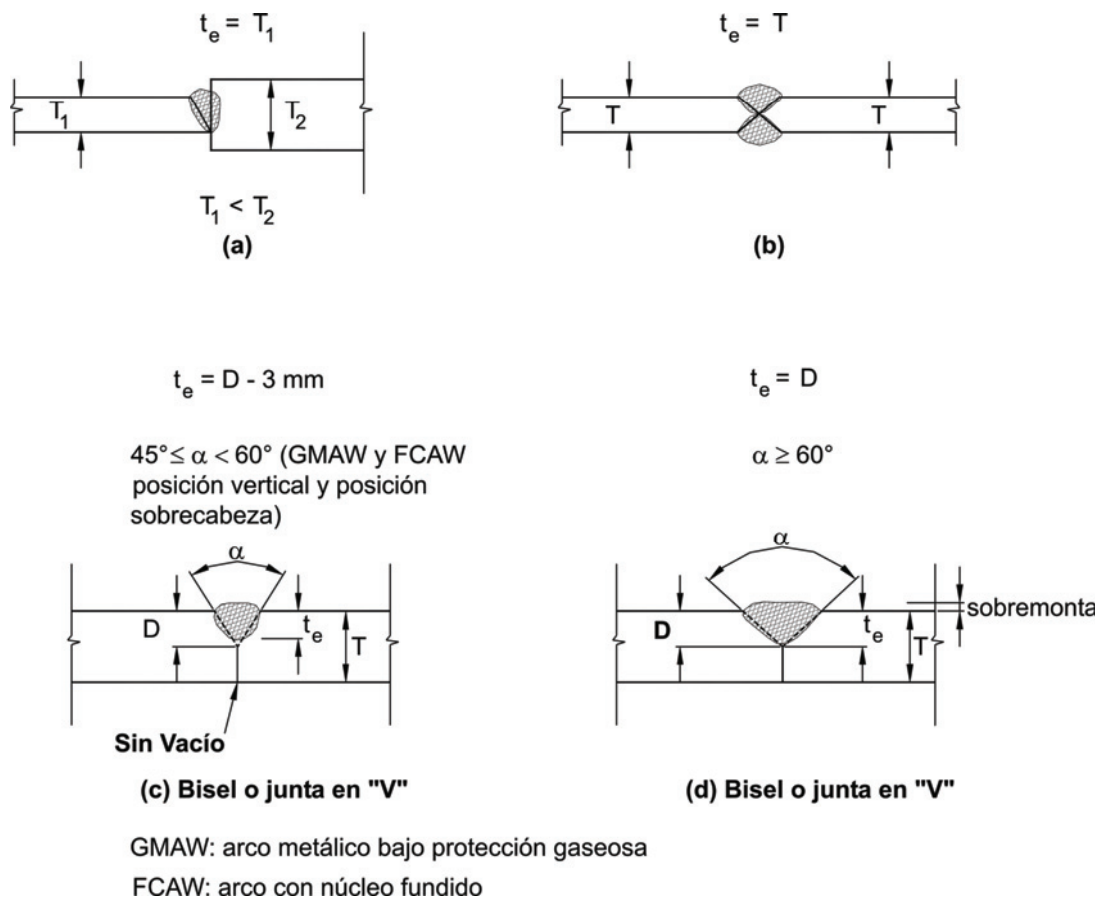
### C J.1.10. Bulones de alta resistencia en combinación con remaches

Cuando se emplean bulones de alta resistencia combinados con remaches, la ductilidad de los remaches permiten la suma directa de las resistencias de ambos tipos de medios de unión.

## C J.2. SOLDADURA

### C J.2.1. Soldadura a tope

La dimensión efectiva de la garganta de una soldadura a tope de penetración total es el espesor de la parte unida más delgada, como se muestra en la Figura **C-J.2.1**. Para una soldadura a tope de penetración parcial, la dimensión efectiva de la garganta puede ser menor que el espesor de la preparación (ver la Tabla **J.2.1**).



**Figura C-J.2.1. Dimensión de la garganta efectiva.**

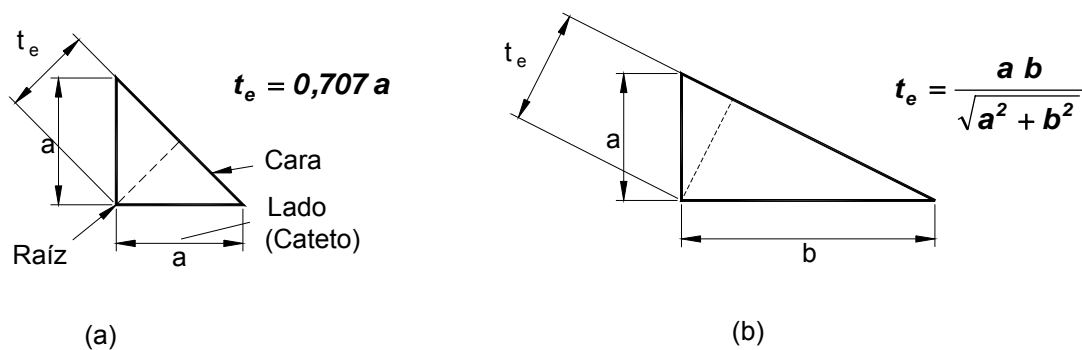
En la documentación de proyecto no puede especificarse el tamaño de la preparación de la junta sin conocer la posición y el proceso de soldadura. En consecuencia, en la documentación de proyecto se especificará solamente la garganta efectiva de las soldaduras a tope con penetración parcial, permitiéndosele al fabricante ejecutar dicha garganta efectiva eligiendo la posición y el proceso de soldadura.

Para la determinación del espesor efectivo de garganta de una soldadura a tope no se tendrá en cuenta la sobremonta (ver la Tabla **J.2.1**).

### C J.2.2. Soldadura de filete

#### C J.2.2(a). Área efectiva

La determinación de la garganta efectiva de una soldadura tipo filete se basa en las ubicaciones de la raíz y de la cara de la unión soldada, en una representación esquemática de la sección transversal de la soldadura, por lo cual ésta definición no reconoce la existencia de penetración de la soldadura ni de sobremonta en la cara de la misma. (Figura **C-J.2.2**.)



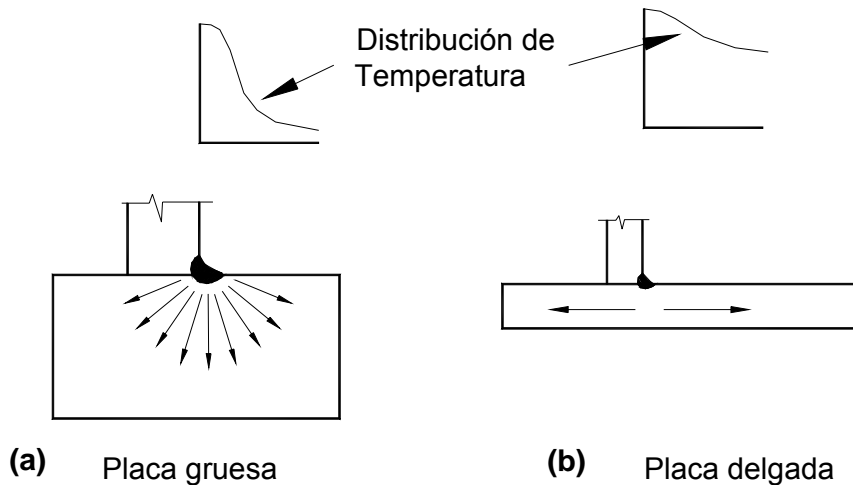
**Figura C-J.2.2. Sección transversal de soldadura.**

Si el cordón de filete se ejecuta mediante el proceso de arco sumergido, se puede garantizar alguna penetración. Si el tamaño del cateto resultante del filete de soldadura excede 10 mm, entonces se sumarán **3 mm** a la garganta teórica. Este incremento se permite porque el proceso de soldadura por arco sumergido produce una penetración mayor de calidad adecuada. No obstante, es necesario soldar una pequeña longitud de filete para asegurarse de que dicho incremento de penetración fue obtenido. En la práctica, esto usualmente se realiza mediante el corte transversal de las chapas de inicio. Una vez realizado esto, no se requiere ninguna prueba posterior mientras no se cambie el procedimiento de soldadura.

#### C J.2.2(b). Limitaciones

Debido a que el proceso de soldadura implica el calentamiento de las piezas a unir, es muy importante evitar que se produzcan enfriamientos rápidos para lograr una adecuada calidad de la soldadura. En la Figura **C-J.2.3(a)** se muestra la unión de dos chapas de espesores muy distintos y en la **(b)** de dos chapas de espesores similares; en ambos casos mediante soldadura de filete. La mayor parte del calor aportado durante la ejecución de la soldadura es absorbida por las chapas que se unen. La chapa gruesa disipa el calor en dirección vertical y horizontal, mientras que la más delgada lo hará solo en dirección

horizontal. En otras palabras, la chapa más gruesa disipará mucho más rápidamente el calor aportado. Debido a que es necesario alcanzar una temperatura mínima para producir la fusión del material, se deberá colocar una soldadura de un cateto suficiente (y aporte de calor) que evite que el calor sea disipado con la misma velocidad con que es aportado, a menos que se precaliente la zona para permitir la fusión.



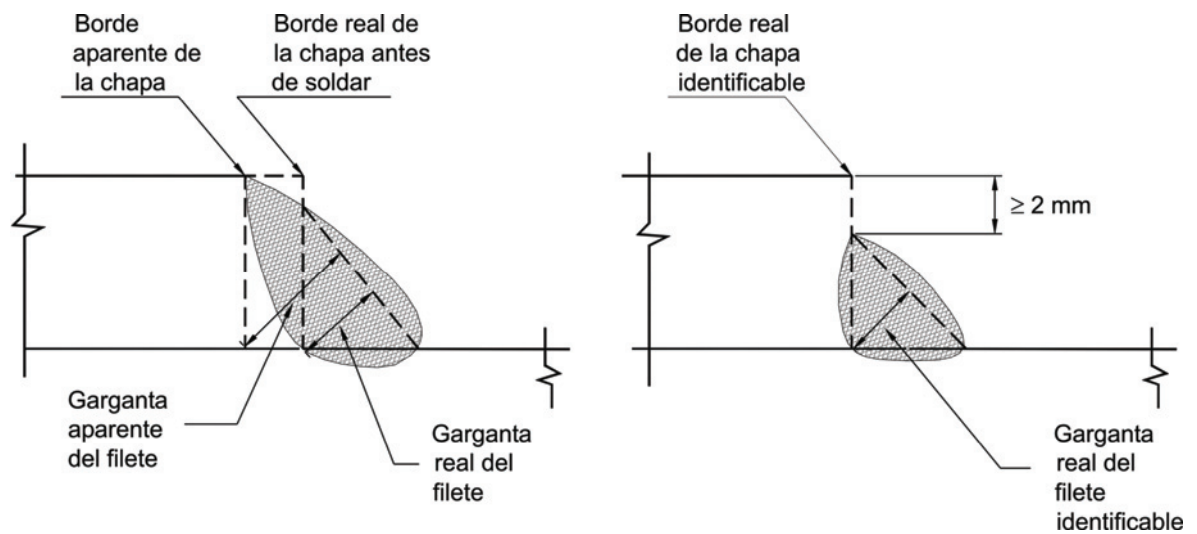
**Figura C-J.2.3. Distribución de temperatura en uniones soldadas.**

Un enfriamiento muy rápido del metal de soldadura reduce su ductilidad. Además, la restricción al acortamiento del metal de soldadura originada por el material grueso puede producir el agrietamiento de la soldadura. Dado que un **filete de soldadura de 8 mm** es lo máximo que se puede depositar con una pasada simple mediante un proceso de soldadura manual de arco protegido, se prescribe que un cordón mínimo de **8 mm** debe aplicarse a todos los materiales con espesor mayor o igual que **19 mm**, pero de acuerdo con el Reglamento CIRSOC 304-2007, se requiere un precalentamiento mínimo y una temperatura entre pasadas sucesivas (ver la Tabla **J.2.4.**). Tanto el Proyectista o Diseñador Estructural como el soldador están condicionados por estos requerimientos.

Para asegurar la fusión y disminuir las distorsiones, en este Reglamento se establece el lado mínimo de la soldadura en función del espesor de la chapa unida más gruesa. Los requerimientos para soldadura de filete están basados en la dimensión del lado y se dan en la Tabla **J.2.4.**

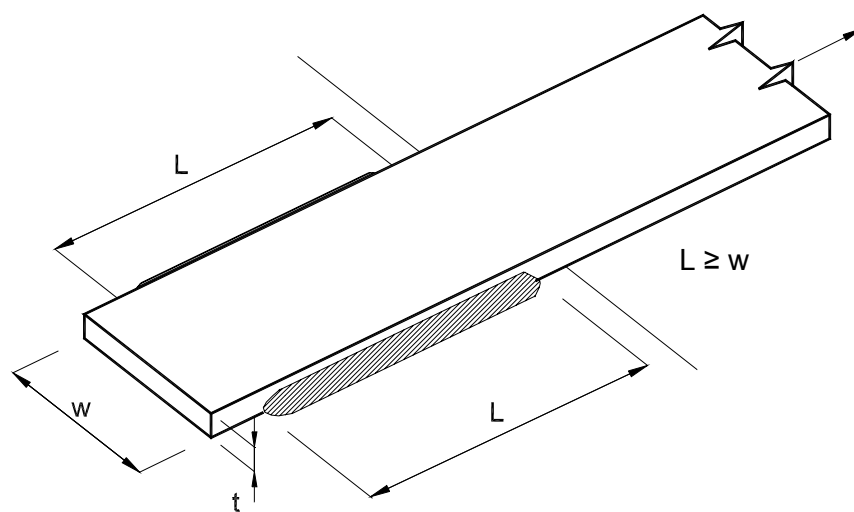
La Tabla **J.2.3.** proporciona el espesor de garganta efectivo mínimo de una soldadura a tope con penetración parcial. Nótese que dicha Tabla establece una garganta de soldadura mínima de **16 mm** para espesores superiores a **150 mm**, mientras que la Tabla **J.2.4.** establece un lado mínimo de filete de solamente **8 mm** para chapas con espesores mayores que **19 mm**. El mayor espesor adicional para soldaduras a tope de penetración parcial tiene por objeto proveer una proporcionalidad razonable entre la soldadura y el espesor del material.

El lado máximo de una soldadura de filete en chapas con espesores mayores o iguales que **6 mm** se limita para prevenir que la fusión del material base en el borde, impida que el inspector pueda identificar correctamente el borde de la chapa cuando coloca el calibre. Por este motivo, el lado del filete debe ser en este caso, como se muestra en la Figura **C-J.2.4.**, **como mínimo 2 mm menor que el espesor de la chapa.**



**Figura C-J.2.4. Identificación del borde de la chapa.**

Cuando en una unión se utilicen solamente cordones de filete longitudinales (ver la Figura C-J.2.5.), en la Sección J.2.2.(b) se requiere que la longitud de cada soldadura sea por lo menos igual al ancho del material unido, para garantizar una transmisión gradual del esfuerzo (retraso de corte, Fisher, 1978; Freeman, 1930).



**Figura C-J.2.5. Soldaduras longitudinales de filete.**

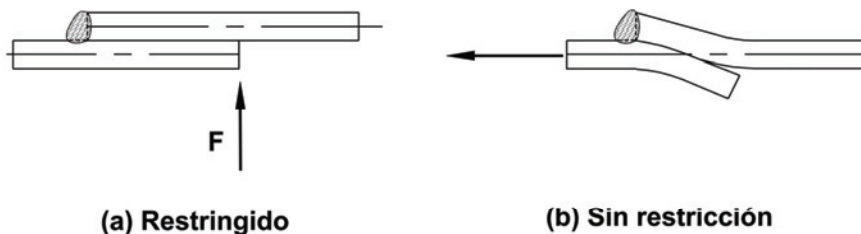
Cuando se ejecutan filetes de soldadura, el soldador debe lograr que el cordón tenga el tamaño requerido tan cerca del inicio del cordón como sea posible. No obstante, existe siempre una leve disminución del tamaño en los puntos donde se comienza y termina el cordón. Por este motivo, la longitud mínima efectiva de un filete debe ser cuatro veces el lado nominal (cateto). Si este requerimiento no se cumple, el lado de la soldadura será tomado como un cuarto de la longitud efectiva. La especificación recomienda ejecutar retornos extremos cuando sea posible.

Los retornos extremos no son esenciales para desarrollar la capacidad de las uniones soldadas de filete, y tienen un efecto despreciable sobre su resistencia. Su uso ha sido fomentado para asegurar que el tamaño de la soldadura sea mantenido sobre toda la longitud del cordón, para mejorar la resistencia a fatiga de uniones extremas flexibles cargadas cíclicamente, y para incrementar la capacidad de deformación plástica de estas uniones.



**Figura C-J.2.6. Solape mínimo.**

En las uniones traslapadas, como se muestra en la Figura **C-J.2.6**, se recomienda superponer las chapas en una longitud mayor que **5 veces el espesor de la chapa más delgada**, para limitar en las barras traccionadas la rotación de la unión. Las uniones de filete traslapadas y solicitadas a tracción, tienden a abrirse y desgarrar la raíz de la soldadura, como se muestra en la Figura **C-J.2.7(b)**, al menos que esto se impida mediante la aplicación de una fuerza **F** como se muestra en la Figura **C-J.2.7(a)**.



**Figura C-J.2.7. Restricciones en juntas traslapadas.**

Las especificaciones adoptadas por este Reglamento fueron desarrolladas sobre la base de datos de capacidad portante de cordones de soldadura sin retornos extremos. Se tomaron como base los estudios de Higgins y Preece (1968), los ensayos con angulares para apoyo de Lyse y Screiner (1935), almas de vigas soldadas directamente a columnas o a vigas principales mediante soldaduras de filete (Johnston y Deits, 1941) y las uniones soldadas con cargas excéntricas (Butler, Pal, y Kulak, 1972). Por lo tanto los valores de resistencia de diseño y los modelos de capacidad de uniones no requieren retornos extremos, cuando se cumple con el lado de soldadura especificado. Johnston y Green (1940) notaron que el comportamiento de la unión frente a los giros correspondientes a la hipótesis de restricción extrema nula (por ejemplo articulaciones) se mejora sin la utilización de retornos extremos. También comprobaron que se alcanzan mayores deformaciones plásticas en las uniones cuando existen retornos extremos, aunque la resistencia no presenta diferencia significativa.

Cuando se usan soldaduras de filete longitudinales paralelas a la dirección del esfuerzo para transmitir la fuerza en el extremo de una barra axialmente cargada, esas soldaduras se pueden designar como **“soldaduras de filete extremas”**. Ejemplos típicos pero no excluyentes de esas soldaduras serían: soldaduras longitudinales en juntas traslapadas en el extremo de barras axialmente cargadas; soldaduras que unen rigidizadores de fuerza en apoyos; y casos similares. Ejemplos típicos pero no excluyentes de soldaduras longitudinales que no son **“soldaduras de filete extremas”** son aquellas que unen chapas o perfiles en secciones transversales de secciones armadas en las cuales la fuerza de corte en la soldadura se va incrementando a lo largo de la longitud del cordón en función de la distribución de la fuerza de corte a lo largo de la barra; soldaduras que unen ángulos o chapas de apoyo extremo con el alma de una viga porque el flujo de la fuerza de corte desde el alma de la viga a la soldadura es uniforme a lo largo de la longitud del cordón. O sea que una soldadura es **“soldadura de filete extrema”** no sólo por el hecho de que esté cargada paralelamente al eje del cordón, sino que depende de la forma en que se transmite a ella la fuerza.

No se aplica ningún factor de reducción a soldaduras que unen rigidizadores a las almas porque los rigidizadores y las soldaduras no están sujetos a fuerzas axiales sino que su función es la de mantener en el plano al alma de la viga.

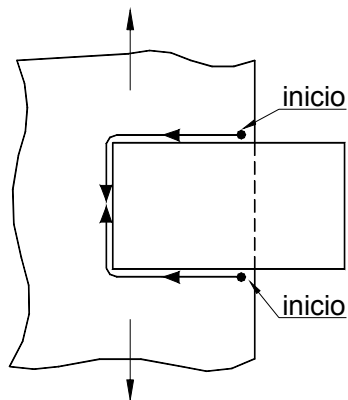
La distribución de tensión a lo largo de una **“soldadura de filete extrema”** está lejos de ser uniforme y depende de una compleja relación entre la rigidez del filete longitudinal y la rigidez de los elementos unidos. Cuando se superan determinadas longitudes, resulta no conservador suponer que la tensión promedio sobre la longitud total de la soldadura puede ser tomada igual a la resistencia de diseño. Los ensayos han mostrado que para longitudes de soldaduras iguales o menores a aproximadamente **100 veces** el lado del filete se puede suponer razonablemente que la longitud efectiva es igual a la longitud real. Para longitudes mayores que **100 veces** el lado del filete, la longitud efectiva se deberá adoptar menor que la longitud real. El coeficiente de reducción  $\beta$ , especificado en la Sección **J.2.2.(b)**, es equivalente al establecido en el Eurocode 3, el cual es una aproximación simplificada de expresiones exponenciales desarrolladas en Europa durante varios años a partir de análisis por elementos finitos y ensayos. El criterio está basado sobre consideraciones de resistencia nominal para filetes de lado menor que **6 mm** y sobre el juicio profesional basado en un límite de servicio de un desplazamiento ligeramente menor que **1 mm** en el extremo, para filetes de lado igual o mayor que **6 mm**. Matemáticamente, la aplicación del factor  $\beta$  implica que la resistencia mínima de una **“soldadura de filete extrema”** se alcanza cuando la longitud es aproximadamente **300 veces el lado**. Como resulta ilógico que la resistencia total de una soldadura de longitud mayor que **300 veces** su lado, sea inferior al de una soldadura de longitud menor, el coeficiente de reducción se adopta igual a **0,6** para filetes de longitud mayor **que 300 veces su lado**.

Las terminaciones de las soldaduras de filete, en la mayor parte de los casos, no afectan ni la resistencia ni las condiciones de servicio de las uniones. Sin embargo, en algunos casos, la disposición de las soldaduras afecta la función supuesta de las uniones y las muescas o cráteres resultantes pueden afectar la resistencia estática y/o la resistencia al inicio de fisura bajo la acción de cargas cíclicas de suficiente intensidad y frecuencia. Para estos casos se especifican limitaciones para asegurar el comportamiento deseado:

**(a)** En juntas traslapadas donde una parte se extiende más allá del extremo o del borde de la parte a la cual es soldada y si las partes están sometidas a tensiones de tracción en el inicio del solape, es importante que la soldadura termine a corta distancia del borde

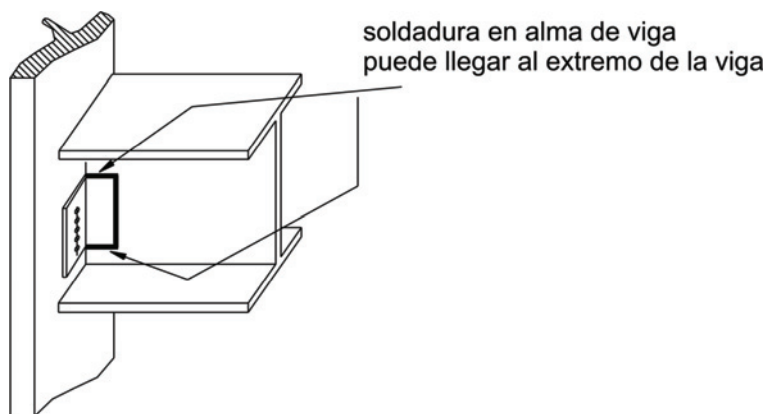


cargado. Un ejemplo típico es la junta traslapada en una viga reticulada entre un cordón de sección “Te” y una diagonal o montante. (ver la Figura **J.2.4.** de este Reglamento). En este caso la soldadura deberá terminar muy cerca del borde del alma de la “Te”. La mejor técnica para evitar muescas o cráteres inadvertidos es golpear el arco en un punto cercano al canto y proceder a soldar alejándose del borde. (ver Figura **C-J.2.8.**).



**Figura C-J.2.8. Dirección de soldado sugerida para evitar muescas.**

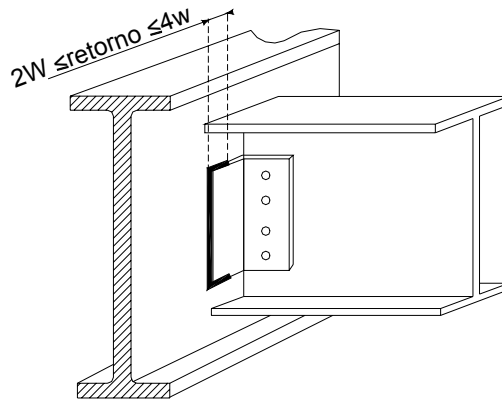
Por otra parte cuando los ángulos de unión de viga y columna se extienden más allá del extremo del alma de la viga y están soldados, el extremo libre del alma de la viga no está sometido a tensión. Por ello se permite que la soldadura de filete se extienda en forma continua a través del extremo superior, el lado y el extremo inferior del ángulo de unión extrema de la viga. (ver la Figura **C-J.2.9.**).



**Figura C-J.2.9. Detalle de soldadura de filete en ángulos de unión viga-columna.**

- (b) Para uniones que están sometidas a la tensión máxima en la terminación de la soldadura debidas a fuerzas cíclicas y/o momentos de suficiente intensidad y frecuencia para iniciar fisuras provenientes de inicios de filetes, cráteres de parada u otras discontinuidades, los extremos de la soldadura deberán ser protegidos por retornos o recuadrado. Si la ménsula es una chapa saliente desde el soporte, se deberán tomar precauciones especiales en el depósito de la soldadura de recuadre a través del espesor de la chapa para que el filete quede libre de cráteres o muescas.

- (c) Para uniones tales como uniones extremas con angulares o chapas que han sido consideradas en el proyecto como flexibles, los bordes superior e inferior del ala saliente no deberá ser soldados en una parte substancial de su longitud a fin de asegurar la flexibilidad de la unión. Los ensayos en investigaciones (Johnston y Green, 1940) han mostrado que la resistencia estática de la unión es la misma tenga o no retornos; por lo tanto el uso de retornos es opcional, pero si se usan su longitud deberá ser limitada a no más de 4 veces el lado del filete. (Ver la Figura **C-J.2.10.** y la Figura **J.2.5.** de este Reglamento).



