

NORMA VENEZOLANA

**COVENIN
1618:1998**

COMENTARIO

**ESTRUCTURAS DE ACERO PARA EDIFICACIONES.
MÉTODO DE LOS ESTADOS LÍMITES
(1^{ra} Revisión)**



MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO
DIRECCIÓN GENERAL SECTORIAL DE EQUIPAMIENTO URBANO



FONDONORMA

PARTE C-1 REQUISITOS GENERALES

CAPÍTULO C-1 VALIDEZ, ALCANCE Y ORGANIZACIÓN

C-1.1 VALIDEZ

Esta Norma está basada fundamentalmente en los siguientes documentos del Instituto Americano de la Construcción de Acero, AISC, con las modificaciones pertinentes:

Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings, Diciembre 1993 (2da. Edición).

AISC LRFD Specification (1993) Supplement No.1, Enero 1998.

AISC LRFD Specification (1999) Draft, Julio 1999.

Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Abril 1997 (3ra. Edición).

Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Supplement No.1 , Febrero 1999.

Specification for Load and Resistance Factor Design of Single-Angle Members, Diciembre 1993 (1ª Edición).

También se han incorporado aspectos de los documentos citados a continuación:

Terminología de las Normas COVENIN – MINDUR de Edificaciones. Norma COVENIN – MINDUR 2004-98.

NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings, 1997.

Interim Guidelines: Evaluation, Repair, Modification and Design of Steel Moment Frames, Publicación FEMA No. 267, Agosto 1995.

Interim Guidelines Advisory No. 1, Supplement to FEMA 267. Publicación FEMA No. 267a , Marzo 1997.

Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95)

Eurocódigo 3 Proyecto de Estructuras de Acero, 1996.

Eurocódigo 4 Proyecto de Estructuras mixtas Hormigón y Acero, 1995.

Eurocódigo 8 Disposiciones para el Proyecto de estructuras Sismorresistentes, 1998.

European Recommendations for Steel Structures in Seismic Zones, 1988.

Limit States Design of Steel Structures, CAN/CSA-S16.1-M94, 1994.

Criteria for the Design of Composite Slabs, CSSBI S3-88, Noviembre 1988.

Se complementarán las disposiciones de esta Norma y las de la Norma COVENIN – MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes* en lo referente a la adecuación, el reforzamiento o la reparación de estructuras de acero o estructuras mixtas acero – concreto con publicaciones especializadas [NEHRP 1997c].

Para la fecha de elaboración de la presente Norma estaba vigente la COVENIN – MINDUR 1753-85 *Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones* basada en el Código ACI 318-83, y el American Concrete Institute anunciaba la versión ACI 318-99, por lo que el usuario de esta Norma podrá hacer uso de la disposición transitoria de la Sección 3.3.1 de la Norma 1756-98.

Durante el lapso de provisionalidad de esta Norma, se podrá usar la versión 1618-82 utilizando las Disposiciones Transitorias. El Método de los Estados Límites utilizado en la presente Norma asegura su congruencia con las otras publicadas por la Comisión, y en su elaboración se rescataron y actualizaron aquellos aspectos de la Norma COVENIN - MINDUR 1618-82 que todavía tienen validez, adaptándolas al formato del Método de los Estados Límites.

Siguiendo el espíritu didáctico de la versión anterior de la Norma 1618, se suministra al final del Comentario la bibliografía y algunas direcciones de interés (tanto física como electrónicas).

C-1.2 ALCANCE

Esta Norma se aplicará a las estructuras de acero y estructuras mixtas acero – concreto , excepto cuando sean necesarias disposiciones suplementarias o requisitos más exigentes como por ejemplo en los casos que se enumeran a continuación:

- (a) Tipos de construcciones inusuales.
- (b) Estructuras de acero que:
 - (i) Tengan grandes alturas o luces (Véase el Apéndice F),
 - (ii) requieran ser movibles o rápidamente desmanteladas,
 - (iii) están expuestas a severas condiciones ambientales o posibles acciones severas tales como las que resultan del impacto de un vehículo o una explosión,
 - (iv) requieran satisfacer exigencias estéticas, de arquitectura, u otros requisitos de naturaleza no estructural,

- (v) emplean materiales no incluidos en el Capítulo 5,
- (vi) tiene otros rasgos o características especiales que pueden afectar el diseño, la fabricación y/o el montaje,
- (vii) tanques o recipientes a presión, postes y pilotes.

Se mantiene el criterio de la primera versión de esta Norma, de excluir de su alcance los perfiles tubulares, los perfiles formados en frío y las vigas de alma abierta (*joist*) que se rigen por normas particulares [Gutiérrez, 1982]. En los respectivos Comentario de estas normas específicas se exponen detalladamente los conceptos fundamentales por los cuales pueden no ser aplicables los conceptos desarrollados para perfiles de sección abierta, laminados o soldados. Una confirmación de lo acertado de esta decisión de la Comisión ha sido la publicación en 1997 de una norma y un manual específico para las secciones tubulares por parte del Steel Tube Institute of North America con el copatrocinio del American Institute of Steel Construction, AISC, y el American Iron and Steel Institute, AISI. Los perfiles Z que se mencionan en esta Norma se refieren a productos laminados en caliente. Para el proyecto de los miembros estructurales de acero formados en frío, constituidos por perfiles de esquinas redondeadas y elementos planos esbeltos, se recomienda utilizar la norma *Specification for the Design of Cold-Formed Steel Members*, 1996, del Instituto Americano del Hierro y el Acero, AISI.

C-1.5 RESPONSABILIDADES

De acuerdo con la *Ley de Ordenación Urbanística* la confiabilidad de la edificación y la aplicación de esta Norma supone el cumplimiento de las siguientes premisas:

1. Las estructuras de acero o las estructuras mixtas acero -concreto son planificadas, diseñadas, fabricadas, montadas, construidas y mantenidas por profesionales calificados y experimentados.
2. Cumplimiento de planes de aseguramiento de la calidad y una adecuada inspección durante todas las etapas de ejecución de los trabajos.
3. Los materiales y productos utilizados son los especificados en los documentos contractuales del proyecto.
4. El uso de la edificación será el indicado en la Memoria Descriptiva del proyecto estructural. Todo cambio de uso o modificación se registrará por la Sección 3 de la Norma COVENIN – MINDUR 2002 *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones*.
5. El sistema de fundaciones tiene el mismo Nivel de Diseño de la superestructura, de acuerdo con lo dispuesto en la Norma COVENIN – MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*.
6. La edificación será adecuadamente mantenida durante su vida útil.

C-1.6 MÉTODOS DE DISEÑO

El Método de los Estados Límites involucra consideraciones explícitas sobre los estados límites, los factores de mayoración de las solicitaciones y los factores de minoración de la resistencia teórica obtenidos probabilísticamente de manera de tener un método de diseño más racional, confiable y en la mayoría de los casos con una economía global. No deben esperarse diseños radicalmente diferentes de los obtenidos con el Método de las Tensiones Admisibles, entre otras razones porque se la calibración del Método de los Estados Límites se ha hecho a partir de diseños representativos con los métodos anteriores. El nuevo ingrediente es el modelo matemático probabilístico utilizado en el desarrollo de los factores, de manera de sopesar con precisión la manera en que pueden ser determinados. Pero por otra parte, el Método de los Estados Límites suministra una metodología más racional para transferir los resultados de los ensayos experimentales a disposiciones normativas. Como resultado práctico, un diseño más racional conduce a una confiabilidad más uniforme.

El Método de los Estados límites permite el uso de métodos de análisis elásticos y plásticos. Bajo una combinación particular de solicitaciones, las fuerzas y los momentos pueden ser determinados mediante un análisis plástico siempre que se cumplan con los siguientes requisitos:

- 1) Los aceros utilizados cumplen con los requisitos del Capítulo 5 y exhiben las características tensión - deformación que se exigen para la redistribución de momentos.
- 2) Las relaciones ancho / espesor cumplen con los requisitos para secciones plásticas dadas en el Capítulo 4.
- 3) Los miembros están arriostrados lateralmente de acuerdo con los requisitos para cada Nivel de Diseño, ND.
- 4) Existen rigidizadores en el alma de los miembros en aquellos puntos de aplicación de cargas donde se espere la formación de rótulas plásticas.
- 5) Los empalmes en las vigas y columnas se han diseñados conforme a los requisitos del Artículo 21.7.
- 6) Los miembros no están sometidos a grandes cargas repetidas de impacto o de fatiga, y se ha tomado en cuenta la influencia de la deformación inelástica sobre la estabilidad y la capacidad de la estructura.

Las Disposiciones Transitorias se aplicarán conjuntamente con la Norma COVENIN - MINDUR 1618 *Estructuras de Acero para Edificaciones. Proyecto. Fabricación y Construcción*, para lo cual las solicitaciones de servicio deberán ser transformadas en solicitaciones mayoradas consistentes con los requisitos sismorresistentes de la presente Norma. Para convertir las tensiones admisibles en resistencias teóricas equivalentes deberán multiplicarse por 1.7 las tensiones admisibles La resistencia de agotamiento resistente se determinará multiplicando las resistencias teóricas por el correspondiente factor de minoración de resistencia. Se adecuará la clasificación de los sistemas estructurales, sus miembros y conexiones a los de la presente Norma.

CAPÍTULO C-2 NOTACIÓN Y UNIDADES

C-2.1 GENERALIDADES

Se ha tratado de mantener la notación de las normas AISC excepto cuando colide con las adoptadas por la Comisión Permanente de Normas para Estructuras de Edificaciones del Ministerio del Desarrollo Urbano en 1976 para todas sus normas. La notación del AISC entre paréntesis al final de cada definición permite establecer la equivalencia precisa. Conforme al Apéndice A de la norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98 *Terminología de las Normas COVENIN - MINDUR de Edificaciones*, en esta versión se ha minimizado el uso de letras griegas y de simplificar la notación, para lo cual se han utilizado los criterios de notación de la norma internacional ISO 3898 *Bases for design structures – Notation - General Symbols* y los *Eurocódigos*. El significado de la notación se complementa con el vocabulario del Apéndice G.

C-2.3 UNIDADES

La Comisión Permanente de Normas para Estructuras de Edificaciones decidió en 1976 seguir utilizando el sistema técnico Metro - Kilogramo fuerza - Segundo y no adoptar aún el Sistema Internacional SI Metro - Kilogramo masa - Segundo, en donde la unidad de fuerza es el Newton (N) y la de presión el Pascal (Pa), igual a un Newton sobre metro cuadrado (N/m^2). Solamente cuando sea necesario se coloca entre paréntesis las unidades del sistema inglés. Véase el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98 para una explicación más detallada sobre los sistemas de unidades.

La conversión al Sistema Internacional se efectuará mediante las siguientes equivalencias:

$$1000 \text{ kgf} = 9807 \text{ N} = 9.807 \text{ kN}$$

$$1 \text{ kgf/cm}^2 = 0.09807 \text{ Mpa}$$

$$1 \text{ ksi} = 6.895 \text{ MPa}$$

$$1 \text{ ksi} = 70.307 \text{ kgf/cm}^2$$

En la precisión de las conversiones numéricas se ha tratado de conservar el mismo número de cifras significativas, máximo tres, del original. Para el Módulo de Elasticidad del acero, E, se ha tomado el valor generalizado en Europa de $2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$, tradicionalmente adoptado por la Comisión de Normas, en lugar de la conversión $2.04 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ ($29 \times 10^6 \text{ lb/plg}^2$), y correspondientemente se ajustaron los factores de las fórmulas adimensionales.

Todas las tensiones que aparecen en esta Norma, incluyendo el valor aplicable de la tensión de cedencia, F_y , se expresan en kilogramos-fuerza sobre centímetros cuadrados (kgf/cm^2). En esta norma *tensión de cedencia* denota bien sea el mínimo punto de cedencia especificado para aquellos aceros que tienen un punto de cedencia o la resistencia mínima de cedencia especificada para los aceros que no lo tienen [COVENIN - MINDUR 2004-98].

En la Fig. C-2.1 se indica el uso de la notación en diferentes secciones de perfiles de acero.

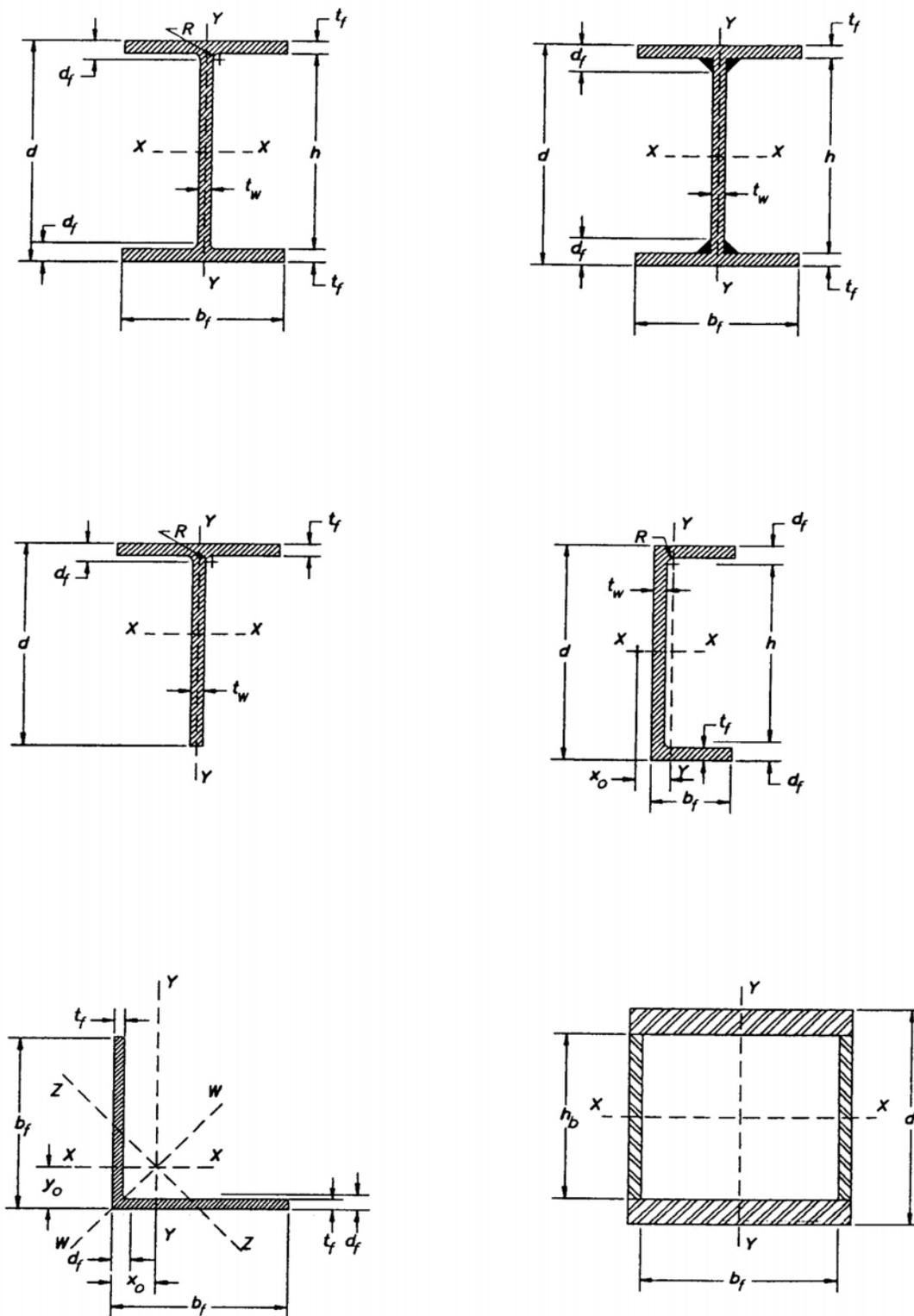


FIGURA C-2.1. Notación para las secciones.

CAPÍTULO C-3 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS SEGÚN SU TIPO, NIVEL DE DISEÑO Y TIPO DE CONEXIONES

C-3.1 ALCANCE

La ductilidad inherente al material acero puede perderse por prácticas inadecuadas de diseño, fabricación o construcción. Las disposiciones sismorresistentes de esta Norma están orientadas a conservar en la estructura la ductilidad propia del material. La necesidad de clasificar las estructuras en las categorías definidas en este Capítulo obedece a que los requisitos para el proyecto, la fabricación, el montaje o la construcción, y la inspección de las edificaciones de acero o construcciones mixtas acero – concreto varían según su ubicación en las diferentes zonas sísmicas en que se ha dividido al país, a la respuesta esperada bajo las acciones sísmicas, y a los métodos de análisis, diseño, detallado y aseguramiento de calidad a emplear en cada caso. Por este motivo, esta Norma deberá usarse conjuntamente con la norma venezolana COVENIN – MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*.

C-3.2 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL TIPO ESTRUCTURAL

La clasificación por Tipos estructurales de esta Norma ha tomado en cuenta los criterios más recientes de la normativa europea y norteamericana [ECCS 1991, 1994; NEHRP 1997, ICBO 1997], y tiene como finalidad facilitar al ingeniero la identificación de las zonas de disipación de energía que requieren un análisis, detallado y fabricación mucho más cuidadosos, como se muestra en la Fig. C-3.1. Conforme a las nuevas tendencias, la clasificación ha incorporado a las estructuras mixtas acero-concreto.

La Tabla C-3.1 muestra la correspondencia entre la clasificación de esta Norma, la contemplada en la Norma COVENIN – MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes* y las normas norteamericanas (NEHRP, AISC, SEAOC, UBC, ASCE, etc) para los sistemas resistentes a sismos.

A continuación se indica el significado de los acrónimos AISC utilizados en las Tablas C-3.1:

Estructuras de acero

| | |
|------|---|
| EBF | Pórticos con arriostramientos excéntricos (Eccentrically Braced Frames). Se consideran con capacidad especial de disipación de energía. |
| IMF | Pórticos resistentes a momento con capacidad intermedia de disipación de energía Intermedia (Intermediate Moment Frames). |
| OCBF | Pórticos con arriostramientos concéntricos, con una capacidad mínima de disipación de energía (Ordinary Concentrically Braced Frames). |

OMF Pórticos resistentes a momento con capacidad mínima de disipación de energía (Ordinary Moment Frames).

SCBF Pórticos con arriostramientos concéntricos con capacidad especial de disipación de Energía (Special Concentrically Braced Frames).

SMF Pórticos resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (Special Moment Frames).

STMF Pórtico resistente a momento con vigas de celosías con capacidad especial de disipación de energía (Special Truss Moment Frames).

Estructuras mixtas acero – concreto:

C- EBF Pórticos mixtos con arriostramientos excéntricos (Composite Eccentrically Braced Frames). Se consideran con capacidad especial de disipación de energía.

C- IMF Pórticos mixtos resistentes a momento con capacidad intermedia de disipación de energía intermedia (Composite Intermediate Moment Frames).

C- OCBF Pórticos mixtos con arriostramientos concéntricos, con una capacidad mínima de disipación de energía (Composite Ordinary Concentrically Braced Frames).

C- OMF Pórticos mixtos resistentes a momento con capacidad mínima de disipación de energía (Composite Ordinary Moment Frames).

C-ORCW Muros estructurales de concreto reforzado con miembros de bordes de acero , con capacidad mínima de disipación de energía (Ordinary Reinforced Concrete Shear Walls Composite With Structural Steel Elements).

C- PRMF Pórticos resistentes a momentos con conexiones mixtas parcialmente restringidas (Composite Partially Restrained Moment Frames)

C- SCBF Pórticos mixtos con arriostramientos concéntricos, con capacidad especial de disipación de energía (Composite Special Concentrically Braced Frames).

C- SMF Pórticos mixtos resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (Composite Special Moment Frames).

C-SPW Muros estructurales reforzados con planchas de acero cuyos miembros de borde son perfiles de acero o de sección mixta acero – concreto (Composite Steel Plate Shear Walls).

C-SRCW Muros estructurales de concreto reforzado con miembros de bordes de acero , con capacidad especial de disipación de energía (Special Reinforced Concrete Shear Walls Composite With Structural Steel Elements).

Véase en el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN – MINDUR 2004-98 la discusión sobre la traducción de “composite” por mixta.

C3.3 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL NIVEL DE DISEÑO

Los terremotos de Northridge en 1994 y Hyogo-Ken Nambu (Kobe) en 1995, modificaron sustancialmente los conceptos que hasta entonces se tenían del comportamiento sismorresistente de las estructuras de acero [Bruneau et al., 1988; Gutierrez, 1997b). En esta Norma se refleja ese impacto en la introducción del concepto de Niveles de Diseño para estructuras de acero o mixtas acero –concreto. El Nivel de Diseño se asigna en función de la energía que se espera disipar a través de las deformaciones inelásticas controladas durante la respuesta no elástica del sistema resistente a sismos. Por este motivo, la clasificación por Niveles de Diseño limita el uso de cada Tipo estructural en las diferentes zonas sísmicas contempladas en la Norma COVENIN – MINDUR 1756-98 a la vez que define los requisitos para el análisis, el diseño, el detallado, la inspección y el aseguramiento de la calidad. Estas limitaciones y requisitos son más exigentes en la medida que es mayor el Nivel de Diseño.

La Norma COVENIN – MINDUR 1756-98 asigna a cada Nivel de Diseño un valor del factor de modificación de respuesta, R , para calcular las ordenadas del espectro de diseño. Se observará en la Tabla C-3-1 que no aparecen los pórticos con arriostramientos concéntricos para el Nivel de Diseño ND2 ni los pórticos con arriostramientos excéntricos para los Niveles de Diseño ND2 y ND1, porque no han sido definidos por el AISC [AISC, 1997]. En la Tabla C-3.2 se indican los requisitos que cumplirán los diferentes sistemas estructurales para poder usar estos factores. Los sistemas duales se corresponden al Tipo II de la Norma COVENIN – MINDUR 1756-98.

C-3.4 CLASIFICACIÓN SEGUN EL TIPO DE CONEXIONES

Congruente con la tendencia a nivel mundial que prestan cada vez mayor atención a las conexiones semirrígidas [AISC, 1996; Chen, W.F. et al, 1994], esta Norma ha adoptado la clasificación de los Tipos de construcción en atención a la rigidez a flexión de sus conexiones en los dos Tipos adoptados por el AISC. El ingeniero incorporará en el proyecto estructural el grado de restricción de las conexiones, tomando en cuenta la reducción de la rigidez en las mismas sobre la estabilidad de la estructura y sus efectos en la magnitud de los efectos de segundo orden.

En la estructuración con conexiones totalmente restringidas, la continuidad de vigas y columnas es fundamental para suministrar la capacidad resistente, excepto cuando esa capacidad se provee mediante arriostramientos o muros, y se admite usualmente en los análisis que las conexiones son lo suficientemente rígidas como para mantener virtualmente inalterados los ángulos originales entre los miembros que se intersectan. La construcción con conexiones totalmente restringida, Tipo TR puede diseñarse por métodos elásticos o plásticos cuando se cumplen las respectivas exigencias normativas.

La estructuración con conexiones parcialmente restringidas tiene como objetivo fundamental lograr un diagrama de momentos más compensados que el producido con conexiones total o parcialmente restringidas. El comportamiento de las conexiones parcialmente restringidas es bastante complejo, porque hay que controlar el balance adecuado entre la resistencia y la deformabilidad resultante, por lo que su diseño se basa en conexiones precalificadas mediante ensayos. Dentro de las conexiones

parcialmente restringidas, las conexiones consideradas totalmente flexibles se diseñan para resistir solamente fuerzas cortantes y los extremos de las vigas están libres de girar bajo las cargas gravitacionales. No obstante, estas conexiones pueden desarrollar momentos flectores de poca magnitud que podrán ser del orden de un 10% del momento correspondiente a un grado de restricción total, pero que no se consideran en el diseño.

TABLA C-3.1 CORRESPONDENCIA ENTRE LOS TIPOS ESTRUCTURALES DEFINIDOS EN ESTA NORMA, LOS DE LA TABLA 6.4 DE LA NORMA COVENIN MINDUR 1756-98 Y LOS DE LAS NORMAS NORTEAMERICANAS (AISC, UBC, etc.)

a) ESTRUCTURAS DE ACERO

| NIVEL DE DISEÑO | TIPOS ESTRUCTURALES | | | | |
|-----------------|--|--|--|--|--|
| | I | II | III | IIIa | IV |
| ND3 | <p>Pórticos resistentes a momento (SMF). R = 6</p> <p>Pórticos resistentes a momento con vigas de celosía (STMF) R = 5</p> | <p>Pórticos resistentes a momento (SMF) + Pórticos con arriost. excéntricos (EBF) R = 5</p> <p>Pórticos resistentes a momentos (SMF) + Pórticos con arriost. concéntricos (SCBF) R = 5</p> | <p>Pórticos con arriost. concéntricos (SCBF) R = 4</p> | <p>Pórticos con arriost. Excéntricos (EBF) R = 6 o 5 , según la conexión viga colectora columna.</p> | <p>Pórticos resistentes a momento (SMF) R = 2</p> |
| ND2 | <p>Pórticos resistentes a momento (IMF) R = 4.5</p> | <p>Pórticos resistentes a momento (IMF)+ Pórticos con arriost. concéntricos (SCBF) R = 4</p> | No aplica | No aplica | <p>Pórticos resistentes a momento (IMF) R = 1.5</p> |
| ND1 | <p>Pórticos resistentes a momento (OMF) R = 2.5</p> | <p>Pórticos (OMF) + Pórticos con arriost. Concéntricos (OCBF) R = 2.25</p> | <p>Pórticos con arriost. concéntricos (OCBF) R = 2</p> | No aplica | <p>Pórticos resistentes a momento (OMF) R = 1.25</p> |

TABLA C-3.1 CORRESPONDENCIA ENTRE LOS TIPOS ESTRUCTURALES DEFINIDOS EN ESTA NORMA, LOS DE LA TABLA 6.4 DE LA NORMA COVENIN - MINDUR 1756 Y LOS DE LAS NORMAS NORTEAMERICANAS (AISC, UBC, etc.)

b) ESTRUCTURAS MIXTAS ACERO – CONCRETO

| NIVEL DE DISEÑO | TIPOS ESTRUCTURALES | | | | |
|-----------------|--|--|---|--|---|
| | I | II | III | IIIa | IV |
| ND3 | Pórticos resistentes a momento con columnas de concreto o mixtas, y vigas de acero o mixtas (C-SMF) R = 6 | Pórticos resistentes a momento (C-SMF) + C-EBF o C- SCBF o C-SRCW o C-SPW R = 5 | Pórticos resistentes a momento con columnas de concreto o mixtas, vigas y arriost. concéntricas de acero o mixtas (C-SCBF) R = 4 Muros estructurales de concreto reforzado con miembros de borde de sección mixta (C-SRCW) R = 4 | Pórticos resistentes a momentos con columnas de concreto o mixtas, vigas de acero o parcialmente mixtas, y arriost. excéntricos de acero (C-EBF) R = 6 Muros estructurales reforzados con planchas de acero y miembros de borde de sección mixta (C –SPW) R = 5 | Pórticos resistentes a momento con columnas de concreto o mixtas, y vigas de acero o mixtas (C-SMF). R = 2.0 |

TABLA C-3.1 CORRESPONDENCIA ENTRE LOS TIPOS ESTRUCTURALES DEFINIDOS EN ESTA NORMA, LOS DE LA TABLA 6.4 DE LA NORMA COVENIN - MINDUR 1756 Y LOS DE LAS NORMAS NORTEAMERICANAS (AISC, UBC, etc.)

**b) ESTRUCTURAS MIXTAS ACERO – CONCRETO
(continuación)**

| NIVEL DE DISEÑO | TIPOS ESTRUCTURALES | | | | |
|-----------------|--|--|-----------|-----------|--|
| | I | II | III | IIIa | IV |
| ND2 | <p>Pórticos resistentes a momento con columnas de concreto o mixtas, y vigas de acero o mixtas (C-IMF) R = 4</p> <p>Pórticos resistentes a momento con columnas de acero y vigas mixta, con conexiones mixtas parcialmente Restringidas (C-PRMF) R=4</p> | <p>Pórticos resistentes a momento con columnas de concreto o mixtas, y vigas de acero o mixtas (C-IMF) + C-SCBF o C-ORCW R = 4</p> | No aplica | No aplica | <p>Pórticos resistentes a momento con columnas de concreto o mixtas, y vigas de acero o mixtas (C-IMF). R = 1.50</p> |

TABLA C-3.1 CORRESPONDENCIA ENTRE LOS TIPOS ESTRUCTURALES DEFINIDOS EN ESTA NORMA, LOS DE LA TABLA 6.4 DE LA NORMA COVENIN - MINDUR 1756 Y LOS DE LAS NORMAS NORTEAMERICANAS (AISC, UBC, etc.)