**Figura C-J.2.10. Retornos opcionales en uniones flexibles no sometidas a fatiga.**

- (d) La experiencia ha demostrado que cuando los extremos de rigidizadores transversales intermedios en las almas de vigas armadas no son soldados a las alas (práctica usual), pueden ocurrir pequeñas distorsiones torsionales de las alas cerca de los puntos de apoyo usados en el transporte o también que en el acarreo y manipuleo de la viga se produzcan altas tensiones por flexión fuera del plano (que pueden llegar a la fluencia) y fisuración por fatiga en el pie de la unión soldada ala-alma. Esto también puede suceder aún cuando el rigidizador esté exactamente ajustado al ala por mecanizado. Se puede limitar la intensidad de la tensión por la flexión fuera del plano y prevenir la fisuración, si se deja un espacio sin soldar en el extremo de la unión alma-rigidizador. Ese espacio no deberá exceder de 6 veces el espesor del alma para asegurar que no ocurra el pandeo de la longitud no soldada del alma.
- (e) Para soldaduras de filete ubicadas en lados opuestos de un plano común no es posible el depósito continuo de material de aporte alrededor de la esquina desde uno u otro lado sin que se cause el deterioro de la esquina de las partes unidas. Es por ello que los filetes deben interrumpirse cerca de la esquina. (Ver la Figura **J.2.6.** de este Reglamento).

#### **C J.2.4. Resistencia de diseño**

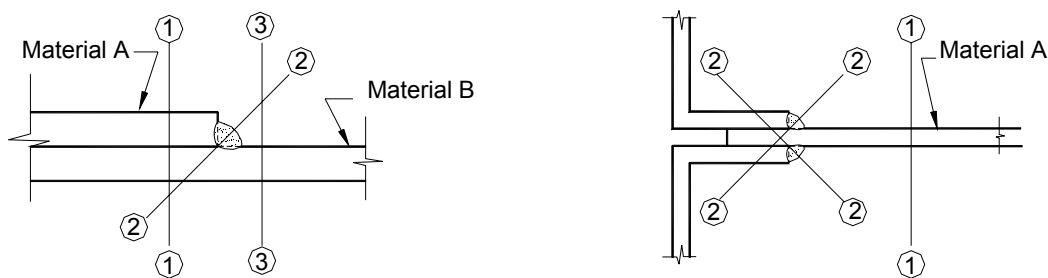
La resistencia de un cordón de soldadura está gobernada por la resistencia del metal base o del material de aporte. La Tabla **J.2.5.** contiene los factores de resistencia y las resistencias nominales de los cordones conjuntamente con algunas limitaciones. Para la adopción de estos estados límites se supone que se cumplen los requerimientos relativos

a resistencia de los electrodos (electrodo de calidad concordante según Tabla 3.1. del Reglamento CIRSOC 304-2007) dados en la Tabla **J.2.5.** y en la Sección **J.2.6.** de este Reglamento.

Los factores de resistencia para soldaduras han sido disminuidos al **80 %** con respecto a la especificación base para contemplar las condiciones de nuestro medio.

Debido a que la soldadura debe transmitir totalmente la carga de una barra a otra, los cordones deben ser dimensionados correctamente y ejecutados con el electrodo adecuado. A los fines del cálculo, se supone que los filetes de soldadura transmiten las cargas mediante tensiones de corte en el área efectiva, independientemente de la orientación de los cordones en la unión. Las soldaduras a tope transmiten la carga de la misma manera que las partes que unen.

Debe notarse que en la Tabla **J.2.5.** la resistencia nominal del filete de soldadura es determinada a partir del área efectiva de la garganta, mientras que la resistencia de las partes unidas está gobernada por sus respectivos espesores. La Figura **C-J.2.11.** ilustra los planos de corte para soldaduras de filete y para el material base:

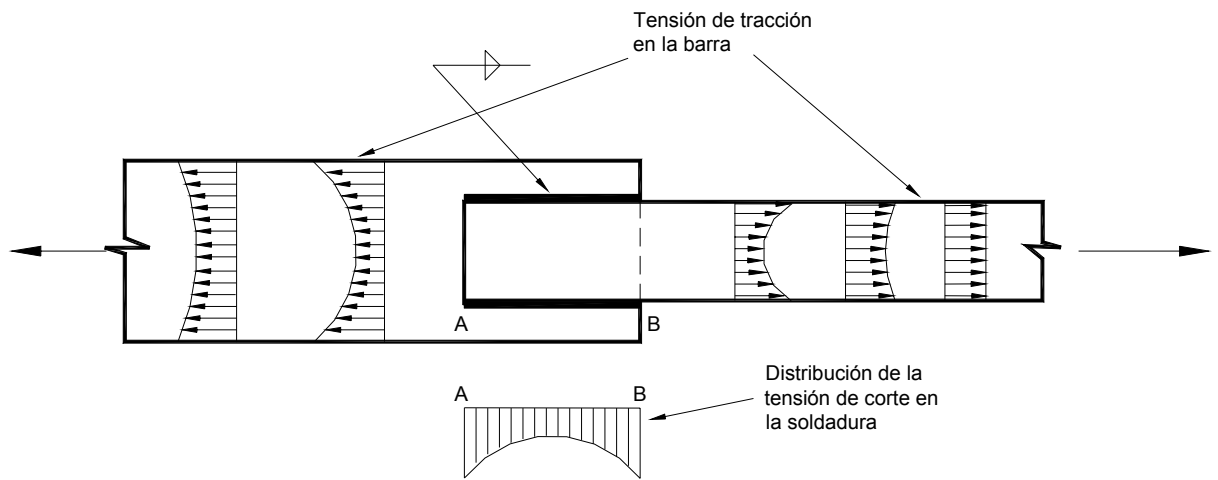


**Figura C-J.2.11. Planos de corte en cordones de filete cargados longitudinalmente.**

Los planos de corte son:

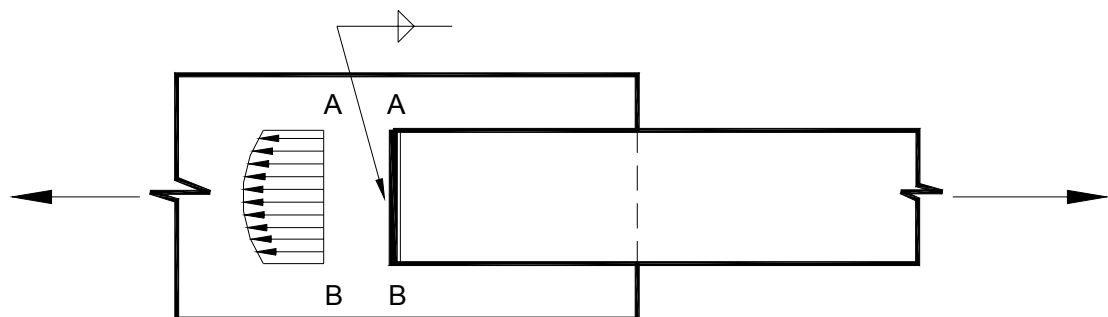
- (a) Plano 1-1, en el cual la resistencia está gobernada por la resistencia al corte del material A.
- (b) Plano 2-2, en el cual la resistencia está gobernada por la resistencia al corte del metal de soldadura.
- (c) Plano 3-3, en el cual la resistencia está gobernada por la resistencia al corte del material B.

La resistencia de la unión soldada es la menor de las calculadas en cada plano de transferencia de corte. Nótese que los planos 1-1 y 3-3 están ubicados lejos de las áreas de fusión entre la soldadura y el material base. Los ensayos han demostrado que la tensión en ésta área de fusión no es crítica en la determinación de la resistencia al corte del filete de soldadura. (Preece, 1968).



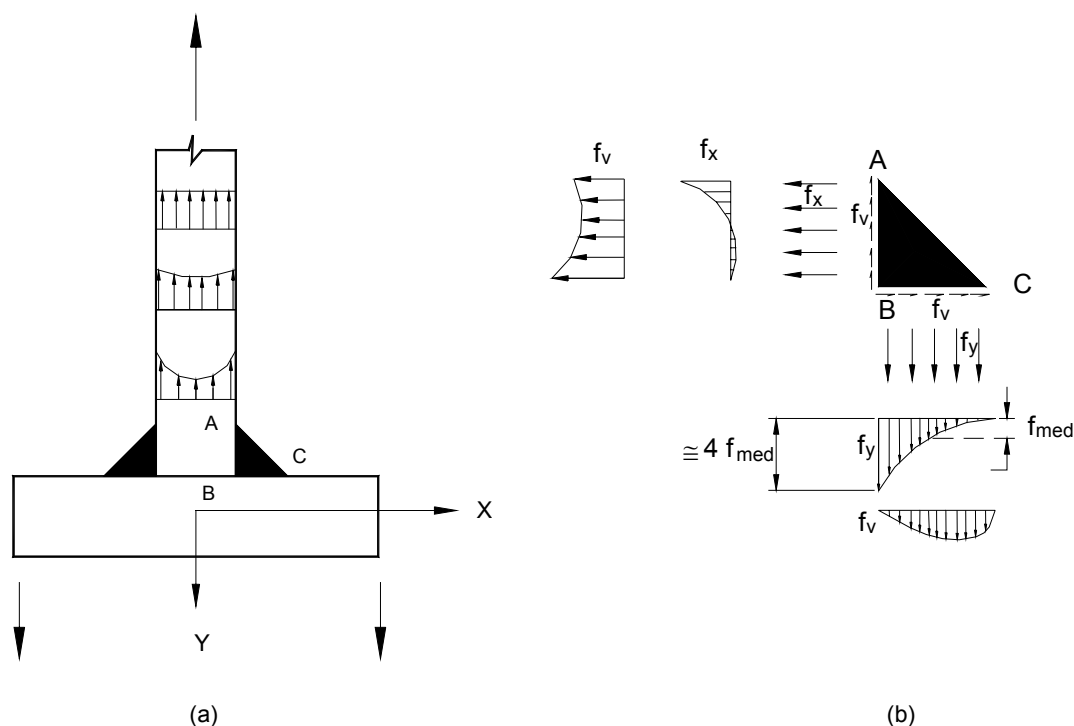
**Figura C-J.2.12. Distribución de tensiones en una junta traslapada con cordones de filete longitudinales.**

Como ya se dijo, para determinar la resistencia nominal de un filete de soldadura se supone que la falla es por corte en el área efectiva ya sea que la transferencia de fuerza sea perpendicular o paralela al eje de la soldadura. Cuando la fuerza se transmite en dirección perpendicular al eje, la resistencia es mayor, no obstante por simplicidad, ambas situaciones se tratan de igual manera.



**Figura C-J.2.13. Distribución de tensiones en una junta traslapada con cordones de filete transversales.**

La distribución de tensiones en uniones soldadas es compleja y no uniforme. En la Figura **C-J.2.12.** se muestra una distribución de tensiones típica para cargas de servicio en cordones longitudinales de juntas traslapadas. La variación real de las tensiones de corte entre los puntos A y B depende de la longitud del cordón de soldadura y de la relación de anchos de las chapas que se unen. La Figura **C-J.2.13.** muestra la variación de corte típica de filetes cargados transversalmente al eje de la soldadura.



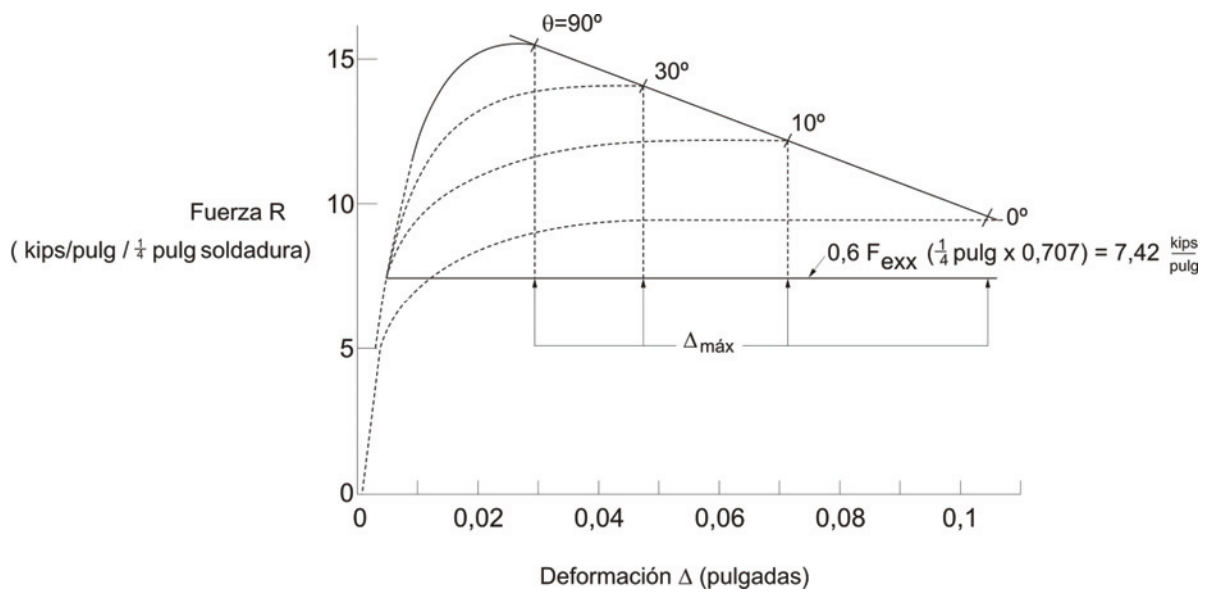
**Figura C-J.2.14. Distribución de tensiones en una junta en T con cordones de filete (corte transversal al filete).**

La distribución de tensiones en cordones usados para conectar juntas en *T* es más compleja, como se muestra en la Figura **C-J.2.14**. Debido a la tendencia del filete a rotar alrededor del punto **C**, la tensión máxima  $f_y$  en tracción es aproximadamente cuatro veces la tensión promedio  $f_{med}$ .

La relación carga-deformación de un filete de soldadura ha sido estudiada por Butler, Pal, y Kulak (1972), Kulak y Timmler (1984), Swannell (1981-1982) y Neis (1985), y se muestra en la Figura **C-J.2.15**, donde se puede observar que la resistencia está relacionada con el ángulo con el cual se carga el cordón. Los cordones longitudinales en la Figura **C-J.2.12** están cargados con un ángulo de  $0^\circ$  (paralelo al eje del cordón); la Figura **C-J.2.15** muestra una ductilidad considerable para tales cordones. La Figura **C-J.2.13** muestra cordones cargados a  $90^\circ$ ; la Figura **C-J.2.15** muestra una resistencia mayor, pero una menor ductilidad para esos cordones.

Nótese también en la Figura **C-J.2.15** que aunque la resistencia del filete crece cuando aumenta el ángulo, esa resistencia extra no es utilizada por la especificación. La resistencia al corte del material de soldadura se toma como  $0,6 F_{EXX}$  como límite superior.

El hecho de que el cordón se deforme plásticamente (carga constante con incremento de deformación) antes de la falla permite un tratamiento relativamente simple de los cordones de soldadura tanto para cordones paralelos como para cordones perpendiculares al eje de carga. Se supone que la deformación plástica permite que estos cordones resistan igual en cualquier lugar de su longitud.

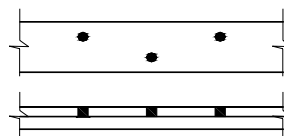


**Figura C-J.2.15. Relación Carga-Deformación de un cordón de soldadura.**

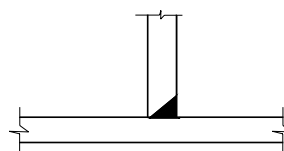
Nótese que en la Tabla **J.2.5.**, la tensión de fluencia por corte se toma en forma aproximada como **0,60  $F_y$**  para el metal base y **0,6** de la tensión de rotura del metal de soldadura.

Para cordones de penetración parcial con tracción perpendicular al área efectiva, se adopta una resistencia conservadoramente igual a la que corresponde a cordones de filete. Cuando la sollicitación es de tracción en la dirección del eje de la soldadura o compresión en dirección perpendicular o paralela al eje, la resistencia nominal corresponde a la del metal base.

Los planos de corte para soldadura tipo tapón y a tope con penetración parcial son mostrados en la Figura **C-J.2.16.** para la soldadura y el metal base. Generalmente el metal base gobernará la resistencia al corte.



(a) Soldadura de tapón



(b) Soldadura a tope de penetración parcial

**Figura C-J.2.16. Planos de corte para soldaduras de tapón y a tope de penetración parcial.**

### **C J.2.5. Combinación de soldaduras**

El método especificado de sumar las resistencias de cordones de soldadura no es aplicable a uniones soldadas que utilicen una soldadura a tope con bisel simple y penetración parcial con una soldadura de filete superpuesta. En éste caso, la garganta efectiva de la unión combinada deberá ser determinada, y la resistencia de diseño se basará en el área de dicha garganta.

### **C J.2.6. Material de aporte**

Las tensiones aplicadas, las tensiones residuales y las discontinuidades geométricas causadas por las barras de respaldo con sus efectos asociados de fisuración, contribuyen para aumentar la sensibilidad a la fractura.

Algunos consumibles en combinación con ciertos procedimientos dan como resultado soldaduras con baja tenacidad y resistencia a la fractura. Este Reglamento exige una mínima tenacidad especificada para el material de aporte en aquellas uniones que estarán sometidas a las más significativas tensiones aplicadas y tenacidades demandadas.

El nivel de tenacidad requerido fue seleccionado como un nivel más conservador que los requerimientos de tenacidad especificado para el metal base de los perfiles pesados definidos en la Sección **A.3.1.(b)** de este Reglamento. Las investigaciones sobre este punto actualmente continúan.

### **C J.2.7. Mezcla de material de soldadura**

La utilización de metales de soldadura incompatibles puede causar problemas cuando se requiere una determinada tenacidad de la soldadura. Por ejemplo, soldaduras de punto depositadas usando un proceso de autoprotección con aluminio desoxigenado en los electrodos, y posteriormente cubiertas mediante soldadura de arco sumergido (S.A.W.), puede dar como resultado un metal de soldadura compuesto con una baja tenacidad, a pesar de que cada proceso por si mismo pueda proveer una tenacidad suficiente.

## **C J.3. BULONES Y BARRAS ROSCADAS**

### **C J.3.1. Bulones de alta resistencia**

En general para el uso de bulones de alta resistencia se deberán satisfacer las especificaciones de la **Recomendación CIRSOC 305-2007 "Recomendación para Uniones Estructurales Ejecutadas con Bulones de Alta Resistencia"**, la que adopta como base el documento "Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts aprobada por el Research Council on Structural Connections. En la última edición se agregan los bulones métricos ASTM: A325M y A490M. Se incorporan también como de uso posible los bulones de alta resistencia ISO 8.8 y 10.9 que deberán satisfacer las normas IRAM respectivas, o las correspondientes ISO hasta tanto las Normas IRAM estén redactadas.

Cuando sea necesario utilizar bulones de alta resistencia de diámetros y longitudes mayores a los disponibles de las calidades arriba citadas, como por ejemplo en el caso de bulones de anclaje para la fijación de bases de máquinas, según lo especificado en la

Sección **A.3.**, se permite el uso de bulones A449 y de barras roscadas según la norma IRAM 5459.

Se reconocen tres tipos de uniones:

- (a) **con ajuste sin juego;**
- (b) **pretensada;**
- (c) **de deslizamiento crítico.**

En la (b) y (c) el bulón está totalmente pretensado pero sólo en la (c) se deben tratar y verificar las superficies de contacto para que se impida el deslizamiento. Por ello en la unión (b) se pueden producir deslizamientos y su verificación de resistencia es la misma que la (a) o sea por corte del bulón y aplastamiento de la chapa.

En este Reglamento se indican los casos en que es obligatoria la utilización de uniones de tipo (b) o (c).

Los bulones de alta resistencia, deberán ser apretados hasta una tracción del bulón no menor que la dada por la Tabla **J.3.1.**, excepto en:

- (a) uniones tipo aplastamiento sometidas a corte donde se pueda permitir el deslizamiento,
- (b) uniones tipo aplastamiento sometidas a tracción o tracción combinada con corte realizadas con bulones A325 o ISO 8.8,
- (c) uniones donde no exista posibilidad de aflojamiento por cargas vibratorias, o
- (d) uniones no sujetas a posible fatiga por cargas cíclicas.

En los casos citados se permite que el pretensado del bulón se realice hasta la condición de ajuste sin juego.

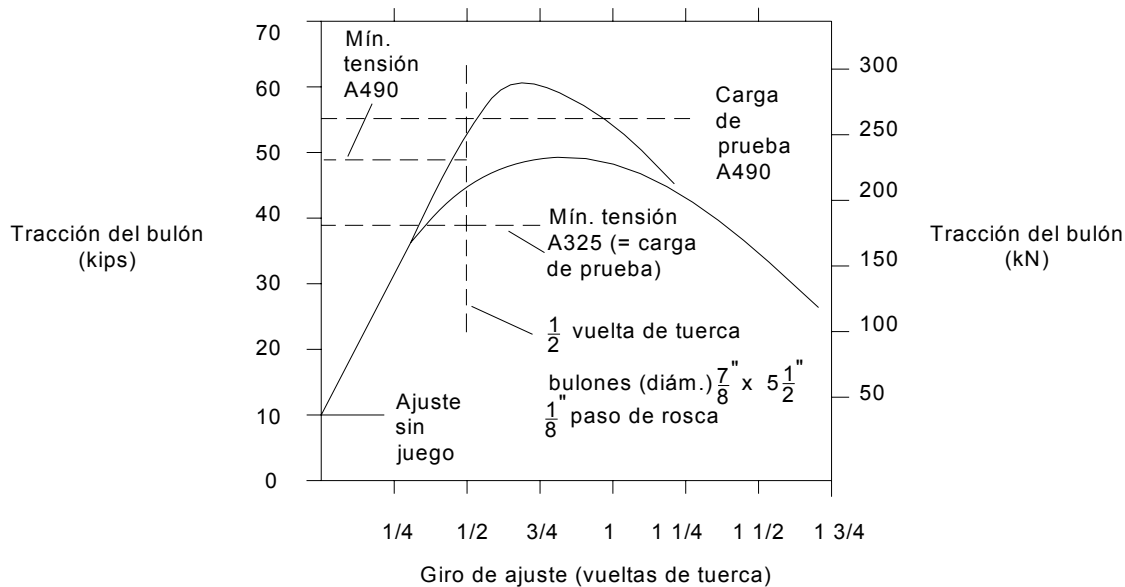
Hasta el año 1985 la Especificación RCSC, requería que todos los bulones de alta resistencia fueran colocados con una pretensión suficiente para crear una fuerza de rozamiento entre las partes unidas de manera de transmitir las fuerzas. El material de los bulones de alta resistencia tiene una curva tensión deformación sin un punto de fluencia definido como se ve en la Figura **C-J.3.1.**

En lugar de utilizar la tensión de fluencia se utilizaba la carga de prueba. La carga de prueba es la carga obtenida multiplicando el área de tracción por la tensión de fluencia establecida para una deformación permanente de **0,2 %**. La carga de prueba es aproximadamente un **70 %** y **80 %** de la resistencia a la tracción para bulones A325 y A490 respectivamente.

Desde los años 50 la pretensión mínima requerida es igual a la carga de prueba para los bulones A325. Utilizando el método de apriete de la vuelta de tuerca no existe dificultad en alcanzar esta carga para bulones A325 girando la tuerca **1/2 vuelta** desde la posición de ajuste como se muestra en la Figura **C-J.3.1.** Para bulones A490, no obstante, la media vuelta desde la posición de ajuste no permite alcanzar la carga de prueba. Para bulones largos se debe dar más de media vuelta para alcanzar la misma tensión que para bulones cortos. Por este motivo en la Tabla **J.3.1.** de este Reglamento, se requiere en uniones de deslizamiento crítico, una pretensión igual al **70 %** de la resistencia a tracción, tal como se indica en dicha Tabla.



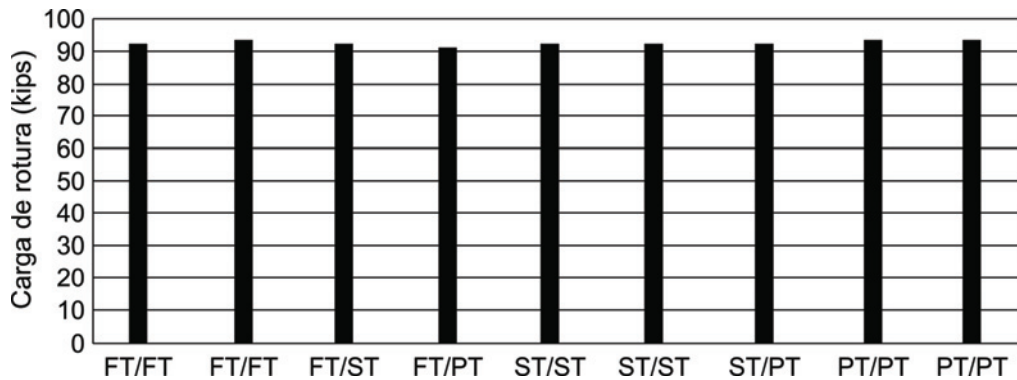
Cuando no se requieren uniones de deslizamiento crítico o pretensadas y para los casos particulares indicados más arriba, los bulones se colocarán ajustados de forma que las chapas unidas estén en contacto firme y sin juego para lo cual es suficiente el apriete generado por una llave de impacto o el esfuerzo de un operario con una llave común.



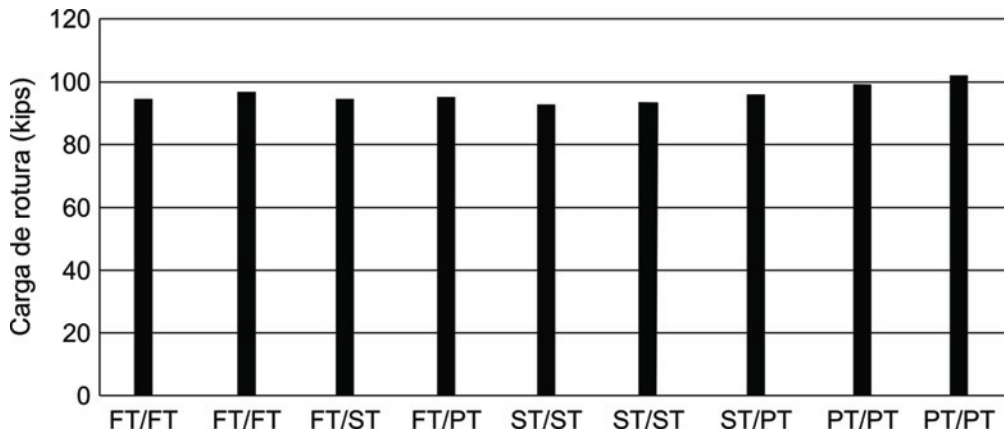
**Figura C-J.3.1. Relación carga-rotación de tuerca para bulones A325 y A490.**

En la Edición 1999 de la Especificación AISC-LRFD se permite la instalación de bulones A325 (ISO 8.8) con ajuste sin juego cuando estén sometidos a tracción o tracción combinada con corte proveniente de acciones estáticas. Las Figuras **C-J.3.2.** y **C-J.3.3.** ilustran los resultados de ensayos realizados por Johnson (1996) sobre muestras cortas de perfiles “Te” abulonadas ala con ala con bulones tipo ASTM A325. Los ensayos incluyeron dos longitudes de bulones (70 mm y 83 mm) y diversas combinaciones de pretensión de instalación (ajuste a mano (FT), ajuste sin juego (ST) y pretensado (PT)). El bulón de **70 mm** de longitud corresponde al menor número de hilos de rosca dentro del agarre. El bulón de **83 mm** de longitud corresponde al máximo número de hilos de rosca dentro del agarre. Los resultados de los ensayos muestran que la condición de instalación no afecta la resistencia última.

Hay muchos casos en el Proyecto Estructural en que el deslizamiento de la unión es deseable para permitir la dilatación y contracción de la junta de una manera controlada. Independientemente de que la fuerza a transmitir tenga una dirección normal a la del deslizamiento, las tuercas deberán ser ajustadas con una llave de mano con un cuarto de vuelta. Además es prudente deformar la rosca o usar contratuerca para asegurar que la tuerca no se afloje bajo condiciones de servicio. Para deformar la rosca es adecuado hacerlo en un punto determinado con cincel y martillo. No se aconseja dar un punto de soldadura entre la rosca y la tuerca.



**Figura C-J.3.2. Ensayos de Johnson (1996) Bulones ASTM A325 diámetro  $\frac{3}{4}$ ", longitud  $2\frac{3}{4}$ "(70 mm).**



**Figura C-J.3.3. Ensayos de Johnson (1996) Bulones ASTM A325 diámetro  $\frac{3}{4}$ ", longitud  $3\frac{1}{4}$ "(83 mm).**

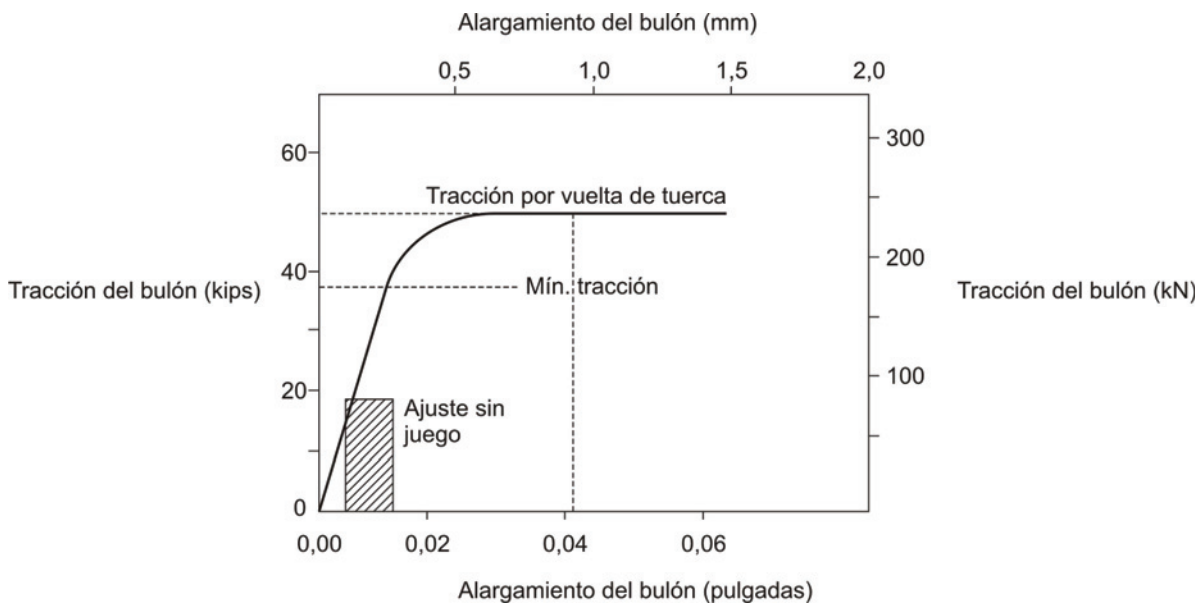
Cuando sea requerido el pretensado hasta las fuerzas indicadas en la Tabla **J.3.1.** se podrán usar alguno de los métodos siguientes:

**a) Giro de tuerca**

Se obtiene una pretensión especificada mediante una rotación de la tuerca desde la posición de contacto firme, o ajuste sin juego, lo que produce un alargamiento en el bulón. Aunque el contacto o ajuste inicial puede variar debido a la condición de las superficies de las piezas que se unen, esta variación no afecta significativamente la fuerza de presión, tal como puede observarse en la Figura **C-J.3.4.** La fuerza de compresión de **48,6 kips** correspondiente a **1/2 vuelta**, produce un alargamiento suficientemente grande del bulón (parte horizontal de la curva) tal que cualquier variación del ajuste inicial tiene un efecto despreciable sobre la presión entre las chapas. En la siguiente Tabla obtenida de RCSC Specification for Structural Joints Using ASTM A325 o A490 Bolts se indica la rotación que se debe dar a la tuerca a partir de la posición de contacto firme:

**Tabla C-J.3.1. Rotación de la tuerca a partir de la posición de ajuste sin juego**

Longitud del bulón (cara interna de la cabeza hasta el extremo)	Ambas caras normales al eje del bulón
Menor o igual que 4 diámetros	1/3 vuelta
Mayor que 4 diámetros y menor o igual que 8 diámetros	1/2 vuelta
Mayor que 8 diámetros y menor o igual que 12 diámetros	2/3 vuelta

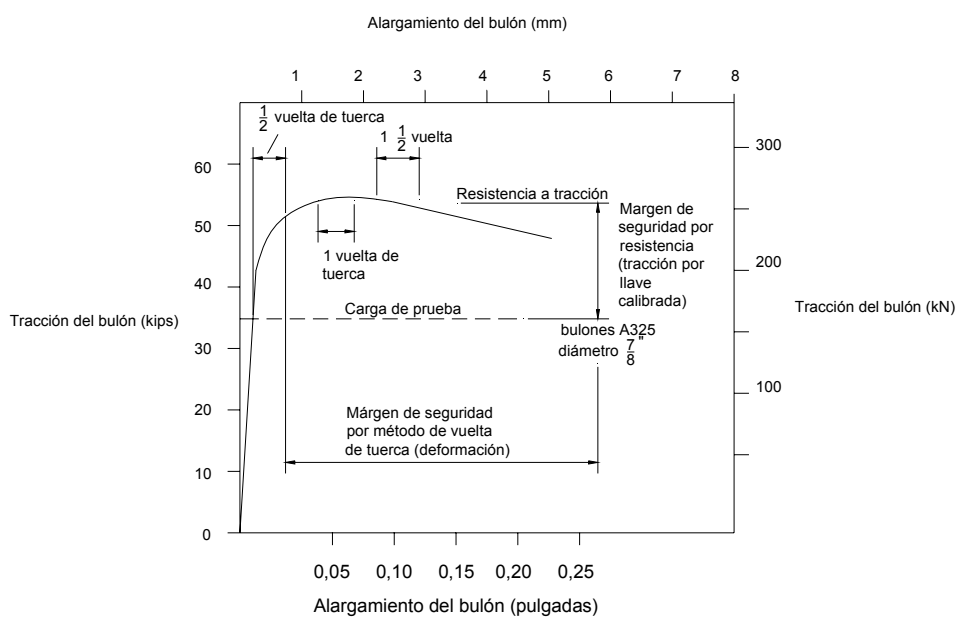


**Figura C-J.3.4. Relación carga-alargamiento de un bulón.**

**b) Llave Calibrada**

Se utiliza una llave de torque calibrada para alcanzar un momento de apriete determinado. En la Figura **C-J.3.5.** se observa que es lo que ocurre si al realizar el apriete se genera un momento de apriete que origina una pretensión que supera la carga de prueba (correspondiente al 70 % de la tensión de rotura para A325). Con este método, la resistencia es el factor crítico, con el margen de seguridad mostrado en la figura. La posibilidad de excederse mediante un momento de apriete mayor que el necesario no se considera un problema ya que normalmente la rotura del bulón se producirá durante la colocación y podrá ser reemplazado.

Cuando se utiliza el método de la vuelta de tuerca, la deformación es el factor crítico con el margen de seguridad mostrado en la Figura. (Para cualquier método de colocación, puede esperarse un mínimo de **2 1/4 vueltas** desde la posición de ajuste hasta la rotura). Cuando se utiliza el método de la vuelta de tuerca y los bulones son traccionados usando incrementos de **1/8 de vuelta**, normalmente se requieren cuatro vueltas completas desde la posición de ajuste hasta la rotura.



**Figura C-J.3.5. Relación carga-alargamiento de un bulón con uso de llave calibrada.**

### c) **Bulones Alternativos**

Existen bulones especialmente diseñados para proveer la tracción requerida.

### d) **Indicador directo de tracción.**

El aparato indicará la fuerza de tracción aplicada que deberá ser la especificada en la Tabla **J.3.1**.

## **C J.3.2. Tamaño y uso de agujeros**

Para disponer de alguna tolerancia para la corrección de la verticalidad de un pórtico durante su montaje, o para facilitar el montaje de vigas y mejorar el comportamiento de uniones de corte, se permiten tres tipos de agujeros mayores que los normales, sujetos a la aprobación del Proyectista o Diseñador Estructural o del Director Técnico. El tamaño máximo de dichos agujeros está dado en la Tabla **J.3.3** para los bulones allí indicados. Su uso está sujeto a lo especificado en las Secciones **J.3.3** y **J.3.4**.

### **C J.3.3. Separación mínima**

La **máxima resistencia última nominal al aplastamiento,  $R_n$** , de un agujero para bulón o remache requiere que la distancia entre el centro del primer pasador y el borde de la chapa en la dirección de la fuerza, no sea menor que  $1\ 1/2\ d$ , donde  $d$  es el diámetro del bulón o remache (Kulak, 1987). Por una razón similar, la distancia medida en la línea de la fuerza, desde el centro de cualquier bulón o remache al borde más próximo de un agujero adyacente, no será menor que  $3\ d$ , para asegurar la máxima resistencia de diseño al aplastamiento. El análisis de los resultados de numerosos ensayos indica que la resistencia crítica por aplastamiento es directamente proporcional a la distancia definida anteriormente, hasta un valor de  $3\ d$ , por encima del cual no se logra ningún aumento en

la resistencia (Kulak, 1987). La Tabla **J.3.7.** indica los incrementos que deben ser adicionados para ajustar la separación mínima, debido a incrementos en la dimensión del agujero en la dirección paralela a la línea de fuerza. La Sección **J.3.10.** proporciona el criterio de resistencia al aplastamiento como una función de la separación.

#### **C J.3.4. Distancia mínima al borde**

La **tensión crítica al aplastamiento** es función de la resistencia a tracción del material, de la separación de los medios de unión y de la distancia desde el borde de la parte unida al centro del medio de unión más cercano. Los ensayos han demostrado (Kulak, 1987), que existe una **relación lineal** entre el cociente de la tensión crítica al aplastamiento y la resistencia a la tracción del material unido, con el cociente de la separación de los medios de unión (en la dirección de la línea de fuerza) y el diámetro de éstos.

$$\frac{F_{pcr}}{F_u} = \frac{L_e}{d} \quad (\text{C-J.3.1})$$

siendo:

- $F_{pcr}$  la tensión crítica de aplastamiento, en MPa.
- $F_u$  la resistencia a la tracción del material unido, en MPa.
- $L_e$  la distancia, en la dirección de la línea de fuerza transmitida, desde el centro del pasador al borde más cercano de un pasador adyacente, o al borde libre de una parte unida (en la dirección de la fuerza), en cm.
- $d$  el diámetro del pasador, en cm.

La expresión **(C-J.3.1)** proporciona un buen límite inferior de los datos de ensayos publicados para uniones simples de un solo pasador con agujeros normales, y es conservadora para uniones con más pasadores adecuadamente separados.

En la Sección **J.3.3.**,  $L_e$  es la distancia ( $s$ ) entre agujeros; mientras que en la Sección **J.3.4.**,  $L_e$  es la distancia  $d_b$  al borde en la dirección de la fuerza.

La Sección **J.3.10.** establece una resistencia al aplastamiento máxima. La separación y/o distancia al borde puede ser incrementada para alcanzar la resistencia al aplastamiento requerida, o la fuerza de aplastamiento puede ser reducida para satisfacer una limitación en la separación y/o en la distancia al borde .

Es conocido el hecho que la tensión crítica al aplastamiento de una unión con un solo pasador simple depende más de la distancia al borde, que en una unión con más pasadores (Jones, 1940). Por ésta razón, las distancias al borde en la dirección de la fuerza para uniones con un solo pasador deberían ser mayores que para aquellas que tienen dos pasadores o más. Sin embargo para simplificar, en la edición 1999 de la Especificación base se han unificado las exigencias.

La distancia mínima recomendada, transversal a la dirección de la fuerza, es principalmente una tolerancia para permitir el trabajo del operario. Esta tiene poco efecto en la resistencia de la barra.

### C J.3.5. Máximas separaciones y distancia al borde

Limitando la distancia al borde a un máximo de **12 veces** el espesor de una parte externa unida, pero a no más que **150 mm**, se pretende prevenir el ingreso y acumulación de humedad en el caso de una falla de la pintura y de éste modo evitar la corrosión entre las partes unidas que podría acumularse y originar la separación de estas partes. Se dan limitaciones más exigentes para las partes unidas de acero resistente a la corrosión, sin pintar, y expuestas a la corrosión atmosférica.

### C J.3.6. Resistencia de diseño a la tracción o al corte

La **carga de tracción en los bulones** es acompañada generalmente por alguna flexión debida a la deformación de las partes unidas. Por ello el factor de resistencia  $\phi$  que multiplica a la resistencia nominal para obtener la resistencia de diseño a tracción es relativamente bajo.

La **resistencia nominal  $R_n$  de un bulón a tracción** es:

$$R_n = F_u A_n (10^{-1})$$

siendo:

$F_u$  la tensión de rotura del material del bulón, en MPa.

$A_n$  el área neta, denominada área de tracción, que es el área a través de la parte roscada del bulón, en  $\text{cm}^2$ .

La **relación del área de tracción al área bruta** varía entre **0,71** y **0,79** según el diámetro nominal del bulón, tanto para los bulones ASTM con rosca UNC como para los bulones ISO rosca gruesa. Se adopta una relación promedio de **0,75**. Así, en términos de área bruta  $A_b$  de un bulón, la expresión anterior se transforma en:

$$R_n = F_u (0,75 A_b) (10^{-1})$$

y

$$R_n = (0,75 F_u) A_b (10^{-1}) \quad (\text{C-J.3-2})$$

siendo:

$F_u$  la tensión de rotura a tracción del material del tornillo, en MPa.

$A_b$  el área bruta de la sección nominal de un bulón en el vástago no roscado, en  $\text{cm}^2$ .

Por ello, este Reglamento establece que la **resistencia de diseño a tracción** de los bulones es:

$$\phi F_n A_b (10^{-1})$$

donde  $F_n$  se obtiene de la Tabla **J.3.2.** a partir de  $F_n = 0,75 F_u$ . De esta forma, la tensión indicada como **620 MPa** de la Tabla **J.3.2.** es  $0,75 F_u$  si  $F_u = 827 \text{ MPa}$  para bulones A325 y la tensión de **778 MPa** para A490 es  $0,75 F_u$  si  $F_u = 1037 \text{ MPa}$ .

Para bulones ISO 8.8;  $F_u = 800 \text{ MPa}$ ,  $F_n = 0,75 \cdot 800 = 600 \text{ MPa}$ .

Para bulones ISO 10.9;  $F_u = 1000 \text{ MPa}$ ,  $F_n = 0,75 \cdot 1000 = 750 \text{ MPa}$ .

Es decir que se utiliza el producto de una tensión reducida multiplicada por el área bruta que da igual resultado que el producto de la tensión de rotura a tracción por el área neta.

La **resistencia a tracción** dada por la expresión **C-J.3.2** es independiente de cual sea el bulón inicialmente instalado, ya sea éste pretensionado o apretado hasta la condición de ajuste sin juego. Recientes ensayos (Johnson, 1996; Murray, Kline y Rojani, 1992) confirman que el comportamiento de los bulones **A325** en tracción, y no sujetos a fatiga, no es afectado por la condición de instalación original.

Aunque la expresión fue desarrollada para uniones abulonadas (Kulak, 1987), es aplicable también en forma conservadora a las partes roscadas y a los remaches. Sin embargo se ha adoptado para bulones comunes, tipo **A307** a tracción, un valor menor ( $0,65 F_u$ ) para cubrir el menor control de dimensiones que presentan esos bulones en nuestro medio.

El factor de resistencia  $\phi$ , mediante el cual  $R_n$  es multiplicado para obtener la resistencia de diseño a la tracción de los conectores es relativamente pequeño, adoptándose en todos los casos  $\phi = 0,75$ .

Para la **resistencia de diseño al corte** valen las siguientes consideraciones:

De acuerdo con el estado de rotura considerado para determinar la resistencia del bulón, la resistencia nominal  $R_n$  para un bulón será la resistencia última al corte  $\tau_u$  por el área  $A_b$  del bulón, multiplicada por el número de planos de corte  $m$ :

$$R_n = m A_b \tau_u (10^{-1}) = m A_b (0,60 F_u) (10^{-1})$$

Se comprobó experimentalmente que la **resistencia a rotura por corte es aproximadamente el 62 % de la resistencia a la tracción**, aproximadamente la misma relación que existe entre las tensiones de fluencia. Se utiliza en la práctica el coeficiente **0,60** en lugar de **0,62**. En la expresión anterior se supone que la rosca no está incluida en los planos de corte.

La especificación AISC-LRFD en su edición 1986 indicaba:

$$\phi R_n = \phi (0,60 F_u) m A_b (10^{-1}) = 0,65 (0,60 F_u) m A_b (10^{-1})$$

Para uniformar los factores de resistencia  $\phi$  en la edición 1994 se decidió adoptar:

$$\phi R_n = 0,75 (0,50 F_u) m A_b (10^{-1}) \quad (\text{C-J.3.3})$$

y las tensiones nominales de la Tabla **J.3.2.**, cuando se excluye la rosca de los planos de corte corresponden a ( $0,50 F_u$ ).

Si se incluye la rosca, se debe utilizar el área del núcleo en lugar de  $A_b$ . Debido a que el área del núcleo es algo menor que el área de tracción, se adopta como el **0,70** del área bruta. Así la expresión anterior se transforma en:

$$R_n = m (0,70 A_b) (0,60 F_u) (10^{-1}) \approx 0,45 A_b F_u (10^{-1})$$

La AISC-LRFD en su edición 1986 indicaba:

$$\phi R_n = \phi (0,45 F_u) m A_b (10^{-1}) = 0,65 (0,45 F_u) m A_b (10^{-1})$$

Para uniformar los factores de resistencia  $\phi$ , en la edición 1994 se decidió adoptar:

$$\phi R_n = 0,75 (0,40 F_u) m A_b (10^{-1}) \quad (\text{C-J.3.4})$$

y las tensiones nominales de la Tabla **J.3.2.** cuando la rosca se encuentra incluida corresponden a **(0,40  $F_u$ )**.

En conclusión, la especificación AISC-LRFD indica que la resistencia de diseño a corte será:

$$\phi F_n A_b (10^{-1})$$

En donde  $\phi = 0,75$  y  $F_n$  se debe obtener de la Tabla **J.3.2.** habiendo sido calculado como **0,50  $F_u$**  cuando la rosca no queda incluida y **0,40  $F_u$**  cuando la rosca está incluida en los planos de corte.

En uniones formadas por pocos medios de unión, los efectos de la deformación por corte en los medios de unión trabajando por aplastamiento, son despreciables (Kulak, 1987; Fisher, 1978). En uniones largas, la deformación no uniforme produce una distribución desigual de la fuerza entre los medios de unión (aquellos cercanos al extremo toman una parte proporcionalmente mayor de la fuerza total), y por lo tanto, la máxima resistencia por medio de unión se reduce. Por ello se establece (en la nota (e) de la Tabla **J.3.2.**) que en las uniones con longitudes superiores a **1300 mm** se deben reducir en un **20 %** los valores  $F_n$  tabulados.

Aunque las expresiones para determinar la resistencia de diseño al corte fueron desarrolladas para uniones abulonadas, son también conservadoramente aplicadas a barras roscadas y a remaches.

Para bulones comunes tipo **A307**, por la misma razón que en tracción se adopta un valor menor **(0,35  $F_u$ )** que está especificado para todos los casos independientemente de la posición de la rosca.

Para los bulones **A325**, no se hizo ninguna distinción entre diámetros pequeños y grandes, aunque la resistencia a la tracción  $F_u$  es menor para bulones con diámetros superiores a **25,4 mm**. Esto es así porque no se justifica una mayor precisión del cálculo, particularmente en vista del bajo valor del factor de resistencia  $\phi$ , del incremento de la

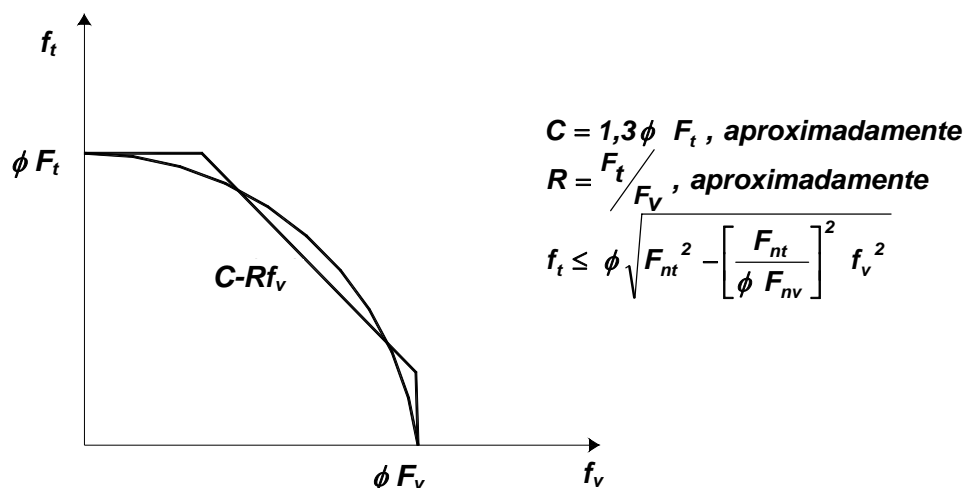


relación entre el área traccionada y el área bruta y otros factores que compensan este efecto.

### C J.3.7. Combinación de tracción y corte en uniones tipo aplastamiento

Los ensayos han demostrado que la resistencia de pasadores trabajando por aplastamiento, sometidos a una combinación de corte y tracción, resultante de la aplicación de fuerzas externas, puede ser definida con buena precisión mediante una elipse (Kulak, 1987). Tal curva se puede reemplazar, con solo pequeñas diferencias, por las tres líneas rectas que se muestran en la Figura C-J.6.. Esta representación ofrece la ventaja de que cuando un tipo de tensión predomina claramente, ésta determina por sí misma la resistencia. Esta representación lineal fue adoptada para la Tabla J.3.5., proporcionando una tensión de tracción límite,  $F_t$ , como una función de la tensión de corte  $f_v$  para uniones de aplastamiento.

Siguiendo el cambio efectuado en la edición de 1994 de la RCSC-LRFD *Specification for Structural Joints Using ASTM A325 o A490 Bolts*, se han adoptado los coeficientes en las expresiones de la Tabla J.3.5., que son distintos de los especificados en la edición 1993 de la AISC-LRFD. (Carter, Tide y Yura, 1997).



**Figura C-J.3.6. Combinación de tracción y corte en uniones tipo aplastamiento.**

### C J.3.8. Bulones de alta resistencia en uniones de deslizamiento crítico

Este Reglamento reconoce dos posibilidades de trabajo de los bulones de alta resistencia. Por muchos años se conocieron como del **tipo aplastamiento** y del **tipo de fricción**. A partir de la especificaciones AISC-LRFD de 1986, el último tipo se empezó a designar como de deslizamiento crítico. La resistencia de todos los bulones de alta resistencia para transmitir corte a través de un plano de corte es la misma aunque la unión sea del tipo de aplastamiento o de deslizamiento crítico. Las uniones de deslizamiento crítico tienen adicionalmente, o bien un requerimiento de servicio de manera que el deslizamiento no ocurra para cargas de servicio, o un requerimiento de que no se produzca deslizamiento para el nivel de cargas mayoradas.

Este Reglamento establece en la Sección **J.3.1.(a)** cuando se deben emplear uniones de deslizamiento crítico con carácter obligatorio.

Cuando se requiere o desea **tener resistencia al deslizamiento para cargas de servicio**, la unión se define como de deslizamiento crítico. La fuerza de pretensado en el bulón  $T$  iguala al esfuerzo de compresión entre las chapas. La resistencia al corte es en realidad una resistencia de fricción debido a  $\mu T$ , donde  $\mu$  es el coeficiente de fricción.

El **coeficiente de fricción**, más exactamente definido como **coeficiente de deslizamiento**, depende de las condiciones de la superficie, en términos de existencia de cascarilla de laminación, aceites, pinturas, o tratamientos especiales de la superficie que determinan los valores de  $\mu$ .

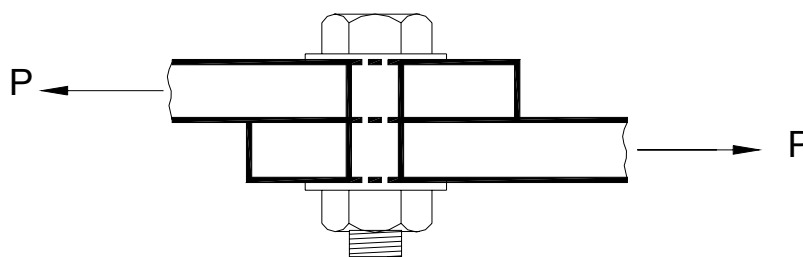
Se define como deslizamiento el instante en que se pierde el vínculo por fricción y las partes deslizan desplazándose una cantidad relativamente grande  $\mu$  varía entre **0,2** y **0,6** dependiendo de la condición de la superficie.

Para evitar utilizar directamente el **coeficiente de fricción** y permitir el cálculo de uniones de deslizamiento crítico siguiendo un procedimiento formalmente similar al utilizado para uniones de aplastamiento, se divide la resistencia al rozamiento  $\mu T$  por el área bruta de la sección del bulón  $A_b$  para obtener tensiones de corte en el bulón.