**b) ESTRUCTURAS MIXTAS ACERO – CONCRETO
(continuación)**

| NIVEL DE DISEÑO | TIPOS ESTRUCTURALES | | | | |
|-----------------|---|---|---|-----------|---|
| | I | II | III | IIIa | IV |
| ND1 | Pórticos resistentes a momento con columnas de concreto o mixtas, y vigas de acero o mixtas acero-concreto (C-OMF) R= 2.25 | Pórticos resistentes a momento con columnas de concreto o mixtas, y vigas de acero o mixtas acero – concreto (C-IMF)+ C-OCBF R= 2.5 | Pórticos resistentes a momentos con columnas de concreto o mixtas, vigas y diagonales concéntricas de acero o mixtas acero – concreto (C-OCBF) R = 2.25 Muros estructurales de concreto reforzado con miembros de borde de sección mixta (C-ORCW) R = 2.25 | No aplica | Pórticos resistentes a momento con columnas de concreto o mixtas, y vigas mixtas acero-concreto (C-OMF) R= 1.0 |

TABLA C-3.2 REQUISITOS PARTICULARES PARA LOS TIPOS ESTRUCTURALES DEFINIDOS EN ESTA NORMA

| SISTEMA ESTRUCTURAL | NIVEL DE DISEÑO | | |
|--|------------------|---------------|-------------------|
| | ND1 | ND2 | ND3 |
| PORTICOS RESISTENTES A MOMENTOS | | | |
| 1. Pórticos de acero | Artículo 11.2 | Artículo 11.3 | Artículo 11.4 |
| 2. Pórticos de acero con vigas de celosía. | No aplica | No aplica | Artículo 11.5 |
| 1. Pórticos de acero con arriost. concéntricos. | Artículo 12.2 | No aplica | Artículo 12.3 |
| 2. Pórticos de acero con arriost. excéntricos | No aplica | No aplica | Capítulo 13 |
| SISTEMAS DUALES Pórticos de acero resistentes. A momento combinados con: | | | |
| 1. Pórticos con arriost. concéntricos. | Art. 11.2 + 12.2 | No aplica | Art. 11.4 + 12.3 |
| 2. Pórticos con arriost. excéntricos. | No aplica | No aplica | Art.11.4 + Cap.13 |

TABLA C-3.2 REQUISITOS PARTICULARES PARA LOS TIPOS ESTRUCTURALES DEFINIDOS EN ESTA NORMA (continuación)

| SISTEMA ESTRUCTURAL | NIVEL DE DISEÑO | | |
|---|-----------------------|-----------------------|------------------------|
| | ND1 | ND2 | ND3 |
| SISTEMAS MIXTOS ACERO – CONCRETO | | | |
| a) Con pórticos | | | |
| 1. Pórticos con Columnas de concreto o mixtas y vigas de acero o mixtas. | Sección 25.2.1 | Sección 25.2.2 | Sección 25.2.3 |
| 2. Pórticos con col. de acero y vigas mixtas con conexiones PR. | No aplica | Artículo 25.3 | No aplica |
| 3. Pórticos con col. de concreto o mixtas, vigas y arriost. concéntricos de acero o mixtos. | Sección 25.4.1 | No aplica | Artículo 25.4.2 |
| 4. Pórticos con col. de concreto o mixtas, vigas de acero parcialmente mixtas y arriostamientos excéntricos | No aplica | No aplica | Sección 25.5 y Cap.13 |
| b) Con muros estructurales | | | |
| 3. Muros de concreto o mixtos | No aplica | No aplica | Artículo 25.6 |
| 4. Muros de concreto con miembros de bordes mixtos | | | Artículo 27.2 |
| 5. Muros reforzados con planchas de acero, y miembros de borde de acero o mixtos | | | Artículo 27.3 |

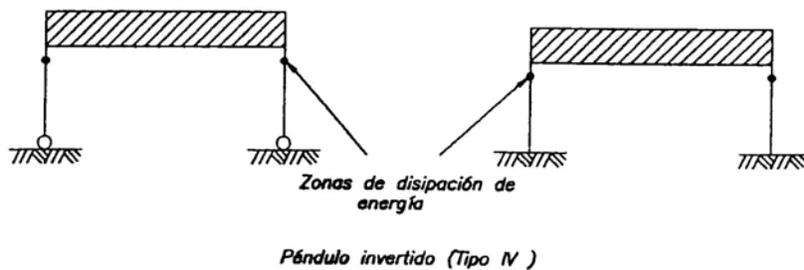
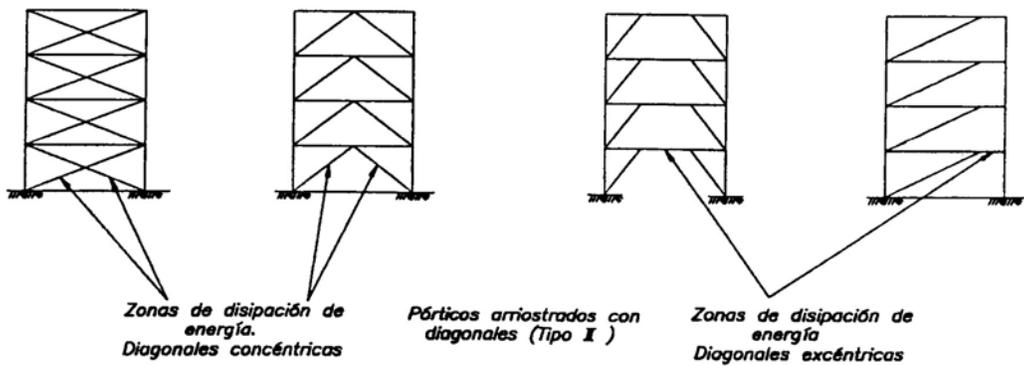
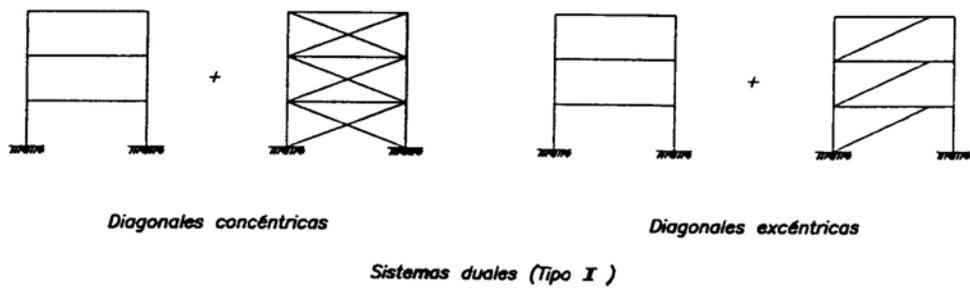
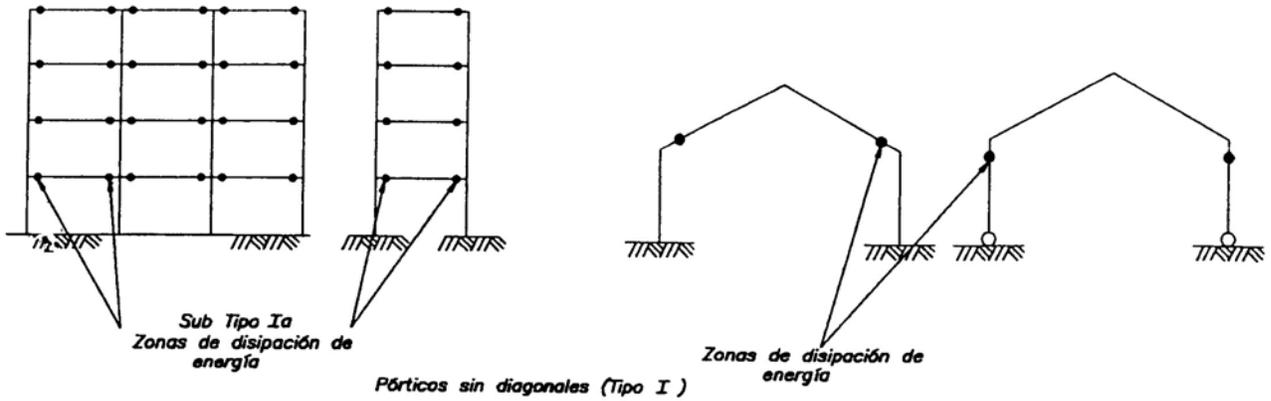


FIGURA C-3.1. Tipos estructurales en acero según la tabla C-3.1 (a)

CAPÍTULO C- 4 CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES DE LOS MIEMBROS Y SUS ELEMENTOS

C-4.1 CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES DE LOS MIEMBROS DE ACERO

La clasificación de las secciones de acero de esta Norma difiere de la contenida en la Norma AISC-LRFD 93, en que se ha introducido la clasificación de secciones plásticas, requerida en el diseño sismorresistente para garantizar una capacidad de rotación inelástica de 7 a 9 veces la rotación elástica [Chopra y Newmark, 1980; Galambos, 1976]. Por este motivo, los valores de la relación ancho / espesor que aparecen en las Tablas B5.1 y C-B5.1 de la Norma AISC-LRFD-93, se presentan en la Tabla 4.1. La clasificación de las secciones en secciones plásticas, compactas y no compactas es común en otras normas de diseño en acero [CSA, 1989; NZS, 1997].

La Fig. C-4.1 ilustra los requisitos establecidos en la Tabla 4.1 para el cálculo de la relación ancho / espesor, b / t , a ser comparados con los valores límites de λ que definen la frontera entre cada tipo de sección. En esta misma Tabla se observa que los elementos pueden ser comprimidos por compresión normal, compresión por flexión o por flexocompresión. Donde las relaciones ancho / espesor de los elementos comprimidos no excedan el valor de λ_r , no será necesario considerar el pandeo local elástico en la capacidad resistente de la sección. Donde se exceda el valor límite de λ_r , en el diseño se deberá considerar la capacidad resistente al pandeo elástico de acuerdo con el Apéndice A, excepto las vigas armadas y las vigas de alma esbelta capaces de desarrollar resistencia de post-pandeo. Estas vigas se diseñarán de acuerdo con las disposiciones del Capítulo 17, que permite incorporar la acción del campo de tracción.

Los valores límites de λ_p y λ_r especificados en la Tabla 4.1 son similares a los de la Norma AISC - ASD 1989 y la Tabla 2.3.3.3 presentada por Galambos [1976], excepto que el valor $\lambda_p = 0.376\sqrt{E / F_y}$, limitado por Galambos [1976] a vigas isostáticas y vigas continuas cuando los momentos se obtienen de un análisis elástico, ha sido adoptada para todas las condiciones sobre la base de los trabajos de Yura et al.[1978]. Los valores límites dados en la Tabla 4.1 están basados en el análisis de resultados experimentales [Galambos, 1988]. De este mismo análisis se obtuvo la fórmula para la determinación de la capacidad de momento inelástico consignada en la Tabla del Apéndice B. Siguiendo las recomendaciones del Comité de Estabilidad, SSRC [Galambos, 1988], y el enfoque empleado para otras secciones con elementos esbeltos comprimidos, se usará el factor de minoración ϕ_{as} para tomar en cuenta la interacción entre el pandeo local y el pandeo general del miembro. El factor de minoración ϕ_{as} representa la razón entre la tensión de pandeo local y la tensión cedente.

Como se puede apreciar en la Fig. C-4.1, la definición del ancho y el espesor de los elementos comprimidos coincide con el de la norma AISC -ASD 1978, salvo modificaciones menores. Su aplicabilidad se ha extendido a secciones flexionadas, así como también a las secciones asimétricas y secciones híbridas.

Para miembros de sección compuesta en forma de I comprimidos normalmente, se ha introducido el término k_c para tomar en cuenta la interacción alma - ala en el pandeo local del ala. Debido a que la teoría indica que la interacción alma - ala es tan severa en compresión normal como en flexión, se utiliza la misma fórmula para ambos tipos de solicitaciones. Se han excluido de este criterio las secciones laminadas porque no existen secciones estándar con proporciones donde tal interacción pueda ocurrir. En las secciones compuestas la interacción produce una reducción en la resistencia al pandeo local de las alas, similar a la que ocurre en almas delgadas rigidizadas. En los ensayos conducidos por Johnson [1985], el límite máximo de 0.763 correspondió a $F_{cr} = 0.67 E / \lambda^2$, tensión utilizada como resistencia de pandeo local en las primeras ediciones de las Normas AISC - ASD y LRFD. Se requiere de una relación $h / t_w = 27.5$ para alcanzar el valor de $k_c = 0.763$. Si $h / t_w > 5.61\sqrt{E / F_y}$, se usará $h / t_w = 5.61\sqrt{E / F_y}$, en la fórmula de k_c , con lo cual se obtiene el valor del límite inferior de 0.35.

C-4.1.1.1 Redistribución de momentos

La redistribución arbitraria del 10% de los momentos producidos por las cargas gravitacionales en las secciones de los apoyos, constituye un reconocimiento parcial a los principios del diseño plástico. La Figura C-4.2 ilustra como se efectúa la redistribución de los momentos determinados de un análisis elástico, comparando los diagramas de momentos calculados con los diagramas resultantes de aplicar esta Subsección. Las disposiciones contenidas en esta Norma proporcionan aproximadamente la misma economía total que el diseño de acuerdo a las reglas de diseño plástico.

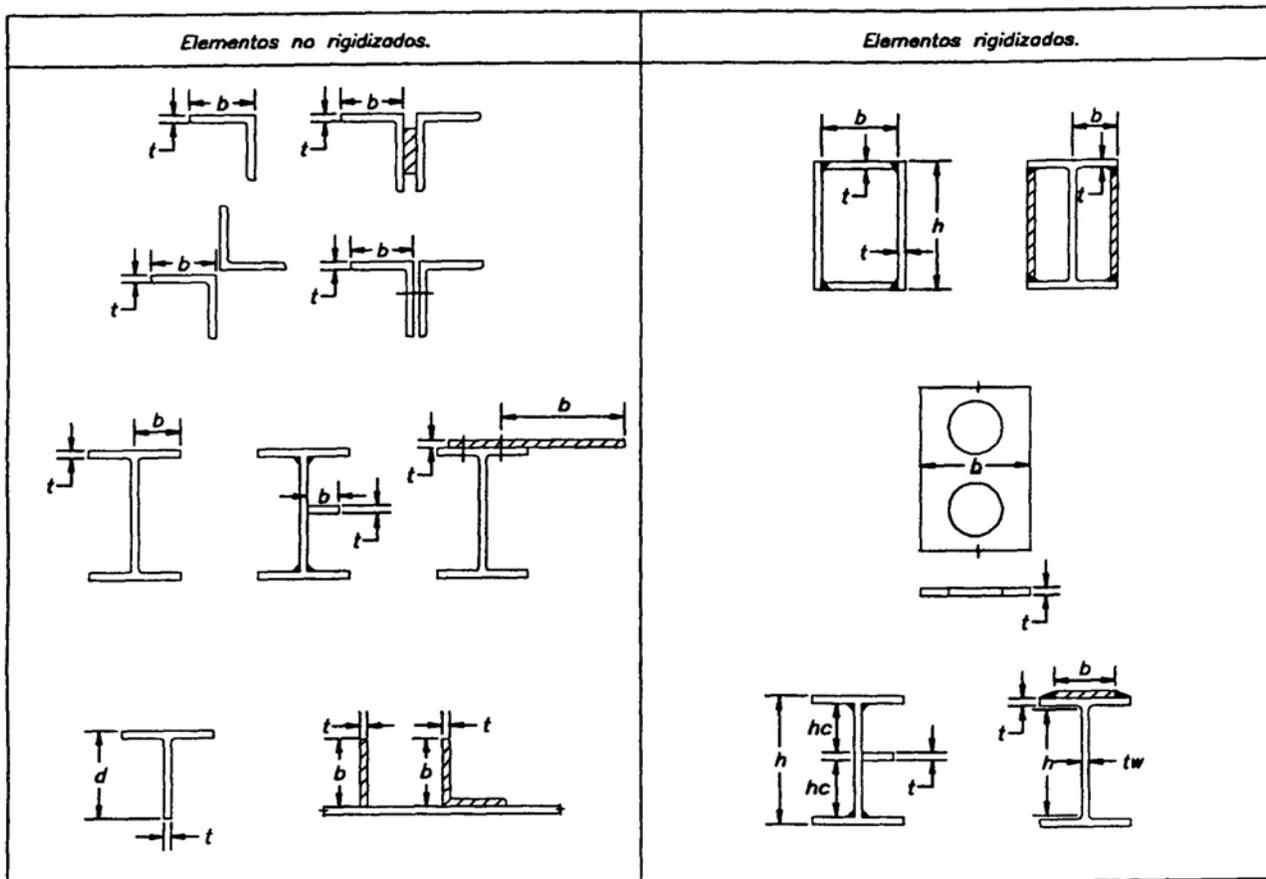


FIGURA C-4.1. Relaciones ancho/espesor para elementos comprimidos.

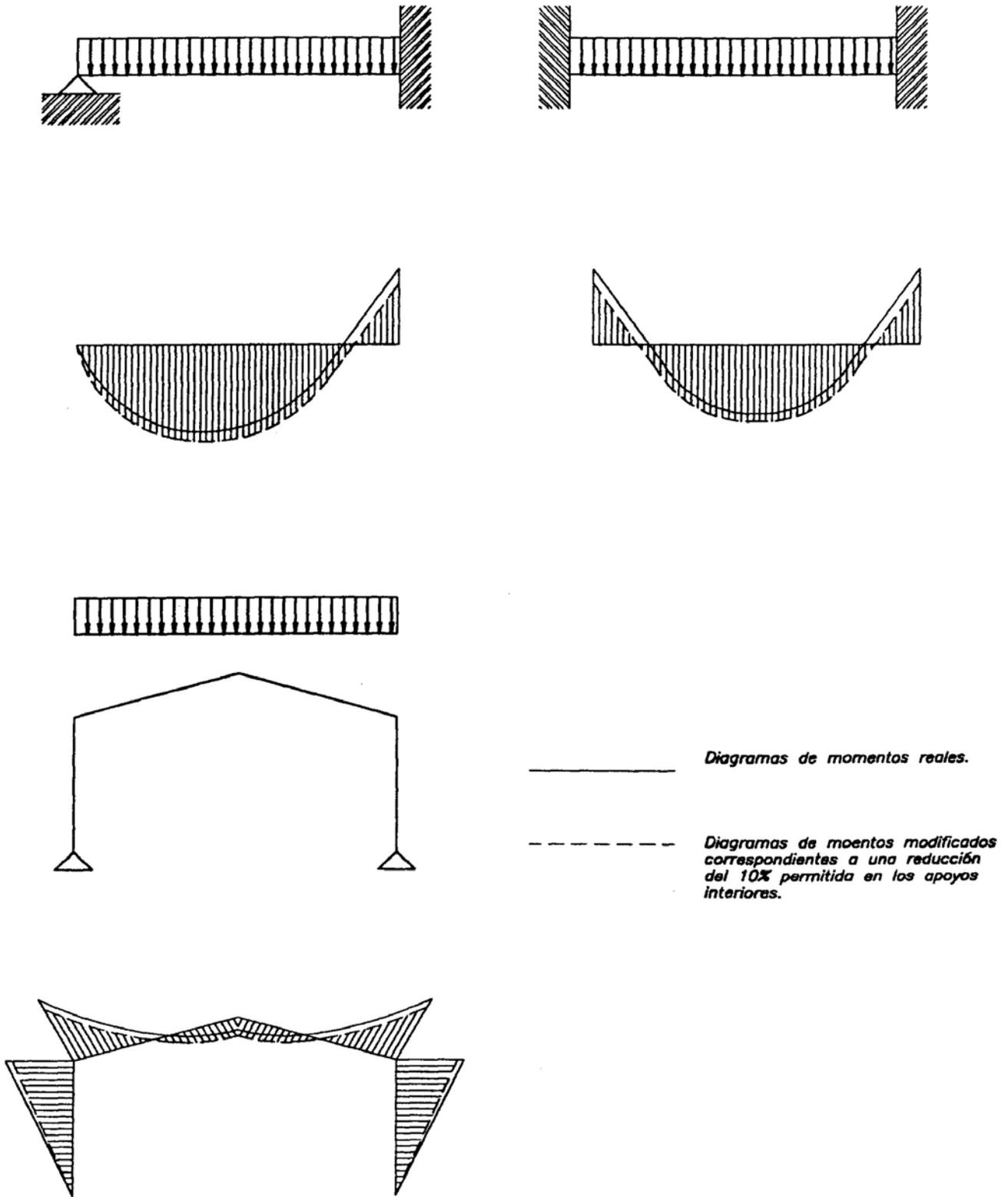


FIGURA C-4.2. Redistribución de Momentos

CAPÍTULO C-5 MATERIALES

C-5.1 PROPIEDADES PARA EL DISEÑO

De los ensayos para identificar aceros, se utilizará para el diseño el menor valor especificado para ese acero, una vez identificado.

C-5.2 REQUISITOS SISMORRESISTENTES

C-5.2.1 Aceros estructurales

El ingeniero estructural deberá especificar materiales que son fácilmente obtenibles en el mercado y explícitamente aptos para el diseño sismorresistente, tomando en cuenta sus propiedades de ductilidad y soldabilidad. En general los aceros seleccionados poseen las siguientes características:

- (a) Relación $F_y / F_u \leq 0.85$
- (b) Una pronunciada rama de deformación inelástica a partir del punto cedente
- (c) Gran capacidad de deformación inelástica. Por ejemplo la elongación en probetas de 50 mm (2 plg.) sometidas a tracción es del veinte por ciento (20%) o más.
- (d) Buena soldabilidad para el comportamiento inelástico.

Ningún otro acero podrá ser usado sin que se demuestre previamente que satisface los criterios de esta Sección. Para demostrar la aceptabilidad de un acero, tal como el requerido en pórticos con Nivel de Diseño ND3, se recomienda calificar las conexiones mediante los ensayos especificados en el Apéndice F.

Por las razones expuestas en C-1.2, los perfiles tubulares están excluidos del alcance de esta Norma, por lo que no debe interpretarse la referencia a las calidades de acero utilizados en la fabricación de los mismos como una autorización de la presente Norma para el diseño con tubulares.

El acero ASTM A913/A913M Grado 65 está precalificado por las Normas UBC 1997 y NEHRP 1997 para ser utilizado en aquellos miembros que no incursionan significativamente en cedencia, tal como las columnas de los pórticos resistentes a momento diseñados bajo la filosofía de columnas fuertes y vigas débiles. Véase el Comentario C-11.4.6.

C-5.2.2 Factor de modificación de la tensión de cedencia del acero

Las fracturas frágiles observadas en las conexiones viga – columna en el terremoto de Northridge son el resultado de una compleja combinación de variables [Galambos y Ravindra, 1978; Gilmore, M, 1997]. Uno de los factores que se ha reconocido es que la tensión cedente en las vigas es mucho mayor que la tensión cedente mínima especificada, F_y , lo cual incrementa considerablemente la demanda sobre la conexión. Los valores dados al factor de modificación, R_y , se consideran un promedio razonable, si bien se reconoce que no es un máximo. Alternativamente, la tensión cedente esperada,

F_{ye} , podrá ser determinada mediante ensayos de acuerdo con los requisitos para un grado especificado de acero, conforme la Norma COVENIN 299-89. *Materiales metálicos. Ensayo de tracción.*

Los mayores valores de R_y para los acero ASTM A36/A36M y A572/A572M Grado 42 reflejan las propiedades corrientemente observadas en perfiles W con estos grados de acero. El AISC y el *Structural Shape Producers Council* (Consejo de Productores de Perfiles Estructurales), SSPC, han venido desarrollando una nueva especificación para perfiles estructurales que permita resolver el problema de los llamados aceros duales. Finalmente en 1998 el ASTM adoptó formalmente la nueva especificación para perfiles estructurales con tensión cedente mínima especificada, F_y , de 50 ksi (3515 kgf/cm²) bajo la denominación ASTM A992 [Cattan, 1999; AISC,1997].

C-5.2.3 *Requisitos de tenacidad*

Se han extendido los requisitos de tenacidad de la Sección 5.5. al Grupo 3 de la Norma ASTM A6/A6M, cuando forman parte del sistema resistente a sismos.

Recientemente, el AISC [AISC, 1997] ha dado recomendaciones preliminares para tratar una zona potencial de bajo valores de tenacidad en perfiles laminados W, adyacente a la distancia d_f . Esta zona comprende una longitud entre 24 y 40 mm medidos a partir de la distancia d_f , que es la distancia entre la cara exterior del ala al borde del filete del alma; véase la Figura C-5.1.

C-5.3 ACEROS ESTRUCTURALES

Con el fin de evitar cambios en el proyecto y los consecuentes retardos en la fabricación y el montaje, es prudente antes de iniciar el diseño, informarse sobre las disponibilidades de los materiales, tanto en lo referente a calidades de acero como de las dimensiones de las piezas, y de las cantidades mínimas que se pueden adquirir.

Algunas de las Normas ASTM citadas en esta Norma especifican un *punto cedente mínimo*, mientras que otras se refieren a una *resistencia cedente mínima*. En esta Norma se utiliza genéricamente el término *tensión cedente* para significar tanto el *punto cedente* como la *resistencia cedente*; véase la Norma COVENIN – MINDUR 2004-98 *Terminología de las Normas COVENIN – MINDUR de Edificaciones*. Los grados del acero estructural aprobados para ser usados en esta Norma, amparados por Normas ASTM o similares, llegan hasta una tensión cedente de 7030 kgf/cm² (100 ksi).

La tensión cedente determinada mediante un ensayo normalizado se reconoce como la principal propiedad mecánica en la selección de los acero aprobados a ser usados con esta Norma. Pero igualmente se reconoce que otras propiedades físicas y mecánicas del acero laminado también pueden ser importantes para cumplir con el desempeño satisfactorio de la estructura, tal como, la dirección de laminación, anisotropía, ductilidad, tenacidad, resiliencia, formabilidad, resistencia a la corrosión, soldabilidad, etc..

No es posible incorporar a este Comentario la información que se requiere para entender todos los factores que ameritan consideración en la selección y especificación del material para una única o especial aplicación. En tales situaciones el usuario de esta Norma está advertido de hacer uso del

material de referencia contenido en la literatura sobre las propiedades específicas concernientes o especificadas como requisitos suplementarios de calidad o producción , tal como está contemplado en las normas ASTM. Uno de tales casos es el diseño de conexiones soldadas altamente restringidas [AISC, 1973] El acero laminado es anisotrópico, especialmente en lo que a la ductilidad concierne, por eso, las tensiones de contracción de la soldadura en la región soldada altamente restringida puede exceder la idoneidad del material si no se dan especial atención a la selección del material, los detalles, el trabajo de preparación, las soldaduras y la inspección.

Otra situación especial es el diseño para controlar las fracturas bajo ciertas condiciones de servicio [AASHTO, 1995]. Bajo las condiciones normales imperantes en las edificaciones, de temperatura cálida, tensiones predominantemente estáticas, intensidad de las tensiones y el número de ciclos de tensiones demandado hacen que la probabilidad de fracturas sea extremadamente remota. El medio más efectivo para suministrar capacidad resistente contra la fractura es incorporar buenos detalles en el diseño y la ejecución de la geometría de la junta , de manera de evitar la concentración severa de tensiones. Sin embargo, para condiciones especiales de servicio, como por ejemplo bajo temperatura con cargas de impacto, será necesario garantizar el uso de aceros con tenacidad al impacto, tal como el ASTM A709.

C-5.5 REQUISITOS DE TENACIDAD

Los perfiles de los Grupos 4 y 5 de la Norma ASTM A6/A6M usualmente son conocidos como perfiles pesados o secciones *jumbo* (extra pesados), inicialmente se utilizaron como miembros a compresión, pero se ha venido incrementando su uso para otras aplicaciones. En la intersección del alma con las alas y en el centro del alma, estas grandes secciones de perfiles laminados pueden contener una estructura de grano grueso y/o una mejor tenacidad que en otras áreas del producto. Esto es causado probablemente por la segregación del lingote, así como también por la menor deformación durante la laminación en caliente, alta temperatura de acabado y un enfriamiento lento después de la laminación de estas secciones pesadas o extrapesadas. Estas características no perjudican su uso como miembros comprimidos o miembros no soldados. Sin embargo, cuando las secciones transversales de estos perfiles pesados o extrapesados son unidas por empalmes o conexiones usando soldadura de penetración completa, la soldadura puede extenderse a través de la zona de granos gruesos y/o de menor tenacidad, las tensiones de tracción inducidas por la retracción de la soldadura puede resultar en agrietamiento, como por ejemplo se observa en la conexión mediante soldadura de penetración completa de una viga de sección pesada a una columna. Cuando los miembros de menor espesor son unidos mediante soldadura de penetración completa, la cual puede inducir pequeñas tensiones de retracción, en materiales de grano fino y/o de mayor tenacidad de los Grupos 4 y 5 o secciones compuestas pesadas , el potencial de agrietamiento es significativamente menor, como por ejemplo en la conexión mediante soldadura de ranura de penetración completa de una viga de sección no pesada a una columna de sección pesada.

En aplicaciones críticas, tales como miembros traccionados, deberá especificarse material con la tenacidad adecuada para las temperaturas de servicio. A causa de las diferencias en la velocidad de las tensiones entre el ensayo de probetas Charpy con entalla en V y la experimentada por las estructuras actuales, este ensayo deberá realizarse a temperaturas mayores que las temperaturas que se prevean

bajo las condiciones de servicio de la estructura. La localización del espécimen de ensayo se muestra en la Fig. C-5.2.

Los requisitos de tenacidad de este Artículo están orientados al suministro de aceros con una razonable tenacidad para aplicaciones bajo condiciones ordinarias de servicio. Para aplicaciones no usuales y/o para bajas temperaturas, se deben especificar requisitos apropiados más restrictivos de la tenacidad, así como tamaños y espesores de los elementos de la sección transversal.

Para minimizar el potencial de fractura, los requisitos de tenacidad al impacto de este Artículo deberán usarse conjuntamente con buenos diseños y procedimientos de fabricación. Véanse los requisitos de los Artículos 21.7, 21.9 y los Capítulos 23 y 33.

C-5.7 PERNOS, ARANDELAS Y TUERCAS

La Norma ASTM para pernos A307 cubre dos grados, cualquiera de los dos pueden usarse bajo esta Norma, sin embargo, debe hacerse notar que el Grado B está orientado a las conexiones de tuberías mientras que el Grado A es la calidad utilizada en aplicaciones estructurales.

Los pernos a utilizar con aceros resistentes a la corrosión atmosférica también deben cumplir requisitos especiales para evitar su corrosión por efecto galvánico.

C-5.8 PERNOS DE ANCLAJE Y BARRAS ROSCADAS

Debido a las limitaciones en cuanto al largo máximo disponible en pernos ASTM A325/A325M y A490/A490M, cuando son utilizados como pernos de anclaje, en esta Norma se incorpora el acero ASTM A687, de mayor resistencia, para los casos en los cuales se requieran longitudes mayores que las obtenibles con pernos A325 o A490.

El ingeniero estructural deberá tener presente que no se recomienda pretensar los pernos de anclaje debido a los efectos perniciosos de la relajación y las tensiones inducidas por corrosión después de la pretensión.

El ingeniero estructural especificará la rosca y los medios de fijación adecuados para barras roscadas cuando sean usadas como miembros que soportan cargas.

No se usarán las barras de refuerzo del concreto reforzado como pernos de anclaje.

C-5.9 METAL DE APORTE Y FUNDENTE PARA LAS SOLDADURAS

Los metales de aporte especificados por la Sociedad Americana de Soldadura, AWS, son de carácter general de manera que pueden ser o no apropiados para la construcción de edificaciones. Por ejemplo, algunos electrodos amparados por las Normas AWS están limitados a ser aplicados en un solo pase, mientras que otros su uso está restringido a láminas metálicas. Muchos metales de aporte son de “bajo

hidrógeno”, esto es, depositan el metal de aporte con bajos niveles de difusión de hidrógeno, mientras que otros no lo son. Dependiendo de la clasificación específica del electrodo, algunos tienen requisitos de tenacidad al impacto y otros no. En general, en la construcción de edificaciones la tenacidad al impacto no es crítica, pero en estructuras sometidas a cargas dinámicas, el ingeniero puede requerir que el metal de aporte suministre tenacidad al impacto de la soldadura depositada. Los metales de aporte pueden ser clasificados por su condición de alivio de tensión, al momento de soldar o post soldadura mediante tratamiento térmico. Como en la mayoría de las aplicaciones estructurales no se requiere aliviar las tensiones, es importante utilizar el material de relleno cuya clasificación es similar a las condiciones que va a experimentar la estructura.

Cuando se especifica un metal de aporte y/o un fundente de acuerdo con la designación AWS, deberá revisarse la norma aplicable cuidadosamente para asegurarse que se han entendido totalmente la designación en referencia. Esto es necesario porque el sistema de designación de la AWS no es consistente. Por ejemplo en el caso de electrodos de arco metálico protegido (AWS 15.1), los dos primeros o los tres primeros dígitos indican la clasificación por la resistencia nominal a la tracción, en ksi, del metal soldado y los dos dígitos finales indican el tipo de recubrimiento; sin embargo, en el caso de electrodos de bajo carbono para soldadura por arco sumergido (AWS A51.7), el primero de uno o dos dígitos multiplicado por diez (10) es la clasificación por resistencia nominal a la tracción, mientras que el dígito final o los dígitos multiplicados por 10 indican la temperatura en grados Fahrenheit, del metal de soldadura para los ensayos de impacto. En el caso de los aceros de baja aleación recubiertos para soldadura por arco eléctrico (AWS A5.5), cierta porción de la designación indica un requisito de alivio de tensiones, mientras que otros indican que no es necesario aliviar las tensiones.

Como hasta ahora no había sido práctica común que el ingeniero estructural especificara exactamente el metal de aporte a ser empleado en una estructura en particular, dejando esta decisión al fabricante, las normas restringen el uso de ciertos materiales de aporte, o imponen ensayos de calificación para demostrar que un electrodo específico es adecuado, como una manera de asegurar que se usen los metales de aporte apropiados. Los nuevos requisitos sismorresistentes están involucrando cada vez más al ingeniero estructural en la responsabilidad de seleccionar los materiales sísmicamente idóneos. Véase el Capítulo 32.