Este Reglamento utiliza la terminología **resistencia por corte** para brindar resistencia adecuada al deslizamiento en uniones en las cuales no se puede admitir deslizamientos bajo cargas de servicio. El estado límite de deslizamiento es un requerimiento de servicio. **La falla real de la unión se producirá por corte o tracción en el bulón o aplastamiento de la chapa unida.**

Analicemos el siguiente caso: (Figura **C-J.3.7.**)

$d=7/8"$ ,  $A_b = 3,88 \text{ cm}^2$   
bulón A325  
 $\mu = 0,33$



**Figura C-J.3.7. Ejemplo.**

De la Tabla **J.3.1.** se obtiene:

$$\begin{aligned} T &= 172 \text{ kN} \\ P &= \mu T_b = 0,33 \cdot 172 = 56,8 \text{ kN} \\ f_v &= (56,8 \cdot 10) / 3,88 = 146 \text{ MPa} \\ 146/117 &= 1,25 \end{aligned}$$

Como se puede ver, la tensión admisible al corte  $F_v = 117 \text{ MPa}$  para bulones **A325** es utilizada para uniones de deslizamiento crítico con agujeros normales. El margen de seguridad contra el deslizamiento será  $146/117 = 1,25$ . Dado que la resistencia al deslizamiento es un requerimiento de servicio, se admite un margen de seguridad menor que el empleado para resistencia. Las especificaciones AISC han utilizado en estos casos coeficientes de seguridad contra el deslizamiento de aproximadamente **70 %** del empleado para resistencia. En la siguiente Tabla se calcula el margen de seguridad implícito en los procedimientos de este Reglamento, para los siguientes diámetros de bulones:

Diámetro (pulgadas)	Factor de seguridad		Diámetro (mm)	Factor de seguridad	
	A325	A490		ISO 8.8	ISO 10.9
1/2	1,18	1,19	12	1,21	1,23
5/8	1,20	1,21	16	1,28	1,29
3/4	1,24	1,25	20	1,27	1,28
1	1,26	1,27	24	1,27	1,28
1 1/4	1,13	1,30	27	1,31	1,32

El hecho de que se alcance el deslizamiento no implica que se alcance la falla. No obstante, cuando las uniones están sometidas a tensiones que varían de signo, se debe cuidar particularmente que no se alcance el deslizamiento bajo cargas de servicio. Las cargas repetidas producen una reducción importante de la resistencia a la fatiga cuando ocurre el deslizamiento, particularmente cuando se tienen agujeros holgados u ovalados.

En este Reglamento se exige la utilización de uniones de deslizamiento crítico en aquellos casos en que un deslizamiento excesivo, de acuerdo al criterio del Proyectista o Diseñador Estructural podría afectar el comportamiento de la estructura en servicio, debido a una deformación excesiva o a una reducción de la estabilidad o de la resistencia, aún cuando la resistencia nominal de la unión pueda ser adecuada. También se han incluido aquellos casos en los cuales debe ser evitado cualquier desplazamiento, por ejemplo, uniones sometidas a fatiga, uniones extremas entre los elementos de barras armadas (Secciones **D.2.** y **E.4.**), y bulones que colaboran con cordones de soldadura (Sección **J.1.9.**).

El hecho de que se produzca un deslizamiento en una unión de deslizamiento crítico realizada con bulones de alta resistencia, no significa que se haya alcanzado la máxima capacidad portante de la unión. El deslizamiento puede ser solamente un estado límite de servicio. La verificación de la resistencia al deslizamiento puede ser hecha en dos niveles diferentes de cargas : cargas mayoradas (Secciones **J.3.8.(a)** y **J.3.9.(a)**) y cargas de servicio (Secciones **A-J.3.8.(b)** y **A-J.3.9.(b)**) del Apéndice **J**). Las resistencias nominales al deslizamiento  $R_{str}$  y  $F_v A_b$  usadas respectivamente con cargas mayoradas y cargas de servicio se basan en dos diferentes conceptos de proyecto.

La resistencia al deslizamiento para cargas mayoradas  $R_{str}$  es la resistencia media por bulón la cual es función del coeficiente medio de deslizamiento y de la fuerza de apriete. El factor **1,13** en la expresión **J.3.1** considera un esperado **13 %** de incremento por sobre la mínima fuerza de pretensado producido por la llave calibrada. Ello representa una instalación típica. La resistencia para cargas mayoradas,  $R_{str}$ , usa un índice de confiabilidad  $\beta$  que se aproxima al usado para otras verificaciones de Proyecto tales como la tracción y el aplastamiento. La carga de servicio es aproximada usando el concepto de

probabilidad de deslizamiento que implica que existe un **90 %** de probabilidad de que el deslizamiento no ocurra cuando el bulón es instalado con una llave calibrada.

El Proyectista o Diseñador Estructural deberá decidir el uso de cargas mayoradas, cargas de servicio, o ambas, para la verificación de la resistencia al deslizamiento en uniones de deslizamiento crítico. Los siguientes comentarios sirven como guía y dan una indicación del objetivo de este Reglamento.

En el caso de uniones de deslizamiento crítico, con tres o más bulones con agujeros apenas más grandes que el diámetro del bulón, tales como agujeros normales y agujeros ovalados cuando están cargados en dirección perpendicular al eje mayor del agujero, generalmente no existe un deslizamiento libre, debido a que las tolerancias normales de fabricación y los procedimientos de montaje originan que uno o más bulones estén trabajando por aplastamiento aún antes de que se aplique la carga. En uniones con agujeros normales que tienen sólo uno o dos bulones en la dirección de la fuerza aplicada, puede ocurrir un pequeño deslizamiento. En este caso las uniones de deslizamiento crítico sometidas a vibraciones o acciones de viento deberán ser verificadas al deslizamiento con cargas de servicio. En barras armadas comprimidas, tales como los montantes de doble ángulo en vigas reticuladas, un pequeño deslizamiento en la unión extrema puede producir una significativa reducción de la resistencia a compresión de la barra, por lo que la unión de deslizamiento crítico deberá ser verificada al deslizamiento con cargas mayoradas, independientemente de que sea o no requerida una unión de deslizamiento crítico por condiciones de servicio.

En uniones con agujeros ovalados largos con el lado mayor paralelo a la dirección de la fuerza, el deslizamiento de la unión antes de alcanzarse el nivel de carga mayorada, podría ser suficientemente grande para modificar la hipótesis de estructura indeformada generalmente utilizada para el análisis estructural que determina las solicitaciones de sección. Este Reglamento admite dos alternativas en este caso. Si la unión es proyectada de manera que no deslice bajo los efectos de las cargas de servicio, se deberán incluir en el análisis estructural los efectos de las cargas mayoradas actuando sobre la estructura deformada (deformaciones con el máximo deslizamiento en todos los agujeros ovalados largos de la estructura). Alternativamente la unión puede ser proyectada para que no deslice bajo la acción de las cargas mayoradas.

Las uniones sometidas a cargas cíclicas reversibles deben ser evidentemente uniones de deslizamiento crítico pues el deslizamiento permitiría el movimiento de ida y vuelta y la consecuente fatiga. Sin embargo, para uniones sometidas a cargas cíclicas que no implican cambio de dirección de las fuerzas se podrá realizar un adecuado diseño para fatiga ya sea con una unión de deslizamiento crítico basada en la tensión en la sección bruta o bien con una unión tipo aplastamiento basada en la tensión sobre la sección neta. Dado que la fatiga resulta de la aplicación repetida de la sobrecarga útil, el Proyecto se deberá basar en el criterio de cargas de servicio.

Para bulones de alta resistencia en combinación con soldaduras bajo cargas estáticas y sólo para obras nuevas, la resistencia nominal puede ser considerada como la suma de las resistencias al deslizamiento provista por los bulones y la resistencia al corte provista por las soldaduras. La Sección **J.1.9** requiere que la resistencia al deslizamiento sea determinada para niveles de carga mayoradas. Si un tipo de pasador ya está cargado cuando se coloca un segundo tipo de pasador, la resistencia nominal no podrá ser obtenida sumando las dos resistencias. En estos casos se deberá analizar la situación

particular. Se puede consultar la Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints (Kulak y otros, 1987).

El deslizamiento, en una unión de deslizamiento crítico, puede ocurrir para cargas de aproximadamente **1,4 a 1,5 veces la carga de servicio**. Para agujeros normales, holgados y ovalados cortos, la unión se puede dimensionar para cargas de servicio (Apéndice J, Sección **A-J.3.8.(b)**) o para cargas mayoradas (Sección **J.3.8.(a)**). Las cargas nominales y los factores  $\phi$  han sido ajustados en función de esto. El número de bulones necesarios será, en general, el mismo para los dos procedimientos, porque han sido calibrados para proporcionar resultados similares. Se pueden dar leves diferencias en función de la relación entre cargas variables y cargas permanentes.

En uniones que contengan agujeros ovalados largos con su eje mayor en la dirección de la carga aplicada, el deslizamiento de la unión previo a que se alcancen las cargas mayoradas, puede ser suficiente para alterar la hipótesis usual de análisis de que la estructura se mantiene indeformable para la obtención de los esfuerzos internos. Para evitar esto, la resistencia de diseño al deslizamiento se reduce con el valor **0,85**, cuando se calcula para cargas de servicio (Apéndice J, Sección **A-J.3.8.(b)**), y se adopta un factor  $\phi$  de **0,60** para el caso de cargas mayoradas (Sección **J.3.8.(a)**).

Aunque es pequeña la posibilidad de que, en condiciones de servicio, una unión de deslizamiento crítico deslice y trabaje por aplastamiento, **estas uniones deben cumplir con las especificaciones de la Sección J.3.10. para evitar la falla de la unión en la condición de carga máxima.**

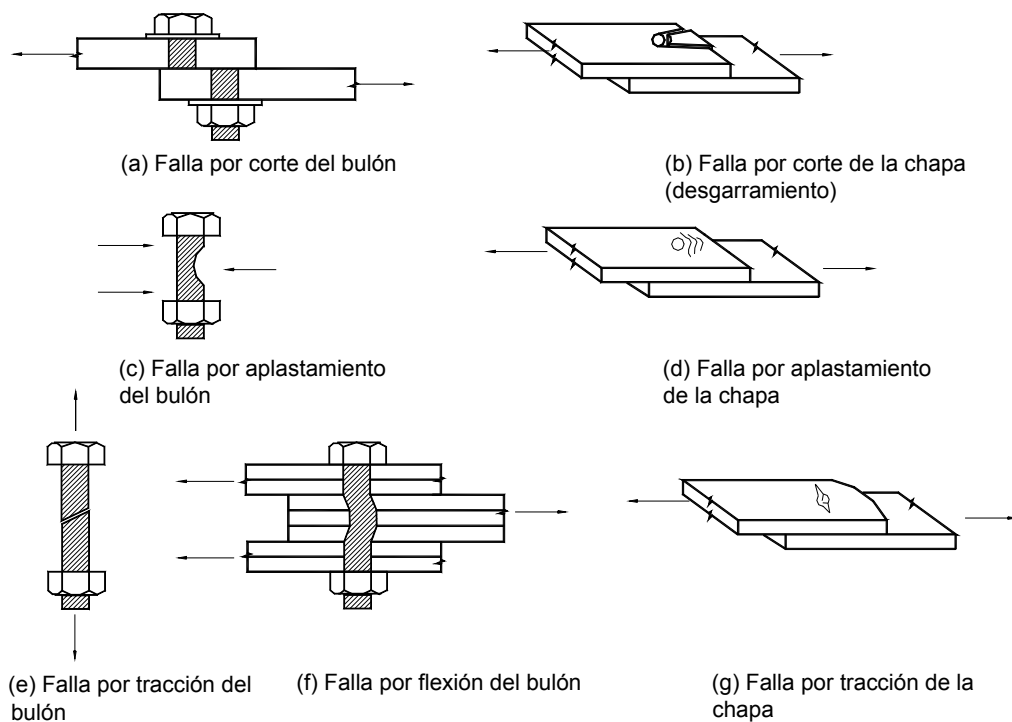
### **C J.3.10. Resistencia al aplastamiento de la chapa en los agujeros**

La tensión al aplastamiento recomendada para pernos es distinta que la que corresponde a bulones. Ello se especifica en la Sección **J.8.**

Los valores de aplastamiento se dan para proteger a la chapa y no para proteger al pasador, porque ello no es necesario. Por este motivo, se aplica un único valor a uniones con bulones, independientemente de su resistencia al corte, y de la presencia o ausencia de la rosca en el área de aplastamiento.

El estado límite de aplastamiento está relacionado con la deformación de la chapa alrededor del agujero como se muestra en la Figura **C-J.3.8(d)**. La falla por desgarramiento mostrada en la Figura **C-J.3.8(b)** está relacionada con la falla por aplastamiento.

La resistencia al aplastamiento puede ser determinada ya sea por la deformación de la chapa en el agujero o por la rotura del bloque de corte en la chapa sobre la que apoya el bulón. Ensayos recientes de Kim y Yura (1996) y Lewis y Zwerneman (1996) han confirmado las especificaciones para el primer caso donde la resistencia nominal es  $R_n = C d t F_u$  y **C** es **2,4, 3,0** ó **2,0** en función del tipo de agujero y de que se permita o no la ovalización del agujero con cargas mayoradas, tal como se indica en la Sección **J.3.10.** Sin embargo la misma investigación ha indicado la necesidad de una especificación más precisa cuando la resistencia a rotura del bloque de corte es la que controla la falla. Por ello son especificadas expresiones apropiadas para la resistencia al aplastamiento en función de la distancia libre  $L_c$  que son las mismas adoptadas por la edición de 1994 de la RCSC, LRFD Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts.

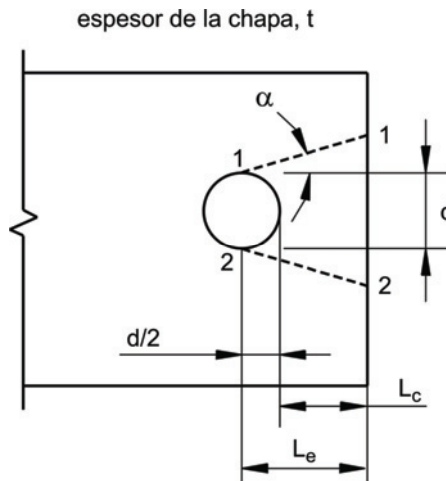


**Figura C-J.3.8. Formas posibles de falla en uniones con bulones.**

Frank y Yura (1981) demostraron que una deformación de la chapa mayor que **6 mm** en general se comienza a desarrollar cuando la fuerza de aplastamiento supera el valor  $\phi(2,4 d t F_u)$ , especialmente si está combinada con altas tensiones de tracción en la sección neta, aún cuando no se produce la rotura. Para agujeros largos ovalados, con el eje mayor perpendicular a la dirección de la fuerza, ocurre lo mismo para una fuerza de aplastamiento mayor que  $\phi(2,0 d t F_u)$ . Un límite superior de  $\phi(3,0 d t F_u)$  anticipa la ovalización del agujero (deformación mayor que **6 mm**) a la carga máxima.

Adicionalmente para generalizar y simplificar los cálculos de resistencia al aplastamiento, las especificaciones también se basan en la distancia libre. Ediciones previas de las Especificaciones AISC-LRFD utilizaban la distancia a los bordes y entre centros de agujeros medidas desde el centro de los agujeros con factores de ajuste que consideraban los diferentes tipos de agujeros, sus orientaciones y también los requerimientos de mínimas distancias a bordes.

La resistencia por aplastamiento  $R_n$ , es la fuerza aplicada contra el lado del agujero para desgarrar la chapa. Cuanto mayor sea la distancia al extremo medida desde el centro del agujero o desde su borde, menor será la posibilidad de tener una falla de este tipo.



**Figura C-J.3.9. Desgarramiento de la chapa.**

Según la Figura **C-J.3.9.**, el desgarramiento real ocurrirá en las líneas 1-1 y 2-2. Como un límite inferior para la resistencia, se puede considerar  $\alpha = 0$ , resultando:

$$R_n = 2 t \left( L_e - \frac{d}{2} \right) \tau_u$$

siendo:

$\tau_u$  la resistencia al corte de la chapa  $\approx 0,70 F_u$ .

$F_u$  la tensión de rotura del material de la chapa.

$d$  el diámetro nominal del bulón.

Así

$$R_n = 2 t \left( L_e - \frac{d}{2} \right) (0,70 F_u) = 1,4 L_c t F_u \text{ con } L_c = (L_e - d/2)$$

$$R_n = 1,4 F_u d t \left( \frac{L_e}{d} - \frac{1}{2} \right)$$

Aproximadamente se puede adoptar:

$$R_n \approx 1,5 L_c t F_u$$

que se aplica al bulón más cercano al borde, y cuando la deformación no es una consideración de proyecto.

La experiencia y los usos y costumbres recomiendan que la distancia entre centros de agujeros sea como mínimo  $2 \frac{2}{3}$  diámetro.

Reemplazando  $L_e = 2,67 d$  en:

$$R_n = 1,4 F_u d t \left( \frac{L_e}{d} - \frac{1}{2} \right)$$

la resistencia nominal es:

$$R_n \approx 3,0 F_u d t$$

que es la expresión básica para prevenir el desgarramiento. Cuando la resistencia representada por esta expresión se alcanza y la rotura no ocurre, la deformación en el agujero puede ser excesiva. Así, esta expresión puede ser usada sólo cuando la deformación alrededor del agujero no se tiene en cuenta.

Es preferible utilizar resistencias menores. Para que la deformación alrededor del agujero sea menor que **6 mm**, este Reglamento especifica una resistencia reducida. Por lo tanto, como ocurre en las situaciones más comunes y se tiene:

- en agujeros normales y agujeros ovalados cortos cuando la deformación es una consideración de Proyecto Estructural:

$$R_n = 1,2 L_c t F_u \leq 2,4 F_u d t$$

- en agujeros ovalados largos con eje mayor perpendicular a la dirección de la fuerza se deben adoptar valores más reducidos.

Así, la resistencia nominal  $R_n$  para un bulón será el menor valor entre las **resistencias por corte y por aplastamiento contra el agujero**. Cuando esta última controle el cálculo, se pueden obtener resistencias superiores incrementando el espesor o incrementando las distancias entre centros de agujeros o las distancias al borde.

Debido a que se han considerado dos estados límites (deformación y resistencia), pueden resultar resistencias de diseño diferentes, una u otra aceptable, cuando se consideran valores intermedios de distancia al borde o separación entre bulones.

### **C J.3.11. Espesor del paquete de chapas**

La disposición de disminuir la resistencia de diseño de los bulones tipo **A307** cuando el espesor del paquete de chapas es grande **no se aplica a bulones de alta resistencia**.

Mediante ensayos (Bendigo y otros, 1963) se ha demostrado que la resistencia última al corte de bulones de alta resistencia, con un espesor total de chapas de **8 a 9 diámetros**, no es menor que el obtenido para bulones similares con espesores menores.

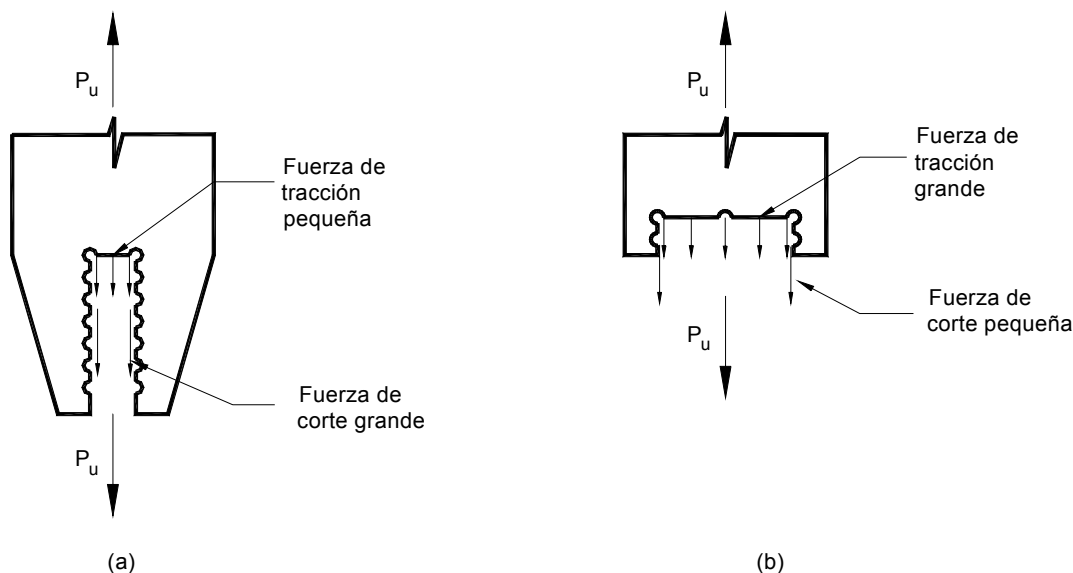
## **C J.4. RESISTENCIA DE DISEÑO A LA ROTURA**

### **C J.4.3. Resistencia a la rotura de bloque de corte**

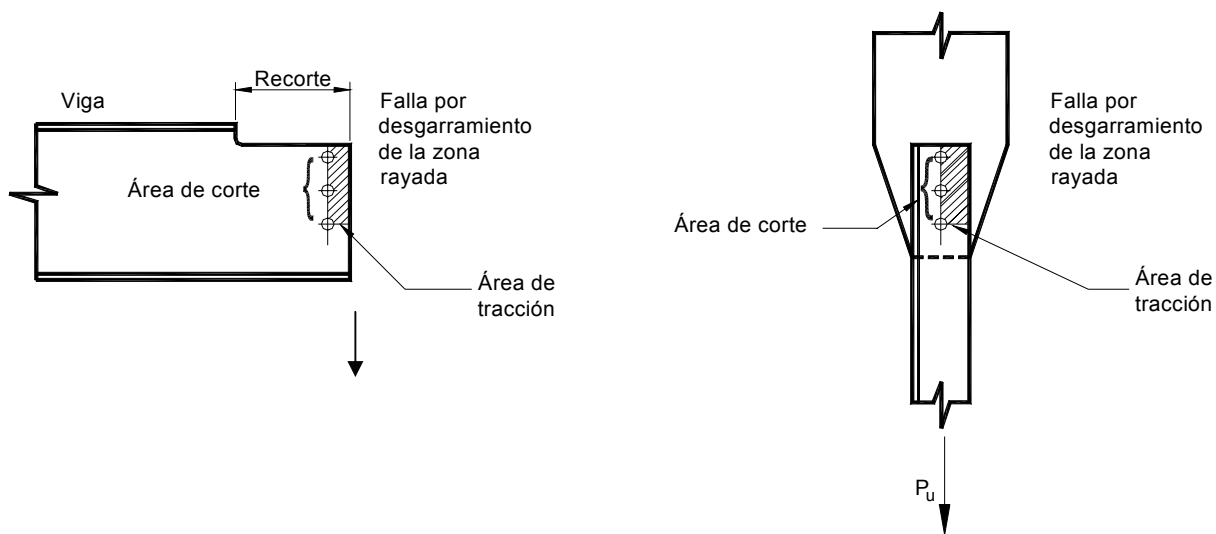
Los ensayos realizados han demostrado (Birkemoe y Gilmor, 1978) que en vigas recortadas puede existir un modo de falla por desgarramiento (rotura) a lo largo del perímetro de los agujeros, según se muestra en la Figura **C-J.4.1**. Éste modo de falla denominado como rotura del bloque de corte, combina la resistencia a tracción en un plano y la resistencia al corte en un plano perpendicular al anterior. El camino de falla está



definido mediante la línea que une los centros de los agujeros. El modo de falla por rotura de bloque de corte se produce también en uniones como las mostradas en la Figura C-J.4.2.



**Figura C-J.4.1. Rotura de bloque de corte en tracción.**



**Figura C-J.4.2. Superficie de falla para el estado límite de rotura de bloque de corte.**

El modo de falla por rotura de bloque de corte debe ser también verificado alrededor del perímetro de las uniones soldadas. El bloque de corte de una unión soldada se determina usando  $\phi = 0,75$  para el área de ambos planos (rotura y fluencia) (Yura, 1988).

La Especificación AISC-LRFD, documento base para desarrollar este Reglamento, ha adoptado un modelo conservador para predecir la resistencia del bloque de corte. Los resultados de ensayos sugieren que es razonable sumar la resistencia a la fluencia en un plano con la resistencia a la rotura del plano perpendicular (Ricles y Yura, 1983 y Hardash

y Bjorhovde, 1985). Por lo tanto, se pueden calcular dos resistencias posibles del bloque de corte, la resistencia a la rotura por tracción con tensión  $F_u$  a lo largo de la sección neta traccionada, más la fluencia por corte con tensión  $0,6 F_y$  en la sección bruta de el o los planos de corte, o la resistencia a la rotura por corte con tensiones  $0,6 F_u$  en las áreas netas solicitadas a corte, combinada con la fluencia con tensión  $F_y$  en el área bruta a tracción. En esto se basan las expresiones (J.4.3a) y (J.4.3b).

Estas expresiones son consistentes con la filosofía del Capítulo D para barras a tracción, donde al área bruta se utiliza para el estado límite de fluencia, y el área neta para el estado límite de rotura. La expresión que controla la resistencia es aquella que produce la máxima fuerza de rotura. Esto puede ser explicado mediante los dos ejemplos extremos dados en la Figura C-J.4.1. En el caso (a), la fuerza total es resistida principalmente por el corte, de éste modo la rotura por corte, no la fluencia por corte, controlará el modo de falla de bloque de corte, por lo cual, se debe usar la expresión (J.4.3b). Para el caso (b), la rotura de bloque de corte no puede ocurrir hasta que se produzca la rotura del área traccionada como lo proporciona la expresión (J.4.3a). Si la expresión (J.4.3b) (rotura al corte en un área pequeña y fluencia por tracción en el área más grande), es verificada para el caso (b), resultará un pequeño valor de  $P_u$ . En realidad, cuando el área de corte disminuye y tiende a ser nula, el uso de la expresión (J.4.3b) para el caso (b) dará una resistencia de bloque de corte basada totalmente en la fluencia del área bruta a tracción. El bloque de corte es un fenómeno de rotura o desgarramiento, no un estado límite de fluencia. Por ello, la expresión apropiada a usar es aquella con el término de rotura más grande.

## C J.5. ELEMENTOS AUXILIARES DE UNA UNIÓN

### C J.5.2. Resistencia de diseño de los elementos auxiliares de una unión sometidos a tracción

Los ensayos han demostrado que si la relación  $A_n/A_g \leq 0,85$ , la fluencia del área bruta ocurrirá antes de que se alcance la capacidad a la tracción de la sección neta, (Kulak y otros, 1987). Puesto que la longitud de los elementos auxiliares de unión es pequeña comparada con la de la barra, la deformación inelástica de su sección bruta es limitada. Por lo tanto, se debe limitar el área neta efectiva  $A_n$  del elemento de unión a  $0,85 A_g$  por lo limitado de la deformación inelástica, y para proveer una reserva de capacidad.

## C J.6. CHAPAS DE RELLENO

La práctica de vincular las chapas de relleno por medio de bulones adicionales, de forma tal que formen parte integral del componente unido al corte, no es necesaria cuando una unión se proyecta usando bulones de alta resistencia de deslizamiento crítico. En este tipo de uniones, la resistencia al deslizamiento entre la chapa de relleno y cada una de las partes unidas es comparable a aquella que existiría entre las partes unidas si la chapa de relleno no estuviera presente.

Se pueden utilizar chapas como elementos de relleno en uniones traslapadas ejecutadas con soldadura, en las que las partes empalmadas sean de espesores diferentes, o cuando exista un resalto en la unión.

## C J.7. EMPALMES

En los empalmes de barras flexadas con cubrejuntas, éstos se deberán disponer de manera que las fuerzas que transmitan tengan una distribución similar a las de las fuerzas internas en las secciones que empalman. Así, cuando transmitan fuerzas originadas por un momento flexor, sus momentos de inercia con respecto al eje de flexión deberán mantener la misma proporción que tienen los momentos de inercia de los elementos que empalman en la sección de la barra empalmada, si la sección empalmada está sujeta a un momento igual o menor al elástico; las fuerzas de corte serán transmitidas por los cubrejuntas de almas; etc.

Se establece un mínimo de resistencia para los empalmes de barras flexadas para cubrir variaciones del diagrama de momentos real con respecto al teórico generadas por la movilidad de la sobrecarga útil.

Los empalmes de barras axilmente comprimidas no deberán afectar la rigidez flexional de las barras a fin de no modificar las condiciones de pandeo de la mismas. No es conveniente en barras axilmente comprimidas realizar empalmes en el tercio central de la deformada de pandeo. Las áreas de los cubrejuntas deberán mantener la proporción de las áreas de los elementos que empalman, con respecto a la sección empalmada.

Cuando existen tracciones bajo alguna combinación de acciones, el empalme deberá transmitir el **100 %** de la fuerza de tracción.

## C J.8. RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO

Las prescripciones de la Sección **J.8.** de la Especificación base AISC-LRFD y de este Reglamento, para el aplastamiento de superficies mecanizadas se basan en los mismos conceptos de la anterior Especificación AISC ASD de tensiones admisibles. En general, el dimensionamiento está gobernado por un estado límite de deformación para cargas de servicio que producen tensiones nominales de 9/10 de la fluencia. La resistencia post-fluencia provee una seguridad adecuada cuando aumenta la deformación. Los ensayos realizados en uniones articuladas (Johnston , 1939) han confirmado éste comportamiento.

La Especificación AISC-LRFD y este Reglamento, utilizan en todo su desarrollo los términos “**superficies mecanizadas**” y “**mecanizado**”, refiriéndose a superficies que han sido tratadas mediante cualquier medio disponible, de forma tal que conformen un verdadero plano nivelado.

## C J.9. BASES DE COLUMNAS Y APLASTAMIENTO SOBRE EL HORMIGÓN

La resistencia especificada a compresión del hormigón se adoptará del Reglamento CIRSOC 201-2005.

## COMENTARIOS AL CAPÍTULO K.

### FUERZAS CONCENTRADAS, ACUMULACIÓN DE AGUA Y FATIGA

#### C K.1. ALAS Y ALMAS CON CARGAS CONCENTRADAS

##### C K.1.1. Bases de proyecto

Este Reglamento separa los requerimientos de resistencia nominal de ala y de alma en distintas categorías, cada una de las cuales corresponde a diferentes estados límites. Así, se considera la flexión local del ala (Sección **K.1.2.**), la fluencia local del alma (Sección **K.1.3.**), el pandeo localizado del alma (Sección **K.1.4.**), el pandeo lateral del alma (Sección **K.1.5.**), el pandeo por compresión del alma (Sección **K.1.6.**) y la fluencia por corte en alma de panel nodal (Sección **K.1.7.**).

Los estados límites indicados son considerados para la acción de dos tipos de fuerzas concentradas actuando sobre las alas de la barra. Ver la Figura **K.1.1.**

Una fuerza concentrada simple puede ser de tracción o compresión. Del primer tipo serían: la transferida a un ala por un tensor mediante una planchuela transversal; o la transferida al ala inferior de una viga por un colgante traccionado. Del segundo tipo serían: la transferida al ala superior de una viga por el apoyo de una viga transversal ya sea en forma directa o por medio de una placa de apoyo; o la transferida al ala inferior de una viga por su reacción de apoyo extremo.

Las fuerzas concentradas dobles, una de tracción y otra de compresión, forman una cupla actuando en el mismo lado de una barra. Un ejemplo de fuerzas concentradas dobles son las transferidas al ala de una columna por la unión de una viga (soldada o abulonada) que transmite momento.

Cuando son superadas las resistencias de diseño de ala o alma para cada estado límite es necesario colocar rigidizadores o chapas de refuerzo del alma según el caso. Los rigidizadores o chapas de refuerzo deberán satisfacer especificaciones generales dadas en las Secciones **K.1.9.** ó **K.1.10.**, y particulares dadas para cada caso particular.

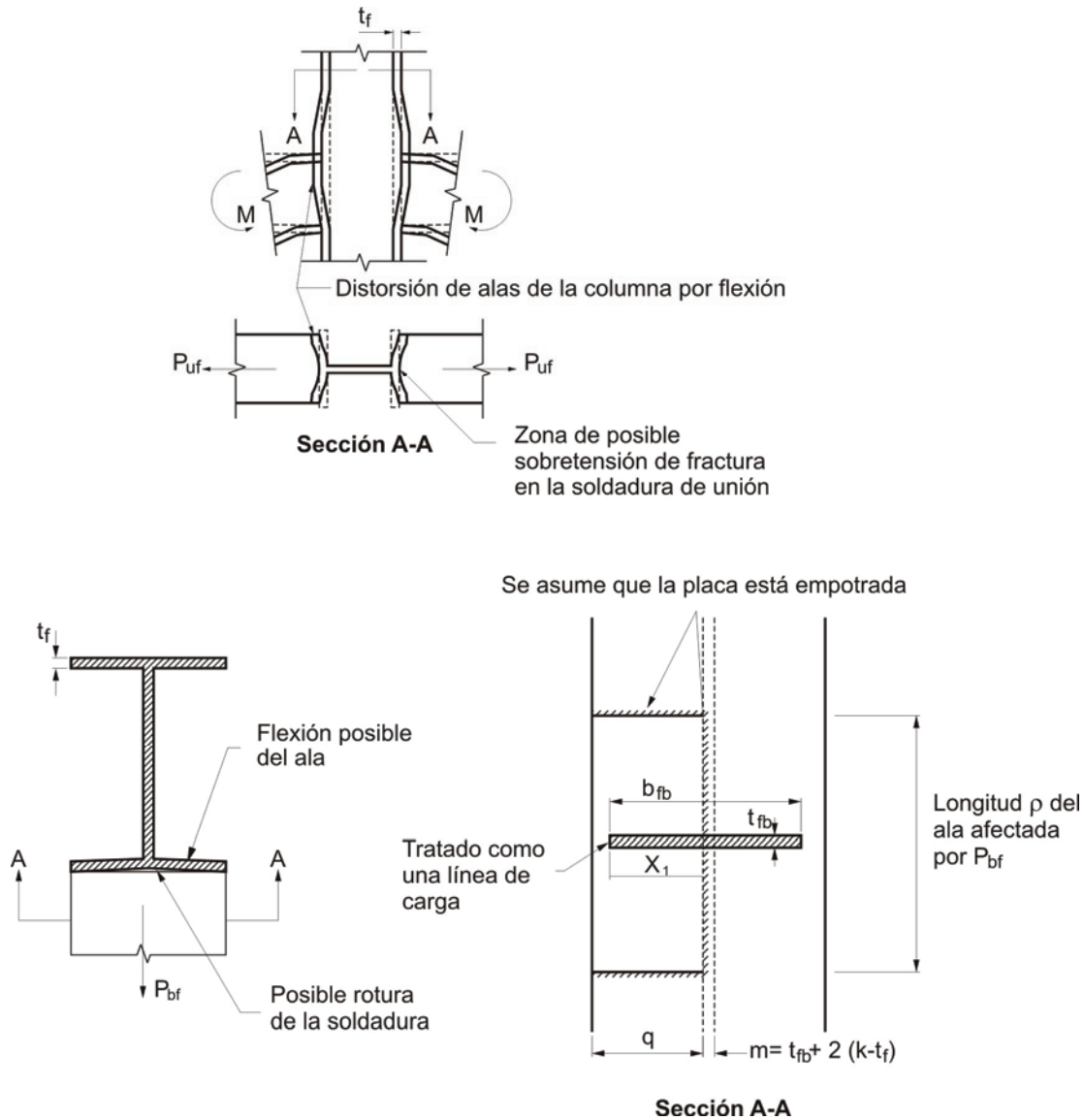
##### C K.1.2. Flexión local del ala

En la posición donde sea aplicada al ala una fuerza de tracción a través de una placa transversal soldada a aquella, el ala deberá ser suficientemente rígida para prevenir su deformación y la correspondiente concentración de tensiones en la soldadura de unión en el punto de proyección del alma. (Figura **C-K.1.1.**).

El modelo del que resulta la expresión (**K.1.1.**) fue desarrollado originalmente para la componente de tracción de una fuerza concentrada doble en uniones de momento viga-columna, pero es también aplicable a fuerzas concentradas simples como por ejemplo la

transmitida al ala inferior de una viga por un colgante traccionado unido al ala por una placa soldada transversal al alma de la viga.

El modelo considera la parte del ala afectada por la introducción de la carga, la que es aplicada según una línea de carga. La longitud efectiva del ala para la flexión local es  $12 t_f$  (Graham y otros, 1959).



**Figura C-K.1.1. Flexión local del ala.**

Se supone así la formación de líneas de influencia en el ala a  $6 t_f$  a cada lado del punto de aplicación de la fuerza concentrada. Asimismo se supone que la placa está empotrada en sus extremos, lo que requiere un adicional de  $4 t_f$  en cada sentido, y por lo tanto una longitud total de  $10 t_f$  a cada lado de la fuerza concentrada para desarrollar el total de la resistencia nominal. Una parte de la fuerza es transmitida directamente al alma y la otra debe pasar por flexión del ala funcionando como dos placas flexadas, una a cada lado del alma. Del desarrollo teórico del modelo y de su ajuste mediante ensayos resulta la expresión (K.1.1). No existiendo investigaciones aplicables se ha adoptado una reducción del **50%** en la

resistencia nominal cuando la fuerza está aplicada a una distancia del extremo de la barra menor que  $10 t_f$ .

Para que se produzca la flexión del ala la carga lineal transversal al alma, debe tener una cierta longitud, pues en caso contrario pasa directamente al alma. Por ello, si la longitud de carga es menor a  $0,15 b$  no hay prácticamente flexión del ala y el estado límite no es aplicable.

### **C K.1.3. Fluencia local del alma**

El estado límite de fluencia local del alma de una barra se establece para limitar la tensión de manera que no se produzca la plastificación en el alma a la cual la fuerza es transmitida. Para la distribución de la fuerza aplicada en el ala no debería importar que la barra fuera una viga o una columna. Sin embargo Galambos (1976) y la Especificación AISC-ASD (1978) establecen diferencias para esos casos. Para vigas se adoptó una pendiente de 2:1 y para columnas de 2,5:1. Pese a ello en este Reglamento, siguiendo la Especificación AISC-LRFD 99, se adopta una única pendiente de 2,5:1 para la distribución de la fuerza a través del ala en ambos casos.

La sección crítica (ver la Figura **K.1.2**) se ubica en secciones laminadas en el inicio del radio de encuentro entre ala y alma, y en secciones soldadas en el comienzo o pie del filete de unión alma-ala.

Este estado límite es aplicable tanto a uniones de apoyo como de momento.

### **C K.1.4. Pandeo localizado del alma**

Este estado límite es designado como web-crippling en la Especificación AISC-LRFD y en la literatura técnica. Cuando se aplica una fuerza de compresión, si el alma es muy esbelta, se puede producir su pandeo local en la zona adyacente al ala cargada. (Ver la Figura **C-K.1.2**).

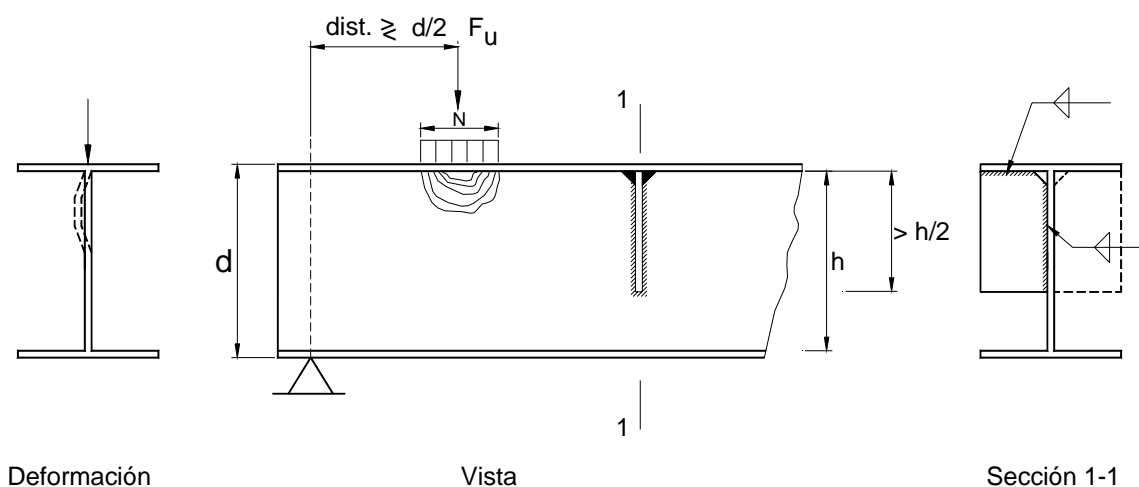
Las expresiones (**K.1.4**) y (**K.1.5**) se basan en investigaciones de Roberts (1981). Para fuerzas aplicadas cerca de los extremos de la barra (a distancia menor a  $d/2$ ) el incremento de la resistencia nominal dado por la expresión (**K.1.5b**) resulta de ensayos adicionales (Elgaaly y Salkar, 1991) que reflejan el efecto beneficioso en esos casos de una mayor longitud de apoyo ( $N/d > 0,2$ ).

Todos los ensayos fueron realizados sobre fuerzas aplicadas directamente sobre las vigas de acero sin el mejoramiento de resistencia que puede aportar la presencia de uniones o vínculos al piso, por lo que las resistencias nominales dadas por las expresiones de este Reglamento son conservadoras para esas situaciones.

Las expresiones fueron desarrolladas para uniones de apoyo, pero son generalmente aplicables para uniones de momento.

En general, en secciones laminadas de aceros de  $F_y \leq 350 \text{ MPa}$  este estado límite no controlará el Proyecto de una unión de momento.

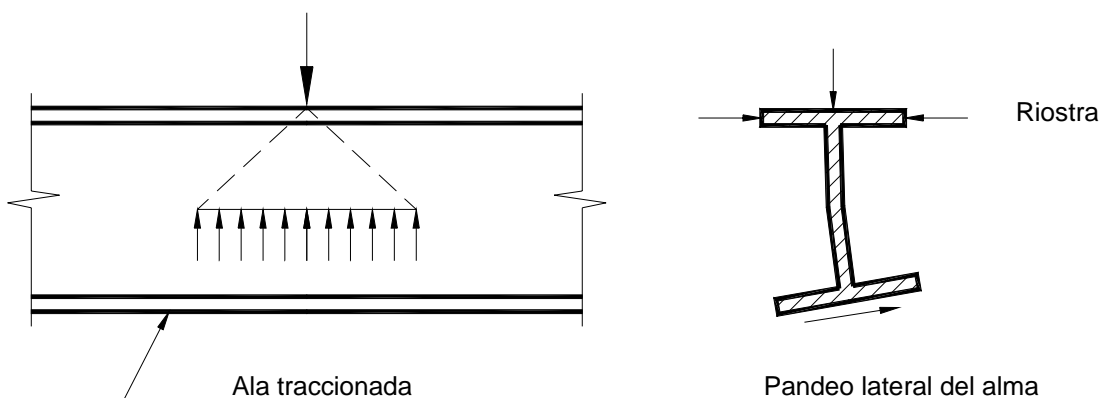
Como el pandeo local del alma se produce en la zona del alma adyacente al ala cargada, un rigidizador (o un par de rigidizadores) o una chapa de refuerzo que se extiendan hasta la mitad del alma resultan suficientes para eliminar este estado límite.



**Figura C-K.1.2. Pandeo localizado del alma.**

**C K.1.5. Pandeo lateral del alma**

El estudio del estado límite de pandeo lateral del alma fue desarrollada luego de observarse la existencia de numerosas fallas no esperadas en ensayos realizados sobre vigas. (Summers y Yura, 1982). En esos ensayos las alas comprimidas estaban arriostradas en el punto de aplicación de la fuerza, el alma resultaba comprimida y el ala traccionada pandeaba. (Ver la Figura **C-K.1.3.**).



**Figura C-K.1.3. Pandeo lateral del alma.**

No habrá pandeo lateral del alma en los casos siguientes:

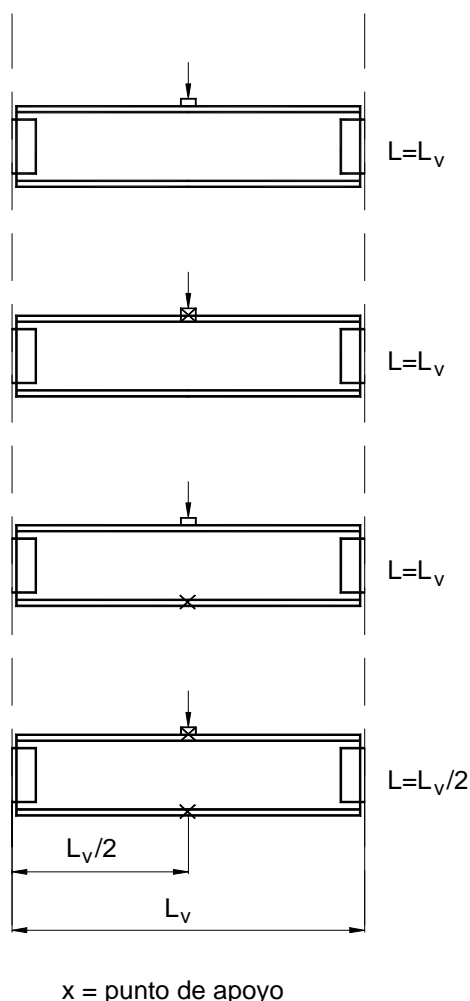
- Cuando las alas están arriostradas y tienen su rotación restringida:

$$\left( \frac{h/t_w}{L/b_f} \right) > 2,3 \tag{C-K.1.1}$$

- Cuando no está restringida la rotación de las alas:

$$\left( \frac{h/t_w}{L/b_f} \right) > 1,7 \quad (\text{C-K.1.2})$$

Donde  $L$  es la longitud lateralmente no arriostrada más larga medida a lo largo de cualquiera de las alas, y según se indica en la Figura **C-K.1.4.**



**Figura C-K.1.4. Longitud de ala lateralmente arriostrada.**

Cuando la resistencia de diseño es superada y el ala comprimida tiene el giro impedido, el pandeo lateral del alma puede prevenirse por un adecuado proyecto de riostras laterales en la sección de aplicación de la fuerza, o con la colocación de rigidizadores en dicha sección. (ver la Figura **K.1.3.**)

Para el dimensionamiento de la riostra lateral de ambas alas es conveniente considerar una fuerza igual al **1 %** de la fuerza concentrada aplicada en la sección. Cuando se opte por colocar un par de rigidizadores, los mismos deberán extenderse desde el ala hasta por lo menos la mitad de la altura del alma. Resulta conveniente dimensionarlos para transmitir la totalidad de la fuerza.



Si el ala cargada puede rotar, los rigidizadores perderán efectividad, por lo que si se supera la resistencia de diseño se deberán proyectar riostras laterales en ambas alas.

En la primera edición de la Especificación AISC-LRFD (1986), las expresiones para el pandeo lateral del alma partían de la hipótesis de que  $h/t_f = 40$ , relación generalmente satisfecha por vigas proyectadas con criterio económico. Sin embargo, en la edición de las AISC-LRFD 1999, se ha desechado esta hipótesis, por lo que las expresiones son aplicables a todas las secciones, teniendo por ello carácter general.

Las expresiones para la resistencia nominal fueron desarrolladas para uniones de apoyo y **no son aplicables a uniones de momento**.

### K.1.6. Pandeo por compresión del alma

Cuando se aplican en una misma sección fuerzas de compresión en ambas alas de una barra, como ocurre en una unión de momento viga-columna, el alma de la barra deberá tener limitada su relación de esbeltez para evitar la posibilidad de pandeo. (ver la Figura K.1.4.). La comprobación de este estado límite se realiza con la expresión (K.1.8), que es una versión modificada de una expresión similar utilizada por las Especificaciones AISC-ASD. La expresión es aplicable a un par de fuerzas resultantes de una unión de momento, o a otro tipo de par de fuerzas de compresión aplicadas en ambas alas de la barra, siempre que cumplan con la condición de que  $N/d$  sea pequeño ( $< 1$ ). Si  $N/d$  no es pequeño, el alma deberá ser dimensionada como una barra comprimida según lo especificado en el Capítulo E.

La expresión (K.1.8) supone que la sección de aplicación del par de fuerzas se encuentra alejada del extremo de la barra. Ante la ausencia de investigaciones específicas aplicables, se especifica una reducción del 50 % en la resistencia nominal cuando la sección de introducción de las fuerzas concentradas está próxima al extremo.

La expresión (K.1.8) también ha sido aplicada tradicionalmente en la práctica norteamericana para uniones de momento extremas de una viga y donde la fuerza de compresión se aplica solamente a un ala de la columna. Su uso resulta conservador.

### K.1.7. Fluencia por corte en alma de panel nodal

Las tensiones de corte en el alma de una columna pueden alcanzar valores altos en la zona correspondiente a una unión rígida de dos o más barras cuyas almas se encuentren en el mismo plano.

Por ejemplo, en el caso del nudo de un pórtico sometido a acciones gravitatorias y de viento de derecha a izquierda, representado en la Figura C-K.1.5., el alma deberá ser reforzada cuando la resultante de las fuerzas de corte por acciones mayoradas  $\Sigma F_u$  (kN), a lo largo del plano A-A, sea mayor que la resistencia de diseño al corte del alma  $\phi R_v$  (kN), donde :

$$\Sigma F_u = \frac{M_{u1}}{d_{m1}} (10^2) + \frac{M_{u2}}{d_{m2}} (10^2) - V_u \quad (\text{C-K.1.3})$$

siendo :

$M_{u1} = M_{u1L} + M_{u1G}$  la suma de los momentos debidos a fuerzas laterales mayoradas ( $M_{u1L}$ ) y los debidos a fuerzas gravitatorias mayoradas ( $M_{u1G}$ ) actuantes en la cara a barlovento de la unión, en kN m.

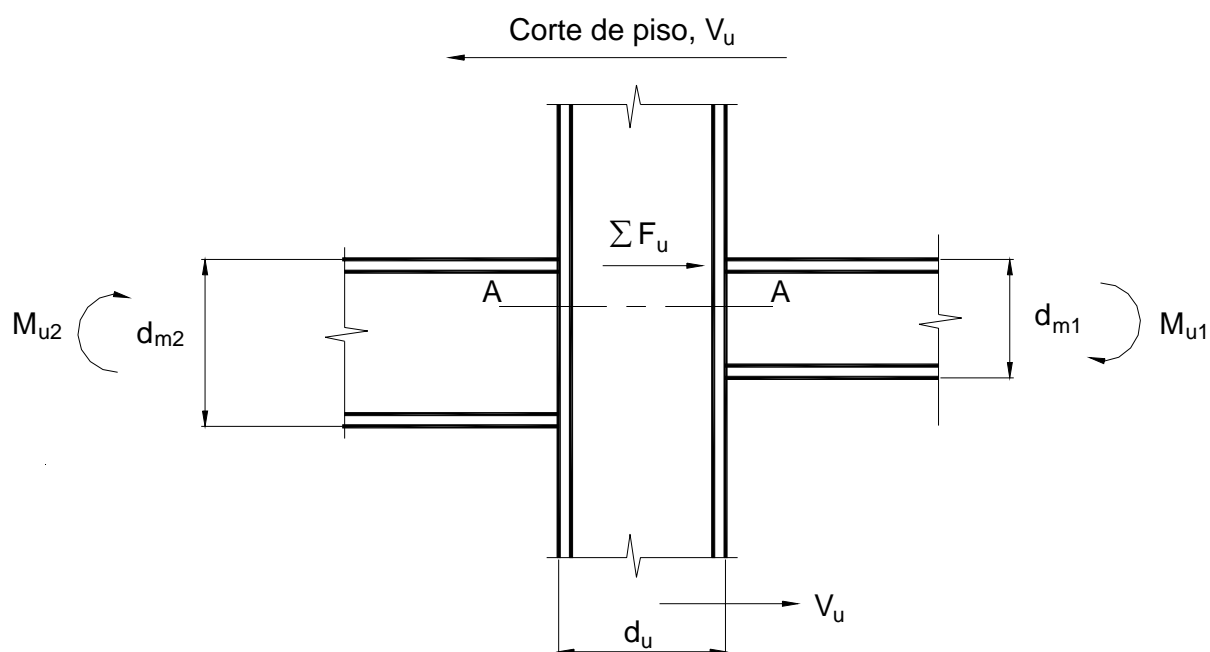
$M_{u2} = M_{u2L} - M_{u2G}$  la diferencia entre los momentos debidos a fuerzas laterales mayoradas ( $M_{u2L}$ ) y los debidos a fuerzas gravitatorias mayoradas ( $M_{u2G}$ ), actuantes en la cara a sotavento de la unión, en kNm.

$d_{m1}, d_{m2}$  la distancia entre las fuerzas transmitidas por las alas en la unión de momento. Conservadoramente se ha usado  $d_m = 0,95 d$  siendo  $d$  la altura de la viga, en cm.

$V_u$  el esfuerzo de corte en la columna, en kN.

Si  $\Sigma F_u \leq \phi R_v$  no es necesario ningún refuerzo pues resultaría en ese caso  $t_{req} < t_w$  siendo  $t_w$  el espesor del alma de la columna, o sea el espesor del panel nodal.

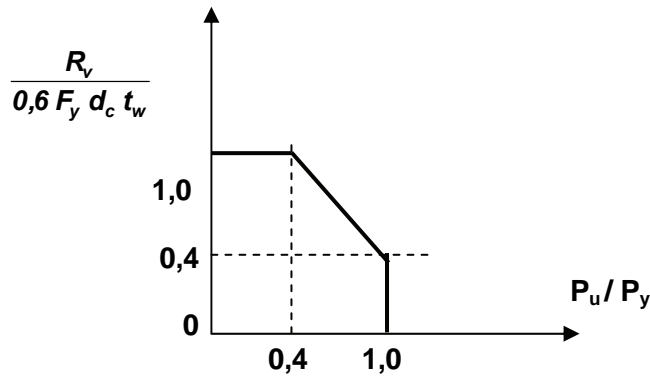
De acuerdo con el análisis elástico de primer orden, las expresiones (K.1.9) y (K.1.10) limitan el comportamiento del panel nodal en el rango elástico.



**Figura C-K.1.5. Fuerzas de corte en panel nodal.**

Los paneles nodales poseen una amplia capacidad de resistencia más allá de la plastificación inicial por corte. Sin embargo las correspondientes deformaciones inelásticas del nudo, necesarias para desarrollar esa capacidad, pueden afectar adversamente la resistencia y estabilidad del pórtico al que el panel pertenece. (Fielding y Huang, 1971, y Fielding y Chen, 1973). La fluencia por corte en el panel nodal afecta la rigidez total del pórtico y por ello, los efectos de segundo orden en la resistencia última requerida pueden ser significativos.