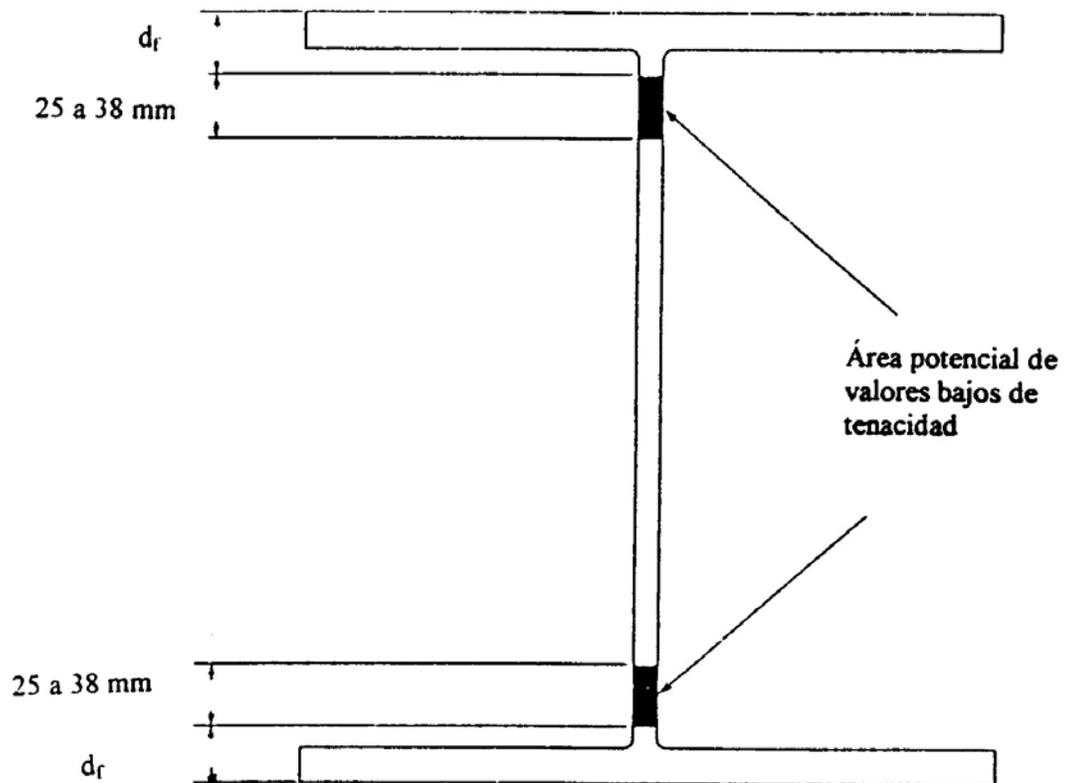
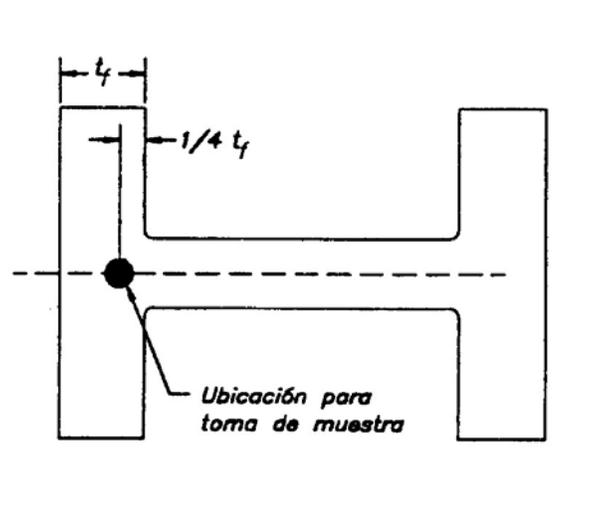
FIGURA C-5.1. Zona d_f 

FIGURA C-5.2. Localización de sitio de toma de muestras para el ensayo Charpy

CAPÍTULO C-6 DOCUMENTACIÓN DEL PROYECTO

C-6.2 MEMORIA DESCRIPTIVA

La memoria descriptiva es un documento donde se exponen las razones que justifican la solución adoptada, así como las hipótesis en el análisis y el diseño, y en general, todo lo necesario para dar una visión del conjunto del trabajo. La memoria descriptiva debe permitir su debida clara interpretación por otros profesionales.

Junto con la memoria descriptiva y los planos, deben acompañar al proyecto, los cálculos métricos realizados conforme a la Norma COVENIN - MINDUR 2000-92 *Mediciones y Codificación de Partidas para Estudios, Proyectos y Construcción. Parte II.A Edificaciones y sus Suplementos*.

C-6.3 PLANOS DE PROYECTOS

En los proyectos de estructuras de acero se distinguen fundamentalmente tres tipos de planos: planos de proyectos, planos de taller y planos de montaje y construcción.

Los planos de proyecto muestran el resultado final del diseño ejecutado por el ingeniero estructural e incluyen, entre otros detalles: las secciones, las dimensiones y la situación relativa de todos los miembros de la estructura; la clasificación estructural conforme al Capítulo 3; las solicitaciones a ser resistidas por los miembros y sus conexiones, cuando así lo requiera la preparación de los planos de taller; el tipo o tipos de acero y donde van a ser utilizados, etc. Estos planos deben proveer la información detallada posible para una preparación adecuada de los planos de taller.

C-6.4 PLANOS DE TALLER

Los planos de taller se preparan en base a la información suministrada por los planos de proyecto, y tiene como finalidad señalar los detalles necesarios para proceder a la fabricación de las partes componentes que integran la estructura. El objetivo fundamental de estos planos es mostrar la localización, el tipo y las dimensiones de todos los conectores y soldaduras, indicando los que serán ejecutados en el taller y en la obra.

Con anterioridad a la fabricación de los componentes de una estructura se deben preparar los planos de taller que suministren la totalidad de la información necesaria para la fabricación, incluyendo localización, tipos y dimensiones de pernos y soldaduras. En los planos de taller debe diferenciarse claramente entre los pernos y soldaduras de taller de los de montaje en obra e identificar con claridad las conexiones de deslizamiento crítico a realizar con pernos de alta resistencia.

Los planos de taller se deben elaborar en conformidad con la mejor práctica y prestando atención a la rapidez y economía en la fabricación y el montaje.

Cada plano de taller debe contener como mínimo:

- (a) Su título, en donde se indicará de que pieza se trata y la cantidad necesaria para ejecutar la obra.
- (b) Esquema con ejes teóricos.
- (c) Dibujos de los miembros en sí, a escala adecuada, en donde se muestren:

Las líneas de gramil, los ejes teóricos o ambos, determinando claramente el punto de corte de los ejes.

Los perfiles, con indicación del material y su ubicación real, es decir, el sentido que deben tener sus alas teniendo en cuenta las distancias de gramiles o líneas teóricas, numeración o posición de cada uno para su fácil identificación y las vistas o detalles necesarios para mostrar y aclarar todas las perforaciones, cortes o soldaduras.

Las dimensiones de cada elemento, es decir, si se trata de una estructura atornillada, longitud total, descuentos, distancia entre las perforaciones y símbolos de éstas; o si es soldada, longitud del miembro, descuentos, cortes y símbolos de la soldadura necesaria.

El despiece de aquellos perfiles que por su forma o localización sea difícil acotar dentro del conjunto.

La forma de las cartelas y su numeración. En cuanto a forma se determinará según el número de pernos o remaches, o la longitud de soldadura, correspondiente a cada una de los perfiles que se van a unir por intermedio de la cartela.

Los cortes, secciones o detalles necesarios para mostrar claramente la unión de los diferentes perfiles o las formas compuestas de los montantes, diagonales y cuchillos.

Dibujo de los arriostramientos, pies de amigos, o miembros y elementos de arriostramiento, en donde se indiquen los ejes teóricos, la forma, así como los detalles pertinentes del miembro que los necesite.

C-6.5 PLANOS DE MONTAJE Y CONSTRUCCIÓN

Adicionalmente se necesitan los planos de montaje y construcción, para facilitar las operaciones de montaje de los miembros y posteriormente el proceso de revisión e inspección. En los planos de montaje y construcción deben indicarse las marcas de identificación de todas las piezas que componen la estructura, así como los conectores y soldaduras que serán ejecutados en la obra.

En los Capítulos 3 y 4 de la Norma COVENIN - MINDUR 1755 *Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero*, pueden encontrarse una información completa sobre todos los aspectos referentes a planos, dibujos y soldaduras.

A menos que se señale lo contrario, la notación empleada para describir las vigas de acero en celosía será la establecida por el Instituto de Vigas de Acero de Alma Abierta (*Steel Joists Institute*).

CAPÍTULO C-7 ÁREAS TOTALES, NETAS Y EFECTIVAS

C-7.1 ÁREA TOTAL

Se llama la atención sobre el uso que en este Capítulo se da a la palabra “ancho”, la cual se refiere a una de las dimensiones transversales de los elementos componentes de una sección, pudiendo corresponder tanto a su altura como a lo que tradicionalmente se denomina ancho de una sección transversal.

C-7.2 ÁREA NETA

El área neta crítica se calculará con el ancho neto y la carga transferida según una ruta particular, tal como se muestra en la Figura C-7.1.

C-7.3 ÁREA NETA EFECTIVA EN MIEMBROS SOLICITADOS EN TRACCIÓN

Este Artículo concierne al efecto de corte diferido (*shear lag*) aplicable a miembros traccionados sean conectados con pernos o con soldadura. El coeficiente de reducción, ϕ_A , se aplicará al área neta A_n de los miembros empernados y al área total, A , de los miembros soldados. El efecto del corte diferido disminuye en la medida que la longitud de la conexión, L , se incrementa. Este concepto está expresado empíricamente en la fórmula (7-3). Munse y Chesson [1963] han demostrado que la correlación entre los resultados teóricos y los experimentales en conexiones empernadas y remachadas se mantienen dentro de un ancho de banda de $\pm 10\%$. Investigaciones recientes [Easterling y Gonzales, 1963] justifican las disposiciones adoptadas.

En la Figura C-7.2 se indica la manera de medir la distancia \bar{x} , entre el centroide de la sección y el plano de transferencia de cargas. La longitud L depende del número de pernos o la longitud equivalente de soldadura necesaria para desarrollar las fuerzas de tracción dadas, las que a su vez dependen de las propiedades mecánicas del miembro y la capacidad de los pernos o soldadura usadas. La distancia L es la distancia paralela a la línea de acción de la fuerza, entre el primer y el último de los pernos en una línea de la conexión empernada. El número de pernos en una línea, a los efectos de la determinación de L , está determinada por la línea que tenga el máximo número de ellos en la conexión. En el caso de conexiones dispuestas en zig-zag o en tresbolillo, se usará como L la distancia exterior entre los pernos extremos, tal como se muestra en la Fig. C-7.3.

No hay información suficiente para establecer el valor del factor de minoración ϕ_A en todas las líneas que tiene un solo perno, pero probablemente sea conservador usar como área efectiva el área neta de los elementos conectados.

Como se muestra en la Fig. C-7.4, para la combinación de soldaduras longitudinal y transversal, L es la longitud de la soldadura debido a que la soldadura transversal tiene poco o ningún efecto en el problema de corte diferido.

Alternativamente al uso de la fórmula (7-3), pueden emplearse los siguientes valores del factor de reducción del área, ϕ_A :

- (a) En perfiles con alas de anchos superiores a 2/3 de la altura y las tes estructurales cortadas de estos perfiles, siempre que la conexión se haga en las alas y que no tenga menos de 3 medios de unión por línea en la dirección de la tracción..... $\phi_A = 0.90$
- (b) En perfiles que no cumplan con las condiciones del literal anterior, las tes estructurales cortadas de estos perfiles y cualquier otro perfil, incluyendo los ensamblados, siempre que la conexión no tenga menos de 3 medios de unión por línea en la dirección de la tracción..... $\phi_A = 0.85$
- (c) En todos los elementos con conexiones empernadas o soldadas que tengan solamente dos medios de unión por línea en la dirección de la tracción..... $\phi_A = 0.75$

Cuando la carga de tracción es transmitida por soldadura de filete a algunos pero no todos los elementos de una sección transversal, la resistencia de la soldadura controlará el diseño.

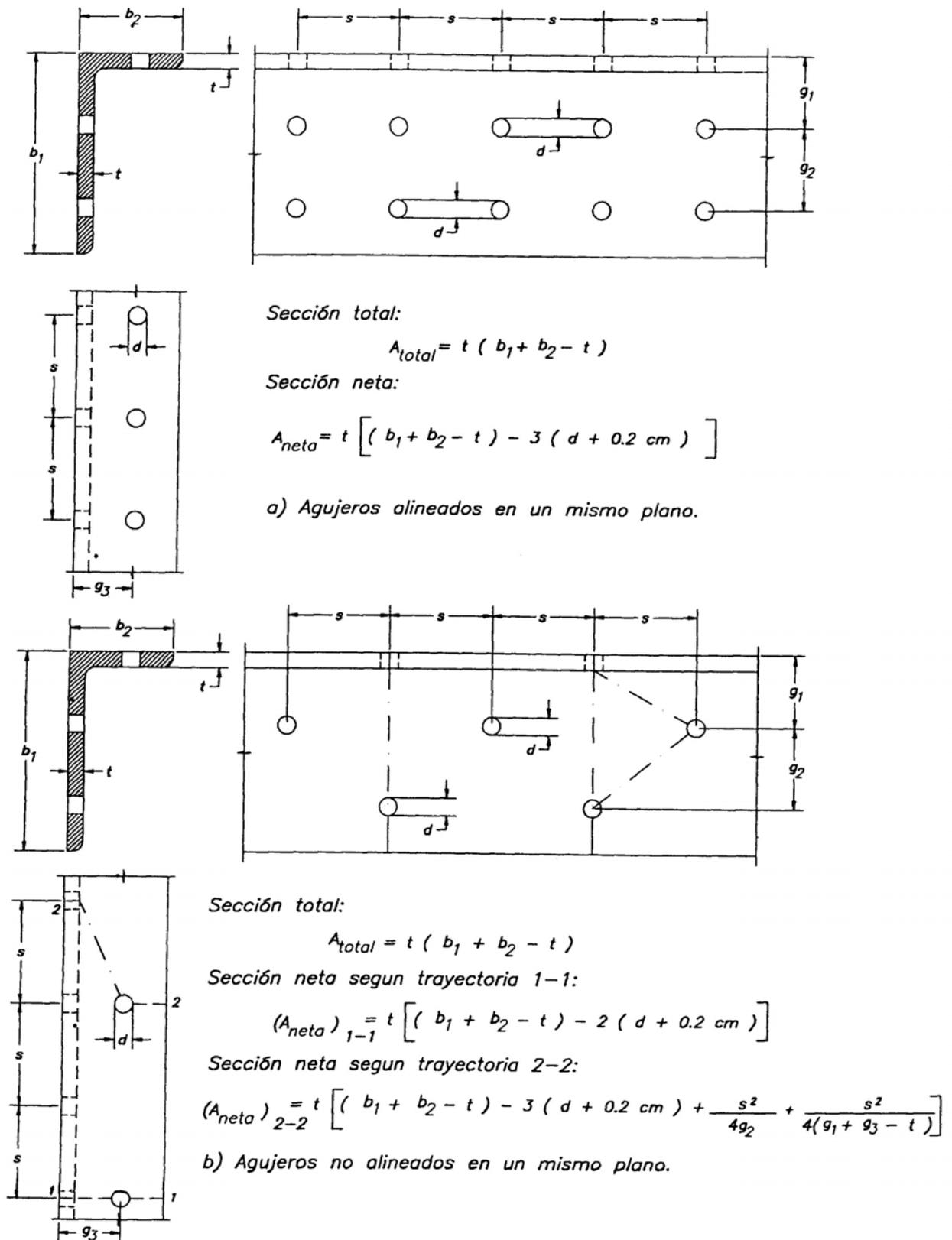


FIGURA C-7.1. Ejemplos de cálculo de área neta

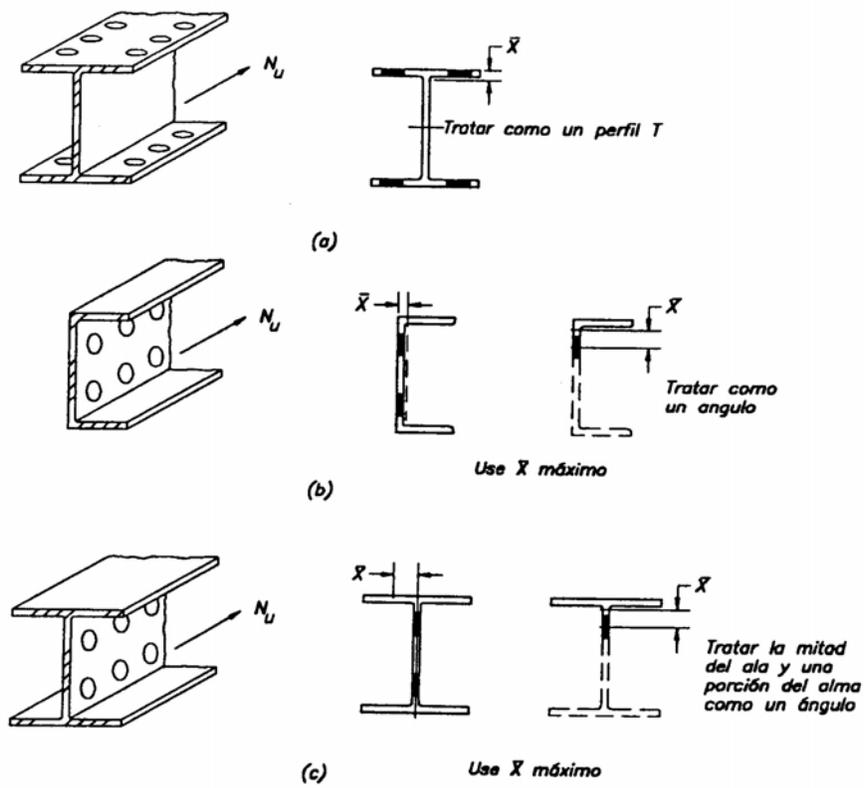


FIGURA C-7.2. Determinación de la excentricidad de la conexión, X para el cálculo de coeficiente de reducción ϕ_A

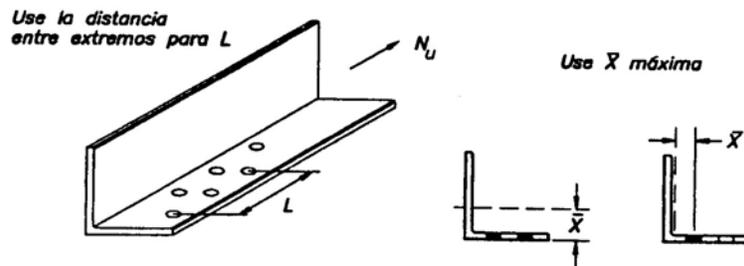


FIGURA C-7.3. Agujeros en tres bolillos

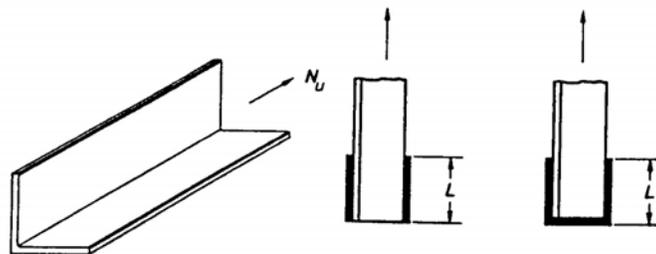


FIGURA C-7.4. Soldaduras longitudinales y transversales.

CAPÍTULO C-8 ESTADOS LÍMITES

C-8.1 CRITERIO DE DISEÑO

En la norma venezolana COVENIN - MINDUR 2002 se define el estado límite como la situación más allá de la cual una estructura, miembro o componente estructural queda inútil para su uso previsto, sea por su falla resistente, deformaciones, vibraciones excesivas, inestabilidad, deterioro, colapso o cualquier otra causa. Para mantener suficientemente pequeña la probabilidad de alcanzar un estado límite, el criterio de diseño establecido en las normas debe asegurar que las demanda representada por las solicitaciones multiplicadas por sus correspondientes factores de mayoración no exceda la capacidades o resistencias teóricas minoradas. Véase la Tabla 3 de la norma venezolana COVENIN – MINDUR 2004-98.

Para las estructuras contempladas en esta Norma se consideran básicamente dos estados límites: El estado límite de agotamiento resistente, que define la seguridad ante acciones extremas durante la vida útil esperada de la estructura, y el estado límite de servicio el cual define los requisitos funcionales. Los estados límites de agotamiento resistente varían de un miembro a otro, y diferentes estados límites se pueden aplicar a un miembro dado. tal como se indican en los correspondientes Capítulos de la presente Norma. Los estados límites de servicio a considerar se definen en el Artículo 8.4

C-8.3 DISEÑO PARA EL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE

El criterio fundamental para el estado límite de agotamiento resistente está dado por la siguiente expresión simplificada (la norma COVENIN - MINDUR 2004-98 *Terminología de las Normas Venezolanas COVENIN - MINDUR de Edificaciones* hace una formulación más rigurosa):

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi_i R_{ti} \quad (C-8.1)$$

donde :

- Q_i = Efecto de las solicitaciones previstas no mayoradas
- γ_i = Factor de mayoración correspondiente a la solicitación Q_i , por ejemplo, las producidas por acciones permanente , CP; variables, CV; etc..
- $\sum \gamma_i Q_i$ = Demanda local de resistencia o solicitaciones mayoradas sobre la estructura, sus miembros, conexiones o componentes correspondiente a un determinado estado límite, por ejemplo N_u, M_u, V_u , etc..
- R_{ti} = Resistente teórica de la estructura, sus miembros, conexiones o componentes; por ejemplo N_t, M_t, V_t , etc..
- ϕ_i = Factor de minoración de la resistencia teórica R_{ti} .
- $\phi_i R_{ti}$ = Capacidad o Resistencia minorada

Los términos Q_i y R_n son funciones vectoriales complejas, pero para los fines de este Comentario, basta saber que el primer término de la ecuación (C-8.1) representa la demanda obtenida del análisis estructural para las combinaciones de las solicitaciones producidas por las acciones previstas, y el segundo término, la capacidad o resistencias de diseño de los miembros o conexiones. Los factores de mayoración de las solicitaciones, γ , y de minoración de las resistencias teóricas, ϕ , reflejan la incertidumbre con que pueden determinarse las solicitaciones y la resistencia. Estos factores toman en cuenta las imprecisiones inevitables de la teoría, las variaciones en las propiedades de los materiales y en las dimensiones de las piezas, así como también la incertidumbre en la transformación de las acciones en solicitaciones. Este criterio suministra un margen de confiabilidad para acciones inesperadas, pero no contra los errores gruesos o negligencia en la estimación de las mismas.

La Norma AISC-LRFD está basada en:

1. Un modelo probabilístico de las solicitaciones y de las resistencias [Ravindra y Galambos, 1978; Ellingwood et al, 1982].
2. Calibración del criterio AISC - LRFD con respecto a seleccionados miembros calculados con el Método de las Tensiones Admisibles, según la Norma AISC - ASD 1978.
3. Evaluación del criterio resultante juzgándolo con las experiencias del pasado y por estudios comparativos de diseños de estructuras representativas realizados por diferentes oficinas de ingeniería en los Estados Unidos.

En La Figura C-8.1 se representa la distribución de frecuencia de los efectos de las solicitaciones Q (**Demanda**) y las resistencia R (**Capacidad**), suponiendo que son variables estadísticamente independientes. Como la resistencia R es mayor que la demanda, hay un margen de seguridad contra la falla. Sin embargo, como Q y R son variables aleatorias, existe la pequeña probabilidad de que R sea menor que Q . La probabilidad de alcanzar este estado límite está representado por el grado de solapamiento de las distribuciones de frecuencia, como se observa en la Fig. C-8.1. El margen de falla depende de la posición relativa de las dispersiones de las funciones, es decir, R_m vs Q_m .

En la Fig. C-8.2 se representa una situación equivalente. Si la expresión $R < Q$ se divide por Q y el resultado se expresa logarítmicamente, resulta una sola curva de distribución de frecuencia que combina las incertidumbres de ambas funciones, Q y R . La probabilidad de alcanzar el estado límite ($R < Q$) es igual a la probabilidad de que $\ln(R/Q) < 0$, representado por el área sombreada en la Fig. C-8.1. Esta probabilidad de falla puede reducirse y por tanto incrementar la confiabilidad contra la falla por una de las siguientes maneras:

- (a) Desplazando el valor medio de $\ln(R/Q)$ a la derecha, o
- (b) Reduciendo la dispersión de la curva para una dada posición del valor medio respecto al origen.

La forma más conveniente de usar ambas estrategias es definir la posición del valor medio usando la desviación estándar de $\ln(R/Q)$, como la unidad de medida. Es decir, la distancia del valor medio se medirá como el número de desviaciones estándar de la función $\ln(R/Q)$, es decir β veces $\sigma_{\ln(R/Q)}$,

como se ilustra en la Fig. C8.2. El factor β se designa como índice de confiabilidad. Si la forma de la distribución de $\ln(R/Q)$ fuera conocida, se podría establecer un valor aceptable de la probabilidad de alcanzar el estado límite basado en los criterios de diseño. Pero desafortunadamente en la mayoría de los casos se carece de esta información. La forma de la distribución depende de muchas variables (material, cargas, etc), de las cuales tan solo conocemos sus valores medios y desviaciones estándar para construir el modelo con el cual estimar los efectos de las solicitaciones y la resistencia. Sin embargo esta información es suficiente para elaborar un criterio de diseño aproximado que sea independiente del conocimiento de la distribución, cuando se establece la siguiente condición de diseño:

$$\beta \sigma_{\ln(R/Q)} \approx \beta \sqrt{V_R^2 + V_Q^2} \leq \ln(R_m / Q_m) \quad (C-8.2)$$

en la cual la desviación estándar se ha reemplazado por la expresión bajo el signo radical, siendo

$$V_R = \sigma_R / R_m$$

$$V_Q = \sigma_Q / Q_m$$

donde:

$\sigma_R ; \sigma_Q$ = Desviaciones estándar.

$R_m ; Q_m$ = Valores medios.

$V_R ; V_Q$ = Coeficientes de variación de la resistencia R y las solicitaciones Q, respectivamente.

Para los miembros estructurales y las condiciones usuales de carga, tanto los valores medios como las coeficientes de variación pueden ser estimados, así que podemos calcular el índice de confiabilidad como

$$\beta = \frac{\ln(R_m / Q_m)}{\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}} \quad (C-8.3)$$

La descripción precedente es una aproximación bastante simple de la obtención del índice de confiabilidad β . En el desarrollo de la Norma AISC - LRFD se han empleado modelos más complejos, como por ejemplo el uso de distribuciones lognormales para abordar el problema de las fórmulas de interacción para fuerzas normales y de flexión, y en el establecimiento del valor de los factores de mayoración de las solicitaciones [Ravindra y Galambos, 1978; Galambos et al., 1982; Ellingwood, 1982].

Como es de esperarse, hay una considerable variación en los rangos de valores de β , por lo que el Comité de Normas del AISC, estableció que ambos métodos de diseño, el de Estados Límites y el de Tensiones Admisibles, coinciden para vigas de sección compacta debidamente arriostradas y para miembros traccionados, cuando la relación de solicitaciones $CV / CP = 3.0$. El factor de minoración de

la resistencia ϕ , para este estado límite es 0.90, y el factor β implicado es aproximadamente de 2.6 para los miembros y de 4.0 para las conexiones. Los valores mayores de β para las conexiones refleja el hecho de que se espera que su resistencia sea mayor que la de los miembros que conectan. Para otros miembros los estados límites son consistentes.

Como parte de la revisión a la cual están siendo sometidas las normas y códigos empleados en el proyecto sismorresistente, es posible esperar a futuro una formulación de la ecuación (C-8.1) escrita en términos de deformaciones y no de resistencia. [ATC, 1995], o en el caso de la norma venezolana COVENIN – MINDUR 2004-98, una generalización de la Tabla 3 para cubrir también el estado límite de servicio.

C-8.4 DISEÑO PARA EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Cuando Hardy Cross decía que “la resistencia es esencial, pero no importante” se refería a que realmente son las condiciones de servicio el barómetro del éxito en la práctica de la ingeniería. El uso cada vez más frecuente de aceros de alta resistencia [AISC, 1997; Cattan,J.,1999] se refleja también en el desarrollo de modelos probabilísticos para el Estado Límite de Servicio, análogos al de la ecuación (C-8.1) como se ilustra en el C-10.4, y que de una manera muy sencilla puede expresarse como [Ellingwood, B.R, 1999]:

Demanda en condiciones de servicio < Límite de Servicio

El criterio del estado límite de servicio es prevenir la interrupción en el uso funcional y daños a las estructuras durante su uso normal diario. Si bien un mal funcionamiento no resulta en colapso de la estructura o pérdida de vida o lesiones, puede ser un serio perjuicio o menoscabo al usufructo de la estructura y conducir a reparaciones costosas. En una estructura flexible es inaceptable despreciar las condiciones de servicio. Hay esencialmente tres tipos de comportamiento estructural que puede llevar al estado límite de servicio:

- (1) Excesivo daño local por cedencia, pandeo, deslizamiento, o agrietamiento que puede requerir un excesivo mantenimiento u ocasionar corrosión.
- (2) Excesiva flecha o rotación que puede afectar la apariencia, función, o drenaje de la estructura, o que puede causar daños a componentes no estructurales y sus conexiones.
- (3) Vibración excesiva producida por viento o cargas variables transientes que afectan el bienestar de los ocupantes de la estructura o la operación de equipos mecánicos.

La verificación del estado límite de servicio concierne al adecuado desempeño de las condiciones de sollicitación. Si bien se supone comportamiento elástico, algunos componentes estructurales deberán ser estudiados con respecto a su comportamiento bajo las acciones que actúan a largo plazo. Es difícil especificar valores límites de desempeño estructural basado en consideraciones de servicio porque depende de una gran gama de tipos de estructura, su uso, y las reacciones fisiológicas subjetivas. Por ejemplo, el movimiento estructural en hospitales deberá ser claramente menor al de un edificio industrial. La percepción humana de los niveles de movimiento estructural están muy lejos de los movimientos que pueden causar algún daño estructural. Las sollicitaciones y sus apropiadas combinaciones así como los valores límites aceptables deben ser determinados cuidadosamente por el ingeniero estructural tomando en consideración la reacción de los ocupantes a la respuesta de la estructura.

C-8.4.1 Flechas

Las limitaciones que se imponen a la flexibilidad de las estructuras suelen ser dictadas por la naturaleza de los elementos no estructurales de la construcción, tales como paredes frizadas y recubrimientos de techos, más que por consideraciones de comodidad y seguridad de sus ocupantes. Al igual que otras limitaciones, varían con el tipo de miembro y la solución más satisfactoria depende del buen criterio de ingenieros calificados.

Otras normas establecen criterios más detallados respecto a las flechas tolerables. Particularmente la norma canadiense [CSA, 1989] sugiere que en ausencia de otros criterios justificados racionalmente se pueden adoptar los valores recomendados en la Tabla C-8.1.

Para ciertos sistemas de pisos de grandes luces, las disposiciones que limitan la flecha como un porcentaje de la luz puede no ser adecuadas. Por ejemplo, si la flecha límite es independiente de la longitud del tramo se hace necesario minimizar los daños en los elementos no estructurales adjuntos o conectados [ASCE, 1979; CSA, 1989; Ad Hoc Committee, 1986].

C-8.4.2 Contraflecha

La contraflecha que se da a los miembros en flexión para evitar el efecto de catenaria o para que al cargarse igualen las cotas de componentes adyacentes al edificio, se consigue de maneras muy diferentes. Cuando se trata de celosías y vigas armadas, la curvatura deseada puede obtenerse al montar las partes componentes que la forman. En el caso de vigas laminadas, dentro de ciertos límites, las contraflechas deseadas pueden darse en frío en la planta de laminación.