La interacción entre corte y fuerza axial, expresada por la expresión (K.1.10), está representada en la Figura C-K.1.6.. El cumplimiento de las expresiones (K.1.9) ó (K.1.10) garantiza el comportamiento elástico del panel nodal.



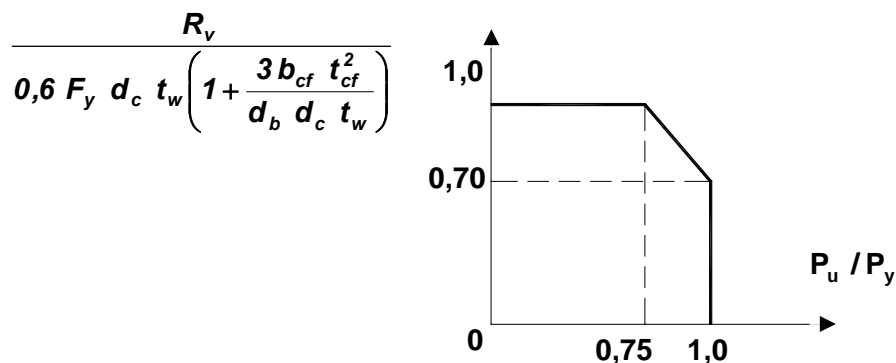
**Figura C-K.1.6. Interacción de corte y fuerza axial (elástica).**

Si se provee a la unión de una adecuada ductilidad y en el análisis del pórtico se consideran las deformaciones inelásticas del panel nodal, se podrá considerar la resistencia inelástica adicional a corte. Esto es reconocido en las expresiones (K.1.11) y (K.1.12) mediante el siguiente factor:

$$\left( 1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b t_w d_c} \right)$$

Esta resistencia inelástica a corte ha sido utilizada con mayor frecuencia para el proyecto de pórticos en zonas de alta sismicidad y deberá ser usada cuando el panel nodal se proyecta para equilibrar las resistencias de las barras que concurren al nudo.

La expresión de la interacción entre corte y fuerza axial en período inelástico incorporada en la expresión (K.1.12) (y representada en la Figura C-K.1.7.) reconoce el hecho observado de que cuando el panel nodal está completamente plastificado por corte, la carga axial de la columna se trasmite a través de las alas.



**Figura C-K.1.7. Interacción de corte y fuerza axial (inelástica).**

## C K.2. ACUMULACIÓN DE AGUA

La acumulación de agua es la retención de agua debida solamente a la deformación en forma de cuenco que se puede producir en una cubierta plana de una estructura. La cantidad de agua retenida depende de la flexibilidad del entramado de dicha cubierta. Si el entramado no tiene la suficiente rigidez, el peso del agua que se acumula puede producir el colapso de la estructura de la cubierta. Este problema se presenta en techos planos por lo que este Reglamento exige la investigación del comportamiento de la estructura de la cubierta frente a la acumulación de agua cuando su pendiente hacia las líneas o puntos de desagüe sea menor que el 3 % .

La acción de la lluvia **R**, que es la acumulación de agua de lluvia en la cubierta cuando los desagües no alcanzan a evacuar el mismo caudal que el aportado por la lluvia, no ha sido tradicionalmente incluida en los Reglamentos CIRSOC. Puede resultar importante en cubiertas relativamente planas con desagües primarios puntuales y que no tengan un desagüe secundario efectivo que impida la acumulación de agua de lluvia con una altura tal que la carga supere la sobrecarga útil de cubierta dada en el Reglamento CIRSOC 101-2005. Hasta tanto el CIRSOC redacte un documento específico se recomienda consultar la Especificación ASCE 7-98, Sección 8.

Este Reglamento, siguiendo a la Especificación base, especifica en su Capítulo **K**, Sección **K.2**, un procedimiento simplificado de verificación y en el Apéndice **K**, Sección **A-K.2**, un método más exacto para determinar la rigidez flexional de una cubierta plana formada por un entramado de vigas principales y secundarias y por chapas de cubierta.

Si se representa la deformada de las barras primarias y de las barras secundarias críticas por una semionda sinusoidal, se puede estimar el peso y la distribución del agua acumulada, y de allí la contribución que la deformación de cada una de esas barras hace a la deformación total por la acumulación de agua en la cubierta. (Marino, 1966). Dichos valores son:

Para la barra primaria:

$$\Delta_w = \frac{\alpha_p \Delta_o [1 + 0,25 \pi \alpha_s + 0,25 \pi \rho (1 + \alpha_s)]}{1 - 0,25 \pi \alpha_p \alpha_s}$$

Para la barra secundaria:

$$\delta_w = \frac{\alpha_s \delta_o \left[ 1 + \frac{\pi^3}{32} \alpha_p + \frac{\pi^2}{8\rho} (1 + \alpha_p) + 0,185 \alpha_p \alpha_s \right]}{1 - 0,25 \pi \alpha_p \alpha_s}$$

En estas expresiones  $\Delta_o$  y  $\delta_o$  son, respectivamente, las deformaciones de las vigas primarias y secundarias debidas a las cargas presentes al momento de iniciación de la acumulación de agua;  $\alpha_p = C_p / (1 - C_p)$ ;  $\alpha_s = C_s / (1 - C_s)$  y  $\rho = \delta_o / \Delta_o = C_s / C_p$ .

Usando las expresiones anteriores dadas para  $\Delta_w$  y  $\delta_w$ , las relaciones  $\Delta_w/\Delta_0$  y  $\delta_w/\delta_0$  pueden ser calculadas para cualquier combinación dada de vigas primarias y secundarias del entramado, utilizando respectivamente, el valor calculado de los parámetros  $C_p$  y  $C_s$  dados por este Reglamento.

Con la hipótesis de un comportamiento ilimitadamente elástico, se observó que las deformaciones por acumulación de agua se volverán infinitamente grandes a menos que:

$$\left( \frac{C_p}{1 - C_p} \right) \left( \frac{C_s}{1 - C_s} \right) < \frac{4}{\pi}$$

Dado que el comportamiento elástico no es ilimitado, la resistencia efectiva de flexión, disponible en cada barra para resistir la tensión causada por la acción de la acumulación de agua, es limitada a la diferencia entre la tensión de fluencia del material de la barra y la tensión  $f_o$  producida por la carga total soportada por ésta, antes que sea incluida la consideración de la acumulación de agua.

Nótese que la deformación elástica es directamente proporcional a la tensión. Por ello el valor admisible de la acumulación de agua en las barras primarias o bien en las barras secundarias críticas (mitad del tramo), en términos de las relaciones aplicables  $\Delta_w/\Delta_0$  y  $\delta_w/\delta_0$ , puede ser representado como  $(F_y - f_o)/f_o$ .

Sustituyendo ésta expresión por  $\Delta_w/\Delta_0$  y  $\delta_w/\delta_0$  y combinando con las expresiones anteriores para  $\Delta_w$  y  $\delta_w$  se puede obtener la relación entre los valores críticos para  $C_p$  y  $C_s$  y la resistencia a flexión elástica disponible para resistir la acumulación de agua. Las curvas presentadas en las Figuras **A-K.2.1.** y **A-K.2.2.** están basadas en esta relación. Ellas constituyen una ayuda de cálculo y pueden ser utilizadas cuando se requiere una determinación más exacta de la rigidez del entramado de piso plano, que la proporcionada por este Reglamento en el Capítulo **K**:

$$C_p + 0,9 C_s \leq 0,25$$

Dada cualquier combinación de entramado primario y secundario, el índice de tensión se calcula como:

$$U_p = \left( \frac{F_y - f_o}{f_o} \right)_p \text{ para la barra primaria.}$$

$$U_s = \left( \frac{F_y - f_o}{f_o} \right)_s \text{ para la barra secundaria.}$$

siendo  $f_o$  en cada caso, la tensión de flexión calculada (MPa) en la barra debida a la carga actuante, despreciando el efecto de la acumulación de agua.

Según la ubicación geográfica, esta carga puede incluir cierta carga de nieve que podría también estar presente, aunque las fallas por acumulación de agua han ocurrido más frecuentemente durante tormentas torrenciales, cuando la velocidad de drenaje y el gradiente hidráulico resultante sobre grandes áreas de la cubierta producen una sustancial acumulación de agua a cierta distancia de los aleros.

Dados el tamaño, la separación y la luz de una combinación tentativamente elegida de vigas primarias y secundarias, por ejemplo, se puede entrar en la Figura **A-K.2.1**. con el nivel del índice de tensión calculado  $U_p$ , determinado para la viga primaria; luego desplazarse horizontalmente hasta el valor computado de  $C_s$  de las vigas secundarias; luego moverse hacia abajo hasta la escala de abscisas. La rigidez combinada del entramado primario y secundario es suficiente para prevenir la acumulación de agua si la constante de flexibilidad obtenida de esta última escala es mayor que el valor de  $C_p$  calculado para la barra principal dada; de lo contrario, será necesario disponer vigas primarias o secundarias o una combinación de ambas, más rígidas.

Si el entramado de la cubierta consiste en una serie de vigas apoyadas en muros, igualmente espaciadas, serán consideradas como barras secundarias, soportadas por una barra primaria infinitamente rígida. Para este caso, se usará la Figura **A-K.2.2**. El valor límite de  $C_s$  estará determinado por la intersección de una línea horizontal que representa el valor de  $U_s$  y la curva correspondiente a  $C_p = 0$ .

La deformación por acumulación de agua de la cubierta metálica, es normalmente una pequeña parte de la deformación total del techo por acumulación de agua; por este motivo, es suficiente limitar su momento de inercia ( $\text{cm}^4$  por m de ancho normal a su luz) a  $0,4 \cdot 10^8$  veces la cuarta potencia de la longitud del vano (en cm), como lo indica la expresión (**K.2.2**) del Capítulo **K**. No obstante, la estabilidad contra la acumulación de agua de una cubierta formada por una cubierta metálica de relación altura-luz relativamente esbelta, apoyada entre vigas que apoyan directamente en columnas, necesitará ser verificada. Esto se puede realizar usando la Figura **A-K.2.1** o **A-K.2.2** con los siguientes valores calculados de:

$U_p$  el índice de tensión para la viga de apoyo.

$U_s$  el índice de tensión para la cubierta metálica.

$C_p$  la constante de flexibilidad para las vigas de apoyo.

$C_s$  la constante de flexibilidad para un metro de ancho de la cubierta metálica ( **$S = 100$  cm**).

Puesto que la rigidez al corte de una viga de alma abierta es menor que la de una viga de alma llena, el momento de inercia de cerchas y vigas reticuladas se deberá adoptar algo menor que el que resulta de considerar sus cordones rígidamente unidos.



## COMENTARIOS AL APÉNDICE K.

### FUERZAS CONCENTRADAS, ACUMULACIÓN DE AGUA Y FATIGA

#### C A-K.3. DIMENSIONAMIENTO PARA CARGAS CÍCLICAS (FATIGA)

La mayoría de los elementos estructurales de las estructuras de edificios no están sometidos a un gran número de ciclos de máxima tensión. Como consecuencia de ello, no es necesario realizar su Proyecto considerando el efecto de fatiga. Por esto, las especificaciones referidas al Proyecto por efectos de fatiga se incluyen en el Apéndice **K**.

Cuando la fatiga es una consideración del Proyecto Estructural, la severidad de sus efectos depende fundamentalmente del número de ciclos de aplicación de las cargas, la magnitud del rango de tensiones (amplitud) y la severidad de la concentración de tensiones, lo que está asociado con el tipo de detalles del proyecto. Estos factores no son tenidos en cuenta en el proyecto normal de las estructuras de edificios, pero cuando el efecto de fatiga sea importante deberán ser considerados los factores citados. En ese caso se deberán aplicar las especificaciones del Apéndice **K**, Sección **A-K.3.**

En general, barras y uniones sometidas a unos pocos miles de ciclos de carga no sufren los efectos de fatiga, excepto tal vez algunos casos de detalles particularmente sensibles a fatiga y en que las tensiones son totalmente alternadas. Esto es porque el rango de tensión estática de diseño admisible está limitado por la **tensión de diseño estática**. Con bajos niveles de tensiones de tracción cíclicas, el punto es alcanzado con un rango de tensión también pequeño y la fisuración por fatiga no se inicia, independientemente del número de ciclos de carga. Este nivel de tensión se define como **umbral de rango de tensión de fatiga**  $F_{TH}$ .

Las tensiones oscilatorias que no incluyan tensiones de tracción, no causan la propagación de fisuras, por lo que esta situación de variación de carga no se considera una situación de fatiga. Por otra parte, en elementos de barras sometidos solamente a tensiones de compresión, se pueden iniciar fisuras de fatiga en zonas que tengan altas tensiones residuales. En esos casos, generalmente las fisuras no se propagan más allá de la región con tensiones residuales, porque la tensión residual es reemplazada por la fisura. Por esta razón los rangos de tensiones que están completamente en compresión no son investigadas por fatiga. Para casos que incluyen tensiones cíclicas alternadas (tensiones reversibles) el rango de tensión se calculará como la suma de los valores absolutos de la máxima tensión de compresión y de la máxima tensión de tracción producidas para las distintas direcciones de actuación de la sobrecarga útil.

Cuando los detalles constructivos incluyen más de una categoría en un mismo lugar de una barra, el rango de tensiones deberá ser limitado al correspondiente a la categoría más severa.



Cuando las muescas o entalladuras producidas por la fabricación se ubiquen en zonas sometidas a un pequeño rango de tensiones, a menudo no será necesaria una sección de la barra mayor que la requerida para cargas estáticas.

Extensos programas de ensayos realizados en probetas a escala natural y fundamentados en análisis teóricos de tensiones (Fisher, Frank, Hirt y McNamee, 1970; Fisher, Albrecht, Yen y Kliingerman, 1974) han confirmado las siguientes conclusiones generales:

- (1) Grandes rangos de tensiones y la presencia de muescas y entalladuras severas son las variables dominantes para los efectos de fatiga en vigas y detalles constructivos soldados.
- (2) Otras variables como las tensiones mínimas y máximas no son importantes a los efectos del Proyecto Estructural.
- (3) Los aceros estructurales con límites de fluencia comprendidos entre **235 MPa** y **690 MPa** no presentan diferencias significativas en la resistencia a fatiga en detalles constructivos soldados fabricados de manera similar.

En razón de que el rango de tensión de diseño puede ser calculado rápidamente por medios computacionales a partir de la expresión de la curva media menos dos veces la desviación estándar de los datos reales de ensayos, el antiguo método que requería múltiples Tablas de ciclos de carga, categorías de tensión, rangos de tensión de diseño y ejemplos ilustrativos, ha sido reemplazado por una sola Tabla (Tabla **A-K.3.1**). En este nuevo formato la descripción de la ubicación, la categoría de tensión, los elementos necesarios para definir la ecuación aplicable, la información ilustrativa y los correspondientes ejemplos ilustrativos se presentan en secciones separadas. Los lugares de posible iniciación de la fisura son presentados en el texto y en los dibujos ilustrativos. Un formato similar y similares criterios son utilizados por el Código AWS y otros Reglamentos y Especificaciones Internacionales.

Un detalle no cubierto por anteriores ediciones de la Especificación AISC-LRFD son los elementos con chapas traccionadas unidas en su extremo por soldaduras transversales a tope o de filete, en las cuales hay más de un punto de inicio de la fisura por fatiga. Uno de esos puntos es más crítico que los otros, dependiendo del tipo de junta soldada y del espesor del material. Independientemente del punto en que se inicia la fisura dentro de la junta, el **rango de tensión de diseño** se aplica al material unido en el pie de la soldadura.

La **resistencia a fatiga de bulones sometidos a tracción** es predecible si no existe pretensión o acción de palanca. En este Reglamento se dan criterios para cada detalle no pretensado, tales como pernos y anclajes roscados. En el caso de bulones pretensados la deformación de las partes unidas cuando se aplica el pretensado introduce una acción de palanca, cuya intensidad no es totalmente predecible (Kulak y otros, 1987). Los efectos de la acción de palanca no se limitan al cambio de la tracción promedio en el bulón e incluyen flexión en el área roscada bajo la tuerca. Por estas incertidumbres no se incluyen en este Reglamento, criterios definitivos para calcular los efectos de la acción de palanca y para el rango de tensión de diseño. Para limitar las incertidumbres relacionadas con los efectos de la acción de palanca sobre la fatiga de bulones pretensados, en detalles en que ella ocurre, el rango de tensión de diseño dado en la Tabla **A-K.3.1** resulta apropiado para cargas de muchos ciclos solo si la acción de palanca producida por las cargas aplicadas es pequeña.

En este Reglamento ***no se permite el uso de pasadores no pretensados para uniones sometidas a fuerzas cíclicas de corte***. Los bulones instalados en uniones que cumplen las especificaciones de las uniones de deslizamiento crítico resultan ilesos cuando se los somete a tensiones cíclicas de corte suficientes para romper las partes unidas. De allí el criterio especificado en la Sección **2** de la Tabla **A-K.3.1.**.



## COMENTARIOS AL CAPÍTULO L.

### PROYECTO PARA CONDICIONES DE SERVICIO

#### C L.1. BASES DE PROYECTO

Las condiciones de servicio son formuladas para prevenir interrupciones en el funcionamiento normal de un edificio y daños a la estructura o elementos a ella vinculados, durante su uso normal. Si bien un mal funcionamiento no puede ocasionar el colapso de la estructura o pérdida de vidas o lesiones, el mismo puede afectar seriamente la utilidad de la estructura y/o conducir a costosas reparaciones. No considerar las condiciones de servicio puede llevar al proyecto y construcción de estructuras inaceptablemente deformables.

Esencialmente hay tres tipos de comportamiento estructural que pueden afectar las condiciones de servicio con sus respectivos estados límites asociados:

- (1) Deformaciones, desplazamientos o rotaciones que pueden afectar el aspecto, funcionamiento o desagüe de la estructura, o pueden causar daño a componentes no estructurales de la construcción y/o a sus accesorios.
- (2) Daño local excesivo (fluencia local, pandeo, deslizamiento o agrietamiento) que pueda requerir un costoso y reiterado mantenimiento o conducir a la corrosión.
- (3) Vibraciones excesivas producidas por el viento o cargas variables que afecten el confort de los ocupantes de la construcción o la operación de equipos mecánicos.

En el Proyecto por los métodos de tensiones admisibles, los posibles daños locales eran prevenidos por los factores de seguridad incluidos en las tensiones admisibles, mientras que la deformación y vibración se controlaban directa o indirectamente, limitando las deformaciones y las relaciones largo-alto de la estructura. La aplicación de esas especificaciones condujo a comportamientos satisfactorios de las estructuras con la posible excepción de pisos de grandes dimensiones sin paneles divisorios u otras formas de amortiguamiento.

En el Proyecto por estados límites, las condiciones de servicio se deberán controlar con la elección de apropiados estados límites de servicio y combinación de acciones para ellos, el análisis de la respuesta de la estructura y la reacción de los ocupantes a dicha respuesta.

Ejemplos de acciones que pueden afectar las condiciones de servicio son: las sobrecargas de uso, viento y sismos de ocurrencia frecuente (esta acción no está definida en el Reglamento INPRES-CIRSOC 103-2005); efectos de actividades humanas como el desplazamiento de personas, bailes, actividades gimnásticas, etc.; variaciones de temperatura; y vibraciones producidas por la operación de equipos mecánicos en el edificio o por el tránsito de vehículos en las cercanías de la construcción.

El control de las condiciones de servicio está relacionado con el adecuado comportamiento de la estructura sometida a las apropiadas condiciones de carga.

La Especificación AISC-LRFD, base de este Reglamento, no define las combinaciones de acciones con las que se deberán verificar los estados límites de servicio, dejando las mismas libradas al acuerdo entre Proyectista o Diseñador Estructural y el Comitente. Si bien este criterio se adapta a las variadas situaciones que se pueden presentar, se considera conveniente establecer una referencia de mínima que garantice una adecuada verificación en los casos comunes.

Este criterio es seguido por los EUROCODES, las Normas de Canadá y Brasil. Las combinaciones de acciones incluidas en el Apéndice **L** ((**A-L.1.1.**), (**A-L.1.2.**), (**A-L.1.3.**)) han sido adoptadas del National Building Code of Canada (1990) y presentadas con el formato de las combinaciones de acciones para los estados límites últimos del Capítulo **A**. Se basan en la utilización de las intensidades nominales de las acciones y en la distinta probabilidad que se alcancen los valores nominales simultáneamente cuando actúan sólo una o más de una de las acciones.

En este Reglamento se establece claramente que para situaciones particulares a convenir con el Comitente o por exigencias de reglamentos específicos o pliegos de especificaciones puede ser necesario considerar combinaciones de acciones más rigurosas.

En servicio, normalmente puede ser aceptado el comportamiento elástico, por lo que las fórmulas elásticas pueden ser usadas para determinar los efectos de las acciones que se deben controlar. Sin embargo, en algunas situaciones y para algunos elementos estructurales puede ser necesario controlar el comportamiento bajo acciones de larga duración, o considerar la presencia de deformaciones plásticas que en general son inaceptables.

Los valores límites de los parámetros que definen las condiciones de servicio son, en general, difíciles de especificar, pues dependen del tipo de estructura, de la función y uso de la construcción y de las reacciones psicológicas subjetivas de los ocupantes. Así por ejemplo, el movimiento de la estructura aceptable para un hospital debería ser mucho menor que para un edificio industrial común. También se debe considerar que los seres humanos perciben niveles de movimiento estructural mucho menores que los que pueden producir daños estructurales. Sin embargo en algunos elementos estructurales de un edificio industrial los límites aceptables para permitir la correcta operación de equipos (por ej. puentes grúas) pueden ser muy restrictivos. Los límites de los parámetros que definen los estados límites de servicio deben pues, ser determinados por consideraciones muy minuciosas del Proyectista o Diseñador Estructural. Aquí tampoco la Especificación AISC-LRFD fija valores límites sino que los deja librados al acuerdo previo entre el Proyectista o Diseñador Estructural y el Comitente. Sin embargo se ha considerado, que este Reglamento debe fijar valores mínimos para algunos parámetros y para los casos más comunes. Por ello se incluye en el Apéndice **L** la Tabla **A-L.4.1.** con valores límites para deformaciones verticales y para desplazamientos laterales para casos comunes.

## **C L.2. CONTRAFLECHAS**

Puede ser necesario dotar a las barras de contraflecha cuando las deformaciones verticales resultantes de la combinación de acciones apropiada, generen problemas a alguna condición de servicio.

Generalmente la contraflecha es la necesaria para anular o hacer levemente negativa la deformación vertical causada por las acciones permanentes en la construcción terminada. Cuando existan acciones permanentes con efectos de larga duración sobre algunos

materiales componentes (fluencia lenta), dichos efectos serán adoptados para la elección de la contraflecha más conveniente.

En la Parte 1 del Manual of Steel Construction-LRFD de la AISC-2ª Edición,(1994) se pueden obtener las máximas contraflechas posibles para perfiles laminados.

### **C L.3. DILATACIÓN Y CONTRACCIÓN**

En forma similar que para las deformaciones, y tal vez en mayor medida, un control satisfactorio de las dilataciones y contracciones resulta difícil de reducir al enunciado de unas pocas y simples recomendaciones. Por ello los límites de la condición de servicio deben ser fijados por el Proyectista o Diseñador Estructural utilizando el criterio y la experiencia ingenieril.

El problema generado por las dilataciones es más serio en edificios con paredes de mampostería que en aquellos con cerramientos prefabricados. La separación total de la estructura con juntas de dilatación ampliamente espaciadas es generalmente más conveniente que la adopción de dispositivos que permitan el deslizamiento de las partes apoyadas o la adopción de apoyos de rodillos o del tipo balancín.

Además de la variación de temperatura, la fluencia lenta, la retracción del hormigón, y la fluencia del acero, son causas que producen cambios dimensionales de los elementos estructurales.

### **C L.4. DEFORMACIONES, VIBRACIÓN Y DESPLAZAMIENTO LATERAL**

#### **C L.4.1. Deformaciones**

Las deformaciones excesivas pueden producir daño permanente en elementos de la estructura o elementos de la construcción unidos a la estructura (sobre todo si ellos son rígidos); separación de revestimientos; interrupción del funcionamiento de equipos o sistemas de servicio del edificio; modificaciones no aceptables del aspecto de partes del edificio; molestias a los ocupantes; etc.

La Especificación AISC-LRFD no fija valores límites para las deformaciones de la estructura o de sus elementos estructurales planteando sólo que los mismos dependen de la función de la estructura. En este Reglamento se adopta el criterio de establecer límites mínimos para situaciones comunes los que se especifican en la Tabla **A-L.4.1.** del Apéndice **L.** Se establece claramente que para situaciones particulares puede ser necesario especificar límites más rigurosos. Por ejemplo, en algunos sistemas de pisos de grandes luces puede ser necesario fijar límites independientemente de la luz de las barras, sobre todo para minimizar la posibilidad de daño a elementos no estructurales apoyados (tabiques), suspendidos (cielorrasos) o unidos (carpintería).

En algunos casos, para determinados niveles de intensidad de acciones, pueden ocurrir deformaciones inelásticas permanentes que deberán ser consideradas evaluando el efecto que dichas deformaciones pueden producir en la función de la estructura.

También deberá ser considerado el efecto que pueden producir las cargas de larga duración sobre la deformación, y si existen cargas cíclicas, se deberá considerar la posibilidad del incremento de las deformaciones residuales que pueden conducir a una falla creciente.

#### **C L.4.2. Vibración de pisos**

La utilización de materiales de alta resistencia y de sistemas estructurales eficientes lleva a mayores luces y a sistemas de pisos más flexibles. En estos casos la fijación de límites de deformación en función de la luz puede no prevenir los problemas de vibración, siendo necesario para algunos sistemas de pisos un análisis específico de sus características dinámicas y estáticas.

La respuesta dinámica de las estructuras o sistemas estructurales puede ser difícil de analizar por las dificultades para definir la masa real, la rigidez y las características del amortiguamiento. Además, diferentes tipos de carga originan distintas respuestas. Así, por ejemplo, un sistema de piso formado por vigas de acero y losa de hormigón puede responder a cargas variables como un sistema no compuesto, pero frente a una excitación transitoria provocada por la actividad humana puede responder como una placa ortótropa compuesta.

Los tabiques divisorios no estructurales, los revestimientos y el amoblamiento empotrado, aumentan significativamente la rigidez y el amortiguamiento de la estructura y frecuentemente eliminan los potenciales problemas de vibración. El amortiguamiento también puede ser función de la amplitud de la excitación.

El objetivo general de minimizar los problemas asociados con el excesivo movimiento de la estructura consiste en limitar las aceleraciones, velocidades y desplazamientos a niveles que no resulten molestos para los ocupantes del edificio. Generalmente, los ocupantes de un edificio encuentran más molestas las vibraciones continuas que las transitorias.