Con frecuencia se utiliza la aplicación local de calor como un medio de enderezar o dar contraflechas. El método depende de la contracción final que se produce en las zonas calentadas. Se deben calentar solamente aquellas zonas situadas en el lado del miembro que estarían sujetos a compresión si se diese la contraflecha en frío, hasta una temperatura suficiente para que el metal se expanda hacia afuera a causa de las restricciones que le imponen las zonas no calentadas circundantes, lo que ocasiona una contracción al enfriarse el miembro.

Aunque se puede controlar con buena precisión la curvatura final de la contraflecha producida por cualquiera de los procedimientos mencionados, deberá admitirse cierta tolerancia para cubrir errores inevitables en la mano de obra y los cambios permanentes de forma producidos por el manejo de las piezas.

C-8.4.3 Efectos dinámicos

Vibraciones

El uso cada vez más frecuente de materiales de alta resistencia y la eficiencia de la estructuración conduce a grandes luces y sistemas de pisos mas flexibles, con niveles de vibración perceptibles. El criterio para limitar los movimientos de la estructura está orientado hacia el bienestar de las personas que ocupan la edificación, y el límite de las amplitudes tolerables depende tanto de la frecuencia de las vibraciones como del efecto de amortiguamiento proporcionado por los elementos, estructurales o no, que forman la construcción. Si las vibraciones son producidas por máquinas en funcionamiento, éstas deben aislarse mediante elementos efectivos de amortiguamiento o utilizando fundaciones independientes.

La altura de las vigas de acero que soportan grandes áreas abiertas, libres de tabiques divisoria otras fuentes de amortiguamiento, no deberá ser menor de $L/20$, a fin de reducir a un mínimo las vibraciones transitorias perceptibles ocasionadas por el tránsito de personas [Murray; Allen; Ungar, 1997].

Las particiones no estructurales, los cerramientos, y los muebles fabricados in situ incrementan significativamente la rigidez y el amortiguamiento de la estructura y frecuentemente pueden eliminar problemas potenciales de vibración. El amortiguamiento también puede depender de la amplitud de la excitación.

El objetivo general es minimizar el problema asociado con el excesivo movimiento de la estructura limitando la aceleración, la velocidad y los niveles de desplazamientos de manera que no perturben a los ocupantes del edificio. Los niveles de los picos de aceleración que la gente puede encontrar molestos dependen de la frecuencia de la respuesta. El umbral de incomodidad para vibraciones transientes pueden ser alto dependiendo del amortiguamiento del sistema de pisos. Estos niveles dependen del individuo, de la actividad que realice y del tiempo de excitación [SCE, 1979; ISO, 1974; CSA, 1993; Murray, 1991; Ad Hoc Committee, 1986]. En [Gutiérrez, 1997] se suministra una metodología para la evaluación de los niveles de vibración.

Una de las formas más efectivas de reducir los efectos de vibraciones continuas es usar dispositivos aislantes. Se tendrá mucho cuidado para evitar la resonancia cuando la frecuencia de la excitación es cercana a la frecuencia fundamental del sistema. Las vibraciones transientes pueden ser reducidas más eficientemente incrementando el amortiguamiento del ensamblaje estructural. Los equipos mecánicos que producen vibraciones objetables en cualquier parte de la estructura serán adecuadamente aislados para reducir la transmisión de tales vibraciones a los miembros y componentes críticos de la estructura.

C-8.4.3.1 *Diseño por fatiga*

En las edificaciones convencionales las variaciones en la intensidad de las cargas se presentan tan pocas veces o producen fluctuaciones tan pequeñas de tensiones, que por lo general no es necesario incorporar consideraciones de diseño por fatiga. Sin embargo, deberá hacerse un detallado cuidadoso para evitar las grietas por fatiga y su propagación cuando estén presentes fuentes potenciales de fatiga, tales como tensiones secundarias, tensiones debidas a deformaciones, y tensiones debidas a movimientos fuera de su plano e igualmente cuando la falla de un solo miembro o elemento estructural pueda conducir al colapso o falla catastrófica de la estructura. Los puentes grúas y las estructuras de soporte de maquinarias y equipos, con frecuencia están solicitados por condiciones de cargas que implican el diseño por fatiga.

C-8.4.4 *Aguas estancadas*

La flexibilidad del sistema estructural que soporta un techo plano determinará el volumen de agua retenida. En casos extremos de muy poca rigidez, el peso acumulado del agua puede ocasionar el colapso. En esta Norma se supone que se cumple con la norma venezolana COVENIN – MINDUR 3400-98 *Impermeabilización de Edificaciones*, pero donde sea necesario investigar este problema, el Comentario K2 de la Norma AISC-LRFD [AISC, 1993] suministra un procedimiento aproximado para tal fin.

C-8.4.5 *Deriva*

La deriva está definida en el Capítulo 10 de la norma venezolana COVENIN – MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes* como la diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles consecutivos.

La investigación ha demostrado que limitar la deriva suple una función más allá de asegurar las condiciones de servicio de la estructura [Fisher and West, 1990]. La resistencia y rigidez que el control de la deriva ofrece suministra a los pórticos resistentes a momento una mayor estabilidad al efecto $P-\Delta$ y un mejor desempeño durante terremotos o vientos de gran velocidad.

C-8.4.6 *Cambios de temperatura*

Como sucede con las flechas, el control satisfactorio de las dilataciones y contracciones no puede reducirse a unas cuentas reglas sencillas, sino que depende principalmente del buen criterio de ingenieros calificados. El problema es más serio en las edificaciones con cerramientos construidos con paredes de mampostería que en aquellos donde las paredes están formadas por unidades prefabricadas. Entre las otras causas de cambios dimensionales se encuentran la retracción y fluencia del concreto y la cedencia del acero.

El dividir totalmente la estructura en varias partes separadas mediante juntas de dilatación ampliamente distanciadas, es en general más satisfactorio que usar dispositivos menos separados que dependen del deslizamiento de las partes en contacto, y suele ser menos costoso que emplear otros dispositivos más eficientes y complicados, como los compuestos por balancines o rodillos. En la publicación [ASCE, 1978], se encuentran algunos criterios necesarios para considerar los cambios de temperatura en las estructuras.

C-8.4.7 Protección contra incendios

El fuego es un accidente de mucha importancia en las estructuras de acero, las cuales han de diseñarse para resistir sus efectos mediante un tiempo especificado de incendio, a fin de disminuir los riesgos para los ocupantes de la edificación. Particularmente, los edificios altos requieren sistemas de protección cuidadosamente estudiados, lo cual incide apreciablemente en el costo de la estructura. El establecimiento de una reglamentación para proteger las estructuras contra el fuego escapa a los objetivos de esta Norma, por lo que se sugiere consultar las referencias especializadas, las cuales tratan el problema ampliamente y desde varios puntos de vista. Véase por ejemplo [IISI, 1993; Gutierrez, 1997b, O'Hara, M, 1998].

C-8.4.8 Protección contra la corrosión

Los miembros de acero pueden deteriorarse en ambientes particulares bajo condiciones de servicio. Este deterioro puede aparecer bien como corrosión externa, la cual puede ser visible en la inspección, o no cambios no detectados que pueden reducir su resistencia. El proyectista podrá reconocer estos problemas que pueden resolverse con adecuados sistemas de protección y por programas de mantenimientos. Gutiérrez [1997b] ha recopilado algunas experiencias nacionales.

TABLA C-8.1
FLECHAS MÁXIMAS RECOMENDADAS DEBIDAS
A LAS ACCIONES VARIABLES Y DE VIENTO [CSA, 1989]

| Edificación | Tipo de Flecha | Tipo de Acción | Tipo de Miembro | Flecha recomendada |
|------------------------|-----------------|----------------|---|--------------------|
| INDUSTRIAL | VERTICAL | Variable | Tramos de miembros en pisos y techos que soportan acabados susceptibles de agrietarse. | L/360 |
| | | Variable | Tramos de miembros en pisos y techos que soportan acabados no susceptibles de agrietarse. | L/300 |
| | | Viento | Pisos (desplazamiento total debido a todos los efectos). | L/400 |
| OTROS EDIFICIOS | VERTICAL | Viento | Pisos (desplazamiento relativo entre dos pisos consecutivos) con revestimientos metálicos y tabiques sin precauciones especiales para permitir deformaciones de la estructura | L/500 |
| | | Viento | El mismo caso anterior, pero con pisos con precauciones especiales para permitir deformaciones de la estructura | L/400 |

TABLA C-8.1 (continuación)
FLECHAS MÁXIMAS RECOMENDADAS DEBIDAS
A LAS ACCIONES VARIABLES Y DE VIENTO [CSA, 1989]

| Edificación | Tipo de Flecha | Tipo de Acción | Tipo de Miembro | Flecha recomendada |
|-------------------------------|-----------------|--|--|---------------------|
| EDIFICIOS INDUSTRIALES | VERTICAL | Variable | Tramos de miembros que soportan techos con recubrimientos no flexibles | L/240 |
| | | Variable | Tramos de miembros que soportan techos con recubrimientos flexibles | L/180 |
| | | Variable | Tramos de miembros que soportan pisos | L/300 |
| | | Máxima por rueda, sin impacto | Tramos de vigas para grúas móviles con capacidad: a) igual o mayor a 25000 kgf b) menor de 25000 kgf | L/800 L/600 |
| | LATERAL | Fuerzas laterales debidas a grúas | Tramos de vigas que soportan grúas móviles | L/600 |
| | | Fuerzas laterales debidas a grúas o viento | Columnas ² (desplazamiento total de su parte superior) | L/400 a L/200 |

1. En vista de que algunos materiales incrementan la rigidez de la estructura de acero, la acción del viento para el cálculo de las flechas laterales puede disminuirse algo respecto a la del viento de diseño utilizado en los cálculos de resistencia y estabilidad. Los elementos no estructurales más comunes que contribuyen a la rigidez de un edificio son las paredes de mampostería, ciertos tipos de muros-cortina y los revestimientos de concreto alrededor de los miembros de acero. La máxima reducción sugerida es de un 15%. En estructuras altas y esbeltas, cuya altura sea más de cinco veces su ancho, se recomienda que los efectos del viento sean determinados por medio de un análisis dinámico o mediante ensayos en un túnel de viento conforme se establece en la Norma Covenin-Mindur 2003 - Acciones del Viento sobre las Construcciones

2. El desplazamiento total admisible en la parte superior de los edificios industriales varía considerablemente, dependiendo de factores tales como la construcción de paredes, la altura del edificio, los efectos del desplazamiento en la operación de las grúas, etc. Cuando la operación de la grúa es sensible a los movimientos laterales puede requerirse una flecha lateral tolerable menor de L/400.

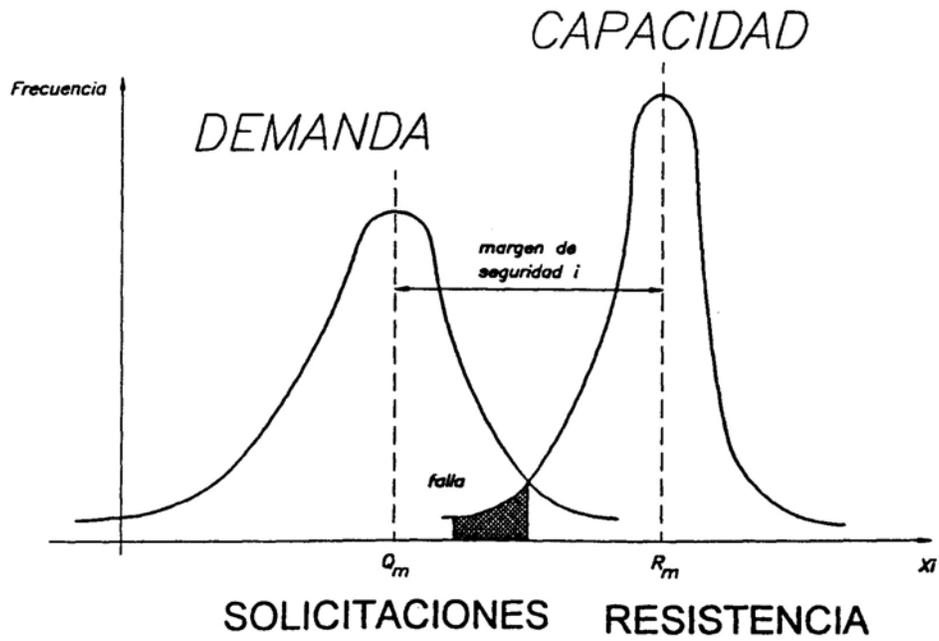


FIGURA C-8.1 Modelo probabilístico para el Estado Límite de Agotamiento Resistente

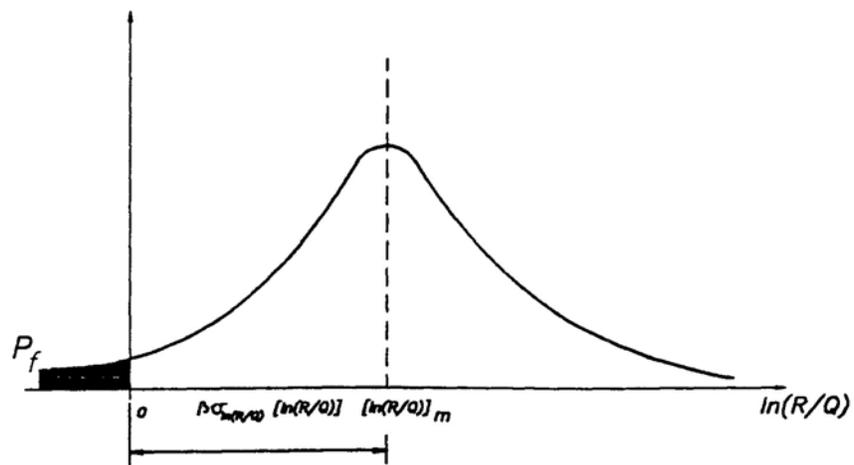


FIGURA C-8.2 Definición de Índice de confiabilidad

CAPÍTULO C-9 ESTABILIDAD DE PÓRTICOS Y EFECTO P-Δ

C-9.2 VIGAS Y CELOSÍAS ISOSTÁTICAS

Las vigas que se apoyan sobre la parte superior de las columnas y están soportadas lateralmente sólo en el plano de sus alas superiores, pueden volverse inestables a causa de la flexibilidad de la columna. A menos que se provea soporte lateral para el ala inferior, sea mediante arriostramiento o por continuidad en la conexión viga - columna, el desplazamiento lateral de la parte superior de la columna, acompañado por una rotación de la viga alrededor de su eje longitudinal, puede producir el colapso de la estructura.

Para miembros flexocomprimidos con carga transversal entre sus nodos, el valor de C_m se puede calcular utilizando la expresión:

$$C_m = 1 + \Psi N_u / N_{e1} \quad (\text{C-9-1})$$

en donde:

$$\Psi = \frac{\pi^2 \delta_o EI}{M_o L^2} - 1 \quad (\text{C-9.2})$$

δ_o = Flecha máxima ocasionada por la carga transversal únicamente.

M_o = Momento máximo entre los apoyos debido a la carga transversal únicamente.

En la Tabla C-9.1 se dan algunos valores de Ψ para diversas condiciones de cargas y apoyos.

Se hace notar que el valor de N_u , está controlado por la máxima relación de esbeltez, sin tomar en consideración a cual plano de flexión corresponde ésta. En cambio, N_{e1} se determina siempre para la relación de esbeltez correspondiente al plano donde se produce la flexión. Por lo tanto, cuando solamente hay flexión respecto al eje de mayor momento de inercia, pueden requerirse dos relaciones de esbeltez diferentes al resolver un problema determinado.

C-9.4 ESTABILIDAD DE LOS PÓRTICOS

Sin descuidar la atención que debe prestarse a la estabilidad de los miembros individuales de una estructura, se deberá considerar la estabilidad de la estructura como un todo, incluyendo no solo los miembros comprimidos, sino también las vigas, el sistema de arriostramiento y las conexiones. Considerable atención se ha dado en la literatura técnica a la estabilidad de los diferentes tipos de miembros considerados como componentes individuales, y a los efectos de los componentes individuales sobre la estabilidad de la estructura como un todo [Galambos, 1988; Chen, W.F. et al., 1997].

Existen muchos métodos para estudiar la estabilidad de pórticos, pero sigue siendo el concepto de la longitud efectiva el más ampliamente utilizado. El concepto de longitud efectiva es uno de los métodos de estimación de los efectos de interacción del pórtico sobre el miembro comprimido en estudio. Este concepto utiliza los factores k para igualar la resistencia de un miembro comprimido de longitud L , que forma parte de un pórtico, a la de un miembro con sus extremos articulados, de longitud kL sometido únicamente a compresión normal. Aunque el concepto es completamente válido para estructuras ideales, su implementación práctica involucra varias hipótesis que se mencionarán más adelante.

En la resistencia de las columnas sometidas a carga normal deben considerarse dos condiciones de efecto opuesto. Si se aplica suficiente carga normal a las columnas de un pórtico que depende exclusivamente de su propia rigidez a flexión para la estabilidad contra desplazamientos laterales, es decir, cuyos movimientos laterales no están impedidos, tal como se ilustra en la Figura C-9.1, la longitud efectiva de estas columnas será mayor que su longitud real. Por el contrario, si dicho pórtico se arriostra de tal forma que quede impedido el movimiento lateral de los extremos superiores de las columnas respecto a sus bases, o sea su traslación o desplazamiento lateral, la longitud efectiva sería menor que la longitud real, debido a la restricción u oposición al giro de la junta proporcionada por el miembro horizontal. Para estas dos condiciones el factor k , es decir, el cociente de la longitud efectiva de la columna entre su longitud real no arriostrada, puede ser respectivamente mayor o menor de 1.0.

En la Tabla C-9.2 se dan los valores teóricos de k para seis condiciones idealizadas en las cuales el giro y la traslación de las juntas están permitidos sin ninguna restricción o están completamente impedidos. En esta Tabla también se sugieren los valores para el diseño recomendados por el *Structural Stability Research Council* (Consejo de Investigación sobre Estabilidad Estructural) para los casos en que las condiciones existentes en el problema real se aproximan a las idealizadas. En general, los valores sugeridos son ligeramente mayores que los teóricos equivalentes, ya que rara vez se obtienen nodos completamente fijos.

Si el extremo inferior de la columna en el caso f de la Tabla C.9.2 estuviese verdaderamente articulado, el factor k excedería realmente de dos (2) en un pórtico como el ilustrado en la Figura C-9.1, ya que la flexibilidad del miembro horizontal haría que las rotaciones en el extremo superior de la columna no estuviesen completamente impedidas. Por otra parte se ha demostrado [Galambos, 1960] que la influencia restrictiva de las fundaciones, aún cuando se diseñen para carga vertical solamente, puede ser muy importante en detalles de bases de columnas con extremos planos y anclajes usuales. Para esta condición, en el caso f un valor de diseño de $k = 1.5$ sería generalmente conservador.

A pesar de que la existencia de paredes de mampostería provee usualmente suficiente rigidez lateral para evitar los desplazamientos laterales de los pórticos de las edificaciones, el uso de tabiquerías livianas y de separaciones amplias entre columnas en edificios altos que no disponen de un sistema efectivo de arriostramiento en diagonal, puede crear una situación donde solamente la rigidez a flexión del pórtico mismo provea esta rigidez lateral. En este caso el factor de longitud efectiva k para la longitud no arriostrada L de una columna, depende de la magnitud de la rigidez a flexión suministrada por los otros miembros coplanares que inciden en el nodo a cada extremo de dicha longitud. Si la rigidez combinada que proveen las vigas es suficientemente pequeña en relación a la correspondiente a las longitudes no arriostradas de las columnas, la longitud efectiva kL podía exceder dos o más alturas de entrepiso [Bleich, 1952].

Se disponen de varios métodos para estimar con suficiente precisión la longitud efectiva de las columnas de pórticos no arriostrados lateralmente, que comprenden desde una interpolación simple entre los casos idealizados mostrados en la Tabla C-9.2 , hasta el uso de procedimientos analíticos muy complejos. En esta Norma se ha reemplazado el uso de nomogramas para calcular el factor de longitud efectiva , por las siguientes fórmulas [Dumonteil, 1992]:

Para pórticos impedidos de desplazarse lateralmente

$$k = \frac{3 \psi_A \psi_B + 1.4(\psi_A + \psi_B) + 0.64}{3 \psi_A \psi_B + 2(\psi_A + \psi_B) + 1.28} \quad (C-9.3)$$

Para pórticos desplazables lateralmente

$$k = \sqrt{\frac{1.6 \psi_A \psi_B + 4(\psi_A + \psi_B) + 7.5}{\psi_A + \psi_B + 7.5}} \quad (C-9.4)$$

En las expresiones (C-9.3) y (C-9.4), los subíndices A y B se refieren a las juntas en los extremos de la columna que se considera, y la rigidez relativa ψ se define como :

$$\psi = \frac{\sum (I_c / L_c)}{\sum (I_b / L_b)} \quad (C-9.5)$$

donde la sumatoria comprende todos los miembros conectados rígidamente a cada nodo y ubicados en el plano donde se considera el pandeo de la columna. I_c es el momento de inercia y L_c la longitud no arriostrada de una columna; I_b es el momento de inercia y L_b la longitud no arriostrada de una viga u otro miembro que genere restricción. I_c e I_b se toman alrededor de ejes perpendiculares al plano donde se considera el pandeo. Para extremos de columnas apoyados pero no conectados rígidamente a una fundación, ψ es teóricamente infinita, pero puede tomarse como 10 para efectos prácticos de diseño, a menos que el apoyo se diseñe como una articulación verdaderamente libre de fricción. Si el extremo de la columna está rígidamente conectado a una fundación diseñada adecuadamente, ψ puede tomarse como 1.0. Podrán utilizarse valores más pequeños de k si se justifica mediante un análisis apropiado.

En la Fig. C-9.2 se presentan los criterios del Eurocódigo [ECCS, 1991] para definir la estabilidad y el grado de desplazabilidad lateral de los pórticos de acero.

Tanto el nomograma como las fórmulas que lo sustituyen, se fundamentan en las siguientes hipótesis que rara vez existen en las estructuras reales [Galambos, 1988] En la medida que las condiciones reales difieran de estas hipótesis, los resultados serán irreales, sin embargo existen varios procedimientos que al reflejar mejor las condiciones reales de las estructuras conducen a una mejor evaluación del factor k [Yura, 1971; Disque, 1973; Bjorhovde, 1984; Davison et al, 1988]:

1. Comportamiento puramente elástico.
2. Todos los miembros son de sección constante.
3. Todas las conexiones son rígidas.
4. En pórticos arriostrados, las rotaciones en los apoyos de las vigas son de igual magnitud, flectando la viga en curvatura simple.
5. En los pórticos no arriostrados, las rotaciones en los apoyos de las vigas son de igual magnitud, flectando la viga en doble curvatura, es decir, con un punto de inflexión interno.
6. El parámetro de rigidez $L\sqrt{P/EI}$ es el mismo para todas las columnas.
7. La restricción del nodo se distribuye a la columna por encima y por debajo del mismo en proporción al valor I/L de las dos columnas.
8. Todas las columnas pandean simultáneamente.
9. No hay fuerza normal significativa en las vigas.

En los pórticos no arriostrados se podrá usar columnas doblemente articuladas (*leaning column*), dimensionadas por cargas verticales con $k = 1.0$, siempre que el efecto desestabilizador debido a la pérdida de rigidez lateral en su conexión al pórtico ($k = \infty$) se incluya en el diseño de las columnas del pórtico resistente a momentos. Una columna que está rígidamente conectada en una dirección, puede estar doblemente articulada en la otra dirección. Le Messurier [1977] ha presentado una discusión general de este problema y ha recomendado una solución general para pórticos no arriostrados.

Donde se suponga que los sofitos metálicos empleados en los techos o losas de pisos, el anclaje a muros estructurales o sistemas de arriostramiento vertical, suministran soporte lateral a las columnas individuales de un pórtico, se dará la debida consideración de sus rigideces [Winter, 1958].

Aunque la traslación de los nodos en el plano de una celosía está impedida y, debido a la restricción en los extremos, la longitud efectiva de los miembros comprimidos podría en consecuencia suponerse menor que la distancia entre los puntos de apoyo, es una práctica usual tomar el factor k igual a 1.0 [Galambos, 1988], ya que si todos los miembros de la celosía alcanzan simultáneamente su capacidad de agotamiento resistente, las restricciones en los extremos de los miembros comprimidos desaparecerían o, al menos, se reducirían considerablemente.

C- 9.4.3 Arriostramientos

Las bases teóricas de esta Sección se encuentran en los trabajos de Yura [SSRC, 1993]. En la Figura C-9.3 se ilustran los diferentes tipos de arriostramientos contemplados en esta Norma.

C-9.5 Efectos P-Δ o de efectos de segundo orden

La resistencia a las cargas laterales debidas a las acciones del viento o el sismo puede ser suministrada en ciertas edificaciones por medio de muros estructurales, que a la vez proporcionan estabilidad de toda la estructura contra las cargas gravitacionales. En las edificaciones estructuradas a base de pórticos, esta resistencia debe ser suministrada por la acción del pórtico, en donde la resistencia puede ser obtenida de muchas maneras, por ejemplo mediante un sistema de arriostramiento, por pórticos resistentes a momento, o por cualquier combinación de componentes resistentes a fuerzas laterales.

En pórticos solicitados por la combinación de cargas laterales y verticales, la deriva ocurre al aplicar las cargas. Para un valor dado de las cargas aplicadas, el pórtico tiene un valor definido de deriva Δ . En pórticos no arriostrados, se generan momentos adicionales en las columnas y vigas del sistema resistente a cargas laterales en cada piso, conocidos como momentos P- Δ , donde P es la sumatoria de las cargas gravitacionales por encima del entrepiso y Δ es la deriva del entrepiso. A medida que se incrementan las cargas, se incrementan los momentos P- Δ , razón por la cual estos efectos P Δ deben ser cuantificados en el diseño de los pórticos. Análogamente, en los pórticos arriostrados, se incrementa la fuerza normal en los miembros del sistema de arriostramiento; sin embargo, tales efectos son usualmente menos significativos. El ingeniero estructural deberá considerar estos efectos para todos los tipos de pórticos y determinar si son significativos. Como los efectos P- Δ pueden causar derivas mayores que las calculadas cuando se ignoran sus efectos, también deberán ser considerados en el análisis de la deriva bajo cargas de servicio, cuando estos efectos sean significativos. En general, valores de B2 mayores de 1.4 indican la necesidad de incrementar la rigidez de los pórticos o de realizar un análisis elastoplástico de segundo orden [CSA, 1989]. En los pórticos no arriostrados diseñados por análisis plástico, una manera de asegurar la estabilidad es mantener la carga normal de las columnas por debajo del límite de $0.75 \phi_c N_y$.

El ingeniero estructural podrá usar un análisis elástico de segundo orden para calcular las máximas fuerzas y momentos mayorados en los miembros. Estos valores representan la demanda. Alternativamente, para estructuras diseñadas sobre la base de un análisis elástico, el ingeniero estructural podrá usar el análisis de primer orden y los factores de amplificación B_1 y B_2 , cuyo significado se ilustra en la Fig. C-9.4. En el caso más general, los momentos no asociados a desplazabilidad se multiplicarán por el factor B_1 , y los momentos de primer orden, producidos por las fuerzas que ocasionan la desplazabilidad, se multiplicarán por el factor B_2 , cuando los efectos P- Δ no se hayan incorporado a través de incremento de los cortantes producidos por las cargas laterales.

El factor B_2 se aplica solamente a los momentos debidos a las fuerzas que producen el desplazamiento lateral y son calculados para todo un entrepiso. En los pórticos de las edificaciones diseñadas para un predeterminado valor de Δ_{oh} / L , el factor B_2 puede ser calculado directamente para adelantar el diseño de los miembros individuales. Cuando los desplazamientos Δ_{oh} son debidos a la acción sísmica se calcularán de conformidad con la Norma COVENIN – MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes* como $\Delta_{oh} = 0.8 R \Delta_{ei}$, donde R es el Factor de reducción dado en el Capítulo 6 de la mencionada Norma en función del Tipo estructural y del Nivel de Diseño y Δ_{ei} es el desplazamiento lateral del nivel i suponiendo un comportamiento elástico de la estructura bajo las fuerzas de diseño, incluyendo los efectos traslacionales, de torsión en planta y P- Δ .

Las derivas máximas que se establecen para el diseño de algunas categorías de edificaciones, pueden usarse para controlar que los efectos secundarios de flexión sean insignificantes [Kanchanalai y Lu, 1979; ATC, 1978]. Es conservador aplicar el factor B_2 a la suma de los momentos, $M_{lt} + M_{nt}$

En un pórtico desplazable bajo cargas gravitacionales pueden ocurrir dos clases de momentos de primer orden, M_{lt} y M_{nt} . El momento M_{nt} se define como el momento que se desarrolla en un miembro cuando se previene la desplazabilidad lateral del pórtico. Si se necesita una fuerza de restricción significativa para prevenir la desplazabilidad de una estructura asimétrica o una estructura simétrica cargada asimétricamente, los momentos inducidos por la liberación de la fuerza restrictiva serán los momentos M_{lt} a ser multiplicados por el factor B_2 . En pórticos razonablemente simétricos, este efecto podrá ser pequeño. Cuando los momentos $B_2 M_{lt}$ son sumados algebraicamente a los momentos $B_1 M_{nt}$, se obtendrá un valor bastante preciso de la demanda de momento, M_u . En la Figura C-9.5 se muestra como modelar los efectos P- Δ en un análisis elástico de primer orden utilizando los factores B_1 y B_2 . En los pórticos desplazables solicitados por cargas laterales debidas a viento o sismo, los momentos en los nodos siempre serán $B_2 M_{lt}$.

Los momentos de primer orden amplificadas por los factores B_1 y B_2 deben estar en equilibrio en los nodos, como se indica en la Fig. C-9.6. El equilibrio exige que los momentos estén balanceados con los momentos de los miembros conectados, lo que puede realizarse satisfactoriamente, distribuyendo la diferencia entre el momento amplificado y el momento de primer orden a otros miembros resistentes a momentos conectados al miembro comprimido (o miembros) en proporción a la rigidez relativa de los miembros no comprimidos. A juicio del ingeniero, se podrán desprestigiar los desbalances menores. Sin embargo en situaciones complejas, como la que ocurre cuando hay una magnificación significativa en varios miembros que concurren a un nodo, puede requerirse un análisis elástico de segundo orden. Las conexiones también se diseñarán para resistir los momentos mayorados.

Las fórmulas (9-7) y (9-8) pueden expresarse en alguna de las siguientes formas que se indican a continuación:

$$N_c = A F_y / \lambda_c^2 = \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2} = \frac{\pi^2 EA}{(kL/r)^2} \quad (C-9-3)$$

Para los miembros comprimidos en pórticos arriostrados, B_1 se determina a partir de los valores de C_m pero B_1 nunca será menor de 1.0.

Es tradicional en el análisis estructural usar como longitud del miembro, la distancia centro a centro entre sus apoyos. En los pórticos, arriostrados o no arriostrados, la fuerza normal teórica N_t está controlada por la máxima relación de esbeltez, independientemente del plano de flexión. Pero las cargas N_{e1} y N_{e2} se calcularán siempre usando la relación de esbeltez en el plano de flexión. De manera que cuando la flexión ocurre alrededor del eje fuerte solamente, se deberán emplear dos valores diferentes de la relación de esbeltez para resolver el problema.

Deberá tomarse en cuenta la interacción de los efectos de las cargas mayoradas cuando se emplea un análisis de segundo orden, esto es, se usará en el análisis la combinación de las cargas mayoradas. No es adecuada la superposición de fuerzas obtenidas de análisis separados. Esta disposición se refleja en muchos programas de cálculo estructural que realizan el análisis P- Δ incorporando el comando *Repetir carga (Repeat Load)* para crear un nuevo caso de carga utilizando las combinaciones previamente definidas como casos de cargas primarias. El comando *Repetir* es tratado como una nueva carga primaria, de manera de poder reflejar las correcciones debidas a los efectos secundarios, por esto no debe ser confundida con el comando *Combinación de cargas (Load Combination)* que combina algebraicamente los efectos de las cargas primarias definidas y evaluadas independientemente.