Los niveles de aceleraciones picos que resultan molestos a la gente dependen de la frecuencia de la respuesta. Los umbrales de molestia para vibraciones transitorias son algo más elevados y dependen del amortiguamiento en el sistema de piso. Estos niveles dependen del individuo y de la actividad que realiza en el momento de la excitación.

Para referencias y guía sobre el tema se puede consultar: ASCE 7-98 (Apéndice B y Comentarios) y bibliografía allí citada; ISO 1974; CAN/CSA-S16.1-M89 Apéndice G (Norma de Canadá) y bibliografía allí citada; EUROCODE 3 (92) Sección 4.3.; Ad Hoc Committee on Serviceability Research, 1986; Manual AISC-LRFD, Parte 4, 2ª Edición 1993.

El método más efectivo para reducir los efectos de vibraciones continuas consiste en la adopción de dispositivos de aislamiento. Cuando el período de la excitación en estado estable esté cercano al período fundamental del sistema, se debe tener cuidado de evitar la resonancia.

Las vibraciones transitorias se reducen más efectivamente con un incremento del amortiguamiento en el sistema.

Es conveniente aislar adecuadamente el equipamiento mecánico que puede producir vibraciones no admisibles en alguna parte de la estructura, a fin de reducir la propagación de esas vibraciones a elementos críticos de la misma.

### **C L.4.3. Desplazamiento lateral**

Para los efectos de los desplazamientos laterales valen las mismas consideraciones realizadas para las deformaciones en el primer párrafo de los Comentarios a la Sección **L.4.1.**

La Especificación AISC-LRFD tampoco fija valores límites para el desplazamiento lateral. Por lo ya comentado este Reglamento establece límites mínimos que se dan en la Tabla **A-L.4.1.** del Apéndice **L.** Se establece claramente que para situaciones particulares puede ser necesario establecer límites más rigurosos. Esto ocurre por ejemplo, para algunas estructuras con puentes grúas o montacargas donde la operación de los mismos exija menores desplazamientos horizontales que los admitidos en la Tabla.

Los límites establecidos deberán ser aplicados a la estructura como una unidad.

En algunos casos, para determinados niveles de intensidad de las acciones, pueden ocurrir deformaciones inelásticas permanentes que deberán ser consideradas evaluando el efecto que dichas deformaciones pueden producir en la función de la estructura.

Valen también aquí las consideraciones realizadas en el último párrafo de los Comentarios a la Sección **L.4.1.** (Deformaciones) sobre los efectos de cargas cíclicas.

### **L.4.4. Vibraciones producidas por el viento**

Al respecto se puede consultar el EUROCODE 3-92, Sección 4.3.3. y CAN/CSA-S16.1-M 89 Apéndice H, (norma de Canadá).

## **C L.6. CORROSIÓN**

Los elementos de acero se pueden deteriorar por corrosión en condiciones particulares de servicio en función del ambiente en que ellos se encuentren. La corrosión puede ser externa y por ello visible en una inspección o estar ubicada en zonas indetectables. En este caso la reducción de resistencia no podrá ser advertida.

El Proyectista o Diseñador Estructural deberá prevenir esos problemas a través de un adecuado detallado; con un Proyecto que permita una disminución específica de sección por corrosión, o adoptando sistemas de protección apropiados (capas de protección, uso de aceros aleados, etc.) y/o programas de mantenimiento planificados, de manera que no se presenten problemas originados por la corrosión.





## COMENTARIOS AL CAPÍTULO M.

### FABRICACIÓN, MONTAJE Y CONTROL DE CALIDAD

#### C M.2. FABRICACIÓN

##### C M.2.1. Contraflecha, curvado y enderezado

Se permite el uso de calor para contraflechar, curvar o enderezar barras, pero para los aceros tales como el ASTM A514 (acero aleado templado y revenido) y como el ASTM A852 (acero de baja aleación templado y revenido), se limita la máxima temperatura permitida a **590 °C**. Para los restantes aceros, la máxima temperatura en las zonas calentadas puede llegar a **650 °C**.

Cuando el Proyecto Estructural requiera el contraflechado de barras flexadas, se pueden utilizar diversos métodos para conseguirlo.

En el caso de vigas armadas y vigas reticuladas, la curvatura deseada puede ser lograda durante el armado de las partes componentes.

Las vigas laminadas pueden ser curvadas en frío en taller, dentro de ciertos límites que no introduzcan excesivas tensiones residuales o produzcan plastificaciones locales.

La aplicación local de calor es otro procedimiento común para el enderezado o contraflechado de vigas y vigas armadas. El método depende sobre todo del acortamiento final de las zonas afectadas por el calor. Una cierta cantidad de zonas ubicadas en la cara de la barra que estaría sujeta a compresión con el contraflechado en frío, se calientan lo suficiente como para vencer las restricciones que producen las áreas adyacentes no calentadas. El acortamiento final se produce por el enfriamiento de esas zonas.

Si bien la curvatura o la contraflecha puede ser controlada por esos métodos, siempre se producen algunas inevitables desviaciones resultantes de errores en la ejecución o del manipuleo de las barras.

##### C M.2.2. Corte térmico

El corte térmico deberá ser preferentemente ejecutado por máquinas.

El requerimiento de precalentamiento previo a **65 °C** como mínimo, cuando se hacen cortes térmicos para rebajes de vigas o para agujeros de acceso para soldar en perfiles pesados, tiende a minimizar el endurecimiento de las superficies y la iniciación de fisuras.

##### C M.2.5. Construcciones abulonadas

El uso de bulones de alta resistencia se ajustará a las especificaciones de la Recomendación CIRSOC 305-2006 (en preparación) para los bulones **A325**, **A490**, **ISO 8.8** e **ISO 10.9**.

Según lo especificado en la Sección **J.3.** las uniones con bulones de alta resistencia, donde se pueda permitir el deslizamiento y no estén sometidas a fuerzas de tracción (sólo para tipo **A490** o **ISO 10.9**) o a efectos de cargas vibratorias, se pueden apretar sólo hasta la condición de ajuste sin juego. Este tipo de uniones pueden ser utilizadas en los mismos lugares donde se utilizan bulones del tipo **A307** o sea bulones calibrados comunes.

Las especificaciones para la ejecución de agujeros pueden ser ampliadas para incluir a los bulones del tipo **A307**.

## **C M.3. PINTURA DE TALLER**

### **C M.3.1. Requerimientos generales**

El estado superficial de estructuras de acero descubiertas en demoliciones de edificios viejos, no ha mostrado en general cambios en relación a su condición inicial, excepto en lugares aislados donde pudieron ocurrir fugas de agua o ataques de revestimientos. En presencia de ellos la pintura de taller parece tener una influencia pequeña. (Bigos y otros, 1954).

En este Reglamento no se define el tipo de pintura a usar cuando se requiera un recubrimiento en taller. Los factores para seleccionar el material adecuado para la imprimación dependen de las condiciones de exposición de la estructura y la preferencia individual de acuerdo con la pintura de terminación. Por ello no es suficiente una simple formulación de especificaciones. A falta de especificaciones particulares se puede consultar la especificación del Steel Structures Painting Council (SSPC),(1989).

### **C M.3.5. Superficies adyacentes a las soldaduras de obra**

Se permite la ejecución de soldaduras sobre la superficie de los materiales, incluyendo la adecuada pintura de taller, siempre que no sea adversamente afectada la calidad de la soldadura ni se generen humos inaceptables en el proceso.

## **C M.4. MONTAJE**

### **C M.4.2. Arriostramiento**

Para información sobre el proyecto de sistemas de arriostramiento temporario para edificios de baja altura se puede consultar Fisher y West (1997).

### **C M.4.4. Ajuste de uniones de columnas comprimidas y placas base**

Los ensayos realizados en la Universidad de California-Berkeley, (Popof y Stephen, 1977), sobre empalmes de columnas (barras axialmente cargadas) en sección completa con juntas que intencionalmente se mecanizaron fuera de escuadra, relativa tanto al eje fuerte como al débil, mostraron que la capacidad de carga fue la misma que la de una columna similar sin empalmes. En los ensayos no se rellenaron las juntas de hasta **1,6 mm** de luz y las comprendidas entre **1,6 mm** y **6 mm** se rellenaron con suplementos planos de acero común. Se usaron soldaduras mínimas a tope de penetración parcial en todos los ensayos. No se hicieron ensayos con juntas abiertas de luz superior a **6 mm** considerando que la luz de

**1,6 mm** resulta excesiva para muchas estructuras realizadas en nuestro medio con barras de dimensiones relativamente pequeñas, se ha limitado a **1,2 mm** la luz permitida de las juntas.

#### **C M.4.5. Soldaduras de obra**

El objeto de limpiar con cepillo de acero la zona adyacente a la junta a soldar en obra es reducir la posibilidad de porosidad o grietas en la soldadura y también reducir los peligros ambientales.

Aunque hay ensayos que indican que son buenas las soldaduras realizadas sobre superficies pintadas sin limpieza con cepillo de acero, dichos ensayos son limitados y otros estudios han mostrado que cuando se sueldan superficies pintadas resultan soldaduras con porosidad y fisuras. La limpieza con cepillo de acero reduce el espesor de la capa de pintura y minimiza el rechazo de las soldaduras.

No es necesaria la limpieza con chorro de arena o granalla, u otro procedimiento que sea más enérgico que el cepillado con cepillo de acero.



# COMENTARIOS AL CAPÍTULO N.

## EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

### C N.1. ESPECIFICACIONES GENERALES

Las combinaciones de acciones indicadas en este Capítulo son las que incluyen acciones gravitatorias, puesto que ellas son las acciones más comunes. Si se deben considerar otras acciones, tales como cargas laterales, se deberán usar las correspondientes combinaciones de acciones que las incluyan, dentro de las especificadas dadas en la Sección **A.4**. Este Capítulo **no es aplicable a la evaluación de acciones sísmicas**. Para ello se deberán satisfacer las especificaciones del Reglamento INPRES-CIRSOC 103, Parte IV-2005. Como referencia se pueden consultar las publicaciones FEMA, 1997a y 1997b.

El Profesional Responsable es generalmente designado por el Propietario.

### C N.2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

#### C N.2.1. Determinación de los ensayos necesarios

La cantidad y tipo de ensayos necesarios depende de la naturaleza del Proyecto Estructural, del estado del sistema estructural o elemento estructural evaluado, y de la disponibilidad de datos utilizables del Proyecto. Por ello es que el Profesional Responsable deberá determinar en cada caso los ensayos específicos a realizar y los lugares en que se tomarán las muestras correspondientes.

#### C N.2.2. Propiedades mecánicas

Las probetas necesarias para los ensayos de tracción deberán ser extraídas de zonas con baja tensión, tales como las puntas de las alas en los extremos de vigas simplemente apoyadas y los bordes externos de las chapas. Ello para minimizar los efectos de la reducción de sección. El número de ensayos necesarios dependerá de si el objetivo es simplemente confirmar la resistencia de un material conocido o establecer la resistencia de algún acero de tipo y calidad desconocida. Sobre el número mínimo de ensayos se puede consultar la publicación FEMA, 1997a.

Se deberá tener en cuenta que la tensión de fluencia obtenida de ensayos normalizados, del análisis de colada y de ensayos de laboratorio del fabricante, es un poco mayor que la tensión de fluencia estática por los efectos dinámicos en los ensayos. También puede tener influencia la ubicación de la muestra. Estos efectos ya han sido computados en las expresiones de resistencia nominal de este Reglamento. Sin embargo, cuando la evaluación de resistencia es realizada por ensayos de carga, esos efectos deberán ser computados en el programa de ensayos para que no ocurra la fluencia en forma anticipada. Con la salvedad de que la expresión (**C-N.2.1**) fue determinada para ensayos

estándar ASTM y no verificada para resultados de ensayos con normas IRAM, se puede estimar la tensión de fluencia estática  $F_{ys}$  en base a la tensión resultante de ensayos  $F_y$  con lo siguiente (Galambos, 1978 y 1998):

$$F_{ys} = R ( F_y - 27 ) \quad (\text{C-N.2.1})$$

siendo:

$F_{ys}$  la tensión de fluencia estática, en MPa.

$F_y$  la tensión de fluencia de ensayos, en MPa.

donde:

$R = 0,95$  para ensayos sobre probetas tomadas del alma.

$R = 1,00$  para ensayos sobre probetas tomadas del ala.

El factor  $R$  considera el lugar de donde se ha extraído la muestra.

#### **C N.2.4. Tenacidad del metal base**

El Profesional Responsable deberá indicar el lugar de donde se extraerán las muestras. La muestra será obtenida por punzonado, aserrado o corte a soplete. Si los resultados no satisfacen las especificaciones, el Profesional Responsable deberá determinar las acciones necesarias para remediar el problema, como por ejemplo el posible uso de chapas de empalme abulonadas.

#### **C N.2.5. Metal de soldadura**

Las uniones típicas bien proyectadas y ejecutadas tienen un mayor índice de confiabilidad que las barras, por lo que no sería necesario en general ensayar el metal de soldadura. Sin embargo en muchas estructuras metálicas ejecutadas en nuestro medio, la calidad de ejecución de las soldaduras no es buena. Por ello se deberá realizar una inspección exhaustiva de las soldaduras cuando a partir de una primera inspección visual se observen deficiencias en su ejecución. La profundidad y los métodos de inspección a utilizar deberán ser determinados por el Profesional Responsable. Se analizarán con mayor detenimiento aquellas uniones soldadas que puedan resultar críticas para la estabilidad y resistencia de la estructura, como por ejemplo las uniones viga-columna. Si es necesario obtener muestras del metal de soldadura se tratará en lo posible de hacerlo en empalmes sometidos a compresión y no en aquellos sometidos a tracción. Ello porque la reparación de la zona de extracción de muestras para restituir el área original resulta menos crítica en los empalmes comprimidos.

#### **C N.2.6. Bulones y remaches**

Las uniones típicas bien ejecutadas tienen un mayor índice de confiabilidad que las barras, por lo que extraer y ensayar bulones o remaches no resultaría generalmente necesario. Esa necesidad surgirá de una inspección visual que permita calificar la calidad de ejecución y clasificar por su resistencia los bulones y remaches existentes. Será necesario extraer muestras de bulones cuando no se pueda identificar su tipo de otra manera. Como

resulta difícil obtener muestras de remaches, suponer que ellos son del tipo de menor resistencia simplifica la investigación.

### **C N.3. EVALUACIÓN POR ANÁLISIS ESTRUCTURAL**

#### **C N.3.2. Evaluación de resistencia**

Los factores de resistencia reflejan las variaciones en la resistencia de barras y uniones debidas a las incertidumbres del modelo de cálculo y a las variaciones de las propiedades del material y de sus dimensiones. Si la inspección de la estructura existente indica que las variaciones en las propiedades del material y/o las dimensiones de los elementos son significativamente mayores que aquellas previsibles en una construcción nueva, el Profesional Responsable deberá considerar el uso de valores más conservadores en la evaluación de resistencia.

### **C N.4. EVALUACIÓN POR ENSAYOS DE CARGA**

#### **C N.4.1. Determinación de la capacidad de sobrecarga útil por medio de ensayos**

Generalmente las estructuras que han sido proyectadas de acuerdo con las especificaciones de este Reglamento no necesitan una confirmación de los resultados de los cálculos por medio de ensayos. Sin embargo, en situaciones especiales se puede necesitar realizar dicha confirmación. Se puede prever una cantidad mínima de ensayos para determinar el rango de sobrecarga útil de la estructura. No es necesario realizar ensayos para determinar el rango de sobrecarga útil si el mismo se puede determinar con las especificaciones de este Reglamento, en cambio será necesario realizarlos para evaluar condiciones especiales o configuraciones que no están adecuadamente cubiertas por este Reglamento.

Es fundamental que el Profesional Responsable adopte todas las precauciones necesarias para evitar fallas catastróficas durante la ejecución de los ensayos. Se deberá realizar un cuidadoso análisis de las condiciones de la estructura antes de los ensayos. Ello incluye un preciso relevamiento y caracterización de las dimensiones y resistencia de las barras, uniones y detalles. Se deberán satisfacer todas las especificaciones de seguridad vigentes. Si son necesarios se deberán usar apuntalamientos y andamios en las cercanías de la zona de ensayos para evitar las consecuencias de circunstancias inesperadas. Las deformaciones serán cuidadosamente controladas y se evaluarán continuamente las condiciones estructurales.

El Profesional Responsable deberá usar su juicio para determinar cuándo las deformaciones resultan excesivas y finalizar los ensayos a un nivel de seguridad, aún cuando no se haya alcanzado la carga deseada. Los incrementos de carga serán especificados de manera que permitan un exacto control de las deformaciones y una observación cuidadosa del comportamiento de la estructura. Los incrementos de carga deberán ser suficientemente pequeños para que el inicio de la fluencia pueda ser determinado. Los incrementos de carga serán reducidos a medida que se incremente el comportamiento inelástico y evalúe cuidadosamente el comportamiento de la estructura en este nivel inelástico, a fin de determinar cuándo resulta seguro finalizar el ensayo. La realización de periódicas descargas después de iniciado el comportamiento inelástico



ayudarán al Profesional Responsable a determinar en que momento se debe finalizar el ensayo para evitar deformaciones permanentes excesivas o fallas catastróficas.

***Se deberá tener en cuenta que el margen de seguridad en el máximo nivel de carga usado en el ensayo puede ser muy pequeño dependiendo de factores tales como el Proyecto original, el propósito de los ensayos y la condición de la estructura. Por ello es imprescindible que sean adoptadas adecuadas medidas de seguridad. Es recomendable que la máxima sobrecarga útil usada en los ensayos sea conservadoramente seleccionada. Se debe hacer notar que es limitada la experiencia en ensayos que abarquen más de un módulo.***

El criterio de limitar los incrementos de deformación para períodos de una hora busca asegurar que la estructura sea estable para las cargas evaluadas.

Una discusión detallada de las bases de confiabilidad para la valoración de estructuras existentes ha sido realizada por Ellingwood (1996).

#### **C N.4.2. Evaluación de condiciones de servicio**

En algunos casos los criterios para condiciones de servicio pueden ser evaluados mediante ensayos. Se deberá tener en cuenta que es improbable una recuperación completa (volver a la situación inicial) de la estructura después que se retira la carga máxima. Ello por fenómenos tales como la fluencia local, el deslizamiento interfase en estructuras compuestas, la fluencia lenta en losas de Hormigón Armado, el aplastamiento local y la deformación en uniones de corte, el deslizamiento en uniones abulonadas y los efectos de la continuidad.

Muchas estructuras tienen un aflojamiento cuando son cargadas por primera vez, por lo que es conveniente determinar la curva carga-deformación desde carga cero y excluir esas deformaciones iniciales. Es conveniente repetir la secuencia de aplicación de cargas para demostrar que la estructura tiene un comportamiento elástico bajo cargas de servicio y que la permanente carga y descarga no es perjudicial.

#### **C N.5. INFORME DE LA EVALUACIÓN**

Las evaluaciones extensas y los ensayos de carga de estructuras existentes se realizan a menudo cuando no existe una documentación apropiada o cuando existe un considerable desacuerdo sobre la condición de la estructura. Los resultados de la evaluación son efectivos si ellos están bien documentados, particularmente cuando se realizan ensayos de carga. Además, para evitar que con el paso del tiempo pueden darse interpretaciones variadas de los resultados, es necesario que estén bien documentados todos los parámetros del comportamiento estructural, incluyendo propiedades del material, resistencia y rigidez.

## BIBLIOGRAFÍA

Ackroyd, M. H., and Gerstle, K.H. (1982), "Behavior of Type 2 Steel Frames" Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 108, No ST7, July, pp 1541 – 1556.

Ad Hoc Committee on Serviceability Research (1986), "Structural Serviceability: A Critical Appraisal and Research Needs", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol 112, No. 12, pp 2646 – 2664.

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) (1996), Load and Resistance Factor Design Specification for Highway Bridges, Washington, D.C.

American Concrete Institute (ACI) (1999), Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318 – 99, Detroit, MI.

American Concrete Institute (ACI) (1999a), Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318M – 99, Detroit, MI.

American Institute of Steel Construction, Inc (AISC) (1973), "Commentary on Highly Restrained Welded Connections", Engineering Journal, AISC, Vol.10, No.3, 3<sup>rd</sup> Quarter, pp.61-73.

American Institute of Steel Construction, Inc (AISC) (1978), Specifications for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings, Chicago. IL.

American Institute of Steel Construction, Inc (AISC) (1980), Manual of Steel Construction, Chicago. IL.

American Institute of Steel Construction, Inc (AISC) (1986), Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings, Chicago. IL.

American Institute of Steel Construction, Inc (AISC) (1986a), Load and Resistance Factor Design Manual of Steel Construction, Chicago. IL.

American Institute of Steel Construction, Inc (AISC) (1989), Specification for Structural Steel Buildings – Allowable Stress Design and Plastic Design, Chicago. IL.

American Institute of Steel Construction, Inc (AISC) (1989a), Allowable Stress Design Manual of Steel Construction, Chicago. IL.

American Institute of Steel Construction, Inc (AISC) (1997), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Chicago. IL.

American Institute of Steel Construction, Inc (AISC) (1997a), "k-area Advisory Statement" Modern Steel Construction, February.

American Institute of Steel Construction, Inc (AISC) (1999), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Supplement No. 1, Chicago. IL.

American Petroleum Institute (API) (1993), Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms-Load and Resistance Factor Design, First Edition, July 1, 1993, Washington, D.C.

American Society of Civil Engineers (ASCE) (1979), Structural Design of Tall Steel Buildings, New York, N.Y.

American Society of Civil Engineers (ASCE) (1998), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE 7-98, New York, N.Y.

Ang, K. M., and Morris, G. A. (1984), "Analysis of Three-Dimensional Frames with Flexible Beam-Column Connections", Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 11, No. 2, pp 245 - 254.

ASCE Task Committee on Design Criteria for Composite Structures in Steel and Concrete (1992), "Proposed Specification for Structural Steel Beams with Web Openings", Darwin, D., Chmn., Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol 118, No. ST12, December, pp.3315 – 3324.

ASCE Task Committee on Design Criteria for Composite Structures in Steel and Concrete (1992a), "Commentary on Proposed Specification for Structural Steel Beams with Web Openings", Darwin, D., Chmn., Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol 118, No. ST12, December, pp.3325 – 3349.

ASCE Task Committee on Effective Length (1997), Effective Length and Notional Load Approaches for Assessing Frame Stability: Implications for American Steel Design, ASCE, Reston, VA.

Joint ASCE–AASHTO Committee on Flexural Members (1968), "Design of Hybrid Steel Beams" Report of Subcommittee 1, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 94, No. ST6, June, pp.1397 – 1426.

Aslani, F., and Goel, S. C. (1991), "An Analytical Criteria for Buckling Strength of Built-Up Compression Members", Engineering Journal, AISC, Vol 28, No. 4, 4<sup>th</sup> Quarter, pp. 159 – 168.

ATC (1978), Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, ATC Publication 3 – 06, June.

Austin, W. J. (1961), "Strength and Design of Metal Beam-Columns", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 87, No. ST4, April, pp. 1 – 32.

Basler, K. (1961), "Strength of Plate Girders in Shear", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 104, No. ST9, October, pp. 151 – 180.

Bendigo, R. A., Hansen, R. M., and Rumpf, J. L. (1963), "Long Bolted Joints", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 89, No. ST6, December, pp. 187 – 213.

Bergfelt, A. (1971), Studies and Tests on Slender Plate Girders Without Stiffeners, March.

Bigos, J., Smith, G. W., Ball, E. F., and Foehl, P.J. (1954), "Shop Paint and Painting Practice", Proceedings of AISC National Engineering Conference, Milwaukee, WI.

- Birkemoe, P. C., and Gilmore, M. I. (1978), "Behavior of Bearing-Critical Double-Angle Beam Connections", *Engineering Journal*, AISC, Vol 15, No. 4, 4<sup>th</sup> Quarter, pp. 109 – 115.
- Bjorhovde, R. (1972), *Deterministic and Probabilistic Approaches to the Strength of Steel Columns*, PhD. Dissertation, Lehigh University, Bethlehem, PA, May.
- Bjorhovde, R. (1988), "Columns: From Theory to Practice", *Engineering Journal*, AISC, Vol 25, No. 1, 1st Quarter, pp. 21 – 34.
- Bjorhovde, R., Brozzetti, J., and Colson, A. (Eds.) (1988), *Connections in Steel Structures: Behaviour, Strength and Design*, Elsevier Applied Science, London, England.
- Bjorhovde, R., Colson, A., and Brozzetti, J. (1990), "Classification System for Beam-to-Column Connections", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol 116, No. 11, pp. 3059 – 3076.
- Bjorhovde, R., Colson, A., Haaijer, G., and Stark, J. W. B. (Eds.) (1992), *Connections in Steel Structures II: Behaviour, Strength and Design*, AISC, Chicago, IL.
- Bjorhovde, R., Colson, A., and Zandonini, R. (Eds.) (1996), *Connections in Steel Structures III: Behaviour, Strength and Design*, Pergamon Press, London, England.
- Bleich, F. (1952), *Buckling Strength of Metal Structures*, McGraw-Hill Book Co., New York, NY.
- Brandt, G. D. (1982), "A General Solution for Eccentric Loads on Weld Groups", *Engineering Journal*, AISC, Vol 19, No. 3, 3<sup>rd</sup> Quarter, pp. 150 – 159.
- Branson, D. E. (1964), "Time-Dependent Effects in Composite Concrete Beams", *Journal of the American Concrete Institute*, Vol 61, February.
- Bridge, P. Q., and Roderik, J. W. (1978), "Behavior of Built-Up Composite Columns" *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol 104, No. ST7, July, pp. 1141 – 1165.
- Brockenbrough, R. L. (1983), "Considerations in the Design of Bolted Joints for Weathering Steel", *Engineering Journal*, AISC, Vol 20, No. 1, 1<sup>st</sup> Quarter, pp. 40 – 45.
- Butler, L. J., Pal, S., and Kulak, G. L. (1972), "Eccentrically Loaded Welded Connections", *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol 98, No. ST5, May, pp. 989 – 1005.
- Canadian Standards Association (1989), *Limit States Design of Steel Structures*, Appendices G, H, and I, CSA S16,1 – M89, Rexdale, Ontario, Canada.
- Carter, C. J., Tide, R. H. R., and Yura, J. A. (1997), "A Summary of Changes and Derivation of LRFD Bolt Design Provisions" *Engineering Journal*, AISC, Vol 34, No. 3, 3<sup>rd</sup> Quarter, pp. 75 – 81.
- Carter, C. J. (1999), *Stiffening of Wide-Flange Columns at Moment Connections: Wind and Seismic Applications*, Steel Design Guide Series No. 13, AISC, Chicago, IL.

Chen, S., and Tong, G. (1994), "Design for Stability: Correct Use of Braces", *Steel Structures, J. Singapore Struct. Steel Soc.*, Vol 5, No. 1, Dec., pp. 15 – 23.

Chen, W. F., and Atsuta, T. (1977), *Theory of Beam Columns, Volume II: Space Behavior and Design*, McGraw-Hill, New York, NY.

Chen, W. F., Goto, Y., and Liew, J. Y. R. (1995), *Stability Design of Semi-Rigid Frames*, John Wiley and Sons, New York, NY.