Cuando la flexión ocurre alrededor de ambos ejes x e y, la demanda flexional calculada alrededor de cada eje será ajustada por los valores C_m , N_{e1} y N_{e2} correspondientes a la distribución de momentos y la relación de esbeltez en los planos de flexión, y luego será tomada como una fracción de la resistencia a flexión, $\phi_b M_t$, alrededor de este eje, con la debida consideración de la longitud no arriostrada del ala en compresión.

Las fórmulas (9-2) y (9-4) son una buena aproximación del máximo momento de segundo orden en miembros comprimidos que no tienen traslación relativa de sus nodos ni cargas transversales entre los extremos del miembro [Ketter, 1961]. La versión de la norma AISC - ASD 1978 impuso el valor límite de $C_m \geq 0.4$ correspondiente a la relación $M_1/M_2 = 0.5$. Zandonini [1985] señaló que la fórmula (9-4) puede usarse en el plano de los momentos de segundo orden si se elimina la limitación de 0.4. Este límite fue originalmente adoptado por Austin [1961] para resolver problemas de pandeo lateral torsional y no problemas de resistencia flexional de análisis de segundo orden en el plano. Esta interpretación incorrecta dada al factor C_m ha sido corregida por el AISC.

Para viga- columnas con cargas transversales, los momentos de segundo orden pueden ser aproximados usando la siguiente fórmula para miembros simplemente soportados

$$C_m = 1 + \psi N_u / N_{e1} \quad (\text{C-9.6})$$

donde

$$\psi = \frac{\pi^2 \delta_o EI}{M_o L^2} - 1 \quad (\text{C-9.7})$$

δ_o = Flecha máxima debida a la carga transversal.

M_o = Momento máximo de diseño mayorado entre los apoyos, debido a la carga transversal.

Si, como en el caso de grúas de pescante, la viga está sometida a cargas gravitacionales transversales y a una parte del momento calculado en el apoyo, el valor de δ_o incluirá la flecha entre apoyos producida por este momento.

Para miembros restringidos se usarán los valores dados en la Tabla C-9.1 [Iwankiw, 1984]. Estos valores de C_m se usarán siempre con el momento máximo en el miembro. Para los casos de miembros con extremos restringidos, los valores de B_1 serán más precisos si se usa $k < 1.0$ en el cálculo de P_{e1} . En lugar de usar la fórmula (C-9.6), podrá usarse conservadoramente un valor de $C_m = 1.0$ para el caso de miembros cargados transversalmente con apoyos no restringidos y de 0.85 para extremos restringidos.

Para propósitos de diseño los miembros solicitados por cargas concentradas o momentos entre sus apoyos pueden considerarse divididos en dos segmentos en el punto de aplicación de la carga o momento, y cada segmento tratado como un miembro que depende de su propia rigidez flexional contra el desplazamiento lateral en el plano de flexión considerado, tomando $C_m = 0.85$. Para efectos de la relación de esbeltez como miembro comprimido, se tomará la longitud total del miembro.

Se permitirán ajustes en la reducción de la rigidez debido a la inelasticidad de la columna.

TABLA C-9.1
COEFICIENTES C_m

| Caso | ψ | C_m |
|------|--------|--------------------------|
| | 0 | 1.0 |
| | -0.4 | $1 - 0.4 \frac{Nu}{Ne1}$ |
| | -0.4 | $1 - 0.4 \frac{Nu}{Ne1}$ |
| | -0.2 | $1 - 0.2 \frac{Nu}{Ne1}$ |
| | -0.3 | $1 - 0.3 \frac{Nu}{Ne1}$ |
| | -0.2 | $1 - 0.2 \frac{Nu}{Ne1}$ |

TABLA C-9.2
VALORES DEL FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA k

| | | | | | | |
|---|--|------|---|-----|--|-----|
| <p>La forma de la columna pandeada se muestra con la línea de trazos</p> | | | | | | |
| | Valor teórico de k. | 0.5 | 0.7 | 1.0 | 1.0 | 2.0 |
| Valores recomendados para el diseño cuando las restricciones reales se aproximan a las ideales. | 0.65 | 0.80 | 1.2 | 1.0 | 2.10 | 2.0 |
| Símbolos para las restricciones en los extremos. | Rotación restringida y traslación restringida. | | Rotación restringida y traslación libre | | Rotación libre y traslación restringida. | |
| | Rotación libre y traslación restringida. | | Rotación libre y traslación libre. | | | |

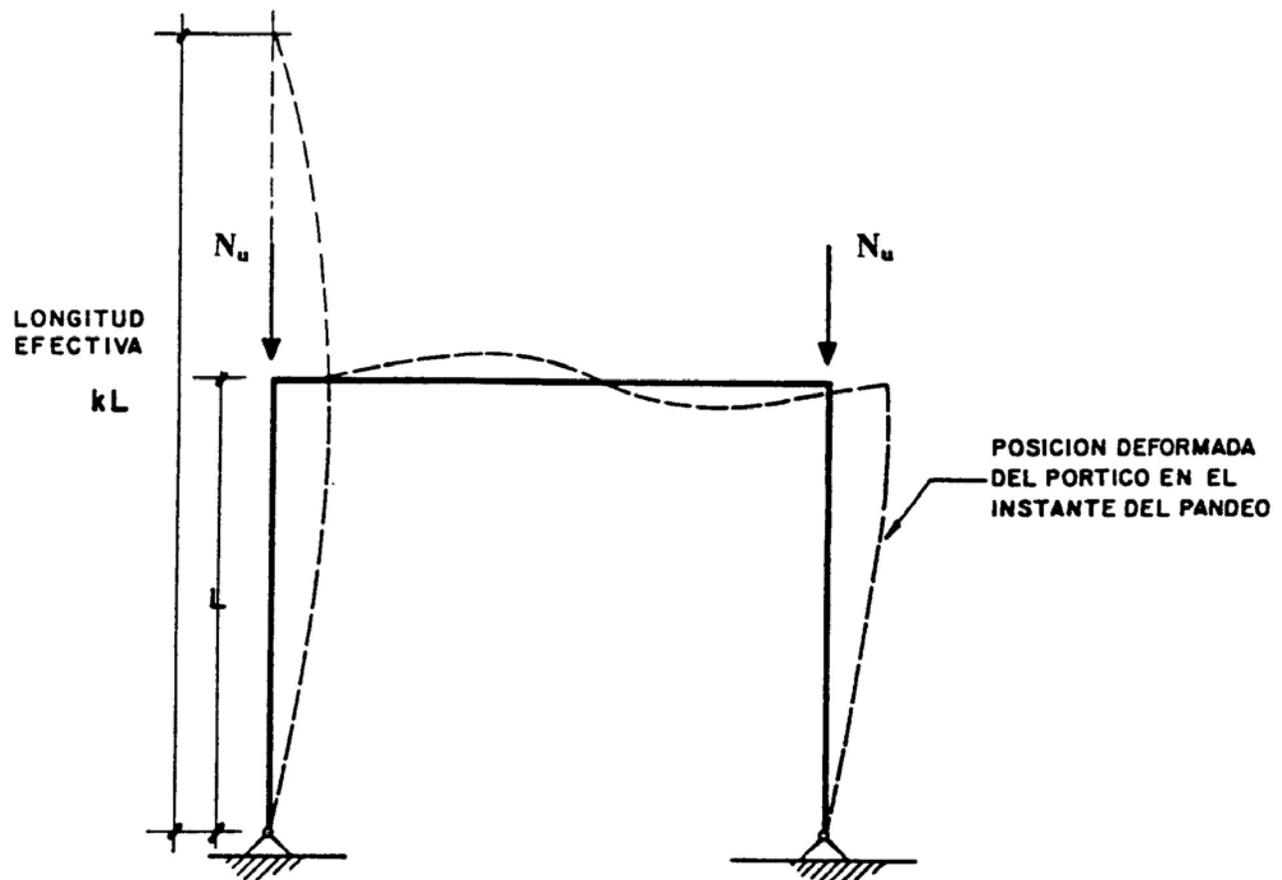
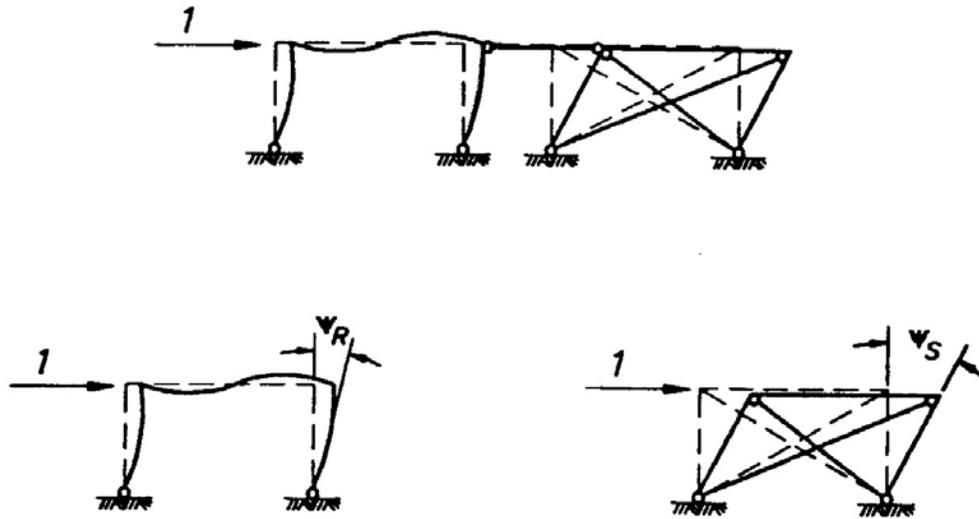


FIGURA C-9.1. LONGITUD EFECTIVA DE UNA COLUMNA EN UN PÓRTICO CON DESPLAZAMIENTOS LATERALES PERMITIDOS



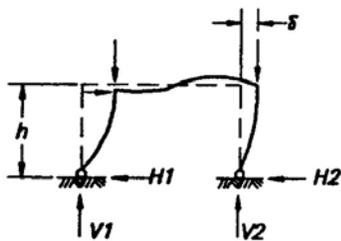
Un pórtico soportado lateralmente por un sistema de arriostramiento puede clasificarse como un pórtico arriostrado cuando:

$$\Psi_S < 0.2 \Psi_R$$

Ψ_R – Rigidez lateral del pórtico no arriostrado

Ψ_S – Rigidez lateral del sistema de arriostramiento

FIGURA C-9.2. (a) Criterio 3 para clasificar la estabilidad de pórticos.



Para que un pórtico sea tratado como pórtico sin desplazamiento lateral

$$\frac{\delta \cdot \Sigma V}{h \cdot \Sigma H} \leq 0.1$$

δ – Desplazamiento horizontal relativo en el tope del entrepiso respecto a la base del piso

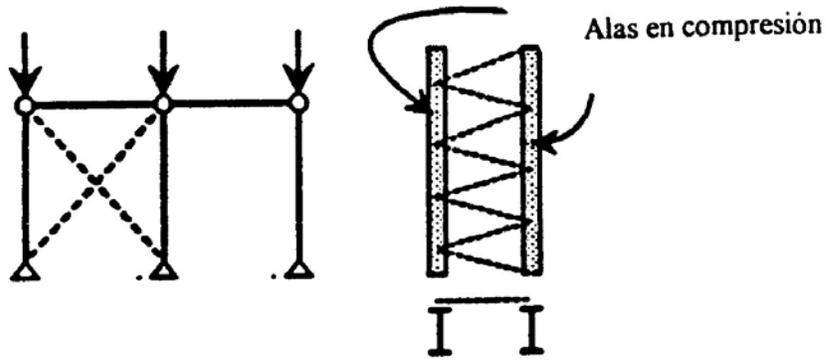
h – Altura del entrepiso.

ΣH – Reacción horizontal total en la base del entrepiso ($H1 + H2$).

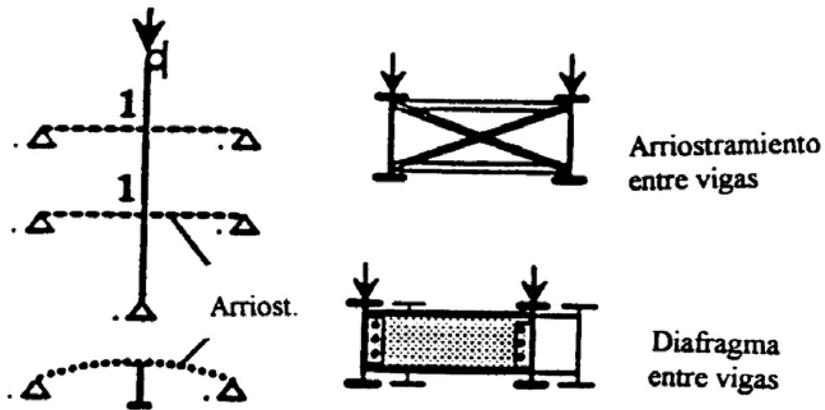
ΣV – Reacción vertical total en la base del entrepiso ($V1 + V2$).

FIGURA C-9.2. (b) Criterio para clasificar la desplazabilidad lateral de los pórticos de acero.

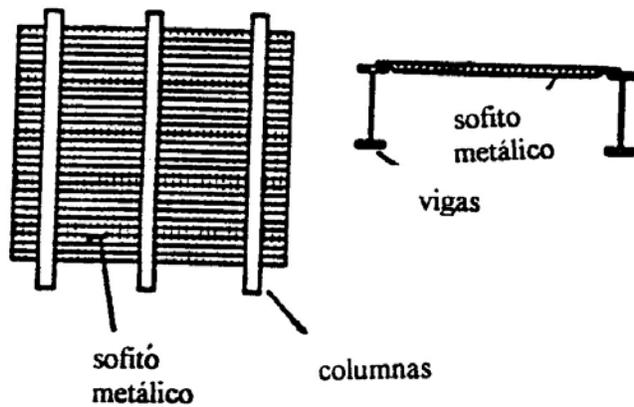
FIGURA C-9.2. Criterios del Eurocode 3.



a) Arriostramiento relativo



b) Arriostramiento nodal o discreto



c) Arriostramiento continuo

FIGURA C-9.3. TIPOS DE ARRIOSTRAMIENTOS

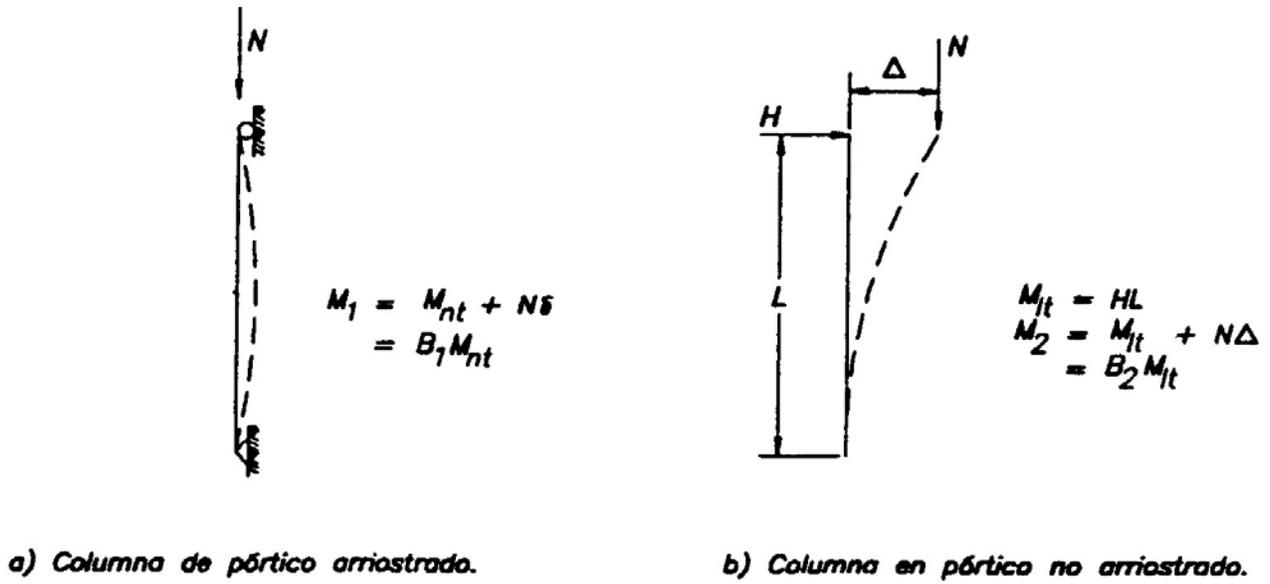


FIGURA C-9.4. EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN

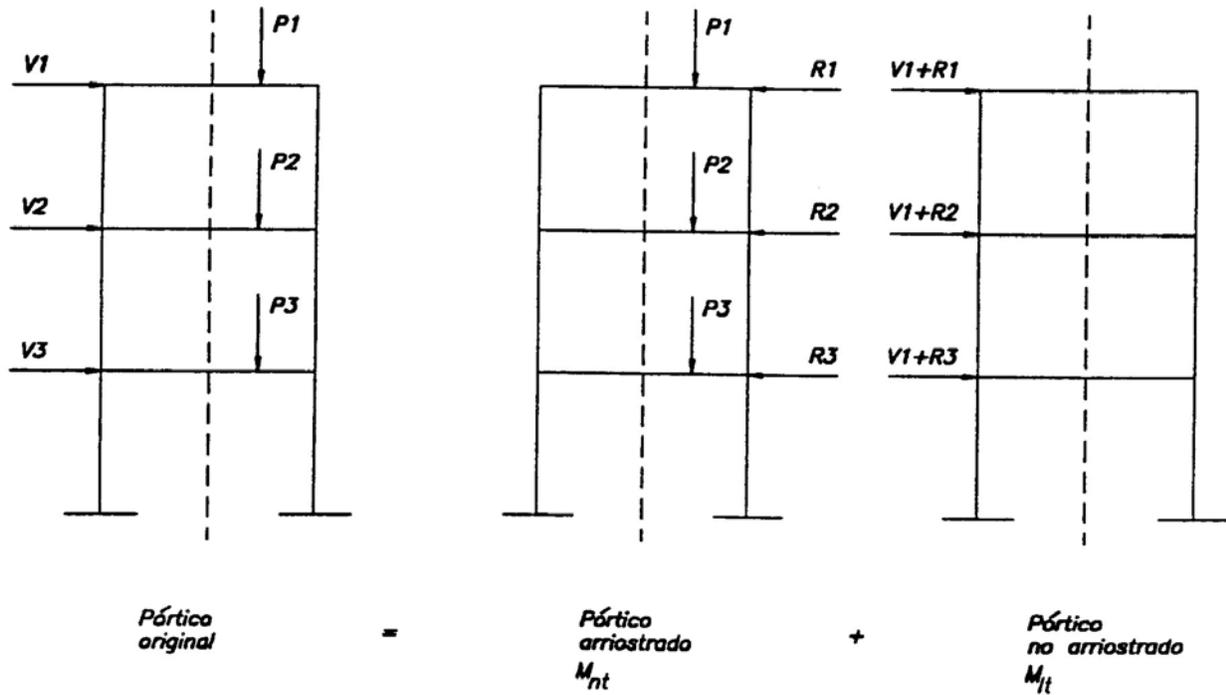


FIGURA C-9.5. MODELO MATEMÁTICO PARA INCORPORAR LOS EFECTOS P-Δ A PARTIR DE UN ANÁLISIS ELÁSTICO DE PRIMER ORDEN.

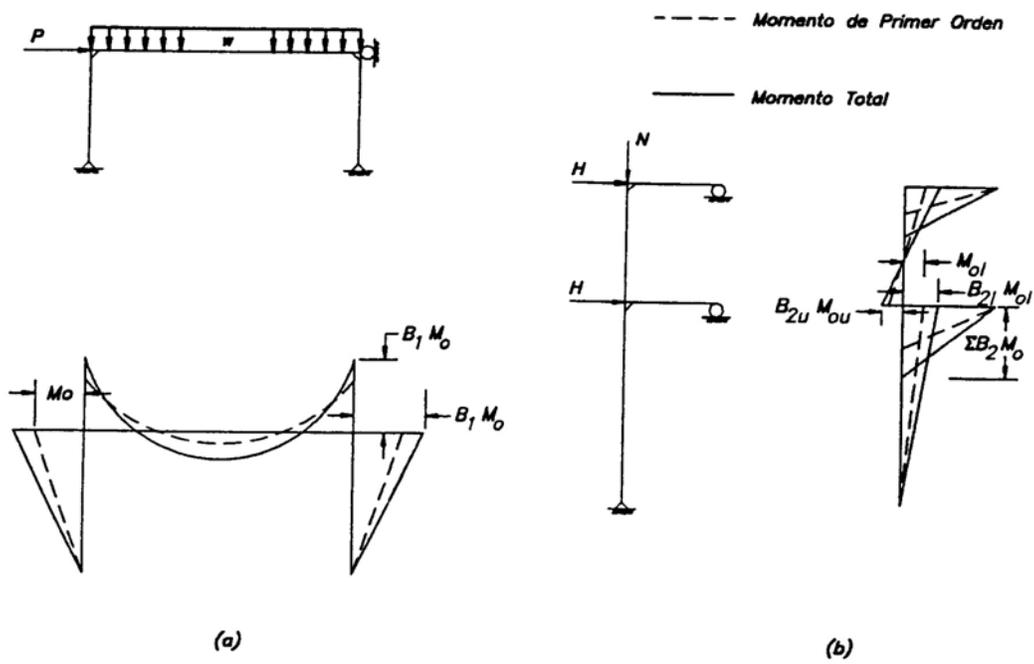


FIGURA C-9.6. EQUILIBRIO DE LOS MOMENTOS MAYORADOS POR LOS FACTORES B_1 y B_2

CAPÍTULO C-10 ACCIONES E HIPÓTESIS DE SOLICITACIONES

C-10.3 HIPÓTESIS DE SOLICITACIONES PARA EL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE

Las hipótesis de solicitaciones incluyen las combinaciones de solicitaciones y sus correspondientes factores de mayoración. Véase en la Norma COVENIN – MINDUR 2004-98 una extensa discusión de los conceptos de acciones, cargas, solicitaciones, y resistencia. En este Capítulo se han adoptado los criterios de la Norma AISC-LRFD 93, con las modificaciones correspondientes a las combinaciones sismorresistentes según el AISC 1997, el NEHRP 97 [AISC 1997, NEHRP, 1997b], el ASCE 7-95 [ASCE, 1995] así como la Norma COVENIN – MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*. A su vez, las combinaciones de solicitaciones y factores de mayoración de la Norma AISC -LRFD 93 provienen de la Norma ASCE 7-95 *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures* [ASCE, 1995], fundamentadas en los trabajos de Ellingwood y otros [1982]. El objetivo del índice de confiabilidad β , definido en la Sección C-8.3, es de 3.0 para las combinaciones con acciones gravitacionales solamente (acciones permanentes y variables), de 2.5 para las combinaciones que incluyen las acciones del viento, y de 1.75 para las combinaciones con acciones sísmicas.

En los factores de mayoración de las combinaciones de solicitaciones se reconoce que cuando simultáneamente con la acción permanente actúan varias acciones, sólo una de ellas alcanza el valor máximo esperado durante su vida útil, mientras que las otras acciones se mantienen en un valor puntual arbitrario en el tiempo que puede ser alcanzado en la estructura en cualquier tiempo (Regla de Turkstra). Por ejemplo, se consideran apropiadas las siguientes combinaciones para las solicitaciones producidas por acciones permanentes, variables y eólicas:

$$\gamma_{CP} CP + \gamma_{CV} CV$$

$$\gamma_{CP} CP + \gamma_{CVa} CV_a + \gamma_w W$$

$$\gamma_{CP} CP + \gamma_{CV} CV + \gamma_{wa} W_a$$

donde γ es el factor de mayoración apropiado según lo designa el subíndice. El subíndice se refiere al valor puntual arbitrario en el tiempo. Las combinaciones dadas en este Artículo provienen entonces de tomar en cuenta la dispersión de los valores estadísticos y de asignar valores de mayoración modificados para no tener que calcular otras cargas diferentes a los valores nominales dados en las correspondientes normas de acciones. En el caso particular de las solicitaciones sísmicas, el factor de mayoración es la unidad (1.0) debido a que las acciones sísmicas calculadas según la Norma COVENIN – MINDUR 1756, se basan en la disipación de energía post-elástica en la estructura.

La combinación (10-10) corresponde esencialmente a la especificada por la norma ASCE 7-95.

C-10.3.1 Requisitos sismorresistentes adicionales

La nueva generación de normas norteamericanas [ICBO 97, NEHRP 97, AISC 97] ha incorporado combinaciones especiales con el factor de sobrerresistencia del sistema estructural, Ω_o , para tomar en cuenta la sobrerresistencia inherente al Tipo del sistema estructural y como se explica en el comentario C-5.2 y C-5.2.7 del NEHRP 97 [FEMA, 1997], que durante el máximo sismo probable, las fuerzas normales calculadas en las columnas usando el sismo de diseño especificado pueden ser excedidas como resultado de la reducción de las fuerzas sísmicas elásticas por efecto de ductilidad, y que usualmente este tipo de análisis no incorpora explícitamente la concurrencia de aceleraciones verticales. Las combinaciones propuestas suministran una aproximación al efecto vertical del sismo, la combinación (10-9) como la demanda mínima a compresión de la columna y la (10-10) como la demanda mínima a tracción. Estas fuerzas se aplican sin considerar cualquier flexión concurrente sobre el miembro. Las excepciones a los valores estos límites de estas combinaciones, indicadas en la Sección 15.5.1, son condiciones autolimitantes basadas en la resistencia que el sistema como un todo transfiere como carga normal a la columna. Así por ejemplo, la resistencia a tracción de un pilote puede ser mucho más grande que la demanda cuando sus dimensiones dependen de su resistencia a compresión.

C-10.4 HIPÓTESIS DE SOLICITACIONES para el estado límite de servicio

La tendencia a usar aceros de alta resistencia como una forma de controlar la desviaciones de los valores cedentes nominales [AISC, 1997; Cattani, J., 1999] así como la nueva tendencia en la ingeniería sismorresistente de proyectar con base al desempeño de la estructura para limitar el nivel de daños en las edificaciones [SEAOC, 1996; ATC, 1997] va haciendo cada día más importante revisar el estado límite de servicio, así por ejemplo, el ATC 34 [ATC, 1995] ha propuesto una ecuación alternativa a la (C-8.1) escrita en términos de deformación. La condición fundamental para el Estado Límite de Resistencia dado en la Tabla 3 de la Norma COVENIN – MINDUR 2004-98 puede generalizarse al Estado Límite de Servicio adecuando la definición de algunos términos de la Demanda, a ser formula como \bar{D}_{ik} , y expresando la Capacidad como $\phi_i \Delta_{ni}$, siendo Δ_{ni} el valor límite de flecha, vibración, etc., reglamentado por las normas correspondiente al componente i.

A menos que explícitamente se indique lo contrario, los factores de mayoración para las combinaciones de solicitaciones correspondientes al estado límite de servicio serán iguales a uno (1.0).

PARTE C-2 SISTEMAS ESTRUCTURALES EN ACERO

CAPÍTULO C-11 REQUISITOS SISMORRESISTENTES PARA PÓRTICOS DE ACERO

C-11.1 ALCANCE

Este Capítulo está basado en las *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* 1997, del AISC, donde se han sistematizado las enseñanzas aprendidas en los terremotos de Northridge y Kobe [SAC 1995a a 1995g y FEMA 1995, 1997a y 1997b]. En esta Norma los requisitos sismorresistentes se han organizado en función de los Niveles de Diseño definidos en el Capítulo 3.

En la Fig. C-11.1 se identifican los elementos de una conexión totalmente restringida o conexión de momento, según se definen en el Apéndice F. Los ensayos han demostrado que la rotación inelástica observada en los pórticos resistentes a momento, es una combinación de deformaciones por flexión en las rótulas plásticas y deformaciones por corte en la zona del panel, a menos que el alma de la columna sea inusualmente gruesa. La contribución de la zona del panel a la rotación inelástica se considera beneficiosa, pero debe estar limitada, en consecuencia, debe ser determinada experimentalmente para cada tipo de conexión.

Las disposiciones sismorresistentes del AISC de 1992 (2da. Edición) se formularon básicamente de los trabajos experimentales realizados al comienzo de los años 1970 [Popov y Stephen, 1972]. Las investigaciones generadas a raíz del terremoto de Northridge reconocieron que los cambios en los materiales, la soldadura, las estructuraciones y las dimensiones de los miembros hacían inapropiadas estas reglas para las prácticas actuales de diseño. Adicionalmente, estudios recientes utilizando un análisis dinámico con acelerogramas obtenidos en las proximidades de fallas activas e incluyendo los efectos $P-\Delta$ demuestran que la demanda en las derivas exceden significativamente los rangos previamente supuestos como posibles [Krawinkler y Gupta, 1998]. Por estas razones, las disposiciones del AISC de 1997 (3ra. Edición) y su Suplemento de 1999 acogen las recomendaciones de las publicaciones FEMA [FEMA 1995, 1997b] de que todas las conexiones se basarán en ensayos, excepto las conexiones de los pórticos con Nivel de Diseño ND1 que pueden diseñarse con disposiciones normativas basadas en ensayos que demostraron tener un desempeño exitoso. La intención de esta Norma no es exigir ensayos específicos para cada diseño, excepto cuando se trate de un diseño único y no existan ensayos o publicaciones que representen adecuadamente las condiciones para las cuales será usado. Existen muchas publicaciones sobre ensayos con muchas de las combinaciones de tamaños de vigas y columnas [FEMA 1997c; NIST/AISC, 1998].

C-11-2 REQUISITOS PARA PÓRTICOS DE ACERO CON NIVEL DE DISEÑO ND1

La norma sísmica AISC [AISC, 1997] no especifica un valor límite para la longitud no arriostrada lateralmente en los sistemas resistentes a sismos con Nivel de Diseño ND1, porque en este Nivel no se espera la formación de rótulas plásticas. Los requisitos generales para el arriostramiento lateral de las vigas del Capítulo 16 se han desarrollado para una capacidad de rotación inelástica de al menos tres veces la rotación al inicio de la cedencia ($3 \theta_y$). El diseño sismorresistente exige rotaciones inelásticas de 7 a 9 veces θ_y ; véanse los Comentarios C-11.3.2, C-11.4.3 y C-16.3.2.3.1. Rigurosamente, la longitud no arriostrada para diseño plástico L_{pd} (fórmula 16-1) se sustenta en un análisis del mecanismo plástico que presupone que la primera rótula tiene suficiente capacidad de rotación para permitir la formación de una segunda rótula plástica sin que la primera sea inestable. La longitud de arriostramiento lateral que resulta para vigas flectadas en doble curvatura, es decir, haciendo $M1/M2 = + 1.0$ en la fórmula (16-1) es muy similar a las que se obtiene en el pandeo lateral elástico.

C-11-3 REQUISITOS PARA PÓRTICOS DE ACERO CON NIVEL DE DISEÑO ND2

Excepto los requisitos de capacidad de rotación plástica y otras pocas excepciones, los requisitos para los pórticos con Nivel de Diseño ND2 son las mismas que se exigen a los pórticos con Nivel de Diseño ND3 [FEMA, 1995; SAC, 1995d].

C-11.3.2 Arriostramiento lateral de las vigas

En los pórticos resistentes a momento, casi siempre las vigas están próximas a la condición de doble curvatura, a menos que un extremo esté articulado. Si en la fórmula (16-1) se supone M_p en un extremo y articulado el otro, la expresión resultante es $252000 r_y/F_y$, que para acero ASTM A36 toma el valor de $99.6 r_y \approx 100 r_y$, el UBC [ICBO, 1991] tiene para esta limitación $96 r_y$.

C-11.4 REQUISITOS PARA PÓRTICOS DE ACERO CON NIVEL DE DISEÑO ND3

Los sistemas apórticados con Nivel de Diseño ND3 propiamente diseñados, detallados, fabricados e inspeccionados conforme a los presentes requisitos, resultan en general, en sistemas dúctiles confiables que responden bien a los grandes movimientos sísmicos tanto en edificaciones altas como bajas. Antes del terremoto de Northridge 1994, dentro de ciertas limitaciones y restricciones se consideraban tres fuentes de disipación de la energía inelástica absorbida a través del comportamiento dúctil de los miembros del pórtico: las rótulas plásticas por flexión en las vigas adyacentes a la cara de la columna, la cedencia por corte en la zona del panel de la conexión viga – columna, y el menos deseable de todos, cedencia en las columnas. En esta Norma se adopta la filosofía de diseño de columnas fuertes –vigas débiles, es decir, la principal fuente de disipación de energía son las rótulas plásticas en las vigas a una cierta distancia de la cara de la columna, previniendo la fractura frágil y el pandeo severo dentro y en la zona adyacente a la zona de plastificación, como se muestra en la Fig. C-11.2. Las disposiciones de este Artículo tienen como objetivo suministrar una capacidad de rotación inelástica de al menos 0.03 radianes bajo las condiciones estipuladas en el protocolo de ensayo, a la vez que limitar o prevenir la distorsión de la zona del panel, la formación de rótulas plásticas en las columnas y el pandeo local, cualquiera de las cuales puede conducir a un desempeño inadecuado del pórtico a pesar del buen comportamiento de las conexiones.

C-11.4.1 Relaciones ancho / espesor

Esta disposición establece la correspondencia entre los Niveles de Diseño, del Capítulo 3, con la clasificación de las secciones transversales del Capítulo 4. La relación ancho / espesor de los elementos de la sección transversal suministra la necesaria estabilidad ante el pandeo local. Los valores límites dados en la Tabla 4.1 fueron considerados adecuados por el Comité que redactó las especificaciones sismorresistentes [Sawyer, H.A, 1961, Lay, M.G, 1965; Lamp, A.R, 1986; Bansal, J.P, 1971] para ductilidades de 6 o 7, basados en los ensayos realizados hasta la fecha de su publicación en 1992, pero es posible que ensayos posteriores puedan conducir a la modificación de estos límites.

C-11.4.2 Área las alas de las vigas

Esta disposición está orientada a evitar detalles de reforzamiento o reducción de secciones de vigas que puedan constituirse en concentradores de tensiones en el área donde se prevea la formación de rótulas plásticas. Las vigas de sección reducida (*dog-bone*, hueso de perro) que por lo general tienen un cambio gradual del área del ala satisfacen este requisito. En estas vigas se reduce el área intencionalmente para limitar la demanda sobre la conexión soldada y se provee de una región bien definida para la acción inelástica [SEAOC, 1996; SAC, 1995, 1997a].

C-11.4.3 Arriostamiento lateral de las vigas

Debido a las oscilaciones de bajo ciclaje de los pórticos sometidos a las acciones sísmicas y las incertidumbres en la localización de las rótulas, se ha limitado, conservadoramente, la separación entre los soportes laterales de las vigas de los pórticos en ambas alas, a $176400 r_y / F_y$. Este valor es ligeramente mayores al de la fórmula (16-8) que no incorpora los efectos beneficiosos del gradiente de momentos y que solo tiene sentido para $C_b = 1.0$, correspondiente al caso de un diagrama de momentos uniforme.

C-11.4.4 Conexiones y Juntas viga – columna

Los criterios de aceptación de los resultados experimentales están dados en el Apéndice F. Aunque la aceptación está focalizada en el nivel de rotación plástica alcanzada, también debe prestarse atención a la degradación de la resistencia a medida que se incrementa el nivel de deformación, porque este tipo de comportamiento análogamente al efecto P- Δ en los pórticos, tiende a incrementar la demanda de momento. A falta de mayor información adicional, el Comentario del AISC recomienda que el deterioro en la resistencia a flexión más allá de 0.03 radianes esté limitada a valores no menores al momento plástico teórico calculado con la tensión cedente mínima especificada, F_y , es decir, $M_{0.003} \geq M_p$. Cuando sea el pandeo de alas de la viga pandeen o las vigas con sección reducida sean las que limiten la resistencia en vez de las conexiones, se permitirá un nivel de deterioro de 0.8 veces el valor de M_p de las vigas ensayadas, conforme a lo especificado en el punto 1 de la Subsección 11.4.4.2; véase la Figura C-11.3.

Las limitaciones entre las diferencias de los valores experimentales de F_y y la tensión cedente esperada F_{ye} para las vigas, las columnas y los elementos de conexión no aplica retroactivamente a la base de datos de ensayos precalificados existentes para la fecha de publicación de la presente Norma, se aplicarán solamente a los nuevos ensayos de calificación.

C-11.4.4.3 Solicitaciones por fuerza cortante en las conexiones

Las vigas con grandes cargas gravitacionales o donde la zona del panel sea débil, ilustran alguno de los casos en los cuales se justifica un análisis estructural para obtener un menor valor de V_u .

C-11.4.5 Zona del panel en conexiones viga - columna

Los fundamentos teóricos de estos requisitos son esencialmente los mismos que se dan el comentario C-20.7, basados en los resultados de muchos ensayos bajo cargas cíclicas realizados en años recientes, que demostraron que la cedencia por corte en la zona del panel se alcanza después de muchos ciclos de distorsión inelástica, de forma que la zona del panel no necesita desarrollar las rotulas de la viga [Popov et al., 1996; Slutter, 1981; Becker, 1971; Fielding and Huang, 1971; Krawinkler, 1978]. Numerosos ensayos reportan el efecto beneficioso de la cedencia de la zona del panel dentro de ciertos límites, pero ensayos recientes parecen demostrar que una excesiva deformación de la zona del panel puede conducir a fallas prematuras en las juntas y conexiones [Popov et al., 1996]. Por estos motivos, hasta tanto no se tenga una mejor comprensión del comportamiento sismorresistente de esta zona, el AISC consideró prudente conservar las fórmulas y aplicar un factor de minoración de la resistencia de 0.75 para los Niveles de Diseño ND2 y ND3, y dejar el de 0.90 para el Nivel de Diseño ND1, tal como se especifica en el Artículo 20.7, y modificar la magnitud de la demanda por corte en el panel a 0.8 veces la suma de los momentos plásticos R_y M_p de la vigas que concurren a la conexión. El factor del ochenta por ciento (80%) es una aproximación al reconocimiento de los resultados observados en los análisis inelásticos, donde debido a la presencia de las cargas verticales y la variación en la ubicación del punto de inflexión no es probable alcanzar el valor de M_p simultáneamente en ambos lados de una columna. Para minimizar el riesgo de pandeo por corte durante las deformaciones inelásticas de la zona del panel, el espesor del material en la zona del panel está limitado a no menos de 1/90 de la suma de su ancho y largo. Para que el espesor de cualquier plancha adosada sea efectiva en la inhibición del pandeo local, deberá ser conectada en la zona del panel por medio de soldadura de tapón [SSEC, 1986]; véase la Figura C-11.4.

Las planchas adosadas usadas para incrementar la resistencia o para reducir las deformaciones en la zona del panel se podrán disponer como se muestra en la Figura C-11.5. En el caso de planchas paralelas al alma de la columna, tanto el alma como cada una de las planchas deberán satisfacer la fórmula (11-1). Como el uso de rigidizadores diagonales para reforzar y rigidizar la zona del panel no ha sido adecuadamente ensayado para cargas reversibles de bajo ciclaje en el rango inelástico, no se dan recomendaciones sismorresistentes sobre detalles específicos.

Las planchas adosadas pueden ser diseñadas para extenderse entre las planchas de continuidad que son soldadas directamente al alma de la columna o que pueden ser extendidas por arriba y por debajo de las planchas de continuidad las cuales son soldadas a la plancha adosada. En este último caso, las soldaduras horizontales en el tope y en el fondo de la plancha adosada se dimensionarán para que transfiera todas las cargas impuestas para el sistema diseñado. En particular, las soldaduras de la plancha adosada al alma de la columna se diseñarán para transferir la porción de carga de la plancha de continuidad al alma de la columna. La soldadura de filete para fijar los bordes de la plancha adosada a lo largo del alma de la columna, cumplirá con los requisitos de la Tabla 23.5.

Las soldaduras de las planchas adosadas a las alas de la columna, deberán tener en cuenta el corte vertical y las cargas de flexión de las vigas que se conectan perpendicularmente al alma de la columna y soportadas por la plancha adosada, así como las cargas normales de compresión o tracción entregadas al alma de la columna y las planchas adosadas por las alas de las vigas conectadas dentro de las alas de la columna.

C-11.4.6 Planchas de continuidad

En todos los casos se usarán planchas de continuidad a menos que experimentalmente se demuestre que las características del diseño de una determinada conexión son tales que garanticen la reducción o redistribución de las tensiones en las alas sin la presencia de las planchas de continuidad.

Debido a que los ensayos post-Northridge demuestran que tanto las planchas de continuidad con espesores delgados como las de espesores sumamente gruesos pueden producir igual detrimento en el comportamiento esperado, no se suministran reglas de diseño. El dimensionado de las planchas de continuidad deberá basarse en resultados experimentales.

C-11.4.7 Relación de momentos en los nodos

Esta Sección se fundamenta en la filosofía de columnas fuertes – vigas débiles, y el ingeniero debe tener presente concierne más al comportamiento global del pórtico que a la interconexión individual de vigas y columnas, por lo que el uso de la fórmula (11-2) no constituye garantía de que las columnas individualmente cedan, aún cuando las conexiones satisfagan los requisitos. El análisis no lineal demuestra que la distribución de momentos, localización de puntos de inflexión y las deformaciones inelásticas difieren de las condiciones idealizadas. Sin embargo, el cumplimiento de los requisitos de la fórmula (11-2) forzará a que en la respuesta inelástica predomine la cedencia en las vigas antes que en las columnas como mecanismo de disipación de energía.

En la fórmula (11-2) tiene un formato más complejo que en la versión precedente de 1992 de las AISC *Seismic Provisions*, entre otras razones porque la localización de la rótula plástica se ha desplazado de la cara de la columna, y porque se ha reconocido el potencial de sobrerresistencia existente en las vigas, como se discutió en C-5.2.2. En todos los casos, aún en el de las excepciones contempladas en las Subsecciones 11.4.7.1 y 11.4.7.2, las columnas deberán cumplir con los requisitos de las Secciones 11.4.1 y 11.4.2.

C-11.4.8 Arriostramiento lateral de las conexiones viga – columna

Para asegurar un funcionamiento adecuado, particularmente durante el comportamiento inelástico bajo sollicitaciones sísmicas en o adyacente a la conexión viga - columna, la columna necesita ser arriostrada para prevenir su rotación fuera del plano del pórtico de momento.

C-11.4.8.1 Conexiones viga –columna arriostradas lateralmente

Las conexiones viga – columnas son usualmente restringidas lateralmente por el techo o el sistema de piso. Para estos casos, se requiere el soporte lateral de la conexión solamente en los niveles del ala superior de las vigas en la medida que la columna demuestre permanecer elástica. Cuando no se puede demostrar que la columna permanece elástica, se formará potencialmente una rotula y la columna deberá ser soportada lateralmente en los niveles de ambas alas de la viga, la superior y la inferior.

El soporte lateral suministrado a la conexión viga - columna se diseñará para una demanda del dos por ciento (2 %) de la resistencia teórica de la viga.

El AISC reconoce que la base de datos disponible sobre la rigidez de los arriostramientos es muy limitada para poder cuantificar cuando un soporte lateral es suficientemente rígido para inhibir el movimiento lateral de las alas de la columna, por lo tanto, los ingenieros deberán ser cautelosos en el diseño del soporte lateral de los miembros que son compuestos de elementos razonablemente rígidos y anclados a los soportes rígidos [Bansal, J.P., 1971].

El soporte lateral no necesita ser un miembro separado de la conexión viga - columna en todos los casos. Se ha demostrado que las fuerzas de soporte lateral pueden ser adecuadamente llevadas por el alma de la columna o las alas de la viga.

C-11.4.8.2 Conexiones viga – columna no arriostradas lateralmente

Las conexiones no restringidas pueden ocurrir en casos especiales de pórticos de dos entrepisos, en pisos de estacionamientos mecánicos o por una disposición espacial arquitectónica. Donde esto ocurra, se tendrá especial cuidado de minimizar el potencial de pandeo fuera del plano de la conexión, cumpliendo las disposiciones que se enuncian en esta Subsección.

C-11.5 REQUISITOS PARA PÓRTICOS DE ACERO RESISTENTES A MOMENTO CON VIGAS DE CELOSÍA

El colapso de algunas de las torres del complejo Pino Suárez durante el terremoto de México 1985 [Osteraas, J; Krawinkler, H., 1989] despertó el interés por el comportamiento de este tipo de estructuración. En la Norma SEAOC 1988 se introducen requisitos para su diseño, pero fue en la propuesta de modificación del NEHRP 1997 [NEHRP, 1997b] donde por primera vez verdaderamente se sistematizaron los requisitos que deben cumplirse. Estos requisitos se fundamentan principalmente en investigaciones experimentales. [Goel et al., 1994a, 1994b; Basha y Goel 1994; Itani y Goel, 1991].

C-11.5.4 Segmento especial

Como se espera que el segmento especial entre en cedencia en toda su longitud, no se aplicarán cargas estructurales significativas dentro del mismo. Consecuentemente, se establece para los miembros diagonales del alma un límite superior para las fuerzas normales debidas a las cargas verticales aplicadas directamente dentro del segmento. Véase la Fig. C-11.6.

C-11.5.4.4 Resistencia teórica de los miembros del segmento especial

Los pórticos con vigas de celosía se proyectarán para que disipen energía a través de la cedencia por flexión de los miembros de los cordones y por cedencia normal y pandeo de los miembros diagonales del alma dentro del segmento especial. Se podrá utilizar un análisis plástico para determinar las demandas por corte dentro del segmento especial bajo las combinaciones que incorporen la sollicitación sísmica.

C-11.5.5 Resistencia teórica de los miembros de la celosía fuera del segmento especial

Los pórticos con vigas de celosía se proyectarán para que todos sus miembros a excepción de los localizados dentro del segmento especial involucrados en la formación del mecanismo de cedencia, las columnas y todas las conexiones permanezcan elásticos.

La fórmula (11-3) toma en consideración las incertidumbres en el valor de la cedencia del acero y los efectos del endurecimiento por deformación en los miembros del alma que ceden y los miembros del cordón que se rotulan. Está basada en análisis aproximados y resultados experimentales en pórticos sometidos a una deriva del tres por ciento (3%) [Basha y Goel, 1994]. Los ensayos demuestran que $0.3 N_{cn}$ representa el promedio de la capacidad nominal de post-pandeo bajo cargas cíclicas.

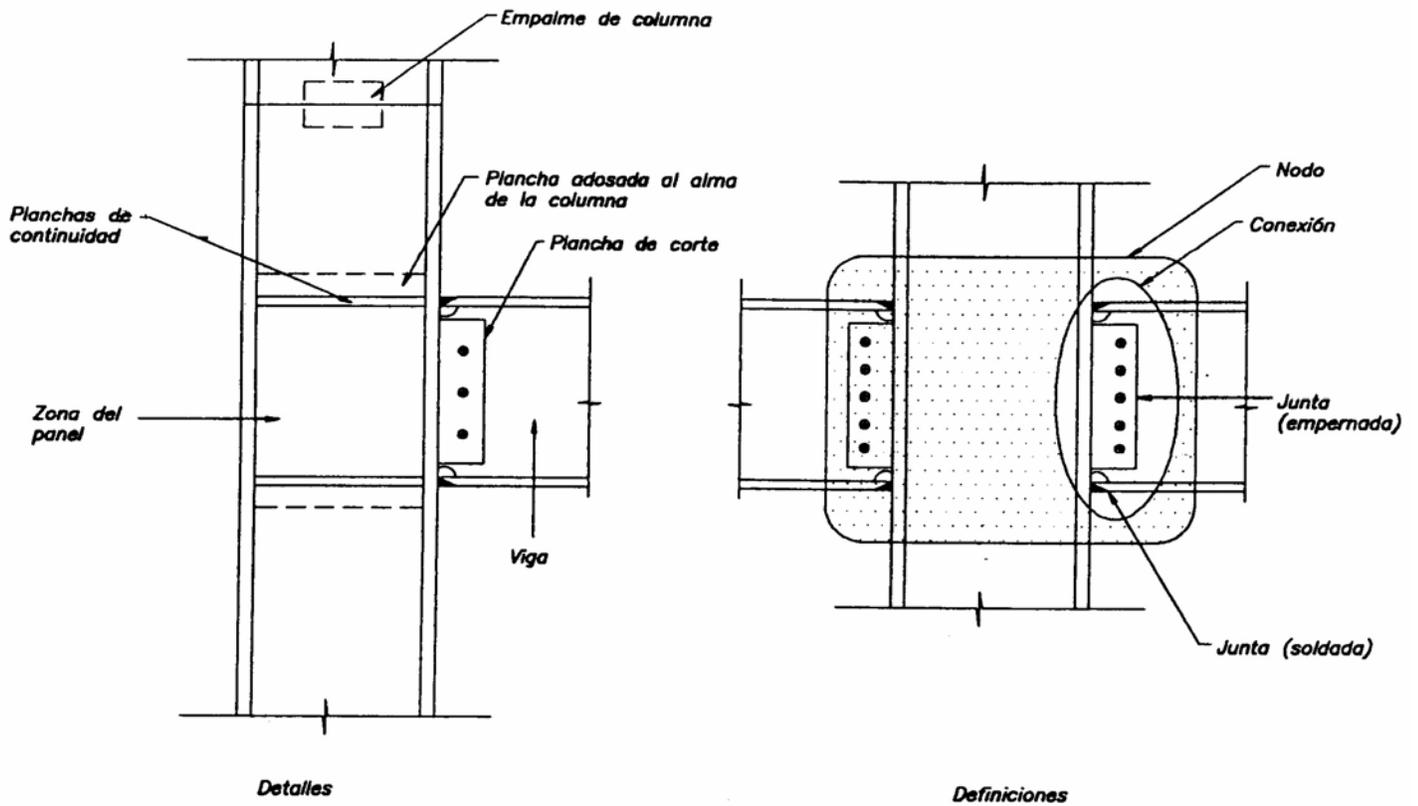


FIGURA C-11.1 Elementos de una conexión de momento en pórticos (Detallado anterior al terremoto de Northridge 1994)

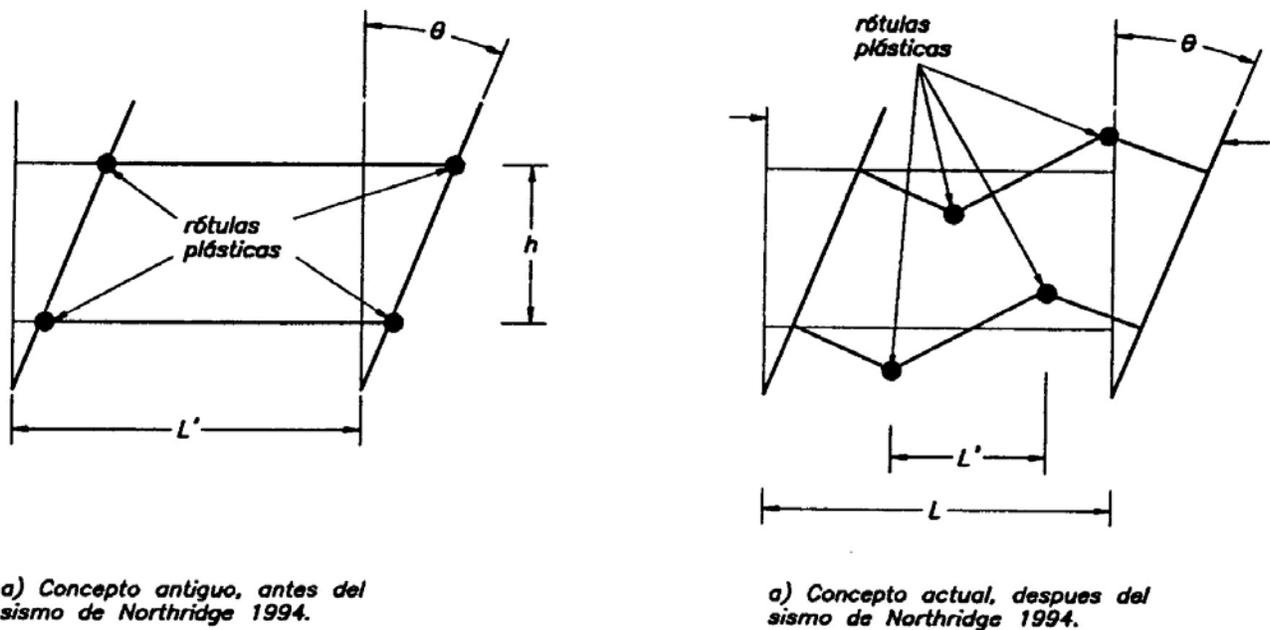


FIGURA C-11.2 Localización de las rótulas plásticas.

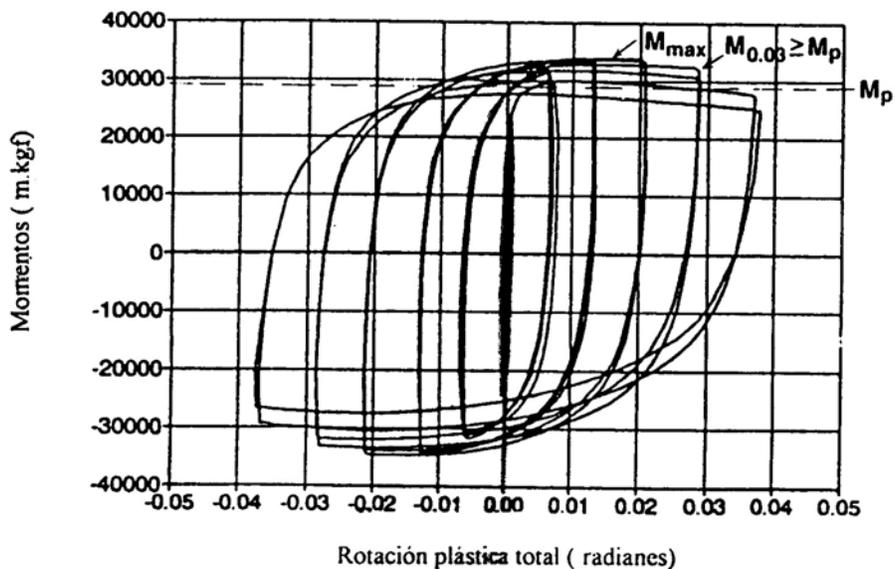


FIGURA C-11.3 DEGRADACIÓN DE RESISTENCIA ACEPTABLE EN COMPORTAMIENTO HISTÉRETICO.

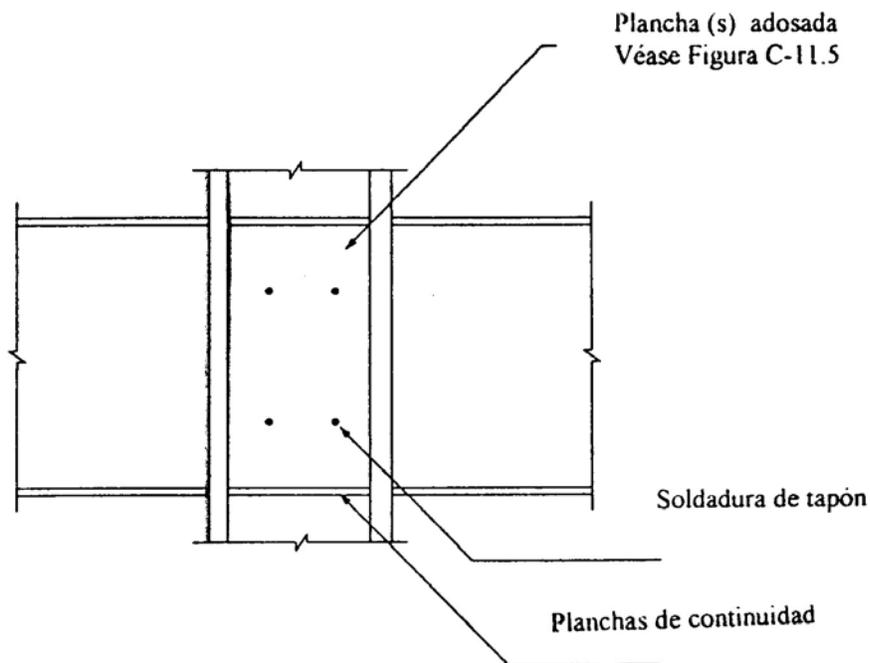
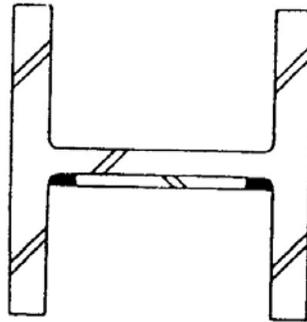
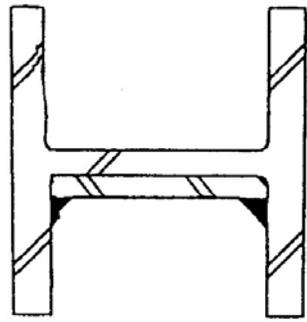


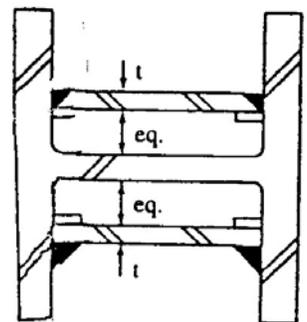
FIGURA C-11.4 PLANCHA ADOSADA Y PLANCHAS DE CONTINUIDAD EN LA ZONA DEL PANEL DE LA CONEXIÓN VIGA-COLUMNA.



a) Con soldadura de ranura



b) Con soldadura de filete



c) Par de planchas equidistantes del alma de la columna, con soldadura de filete de ranura.

FIGURA C-11.5 PLANCHA ADOSADA AL ALMA DE LA COLUMNA EN LA ZONA DEL PANEL.

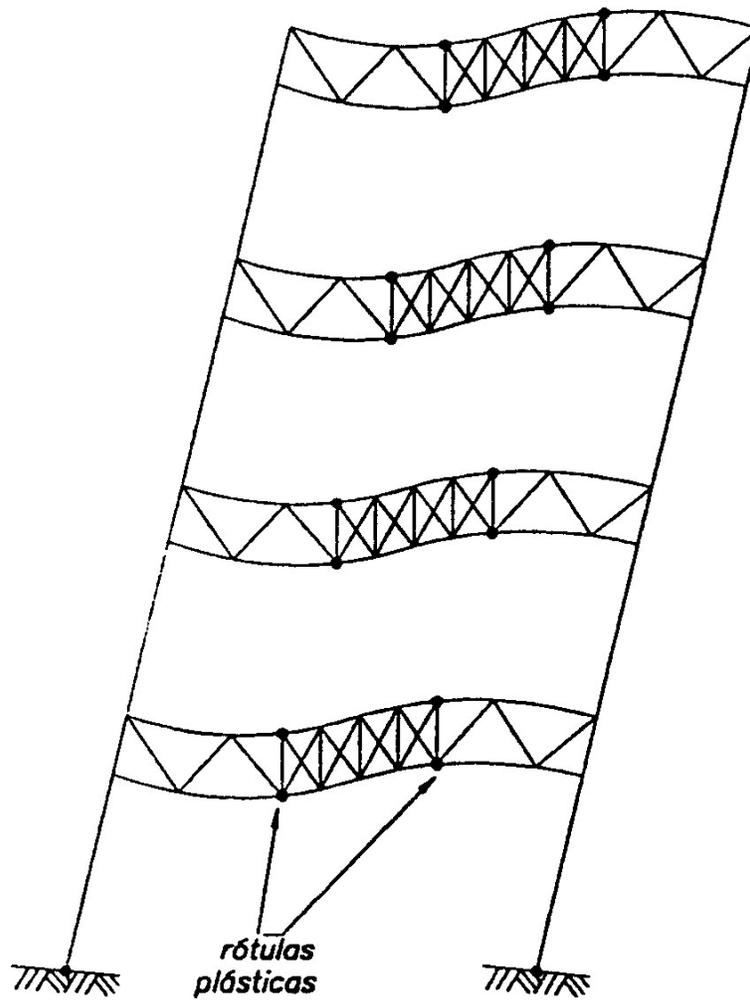


FIGURA C-11.6 MECANISMO DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN PÓRTICOS CON VIGAS DE CELOSÍA.

CAPÍTULO C-12 REQUISITOS PARA PÓRTICOS DE ACERO CON DIAGONALES CONCÉNTRICAS

C-12.1 ALCANCE

Este Capítulo está concebido para los pórticos con arriostramientos concéntricos como los mostrados en la Fig C-12.1, con las modificaciones y actualizaciones que se han producido como consecuencias de las enseñanzas dejadas por el terremoto de Northridge de 1994 [SAC, 1995, 1997a, 1997b]. Los requisitos se han organizado en función de los Niveles de Diseño definidos en el Capítulo 3.

Por el hecho de que las fuerzas en los arriostramientos son normales, los pórticos con arriostramientos concéntricos tiene distorsiones inelásticas reversibles muy limitadas. Los ensayos han demostrado que después del pandeo, los miembros solicitados por cargas normales pierden su resistencia con repetidas cargas inelásticas reversibles y no regresan a la posición recta inicial. Por esta razón su uso en zonas de gran sismicidad está reglamentado. El desempeño de los pórticos con arriostramiento concéntrico es aceptable en la medida que mantenga estable su configuración. El objetivo de este Capítulo es elevar mejorar el comportamiento estable y la protección contra fallas frágiles de los pórticos de acero con arriostramiento concéntrico.

C-12.2 PÓRTICOS DE ACERO CON DIAGONALES CONCÉNTRICAS CON NIVEL DE DISEÑO ND1

Los requisitos de este Artículo son los mismos que se han exigidos en ediciones previas de las AISC *Seismic Provisions* para pórticos con arriostramientos concéntricos, si bien ahora contienen algunos pero no todos los detalles de los pórticos concéntricos con Nivel de Diseño ND3 a fin de asegurar un comportamiento dúctil. Generalmente la demanda en los pórticos concéntricos con Nivel de Diseño ND1 será mayor que para el Nivel de Diseño ND3.

C-12.2.1 *Arriostramientos*

C-12.2.1.2 *Relación de esbeltez*

La relación de esbeltez efectiva, kL/r , de los arriostramientos está limitada porque en el rango de post-pandeo, su resistencia teórica a compresión normal se deteriora. Los arriostramientos con valores pequeños de esbelteces disipan más energía porque en el rango de post-pandeo van a ciclos inelásticos de flexión que no pueden alcanzar los arriostramientos esbeltos, de menor rigidez. Bajo cargas reversibles, los arriostramientos rápidamente adoptan una configuración recta y toman las fuerzas de tracción. Este rápido incremento en la fuerza de los arriostramientos puede causar cargas de impacto y conducir a una falla frágil en la conexión.