Chen, W. F., and Lui, E. M. (1991), *Stability Design of Steel Frames*, CRC Press, Boca Raton, FL.

Chen, W. F., and Toma, S. (1994), *Advanced Analysis of Steel Frames*, CRC Press, Boca Raton, FL.

Chien, E. Y. L., and Ritchie, J. L. (1984), *Composite Floor Systems*, Canadian Institute of Steel Construction, Willowdale, Ontario, Canada

Chopra, A. K., and Newmark, N. M. (1980), *Design of Earthquake Resistant Structures*, John Wiley and Sons, Inc., New York, NY.

Cooper, P. B., Galambos, T. V., and Ravindra, M. K. (1978), "LRFD Criteria for Plate Girders", *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol 104, No. ST9, September, pp. 1389 – 1407.

Darwin, D. (1990), *Steel and Composite Beams with Web Openings*, AISC Steel Design Guide Series No. 2, AISC, Chicago, IL.

DeWolf, J. T., and Ricker, D. T. (1990), *Column Base Plates*, Steel Design Guide Series No. 1, AISC, Chicago, IL.

Disque, R. O. (1964), "Wind Connections with Simple Framing" *Engineering Journal, AISC*, Vol 1, No. 3, July, pp. 101 – 103.

Disque, R. O. (1973), "Inelastic K-Factor in Design" *Engineering Journal, AISC*, Vol 10, No. 2, 2<sup>nd</sup> Quarter, pp. 33 – 35.

Easterling, W. S., Gibbings, D. R., and Murray, T. M. (1993), "Strength of Shear Studs in Steel Deck on Composite Beams and Joists", *Engineering Journal, AISC*, Vol 30, No. 2, 2<sup>nd</sup> Quarter, pp. 44 – 55.

Easterling, W. S., and Gonzales, L. (1993), "Shear Lag Effects in Steel Tension Members", *Engineering Journal, AISC*, Vol 30, No. 3, 3<sup>rd</sup> Quarter, pp. 77 – 89.

Elgaaly, M. (1983), "Web Design Under Compressive Edge Loads", *Engineering Journal, AISC*, Vol 20, No. 4, 4<sup>th</sup> Quarter, pp. 153 – 171.

Elgaaly, M., and Salkar, R. (1991), "Web Crippling Under Edge Loading", *Proceedings of AISC National Steel Construction Conference*, Washington, D.C.

Ellifritt, D. S., Wine, G., Sputo, T., and Samuel, S. (1992), "Flexural Strength of WT Sections" *Engineering Journal, AISC*, Vol 29, No. 2, 2<sup>nd</sup> Quarter, pp. 67 – 74.

Ellingwood, B. E., MacGregor, J. G., Galambos, T. V., and Cornell, C. A. (1982), "Probability-Based Load Criteria: Load Factors and Load Combinations", *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol 108, No. 5, pp. 978 – 997.

Eurocode 3 (1992), *Design of Steel Structures, Part I: General Rules and Rules for Buildings*, ENV 1993-1-1:1992, Comite European de Normalisation (CEN), Brussels, Belgium.

Federal Emergency Management Agency (FEMA) (1995), *Interim Guidelines: Evaluation, Repair, Modification and Design of Welded Steel Moment Frame Structures*, Bulletin No. 267, FEMA, Washington, D.C.

Federal Emergency Management Agency (FEMA) (1997), *Seismic Performance of Bolted and Riveted Connections "in" Background Reports: Metallurgy, Fracture Mechanics, Welding, Moment Connections and Frame Systems Behavior*, Bulletin No. 288, FEMA, Washington, D.C.

Fielding, D. J., and Huang, J. S. (1971), "Shear in Steel Beam-to-Column Connections", *Welding Journal*, AWS, Vol 50, No. 7, Research Supplement, pp. 313 – 326.

Fielding, D. J., and Chen, W. F. (1973), "Steel Frame Analysis and Connections Shear Deformation", *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol 99, No. ST1, January, pp. 1 – 18.

Fisher, J. M., and West, M. A. (1990), *Serviceability Design Considerations for Low-Rise Buildings*, Steel Design Guide Series No. 3, AISC, Chicago, IL.

Fisher, J. M., and West, M. A. (1997), *Erection Bracing of Low-Rise Structural Steel Buildings*, Steel Design Guide Series No. 10, AISC, Chicago, IL.

Fisher, J. W., Albrecht, P. A., Yen, B. T., Klingerman, D. J., and McNamee, B. M. (1974), *Fatigue Strength of Steel Beams with Welded Stiffeners and Attachements*, National Cooperative Highway Research Program, Report 147, Washington, D.C.

Fisher, J. W., Frank, K. H., Hirt, M. A., and McNamee, B. M. (1970), *Effects of Weldments on the Fatigue Strength of Beams*, National Cooperative Highway Research Program, Report 102, Washington, D.C.

Fisher, J. W., Galambos, T. V., Kulak, G. L., and Ravindra, M. K. (1978), "Load and Resistance Factor Design Criteria for Connectors", *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol 104, No. ST9, September, pp. 1427 – 1441.

Frank, K. H., and Fisher, J. W., (1979), "Fatigue Strength of Fillet Welded Cruciform Joints", *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol 105, No. ST9, September.

Frank, K. H., and Yura, J. A. (1981), *An Experimental Study of Bolted Shear Connections*, FHWA/RD-81/148, Washington, D.C., December.

Freeman, F. R. (1930), *The Strength of Arc-Welded Joints*, Proc. Inst. Civil Engineers, Vol 231, London, England.

Galambos, T. V. (1960), "Influence of Partial Base Fixity on Frame Stability", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 86, No. ST5, May.

Galambos, T. V. (1961), Discussion of "Strength and Design of Metal Beam-Columns" by W. J. Austin, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 87, No. ST8, p. 247.

Galambos, T. V. (1968), Structural Members and Frames, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ.

Galambos, T. V. (1976), Proposed Criteria for Load Resistance Factor Design of Steel Building Structures, Research Report No. 45, Civil Engineering Dept., Washington University, St. Louis, MO, May.

Galambos, T. V. (1978), Bulletin No. 27, American Iron and Steel Institute, Washington, D.C., January.

Galambos, T. V. (1991), "Design of Axially Loaded Compressed Angles", Proceedings 1991 Annual Technical Session, Structural Stability Research Council, Chicago, IL., pp. 353 – 367.

Galambos, T. V. (ed) (1998), Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, Structural Stability Research Council, 5<sup>th</sup> Edition, John Wiley & Sons, New York, NY.

Galambos, T. V., and Chapuis, J. (1980), LRFD Criteria for Composite Columns and Beam-Columns, Revised Draft, Washington University, Dept of Civil Engineering, St. Louis, MO, December.

Galambos, T. V., Ellingwood, B., MacGregor, J. G., and Cornell, C. A. (1982), "Probability-Based Load Criteria: Assessment of Current Design Practice", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 108, No. ST5, May, pp. 959 - 977.

Galambos, T. V., and Ravindra, M. K. (1978), "Properties of Steel for Use in LRFD", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 104, No. ST9, September, pp. 1459 - 1468.

Gaylord, E. H. Jr., Gaylord, C. N., and Stallmeyer, J. E. (1992), Design of Steel Structures, 3<sup>rd</sup> Edition, McGraw-Hill Book Co., New York, NY.

Geschwindner, L. F. (1994), "A Practical Approach to the Leaning Column", Engineering Journal, AISC, Vol 31, No. 4, 4<sup>th</sup> Quarter, pp. 141 – 149.

Gibson, G. T., and Wake, B. T. (1942), "An Investigation of Welded Connections for Angle Tension Members" The Welding Journal, American Welding Society, January, p. 44.

Goble, G. G. (1968), "Shear Strength of Thin Flange Composite Specimens", Engineering Journal, AISC, Vol 5, No. 2, 2<sup>nd</sup> Quarter, pp. 62 – 65.

Goverdhan, A. V. (1983), A Collection of Experimental Moment Rotation Curves: Evaluation of Predicting Equations for Semi-Rigid Connections, M.S. Thesis, Vanderbilt University, Nashville, TN.

Grant, J. A., Fisher, J. W., and Slutter, R. G. (1977), "Composite Beams with Formed Steel Deck", Engineering Journal, AISC, Vol 14, No. 1, 1<sup>st</sup> Quarter, pp. 24 – 43.

Griffis, L. G. (1992), Load and Resistance Factor Design of W-Shapes Encased in Concrete, Steel Design Guide Series, No.6, AISC, Chicago, IL.

Hansell, W. C., Galambos, T. V., Ravindra, M. K., and Viest, I. M. (1978), "Composite Beam Criteria in LRFD", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 104, No. ST9, September, pp. 1409 - 1426.

Hardash, S. G., and Bjorhovde, R. (1985), "New Design Criteria for Gusset Plates in Tension", Engineering Journal, AISC, Vol 22, No. 2, 2nd Quarter, pp. 77 – 94.

Hoglund, T. (1971), Simply Supported Long Thin Plate I-Girders Without Web Stiffeners, Subjected to Distributed Transverse Load, Dept. of Building Statics and Structural Engineering of the Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.

Hsieh, S. H., and Deierlein, G. G. (1991), "Nonlinear Analysis of Three-Dimensional Steel Frames with Semi-Rigid Connections", Computers and Structures, Vol 41, No. 5, pp. 995 – 1009.

International Association of Bridge and Structural Engineering (IABSE) (1968), Final Report of the Eighth Congress, Zurich, Switzerland, September.

International Organization for Standardization (ISO) (1974), Guide for the Evaluation of Human Exposure to Whole-Body Vibration, Document ISO 2631, September.

Iwankiw, N. (1984), "Note on Beam-Column Moment Amplification Factor", Engineering Journal, AISC, Vol 21, No. 1, 1st Quarter, pp. 21 – 23.

Johnson, D. L. (1985), "An Investigation into the Interaction of Flanges and Webs in Wide-Flange Shapes", Proceedings 1985 Annual Technical Session, Cleveland, OH., Structural Stability Research Council, Lehigh University, Bethlehem, Pa.

Johnson, D. L. (1996), Final Report on Tee Stub Tests, Butler Research Report, Grandview, MO, May.

Johnston, B. G. (1939), Pin-Connected Plate Links, 1939 ASCE Transactions.

Johnston, B. G., and Deits, G. R. (1942), "Tests of Miscellaneous Welded Building Connections", Welding Journal, American Welding Society, November, p.5.

Johnston, B. G., and Green, L. F. (1940), "Flexible Welded Angle Connections", The Welding Journal, American Welding Society, October.

Jones, J. (1940), "Static Tests on Riveted Joints", Civil Engineering, ASCE, May.

Kanchanalai, T. (1977), The Design and Behavior of Beam-Columns in Unbraced Steel Frames, AISI Project No. 189, Report No. 2, Civil Engineering/ Structures Research Lab, University of Texas-Austin, TX, October.

Kanchanalai, T., and Lu, L. W. (1979), "Analysis and Design of Framed Columns Under Minor Axis Bending", Engineering Journal, AISC, Vol 16, No. 2, 2nd Quarter, pp. 29 – 41.



- Kemp, A. R., and Trincherro, P. E. (1997), "Horizontal Shear Failures Around Connectors Used with Steel Decking", *Composite Construction in Steel and Concrete III*, ASCE, pp. 104 – 118.
- Kenny, J. R., Bruce, D. A., and Bjorhovde, R. (1994), "Removal of Yield Stress Limitation for Composite Tubular Columns", *Engineering Journal*, AISC, Vol 31, No. 1, pp. 1 – 11.
- Ketter, R. L. (1961), "Further Studies of the Strength of Beam-Columns", *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol 87, No. ST6, August, pp. 135 - 152.
- Kim, H. J., and Yura, J. A. (1996), *The Effect of End Distance on the Bearing Strength of Bolted Connections*, PMFSEL, Report No. 96-1, University of Texas-Austin.
- Kirby, P. A., and Nethercot, D. A. (1979), *Design for Structural Stability*, John Wiley and Sons, Inc., New York, NY.
- Kishi, N., and Chen, W. F. (1986), *Data Base of Steel Beam-to-Column Connections*, Vol 1 & 2, Structural Engineering Report No. CE-STR-86-26, School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, IN.
- Kitipornchai, S., and Trahair, N. S. (1980), "Buckling Properties of Monosymmetric I-Beams", *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol 109, No. ST5, May, pp. 941 - 957.
- Kloppel, K., and Seeger, T. (1964), "Dauerversuche Mit Einschnittigen Hv-Verbindungen Aus ST37", *Der Stahlbau*, Vol 33, No. 8, August 1964, pp.225 – 245 and Vol 33, No. 11, November, pp. 335 – 346.
- Kulak, G. L., Fisher, J. W., and Struik, J. H. A. (1987), *Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints*, 2<sup>nd</sup> Edition, John Wiley and Sons, New York, NY.
- Lee, G. D., Morrell, M. L., and Ketter, R. L. (1972), "Design of Tapered Members", *WRC Bulletin*, No. 173, June.
- LeMessurier, W. J. (1976), "A Practical Method of Second Order Analysis, Part 1 – Pin-Jointed Frames", *Engineering Journal*, AISC, Vol 13, No. 4, 4th Quarter, pp. 89 – 96.
- LeMessurier, W. J. (1977), "A Practical Method of Second Order Analysis, Part 2 – Rigid Frames", *Engineering Journal*, AISC, Vol 14, No. 2, 2nd Quarter, pp. 49 – 67.
- Leon, R. T. (1994), "Composite Semi-Rigid Construction", *Engineering Journal*, AISC, Vol 31, No. 2, pp. 57 – 67.
- Leon, R. T., Hoffman, J., and Staeger, T. (1996), *Design of Partially–Restrained Composite Connections*, Steel Design Guide Series No. 9, AISC, Chicago, IL.
- Lewis, B. E., and Zwerneman, F. J. (1996), *Edge Distance, Spacing, and Bearing in Bolted Connections*, Oklahoma State University, July.
- Lesik, D. F., and Kennedy, D. J. L. (1990), "Ultimate Strength of Fillet Welded Connections Loaded in Plane", *Canadian Journal of Civil Engineering*, National Research Council of Canada, Ottawa, Canada, Vol 17, No. 1.

Lorenz, R. F., Kato, B., and Chen, W. F. (Eds) (1993), *Semi-Rigid Connections in Steel Frames*, Council for Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH), Lehigh University, Bethlehem, PA.

Lyse, I., and Schreiner (1935) "An Investigation of Welded Seat Angle Connections", *Welding Journal*, February, p. 1.

Lyse, I., and Gibson, G. J. (1937), "Effect of Welded Top Angles on Beam-Column Connections", *Welding Journal*, October.

Marino, F. J. (1966), "Ponding of Two-Way Roof Systems", *Engineering Journal*, AISC, Vol 3, No. 3, 3rd Quarter, pp. 93 – 100.

Morrell, M. L., and Lee, G. C. (1974), *Allowable Stress for Web-Tapered Members*, WRC Bulletin 192, Welding Research Council, New York, NY, February.

Munse, W. H., and Chesson, Jr., E. (1963), "Riveted and Bolted Joints: Net Section Design" *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol 89, No. ST1, February, pp. 49 - 106.

Murray, T. M., Allen, D. E., and Ungar, E. E. (1997), *Floor Vibrations Due to Human Activity*, Steel Design Guide Series No. 11, AISC, Chicago, IL.

Murray, T. M., Kline, D. P., and Rojani, K. B. (1992), "Use of Snug-Tightened Bolts in End-Plate Connections", in *Connections in Steel Structures II*, R. Bjorhovde, A. Colson, G. Haaijer, and J. W. B. Stark, (eds), AISC, Chicago, IL.

NEHRP (1997), *NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings*, Federal Emergency Management Agency Report, FEMA 302, Washington, D. C.

Nethercot, D. A. (1985) *Steel Beam to Column Connections – A Review of Test Data and Their Applicability to the Evaluation of the Joint Behaviour of the Performance of Steel Frames*, CIRIA, London, England.

Ollgaard, J. G., Slutter, R. G., and Fisher, J. W. (1971), "Shear Strength of Stud Shear Connections in Lightweight and Normal Weight Concrete", *Engineering Journal*, AISC, Vol 8, No. 2, 2<sup>nd</sup> Quarter, pp. 55 – 64.

Popov, E. P. (1980), "An Update on Eccentric Seismic Bracing", *Engineering Journal*, AISC, Vol 17, No. 3, 3rd Quarter, pp. 70 – 71.

Popov, E. P., and Stephen, R. M. (1977), "Capacity of Columns with Splice Imperfections", *Engineering Journal*, AISC, Vol 14, No. 1, 1st Quarter, pp. 16 – 23.

Preece, F. R. (1968), *AWS-AISC Fillet Weld Study – Longitudinal and Transverse Shear Tests*, Testing Engineers, Inc., Los Angeles, CA, May.

Ravindra, M. K., and Galambos, T. V. (1978), "Load and Resistance Factor Design for Steel", *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol 104, No. ST9, September, pp. 1337 - 1353.

Research Council on Structural Connections (RCSC) (1994), Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts, AISC, Chicago, IL.

Ricles, J. M., and Yura, J. A. (1983), "Strength of Double-Row Bolted Web Connections", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 109, No. ST1, January, pp. 126 - 142.

Roberts, T. M. (1981), "Slender Plate Girders Subjected to Edge Loading", Proceedings, Institution of Civil Engineers, Part 2, 71, September, London, England.

Salvatori, M. (1956), "Lateral Buckling of Eccentrically Loaded I-Columns", 1956 ASCE Transactions, Vol 122-1.

Seaburg, P. A., and Carter, C. J. (1997), Torsional Analysis of Structural Steel Members, Steel Design Guide Series No.9, AISC, Chicago, IL.

Sherman, D. R. (1976), Tentative Criteria for Structural Applications of Steel Tubing and Pipe, American Iron and Steel Institute, Washington, D. C., August

Sherman, D. R., and Tanavde, A. S. (1984), Comparative Study of Flexural Capacity of Pipes, Civil Engineering Department Report, University of Wisconsin-Milwaukee, WI, March.

Slutter, R. G., and Driscoll, G. C. (1965), "Flexural Strength of Steel-Concrete Composite Beams", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 91, No. ST2, April.

Springfield, J. (1975), "Design of Column Subject to Biaxial Bending", Engineering Journal, AISC, Vol 12, No. 3, 3rd Quarter, pp. 73 – 81.

Stang, A. H., and Jaffe, B. S. (1948), Perforated Cover Plates for Steel Columns, Research Paper RP1861, National Bureau of Standards, Washington, D. C.

Steel Structures Painting Council (SSPC) (1989), Steel Structures Painting Manual, Vol 2, Systems and Specifications, SSPC, Pittsburgh, PA.

Structural Stability Research Council Task Group 20 (1979), "A Specification for the Design of Steel-Concrete Composite Columns", Engineering Journal, AISC, Vol 16 No. 4, 4th Quarter, pp. 101 – 115.

Summers, P. A., and Yura, J. A. (1982), The Behavior of Beams Subjected to Concentrated Loads, Phil A. Ferguson Structural Engineering Laboratory Report No. 82-5, University of Texas, Austin, TX., August.

Taylor, A. C., and Ojalvo, M. (1966), "Torsional Restraint of Lateral Buckling", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 92, No. ST2, pp. 115 – 129.

Tebedge, N., and Chen, W. F. (1974), "Design Criteria for H-Columns Under Biaxial Loading", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 100, ST3, pp. 579 – 598.

Tide, R. H. R. (1985), "Reasonable Column Design Equations", Proceedings 1985, Annual Technical Session, Structural Stability Research Council, April, Cleveland, OH, Lehigh University, Bethlehem, PA.

- Timoshenko, S. P., and Gere, J. M. (1961), Theory of Elastic Stability, McGraw-Hill Book Company, New York, NY.
- Viest, I. M., Colaco, J. P., Furlong, R. W., Griffis, L. G., Leon, R. T., and Wyllie, Jr., L. A. (1997), Composite Construction Design for Buildings, ASCE and McGraw-Hill Book Company, New York, NY.
- Viest, I. M., Fountain, R. S., and Singleton, R. C. (1958), Composite Construction in Steel and Concrete for Bridges and Buildings, McGraw-Hill Book Company, New York, NY.
- Wilson, W. M. (1934), The Bearing Value of Rollers, Bulletin No. 263, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana, IL.
- Winter, G. (1958), "Lateral Bracing of Columns and Beams", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 84, No. ST2, March, pp. 1561-1 – 1561-22.
- Winter, G. (1960), "Lateral Bracing of Columns and Beams", Transactions, ASCE, Vol 125, Part I, pp. 809 – 825.
- Winter, G. (1970), Commentary on the 1968 Edition of Light Gage Cold-Formed Steel Design Manual, American Iron and Steel Institute, Washington, D. C.
- Yura, J. A. (1971), "The Effective Length of Columns in Unbraced Frames" Engineering Journal, AISC, Vol 8, No. 2, April, pp. 37 – 42.
- Yura, J. A., Galambos, T. V., and Ravindra, K. (1978), "The Bending Resistance of Steel Beams", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 104, No. ST9, September, pp. 1355 – 1370.
- Yura, J. A. (1988), Elements for Teaching Load & Resistance Factor Design, AISC, Chicago. IL., April.
- Yura, J. A. (1993), "Fundamentals of Beam Bracing", Proc., SSRC Conf. "Is Your Structure Suitably Braced?", Milwaukee, WI, April.
- Yura, J. A. (1995), "Bracing for Stability-State-of-the-Art", Proceedings, Structures Congress XIII, ASCE, Boston, MA, April, pp. 88 – 103.
- Zandonini, R. (1985), "Stability of Compact Built-Up Struts: Experimental Investigation and Numerical Simulation", (in Italian) Costruzioni Metalliche, No.4.
- Zhou, S. P., and Chen, W. F. (1985), "Design Criteria for Box Columns Under Biaxial Loading", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol 111, No. ST12, December, pp. 2643 – 2658.

## BIBLIOGRAFÍA SUPLEMENTARIA

American Society of Civil Engineers (ASCE) (1971), "Plastic Design in Steel", ASCE Manual of Engineering Practice, No. 41, 2<sup>nd</sup> Edition, New York, NY.

American Welding Bureau (1931), Report of Structural Welding Committee.

Basler, K., and Thurlimann, B. (1963), "Strength of Plate Girders in Bending", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 89, No. ST4, August.

Barakat, M., and Chen, W. F. (1991), "Design Analysis of Semi-Rigid Frames: Evaluation and Implementation", Engineering Journal, AISC, Vol 28, No. 2, 2<sup>nd</sup> Quarter, pp. 55 – 64.

Beedle, L. S., and Tall, L. (1960), "Basic Column Strength", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 86, No. ST7, July, pp. 139 - 173.

Bjorhovde, R., Galambos, T. V., and Ravindra, M. K. (1978), "LRFD Criteria for Steel Beam-Columns", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 104, No. ST9, September, pp. 1371 - 1387.

Chen, W. F., and Atsuta, T. (1976), Theory of Beam Columns, Volume I: In-Plane Behavior and Design, McGraw-Hill, New York, NY.

Cheong-Siat Moy, F., Ozer, E., and Lu, L. W. (1977), "Strength of Steel Frames Under Gravity Loads" Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 103, No. ST6, June, pp. 1223 – 1235.

Daniels, J. H., and Lu, L. W. (1972), "Plastic Subassemblage Analysis for Unbraced Frames", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 98, No. ST8, August, pp. 1769 – 1788.

Galambos, T. V. (1980), Reliability of Axially Loaded Columns, Washington University, Department of Civil Engineering, St. Louis, MO, December.

Galambos, T. V., and Ravindra, M. K. (1973), Tentative Load and Resistance Factor Design Criteria for Steel Buildings, Research Report No. 18, Washington University, Dept. of Civil Engineering, St. Louis, MO, September.

Galambos, T. V., and Ravindra, M. K. (1976), Load and Resistance Factor Design Criteria for Steel Beams, Research Report No. 27, Washington University, Dept. of Civil Engineering, St. Louis, MO, February.

Hall, D. H. (1981), "Proposed Steel Column Strength Criteria", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 107, No. ST4, April, pp. 649 – 670.

Keating, P. B., and Fisher, J. W. (1985), Review of Fatigue Tests and Design Criteria on Welded Details, NCHRP Project 12–15(50), October 1985, Washington, D. C.

Kotecki, D. S., and Moll, R. A. (1970), "A Toughness Study of Steel Weld Metal From Self-Shielded, Flux-Cored Electrodes, Part 1", Welding Journal, AWS, Vol 49, April.

- Kotecki, D. S., and Moll, R. A. (1972), "A Toughness Study of Steel Weld Metal From Self-Shielded, Flux-Cored Electrodes, Part 2", *Welding Journal*, AWS, Vol 51, March, p. 138.
- LeMessurier, W. J., McNamara, R. J., and Scrivener, J. C. (1974), "Approximate Analytical Model for Multi-Story Frames", *Engineering Journal*, AISC, Vol 11, No. 4, 4th Quarter, pp. 92 – 98.
- Liapunov, S. (1974), "Ultimate Load Studies of Plane Multi-Story Steel Rigid Frames", *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol 100, No. ST8, Proc. Paper 10750, August.
- Lim, L. C., and Lu, L. W. (1970), *The Strength and Behavior of Laterally Unsupported Columns*, Fritz Engineering Laboratory Report No. 329.5, Lehigh University, Bethlehem, PA, June.
- Lu, L. W. (1967), "Design of Braced Multi-Story Frames by the Plastic Method", *Engineering Journal*, AISC, Vol 4, No. 1, 1st Quarter, pp. 1 – 9.
- Lu, L. W., Ozer, E., Daniels, J. H., Okten, O. S., and Morino, S. (1977), "Strength and Drift Characteristics of Steel Frames", *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol 103, No. ST11, November, pp. 2225 - 2241.
- Rao, N. R. N., Lohrmann, M., and Tall, L. (1966), "Effect of Strain Rate on the Yield Stress of Structural Steels", *Journal of Materials*, Vol 1, No. 1, ASTM, March.
- Ross, D. A., and Chen, W. F. (1976), "Design Criteria for Steel I-Columns Under Axial Load and Biaxial Bending", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol 3, No. 3.
- Springfield, J., and Adams, P. F. (1972), "Aspects of Column Design in Tall Steel Buildings", *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol 9, No. ST5, May, pp. 1069 - 1083.
- Terashima, H., and Hart, P. H. M. (1984), "Effect of Aluminum on Carbon, Manganese, Niobium Steel Submerged Arc Weld Metal Properties", *Welding Journal*, Vol 63, June, p. 173
- Wood, B. R., Beaulieu, D., and Adams, P. F. (1976), "Column Design by P-Delta Method", *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol 102, No. ST2, February, pp. 411 - 427.



**INTI**

INSTITUTO NACIONAL DE  
TECNOLOGÍA INDUSTRIAL



**CIRSOC**

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LOS  
REGLAMENTOS NACIONALES DE  
SEGURIDAD PARA LAS OBRAS CIVILES