C-12.2.1.3 *Resistencia a compresión*

Debido a la naturaleza cíclica de la respuesta sísmica, la resistencia minorada a compresión en los miembros de arriostramientos se reduce a un ochenta por ciento (80%) del valor calculado según el Capítulo 15. Este factor de reducción es una simplificación de los valores propuestos en anteriores

versiones en función de kL/r . Cuando se evalúa la resistencia teórica del sistema de arriostramientos con propósitos de determinar la máxima carga que el arriostramiento impone sobre otros sistemas, tales como las combinaciones de solicitaciones (10- 11) y (10-12), no se usará la reducción por comportamiento cíclico en el diseño porque puede subestimar la resistencia teórica del sistema de arriostramiento durante los primeros ciclos de la respuesta sísmorresistente.

C-12.2.2 Conexiones de los arriostramientos

C-12.2.2.1 Solicitaciones mayoradas

Para evitar fallas en las conexiones extremas de los arriostramientos, se diseñarán las conexiones para desarrollar la resistencia a tracción del arriostramiento, o al menos la máxima fuerza que se pueda generar en el sistema. Podrá considerarse que las fuerzas mínimas están asociadas con las combinaciones de solicitaciones (10-11) y (10-12). Estos mismos requisitos se aplicarán a las conexiones de las vigas que forman parte del sistema de arriostramiento.

C-12.2.3 Requisitos para configuraciones especiales de los arriostramientos

El objetivo de incrementar las fuerzas de diseño de los arriostramientos es limitar las deformaciones post-pandeo en los mismos. Los estudios han demostrado que los arriostramientos pueden pandear aún cuando estén sometidos a derivas moderadas, dejando a la viga que intersectan bajo fuerzas desbalanceadas cuya magnitud se incrementará en la medida que lo hagan las derivas [Hassan y Goel, 1991; Tang y Goel, 1989].

Debido al pobre desempeño de los arriostramientos en K, no se consideran en esta Norma.

C-12.3 PÓRTICOS DE ACERO CON DIAGONALES CONCÉNTRICAS CON NIVEL DE DISEÑO ND3

Durante un sismo severo, los arriostramientos de un pórtico con arriostramientos concéntricos quedan sometidos a grandes deformaciones de post-pandeo bajo ciclos de tracción y compresión, y como resultado de las rotaciones cíclicas reversibles, se formarán rótulas plásticas. Bajo condiciones moderadas de deriva, del orden del cero tres al cero cinco por ciento (0.3% al 0.5%), se espera cedencia y el pandeo de los arriostramientos concéntricos. Bajo un sismo severo, las deformaciones de postpandeo en los arriostramientos son del orden de 10 a 20 veces la deformación por cedencia. Para que los arriostramientos y sus conexiones sobrevivan a estos grandes ciclos de deformación sin falla prematura deben ser detallados apropiadamente. Los requisitos de este Artículo están basados en extensas investigaciones analíticas y experimentales realizadas con el fin de mejorar el diseño y detallado de los pórticos con arriostramientos concéntricos para dotarlos de una mayor ductilidad que la obtenida con los antiguos procedimientos [Hassan and Goel 1991; Aslani and Goel, 1991; Wallace and Krawinkler, 1985; Lee and Goel, 1987; Tang y Goel, 1987].

C-12.3.1 Arriostramientos

C-12.3.1.2 Relación de esbeltez

El detallado dúctil de los arriostramientos permite una liberalización de los requisitos de esbeltez con relación a la exigida para el Nivel de Diseño ND1. Tang y Goel [1989] y Goel y Lee [1992] han

mostrado que el ciclo de vida a la fractura en post-pandeo de los arriostramientos se incrementa en la medida con un incremento de su relación de esbeltez. El valor adoptado para el Nivel de Diseño ND3 es un límite razonable para mantener la resistencia a compresión.

C-12.3.1.4 Distribución de la fuerza lateral

Esta disposición intentan balancear las capacidades resistentes a compresión y tracción a través del ancho del edificio donde las grandes cargas de pandeo en las diagonales comprimidas pueden ser menores que las diagonales de tracción. Una excepción es el caso donde los miembros de las diagonales están suficientemente sobrediseñados para suministrar una respuesta esencialmente elástica.

C-12.3.1.5 Planchas de relleno en arriostramientos compuestos

Los requisitos especiales para miembros compuesto provienen de los ensayos y están orientados a miembros compuestos con perfiles L y canales, por lo que puede no ser apropiado para secciones marcadamente diferentes [Aslani and Goel, 1991; Xu and Goel, 1990; Goel, A, Hanson, R.D, 1986].

C-12.3.2 Conexiones de los arriostramientos

C-12.3.2.1 Solicitaciones mayoradas

Como los miembros de arriostramiento son los que resisten el cortante sísmico del entrepiso, particularmente cuando no se usa un sistema dual, deberán determinarse adecuadamente las solicitaciones mayoradas sobre las conexiones de los arriostramientos para que el mecanismo crítico de falla no ocurra fuera de su plano por pandeo de las cartelas o fractura frágil de las conexiones. El menor de los criterios presentados determina la demanda tanto en la conexión del arriostramiento como en la conexión viga - columna, si ella es parte del sistema de arriostramiento. El factor de modificación de la tensión cedente, R_y , reconoce la sobrerresistencia del acero del miembro.

C-12.3.2.3 Resistencia a flexión

Los arriostramientos conexiones extremas “fijas” han demostrado disipar más energía que aquellas con conexiones “articuladas”, porque el pandeo requiere de la formación de tres articulaciones plásticas en el arriostramiento. Como un arriostramiento puede estar fijo en una dirección y articulado en otra, ambas condiciones de vinculación deberán ser estudiadas para determinar la carga crítica de pandeo. Las conexiones extremas que pueden acomodarse a las rotaciones asociadas con las deformaciones por pandeo del arriostramiento mientras mantienen una adecuada resistencia han demostrado también tener un desempeño aceptable.

En los pórticos arriostrados con diagonales concéntricas, frecuentemente son las cartelas los componentes críticos del diseño de un sistema requiere deformarse en el rango inelástico. El incremento de la fuerza requerida para diseñar estos pórticos arriostrados concéntricamente tiende a reducir la demanda inelástica pero puede ser insuficiente para eliminar la totalidad de los problemas. Si el modo crítico de pandeo del arriostramiento es en su plano, las cartelas y sus juntas deberán diseñarse con la resistencia teórica del miembro en esa dirección. Si el modo de pandeo es fuera de su plano, cada cartela deberá ser detallada para permitir la formación de una cadena de articulaciones en la misma, como la que se indica en la Fig. C-12.2. Obsérvese que la distancia libre de dos veces el espesor de la plancha de cartela ($2t$), está medida entre el extremo del arriostramiento y una línea perpendicular al eje del arriostramiento trazada por el punto de la cartela restringido contra la rotación fuera de su plano más próxima al arriostramiento [Astaneh, A., 1998 y 1986; Goel, S.C, 1987; Gutiérrez, A. 1990].

C-12.3.3 Requisitos para configuraciones especiales de los arriostramientos

Adicionalmente a los requisitos generales para miembros de arriostramientos y sus conexiones, se aplicarán limitaciones especiales a los tipos V y V invertida debido a las características de tales configuraciones. Las combinaciones de solicitaciones (12-1) y (12-2) resultan de sustituir S por N_b en las combinaciones (10-6) y (10-7).

El mecanismo de falla en los pórticos con arriostramientos en V se muestra en la Fig. C-12.3. Cuando una diagonal de un arriostramiento tipo V padea, la fuerza de tracción en el otro arriostramiento será mayor que la fuerza en el arriostramiento pandeado. La resultante vertical de esas dos fuerzas imponen una gran deformación vertical a los miembros horizontales del sistema de arriostramiento. Si la conexión en el punto de intersección de las diagonales estuviera articulado, no habría resistencia a su deformación. Si la viga horizontal sobrevive, en el siguiente ciclo la deformación es reversa, y la diagonal previamente pandeada puede no regresar a su alineamiento original y la diagonal traccionada puede exceder su resistencia a compresión. De esta manera ambos miembros diagonales pueden estar en condición de pandeo. Esta conducta explica porque la resistencia de post-pandeo de estas configuraciones se deteriora rápidamente. Para prevenir el deterioro de la resistencia lateral del pórtico, las vigas deben tener suficiente resistencia como para redistribuir las fuerzas de post-pandeo (fuerza de desbalance) en combinación con las cargas verticales. Los ensayos han demostrado que un arriostramiento típico tiene una resistencia post-pandeo de alrededor del treinta por ciento (30%) de su capacidad inicial [Hassan and Goel, 1991]. Esta es la máxima compresión que puede combinarse con la fuerza cedente N_y del arriostramiento en tracción. Los efectos adversos de esta fuerza que representa el desbalance en los arriostramientos en V pueden mitigarse adoptando configuraciones con arriostramientos verticales (“cremallera”) como el que se muestra en la Fig. C-12.1 [Khatib et al., 1988]. Para prevenir el pandeo de las diagonales fuera de su plano, se arriostrarán cerca del vértice de la V, precisamente donde se localiza una zona de rotaciones inelásticas.

C-12.3.4 Columnas

Bajo sismos severos Después que han pandeado y cedido los miembros diagonales de un pórtico arriostrado concéntricamente bajo los efectos de un sismo severo, sus columnas pueden incursionar significativamente más allá del rango de comportamiento elástico. Aunque la capacidad a flexión de las columnas no se utiliza en los métodos de diseño elástico, las columnas de los pórticos arriostrados concéntricamente con Nivel de Diseño ND3 deberán tener una adecuada relación ancho/espesor y resistencia a la flexión y el corte para poder mantener su resistencia lateral durante los grandes ciclos de deformación del pórtico. Los estudios analíticos de pórticos arriostrados concéntricamente con ND3 demuestran que las columnas pueden soportar mucho más que el cuarenta por ciento (40%) del corte del entrepiso [Tang y Goel, 1987; Hassan y Goel, 1991]. Cuando se trate de columnas comunes a pórticos y pórticos arriostrados concéntricamente, ambos con Nivel de Diseño ND3, es decir, sistemas estructurales duales Tipo II según la Norma venezolana COVENIN – MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*, la columna puede tomar más del cincuenta por ciento (50%) del corte del entrepiso. Estos mismos argumentos explican porque los requisitos para fuerza cortante son comparativamente más exigentes para los empalmes de los pórticos arriostrados que para los pórticos con el mismo Nivel de Diseño.

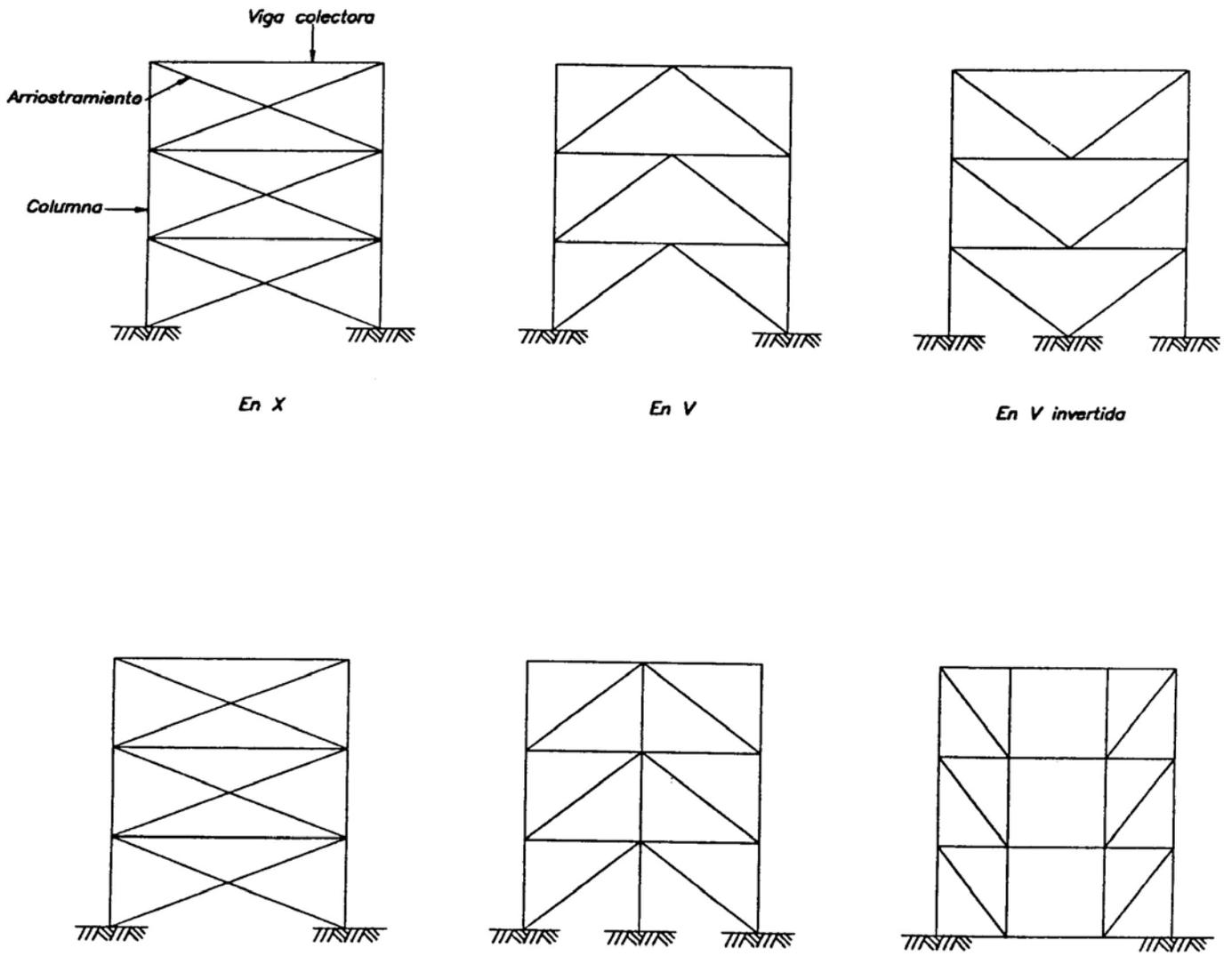


FIGURA C-12.1 Pórticos con arriostamientos concéntricos.

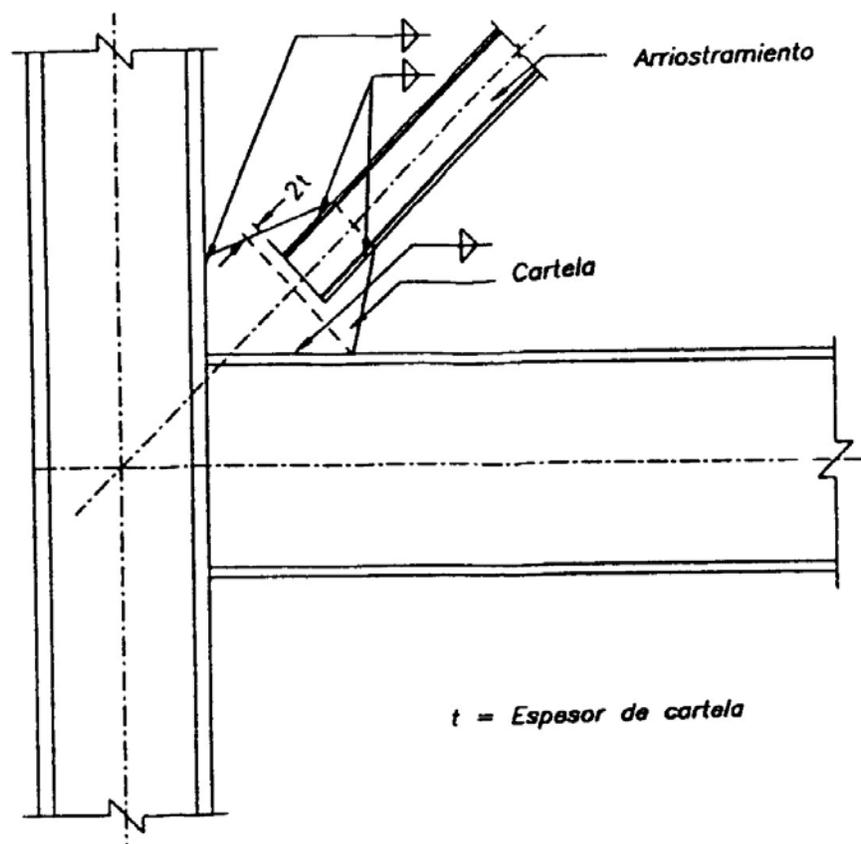


FIGURA C-12.2 DETALLE DE LA UNIÓN DEL ARRIOSTRAMIENTO A LA CARTELA DE UNIÓN

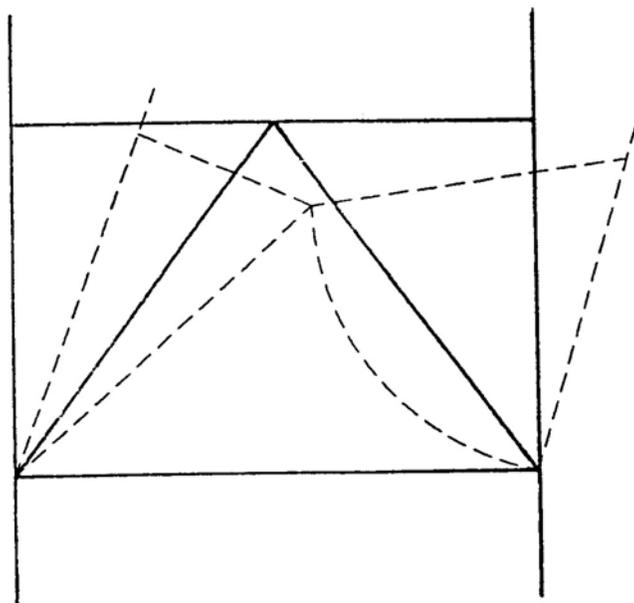


FIGURA C-12.3 MECANISMO DE FALLA EN PÓRTICOS CON ARRIOSTRAMIENTOS DISPUESTOS EN V INVERTIDA

CAPÍTULO C-13 REQUISITOS PARA PÓRTICOS DE ACERO CON DIAGONALES EXCÉNTRICAS

C-13.1 ALCANCE

Este Capítulo está concebido para pórticos con arriostramientos excéntricos como los mostrados en la Fig. C-13.1, con Nivel de Diseño ND3.

La investigación ha demostrado que edificaciones que usan pórticos con arriostramientos excéntricos poseen la capacidad de combinar una alta rigidez en el rango elástico conjuntamente con una excelente ductilidad y disipación de energía en el rango inelástico [Roeder y Popov, 1978; Libby, 1981; Merovich et al., 1982]. En el rango elástico, la rigidez lateral es comparable a la de un pórtico con diagonales concéntricas, particularmente cuando la viga eslabón es corta. En el rango inelástico, los pórticos con diagonales excéntricas suministran un comportamiento dúctil estable bajo severos ciclos de carga, comparable a los pórticos resistentes a momentos. Este Tipo estructural está compuesto de columnas, vigas, y arriostramientos en los cuales al menos un extremo del arriostramiento se conecta a la viga en una distancia corta de la conexión viga - columna o de una conexión viga - columna, como se muestra en la Fig. C-13.1. La distancia corta entre la viga y la conexión del arriostramiento o entre las conexiones de los arriostramientos se denomina eslabón. El objetivo del diseño en esta tipología estructural un propósito es crear un sistema en el cual la cedencia ocurra primero en los eslabones. Las disposiciones de este Capítulo además de cumplir con ese objetivo, también aseguran que el ciclo de cedencia en los eslabones ocurra de una manera estable [Hjelmstad y Popov, 1983; Malley y Popov, 1984]. Para ello se verificará que los arriostramientos diagonales, las columnas, y la viga colectora o porción de la viga fuera del eslabón permanezca esencialmente elásticos bajo las fuerzas que se generan en la cedencia total y deformaciones por endurecimiento en los eslabones.

Las disposiciones de los arriostramientos excéntricos puede conducir a que los eslabones no sean totalmente efectivos. Uno de tales arreglos es el mostrado en la Figura C-13.2, en el cual los eslabones se colocan a ambos lados del extremo del arriostramiento [Kasai y Popov, 1984]. Si el eslabón superior tiene una resistencia cortante de diseño menor que la del entrepiso inferior, el eslabón superior se deformará inelásticamente y limita la fuerza que puede ser entregada al arriostramiento inferior para deformar el eslabón menor inelásticamente. Cuando esta condición ocurre, el eslabón superior se denomina eslabón activo y el eslabón inferior eslabón inactivo. El tener eslabones potencialmente inactivos incrementa las dificultades del análisis. El análisis plástico demuestra que en algunos casos el eslabón inferior cede debido a la combinación de cargas permanentes, cargas variables y sismo, y la capacidad del pórtico es más pequeña de lo esperado. También se incrementa el costo de la estructura que requiere detalles completos del eslabón inactivo así el eslabón haya sido dimensionado para la resistencia de un eslabón activo y la conexión del arriostramiento en el eslabón inactivo pueda ser diseñado como articulado. La mejor disposición de un sistema de arriostramientos excéntricos es aquella que solo contiene eslabones activos, como los que se muestran en la Fig. C-13.1 [Popov et al., 1989].

Este Capítulo participa de la filosofía de diseño de columnas fuertes - vigas débiles, de manera que las rótulas plásticas no se desarrollarán en las columnas a nivel de las vigas de pisos. La ocurrencia de

tales rótulas plásticas junto las que se formen en los eslabones pueden resultar en un entrepiso blando. Para evitar esta condición, deben cumplirse con los requisitos de la Sección 15.5.1 y el Artículo 13.6. Sin embargo, bajo un sismo severo, generalmente será inevitable la formación de rótulas plásticas en la base de las columnas.

C-13.2 VIGA ESLABÓN O ESLABÓN

Estas disposiciones generales aseguran que la cedencia ocurrirá de manera estable en los eslabones.

C-13.2.1 Calidad del acero

Se limita el valor de F_y para garantizar un comportamiento dúctil de la viga eslabón.

C-13.2.3 Alma

No se permiten ni planchas adosadas ni aberturas en el alma de la viga eslabón debido a que se esperan deformaciones inelásticas

C-13.2.5.1 Efectos de la fuerza normal

Podrán despreciarse los efectos de la carga normal donde la demanda por carga normal sobre la viga eslabón sea menor que $0.15 N_y$. En general la carga normal es despreciable porque la componente horizontal de la carga en el arriostramiento se transmite a la viga colectora exterior al eslabón. Sin embargo, una disposición particular puede desarrollar carga normal sustantiva en el eslabón. En tales casos, para asegurar una cedencia estable se aplicarán las limitaciones adicionales de esta Subsección en lo referente a la resistencia por corte y la longitud de la viga eslabón.

C-13.2.6 Ángulo de rotación

La rotación plástica del eslabón puede determinarse conservadoramente suponiendo que el tramo de el pórtico arriostrado se deformará mediante un mecanismo rígido plástico, como se observa en la Fig C-13.3. El ángulo plástico se determina usando la deriva del entrepiso $\Delta_p = \Delta_t - \Delta_e$, donde Δ_e es la deriva elástica del entrepiso y que conservadoramente se puede hacer igual a cero. Cuando se requiera una definición más explícita del ángulo de rotación plástico del eslabón se podrá determinar mediante un análisis elásto-plástico no lineal.

En la Fig. C-13.3 se muestra un sistema en Y invertida, para el cual la definición dada para el ángulo de rotación no se aplica pero el concepto es el mismo que en otros sistemas, como se muestra en la misma figura. Como es usual, ambos extremos de la viga eslabón deben estar soportados lateralmente.

La longitud de la viga eslabón de $1.6 M_p / V_p$ es la longitud límite para que la viga eslabón trabaje principalmente en corte. La longitud de la viga eslabón de $2.6 M_p / V_p$ es el límite inferior de un eslabón que trabaja a flexión. Para eslabones de longitudes intermedias se podrá usar la interpolación lineal.

Se ha demostrado, tanto experimental [Whittaker, et al., 1987; Foutch, 1989] como teóricamente [Popov, et al., 1989], que en los primeros pisos las vigas eslabón usualmente experimentan la mayor deformación plástica. En los casos extremos puede conducir a la tendencia desarrollar entrepisos blandos. Las rotaciones plásticas de la viga eslabón tiende a atenuarse en los pisos superiores, y decrece en la medida que aumenta el período del pórtico. Por esto se recomienda un diseño conservador de la viga eslabón en los primeros dos a tres pisos para sismos severos. Para ello se incrementará la mínima resistencia por corte en estos eslabones en un orden del diez por ciento (10%) sobre lo especificado en la Sección 13.2.4. Un enfoque más conservadores todavía se tendrán con los miembros verticales que se conectan a los extremos de los eslabones de los pisos inferiores.

Las configuraciones mostradas en la Fig.C-13.1 puede ser desventajosas cuando la conexión viga - columna - arriostramiento pueda ser diseñada como una conexión simple. La soldadura a las alas de las vigas eslabones deben ser evitadas en esta clase de pórticos.

C-13.2.7 Rigidizadores

El diseño de los eslabones requiere una gran atención al detallado del espesor del alma y los rigidizadores. El detallado apropiado y las restricciones en las almas, suministran un estable, dúctil y predecible comportamiento bajo la acción de severos ciclos de carga. Véase la Fig. C-13.4.

C-13.2.7.1 Rigidizadores en la conexión del arriostramiento diagonal al eslabón

En los extremos de todos los eslabones se requieren rigidizadores en toda su altura como restricción contra el pandeo del alma del eslabón y para transferir los corte a otros elementos.

C-13.2.7.2 Rigidizadores intermedios

Los rigidizadores intermedios serán de altura total de manera de asegurar una efectiva reacción contra el pandeo por corte. La separación de los rigidizadores del alma depende de la magnitud del ángulo de rotación del eslabón. Los sistemas con ángulos mayores requieren menor separación entre los rigidizadores.

C-13.3.2 Arriostramiento lateral

Una de las condiciones esenciales para asegurar la estabilidad bajo el comportamiento inelástico de los pórticos con diagonales excéntricas es la restricción de los extremos de la viga eslabón contra la torsión o el giro fuera de su plano. A efectos del cálculo de la resistencia de los arriostramientos laterales, la resistencia nominal de las alas de las columnas se determinará experimentalmente Los sofitos metálicos por si mismos no suministran un arriostramiento adecuado, por lo que se usará el arriostramiento directo mediante vigas transversales u otra alternativa apropiada.

C-13.4.2 Solicitaciones mayoradas y resistencias minoradas

Un requisito básico del diseño de los pórticos con diagonales excéntricas es que la cedencia debe estar restringida principalmente a las vigas de enlace. De manera que los arriostramientos diagonales y la viga colectora deben diseñarse para resistir las máximas fuerzas que puedan generarse en la viga eslabón, tomando en cuenta su sobrerresistencia La sobrerresistencia del eslabón puede ser atribuida principalmente a las deformaciones por endurecimiento, los efectos de los sistemas de piso mixtos acero – concreto, y que la tensión de cedencia real excede los valores especificados.

Basados en el factor de sobrerresistencia de $1.25 R_y$, la demanda sobre los arriostramientos diagonales podrá ser tomada como:

Para $L_e \leq 2 M_p / V_p$

$$\text{Corte en el eslabón} = 1.25 R_y V_t$$

$$\text{Momento en el extremo del eslabón} = L_e (1.25 R_y V_t) / 2$$

Para $L_e > 2 M_p / V_p$

$$\text{Corte en el eslabón} = 2 (1.25 R_y M_t) / L_e$$

$$\text{Momento en el extremo del eslabón} = 1.25 R_y M_t$$

Estas fórmulas suponen que los momentos en los extremos de la viga eslabón serán iguales cuando el eslabón se deforma plásticamente. Para eslabones con longitudes menores o iguales a $1.3 M_p / V_p$, la experiencia ha demostrado que los momentos extremos no se igualan durante la respuesta inelástica [Kasai y Popov, 1986^a]. Para esta situación se utilizarán las siguientes expresiones:

$$\text{Corte en el eslabón} = 1.25 R_y V_t$$

$$\text{Momento en el extremo de la columna} = 0.8 * 1.25 R_y M_t$$

$$\text{Momento en el extremo del arriostramiento} = L_e (1.25 R_y V_t) - 0.8 M_t$$

En la mayoría de las configuraciones de pórticos con diagonales excéntricas, la fuerza cortante en la viga eslabón generará fuerza normal en el arriostramiento diagonal y en la viga colectora, que no será afectada por la actividad inelástica [Engelhardt y Popov, 1989^a]. Consecuentemente, la razón entre la fuerza axial en la viga o arriostramiento diagonal y la fuerza cortante en la viga eslabón puede ser determinada de un análisis elástico y usado para amplificar las fuerzas normales en la viga y arriostramiento diagonal al nivel que le corresponda para las fuerzas cortantes del eslabón, como se ha especificado en las fórmulas precedentes. El momento en el extremo del eslabón se transferirán a los arriostramientos y a la viga eslabón. Si la diagonal y su conexión permanecen elásticos, por haberse diseñados con criterios de sobrerresistencia, se podrán tolerar rotaciones inelásticas menores en la viga colectora.

C-13.5.1 Conexiones viga eslabón - columna

Los requisitos especiales para el diseño de las conexiones de las vigas eslabón a las columnas intentan que las conexiones puedan transferir no solo el corte y los momentos de las vigas eslabón sino también la torsión debido al pandeo de las alas. La razón de permitir dos opciones para el diseño de la conexión, obedece a que las conexiones viga eslabón – columna están sometidas a demandas similares a las conexiones viga – columna de los pórticos resistentes a momento.

Existe poca investigación sobre el comportamiento en la zona del panel de una conexión eslabón - columna. Sin embargo se supone que la cedencia limitada en los paneles no desmejora este tipo de conexión. Mientras se desarrollan disposiciones más específicas, se recomienda utilizar la fórmula (11-1) con la demanda por flexión de la columna en el extremo de la viga eslabón calculada como se indica en el comentario C-13.6.2.

C-13.5.3 Conexión arriostramiento diagonal - viga eslabón

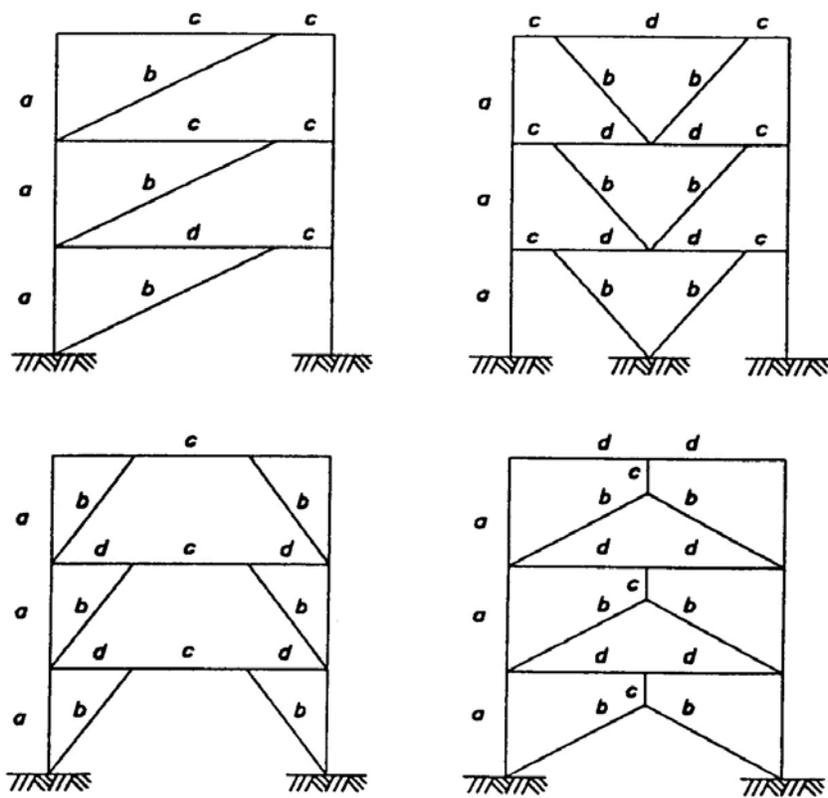
Donde la conexión del arriostramiento al eslabón se diseña como articulada, la viga por si misma deberá ser adecuada para resistir totalmente el momento en el extremo del eslabón. Esta condición normalmente ocurrirá sol en pórticos con eslabones cortos. Cuando se considera que el arriostramiento resiste una porción del momento del extremo del eslabón, entonces la conexión del arriostramiento al eslabón deberá ser diseñada como totalmente restringida, tal como se establece en esta Sección. Para mayor información sobre las fuerzas normales y momentos que resultan de los diversos detalles de conexión de los arriostramientos véase [Engelhardt y Popov, 1989a y 1989b].

C-13.5.2 Conexiones viga colectora - columna

Se considerará adecuada el uso de conexión simple cuando la disposición de las diagonales es tal que el eslabón no es adyacente a una columna, y la conexión simple suministra la misma restricción contra la torsión en la viga. La torsión a ser considerada se modelará como un par de fuerzas iguales y de direcciones opuestas aplicadas perpendicularmente a las alas. La magnitud de las fuerzas se calculará con la tensión cedente esperada del material de las alas .

C-13.6 COLUMNAS

Como la resistencia a corte de un eslabón crítico adyacente es potencialmente mayor que la resistencia nominal debida a las deformaciones de endurecimiento , la demanda sobre la columna incluirá el momento incrementado y la carga normal debida a la carga del eslabón o arriostramiento adyacente.



a= columna
b= arriostamiento
c= viga eslabón o eslabón
d= viga colectora

FIGURA C-13.1 Configuraciones típicas de pórticos con diagonales excéntricas.

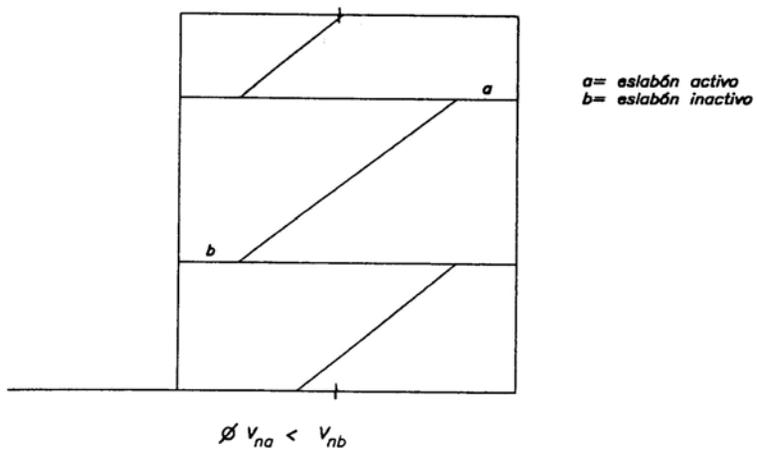
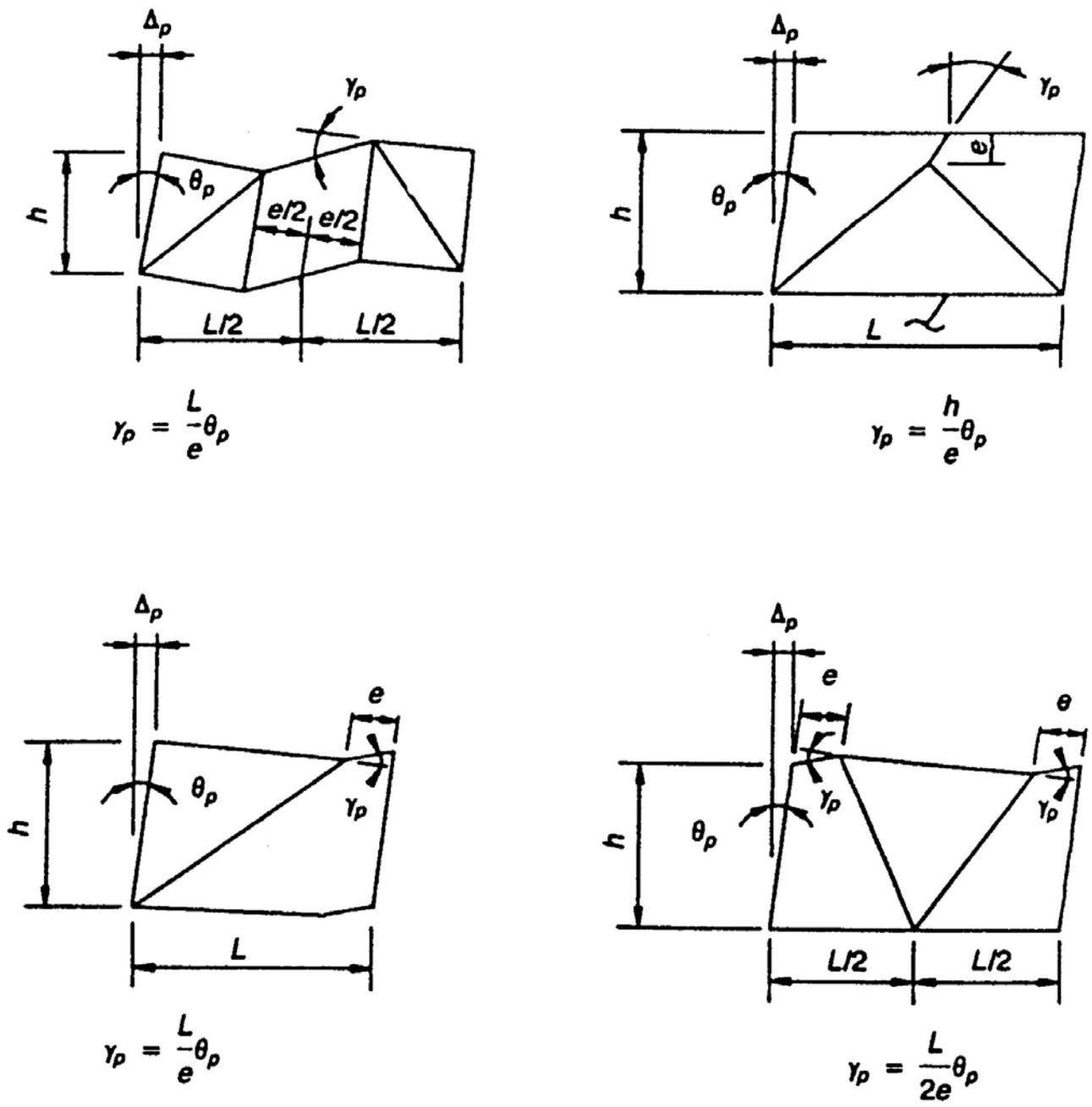


FIGURA C-13.2 Eslabones activos e inactivos.



Nota: la letra e corresponde a la longitud de la viga eslabón, L_e

FIGURA C-13.3 CÁLCULO DEL ÁNGULO DE ROTACIÓN γ_p

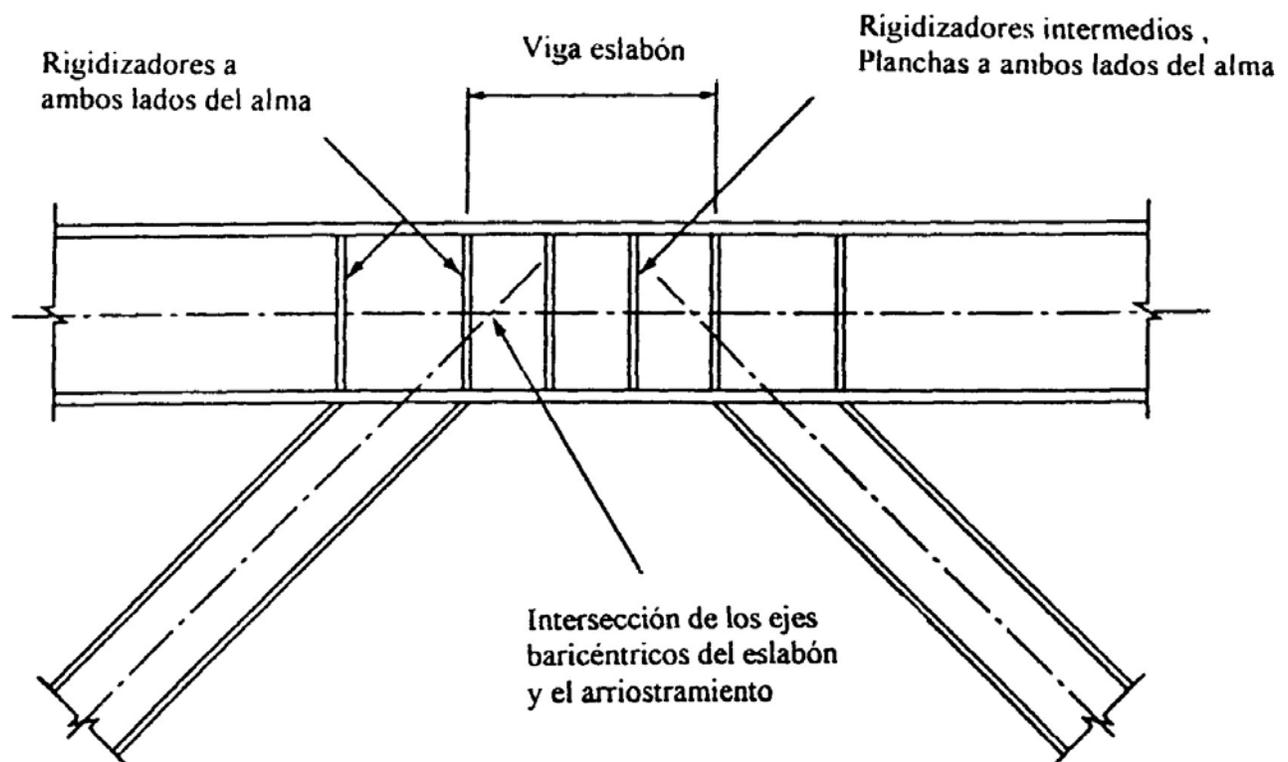


FIGURA C-13.4 DETALLE TÍPICO DE UN ARRIOSTRAMIENTO EXCÉNTRICO

PARTE C-3 DISEÑO DE MIEMBROS

CAPÍTULO C-14 MIEMBROS A TRACCIÓN

C-14.1 ALCANCE

Debido a la coincidencia de criterios entre la Norma AISC *Specification for Load and Resistance Factor Design of Single - Angle Members* y los de la Norma AISC - LRFD 93, este Capítulo también se aplicará al diseño de miembros traccionados formados por perfiles angulares laminados en caliente, tanto si sus conexiones son empernadas como si son soldadas.

C-14.2 LONGITUD PARA EL DISEÑO

La definición de la longitud para el diseño obedece más a una unificación de criterios con los miembros comprimidos que a una diferencia sustancial. En los miembros traccionados es insignificante la diferencia entre la longitud total del miembro y la longitud medida en la zona del área neta, debido a que se alcanza rápidamente la condición de deformaciones por endurecimiento y que la cedencia en los agujeros de los conectores no constituye un estado límite de significado práctico.

C-14.3 RELACIÓN DE ESBELTEZ

Las limitaciones de esbeltez recomendadas para los miembros traccionados están orientadas a suministrar un grado de rigidez suficiente para evitar movimientos laterales indeseables, tales como vibraciones o golpeteos durante su fabricación, transporte y montaje, salvo que los requisitos sismorresistentes exijan un menor valor para la esbeltez.

En los perfiles angulares deberá tenerse presente que la máxima relación de esbeltez efectiva se obtiene con el radio de giro r_z , excepto en condiciones inusuales de apoyo. Se tomarán las precauciones del caso en aquellos miembros traccionados con $kL/r > 200$, que puedan estar sometidos a condiciones de carga que produzcan pequeñas cargas de compresión.

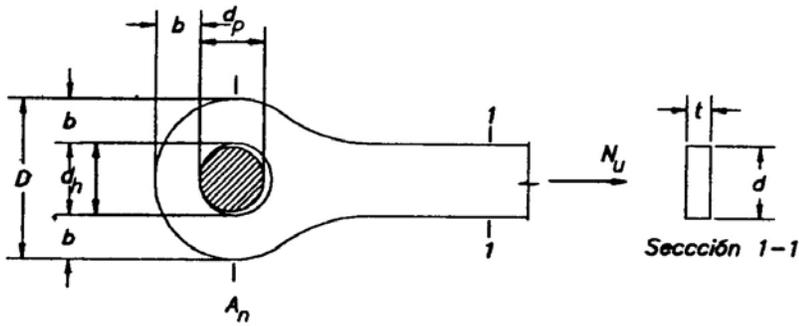
C-14.4 RESISTENCIA

Debido a las deformaciones por endurecimiento, una barra de acero dúctil solicitada normalmente resiste sin fractura un fuerza mayor que la que se obtiene de multiplicar el área de su sección transversal por la tensión cedente obtenida de probetas estandarizadas, debido a las deformaciones por endurecimiento. Sin embargo, debido a la cedencia no controlada se alcanza una elongación excesiva que no solo marca el límite de su utilidad, sino que también puede precipitar la falla del sistema estructural del cual forma parte. Dependiendo de la reducción del área y otras propiedades mecánicas del acero, el miembro puede fallar por fractura en su área neta bajo cargas menores a la requerida para la cedencia del área total. Entonces se establecen dos estados límites de agotamiento resistente o de falla, el de la cedencia de la sección total y el de fractura en el área neta. La diferencia entre los valores del coeficiente ϕ_t para cada uno de estos estados límites refleja básicamente la diferencia en el factor de seguridad entre el diseño de miembros y el diseño de conexiones de la Norma AISC - ASD.

C-14.6 MIEMBROS CONECTADOS CON PASADORES

Las barras forjadas conectadas con pasadores han sido reemplazadas por planchas o por bielas obtenidas de planchas cortadas con soplete. Los requisitos para el dimensionamiento de las barras dados en esta Norma se basan en disposiciones que han evolucionado durante una larga experiencia con barras forjadas. Mediante una extensa serie de ensayos destructivos se ha encontrado que estos requisitos proporcionan diseños bien balanceados cuando las barras se obtienen cortándolas con soplete en vez de forjarlas. Las reglas algo más conservadoras para los miembros de sección transversal no uniforme conectados con pasadores y para los que no tienen cabezas ensanchadas, están basadas igualmente en los resultados de investigaciones experimentales [Johnston, 1993]. En la Figura C-14.1 se ilustran los requisitos del presente Artículo.

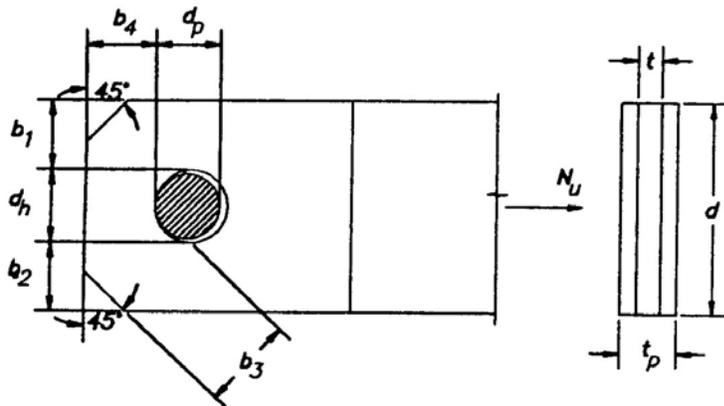
Debido a las grandes tensiones de servicio con que suelen diseñarse las barras y los miembros conectados con pasadores fabricados con aceros de tensión cedente mayor de 4900 kgf/cm^2 , se obtendrán espesores más gruesos a fin de eliminar cualquier posibilidad de pandeo fuera del plano de la plancha.



REQUISITOS:

1. Las barras serán de espesor uniforme.
2. Diseño según artículo 14.6
3. $t \geq 12 \text{ mm}$.
4. $d \leq 8t$
5. $1.33 d_t \leq 2 b_t \leq 1.50 d_t$
6. $d_h \geq 0.9 d$
7. $r_p \geq D$
8. $d_h - d_p < 0.8 \text{ mm}$.
9. Si $F_y \geq 4920 \text{ kgf/cm}^2$: $d_h < 5t$

a) *Bielas.*



REQUISITOS:

1. El espesor no necesita ser uniforme.
2. Diseño según sección 14.6.2
3. $b_1 \leq 4 t_p$; $b_2 < 4$
4. $a t_p \geq 0.7 (b_1 + b_2) t_p$
5. $b_3 t_p \geq a t_p$
6. $d_h - d_p < 0.8 \text{ mm}$.
7. Si $F_y > 4920 \text{ Kgf/cm}^2$: $d_h < 5t$

b) *Planchas conectadas con pasadores.*

FIGURA C-14.1 Requisitos para miembros conectados con pasadores.

CAPÍTULO C-15 MIEMBROS A COMPRESIÓN

C-15.1 ALCANCE

La presentación general que en esta Norma se ha hecho del problema de los miembros comprimidos, ha permitido que las fórmulas de este Capítulo sean aplicables a los perfiles angulares laminados en caliente. Las expresiones del factor de reducción de pandeo local, ϕ_{as} , tiene un formato diferente en la Norma AISC *Specification for Load and Resistance Factor Design of Single - Angle Members*, pero los valores son esencialmente los mismos del Apéndice A.

En un perfil L comprimido pueden ocurrir tres modos de pandeo, dependiendo de sus proporciones: pandeo general por pandeo flexional, pandeo local de las alas delgadas, y pandeo flexotorsional del miembro. Las fórmulas del factor de reducción por pandeo local, ϕ_{as} , son las expresiones adimensionales de las correspondientes del Apéndice A de esta Norma. En secciones con valores del factor $\phi_{as} = \phi_s = 1.0$, el pandeo flexotorsional es relevante en columnas cortas, Galambos [1991] demostró que si se toma en cuenta el pandeo local y se ignora el pandeo flexotorsional, no se comete un error significativo.

Los factores de longitud efectiva para perfiles L comprimidos puede ser determinada sobre la base de los trabajos de Lutz [1992].

El factor de minoración de la capacidad resistente en los perfiles L individuales se ha incrementado de $\phi = 0.85$ a $\phi = 0.90$ debido a que este último valor suministra un grado de confiabilidad equivalente [Galambos, 1992].

C-15.2 LONGITUD PARA EL DISEÑO

En la literatura técnicas se ha presentado considerable atención al concepto de longitud “efectiva” de columna, en contraste con la longitud real no arriostrada, como un factor básico para la estimación de su capacidad resistente [Galambos, 1988]. El Comentario C-9.4 referente a la estabilidad de pórticos también se aplica a este Capítulo.

C-15.5 RESISTENCIA A COMPRESIÓN

La Fig. C-15.1 ilustra los modos de pandeo tratados en este Artículo.

C-15.5.1 Requisitos sismorresistentes

Las combinaciones de solicitaciones (10-11) y (10-12) constituyen el límite superior de la demanda y representan una aproximación explican porque las fuerzas normales sobre las columnas que forman parte del sistema resistente a sismos exceden a las fuerzas calculadas, como son: 1) La reducción de las fuerzas laterales empleadas en el análisis del modelo elástico de la estructura; 2) La subestimación de las fuerzas de volcamiento en el análisis; 3) la concurrencia de aceleraciones verticales no explícitamente tomadas en cuenta.

Las excepciones a los valores estos límites de estas combinaciones, son condiciones autolimitantes basadas en la resistencia que el sistema como un todo transfiere como carga normal a la columna. Así por ejemplo, como una fundación directa puede suministrar una cierta resistencia contra el levantamiento, hay un límite a la fuerza que el sistema puede transmitir a la columna. A la inversa, la resistencia al levantamiento de un pilote, generalmente diseñado para compresión, puede exceder la demanda de tracción en la columna. Esto no representará un límite a la resistencia del sistema.

C-15.5.2 Resistencia a compresión por pandeo flexional

Las fórmulas (15-2) y (15-3) están basadas en una razonable conversión de los datos de investigaciones experimentales en fórmulas de diseño. Al elaborarse la Norma AISC - LRFD se obvió la conversión de las fórmulas de diseño por tensiones admisibles, fundamentadas en la curva del Consejo de Investigación de Columnas, CRC, por dos razones [Galambos, 1988]. La primera debida a la naturaleza variable de los factores de seguridad del Método de las tensiones admisibles. Y la segunda, por la diferencia filosófica con el Método de los Estados Límites que requiere suponer una relación de carga variable a carga permanente, CV / CP. Como no se puede considerar todo el rango de valores de CV / CP, se utilizó un valor de aproximadamente 1.1 para $\lambda = 1.0$ para calibrar las fórmulas exponenciales contra las disposiciones AISC-ASD en las columnas con valores bajos de λ . La fórmula de Euler coincide en ambos métodos para $\lambda = 1.5$.

Las fórmulas (15-2) y (15-3) corresponden esencialmente a la curva de resistencia 2P del Consejo de Investigación de Estabilidad Estructural, SSRC, la cual considera que existe una situación inicial fuera de la rectitud de L/1500 [Bjorhovde, 1972 y 1988; Galambos 1988; Tide, 1985]

Con respecto al índice de confiabilidad, β excede los valores de 3.0 y 3.3 para columnas con esbelteces baja y alta, respectivamente. Estos valores se consideran satisfactorios cuando se comparan con el valor de $\beta = 2.60$ para la relación CV / CP = 1.1, si se toma en cuenta que no se han establecido claramente los valores del límite de fuera de rectitud combinado con las tensiones residuales. Por otra parte, no existen reportes de comportamiento inaceptable para columnas diseñadas por el Método de las Tensiones Admisibles, incluyendo los casos con CV / CP mayores que 1.1.

C-15.5.3 Resistencia a compresión por pandeo torsional o flexotorsional

Los requisitos de esta Sección están orientadas a las columnas de sección simétricas constituidas por elementos planos delgados o columnas de sección asimétrica. Las fórmulas que permiten el cálculo de la carga de pandeo elástico flexotorsional se han derivado de los textos de estabilidad estructural [Timoshenko y Gere, 1961; Bleich, 1952; Galambos, 1968; Chen and Atsuta, 1977, entre otros]. Para extender su rango de validez al pandeo inelástico, cuando $F_{cr} > 0.5 F_y$, se ha introducido el uso de un factor de esbeltez equivalente $\lambda_e = \sqrt{F_y/F_e}$

Los perfiles T que cuya geometría cumpla con los límites establecidos en la Tabla C-15.1 no necesitarán verificarse por pandeo flexotorsional. Para los perfiles angulares (L) véase el Comentario del Apéndice C.

El cálculo de la tensión crítica de pandeo elástico por flexotorsión para perfiles de un solo eje de simetría, tratado como caso c en esta Sección, es aplicable a perfiles T y pares de ángulos dispuestos en T, y está basado en la metodología propuesta por Galambos [1991]. Estudios experimentales en curso

indican que en el caso de pares de ángulos enfrentados ($\lceil \rceil$) o CL, la relación F_{crx} / F_y es suficientemente conservadora [Garza, L.; 1997].

TABLA C-15.1 PROPORCIONES LÍMITES PARA PERFILES T

| Tipo de Perfil T | $\frac{\text{Ancho total del ala, } b_f}{\text{Altura total del perfil, } d}$ | $\frac{\text{Espesor del ala, } t_f}{\text{Espesor del alma, } t_w}$ |
|---------------------|---|--|
| T compuestas | ≥ 0.50 | ≥ 1.25 |
| T laminadas | ≥ 0.50 | ≥ 1.10 |

C-15.8 MIEMBROS COMPUESTOS

La Fig.C-15.2 justifica el cuidado que debe ponerse en las conexiones de los extremos de los miembros compuestos. La comparación entre las cargas críticas de pandeo, P_{cr} , en los tres casos presentados, indica que el caso c) resulta ser el más económico. Las Figs. C-15.3 (a) a C-15.3 (h) ayudan a una mejor comprensión de los requisitos de este Artículo. Los requisitos referentes al diseño y el detallado de los miembros compuestos que no pueden establecerse en función de las tensiones calculadas se fundamentarán en la experiencia.

La separación longitudinal de los medios de unión que vinculan los componentes de miembros compuestos comprimidos, tiene que estar limitada de tal manera que el pandeo de los segmentos ubicados entre conectores adyacentes no ocurra bajo una carga menor que la requerida para que el miembro en conjunto alcance su resistencia de agotamiento. La relación de esbeltez L/r de los miembros componentes no excederá 0.75 veces la relación de esbeltez del miembro compuesto. Se establecen requisitos adicionales para miembros compuestos formados por ángulos. Sin embargo, estos requisitos mínimos no necesariamente aseguran que la relación de esbeltez efectiva del miembro compuesto sea igual a la del miembro compuesto actuando como una sola unidad. En este Artículo se dan fórmulas para modificar las relaciones de esbeltez basados en la investigación experimental y toma en cuenta el efecto de la deformación por corte en los medios de unión [Zandonini, 1985]. La fórmula (15-15) está basada en resultados experimentales [Zandonini, 1985], mientras que la fórmula (15-16) fue derivada teóricamente y verificada contra una base de datos experimental. En ambos casos las conexiones de los extremos deberán ser soldados o empernados con conexiones de deslizamiento crítico [Aslani y Goel, 1991]. Los medios de unión deberán ser diseñados para resistir las fuerzas cortantes generadas en el pandeo de los miembros. Las tensiones de corte son máximas cuando la pendiente de la elástica del miembro pandeado sea máxima [Bleich, 1952].

A fin de asegurar un estrecho ajuste en toda la superficie de unión de los componentes diseñados para estar en contacto entre sí, puede resultar que la separación máxima entre los medios de unión sea menor que la requerida para evitar el pandeo local. También se suministran los requisitos especiales para miembros de acero resistente a la corrosión atmosférica expuestos a la misma [Brockenbroug, 1983].

Las especificaciones que controlan el dimensionamiento de las planchas de cubierta perforadas están basadas en extensas investigaciones experimentales [Stang y Jaffe, 1948].

C-15.10.3 Pernos de anclaje y barras embebidas

Se incluyen procedimientos para el diseño de pernos de anclaje y barras embebidas en las publicaciones del ACI, *Structural Concrete*, ACI 318-95 y en el Apéndice B del *Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures*, ACI 349-85, así como también en el Manual del Prestressed Concrete Institute, PCI.

C-15.11 ARRIOSTRAMIENTOS

Las bases teóricas de este Artículo se encuentran en los trabajos de Yura [SSRC, 1993]. Véanse en el Apéndice G las definiciones de los sistemas de arriostramientos.

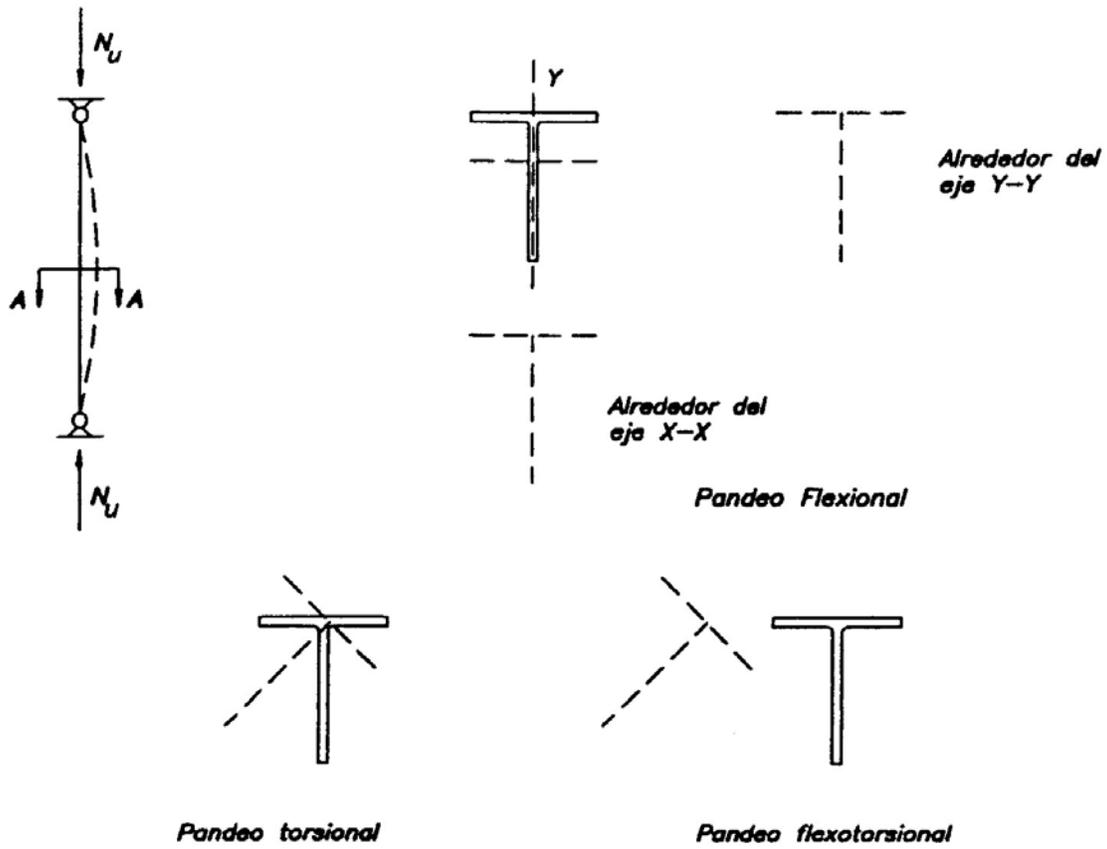


FIGURA C-15.1 Modos de Pandeo

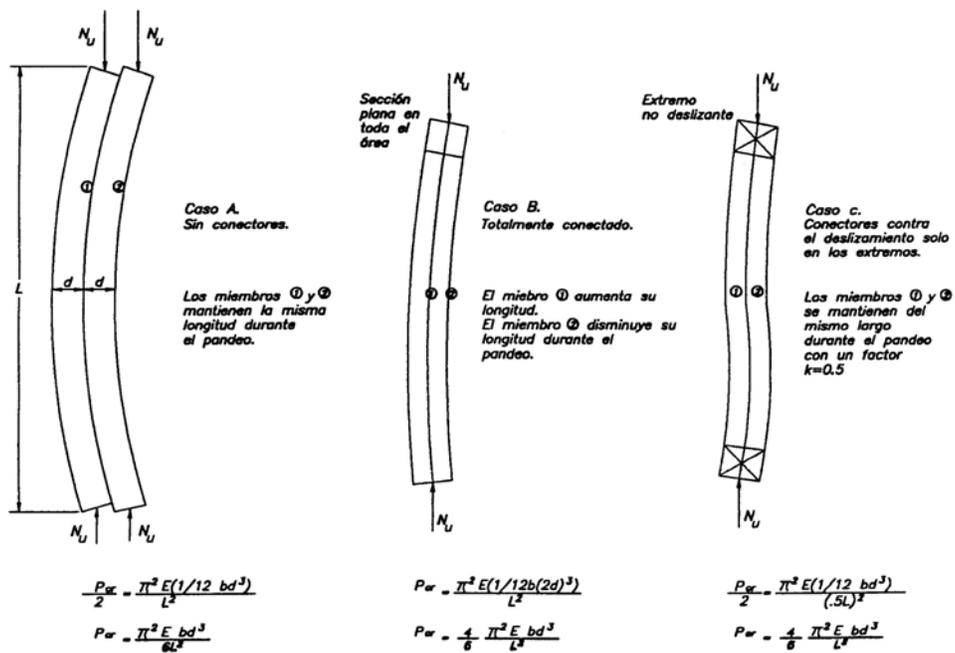
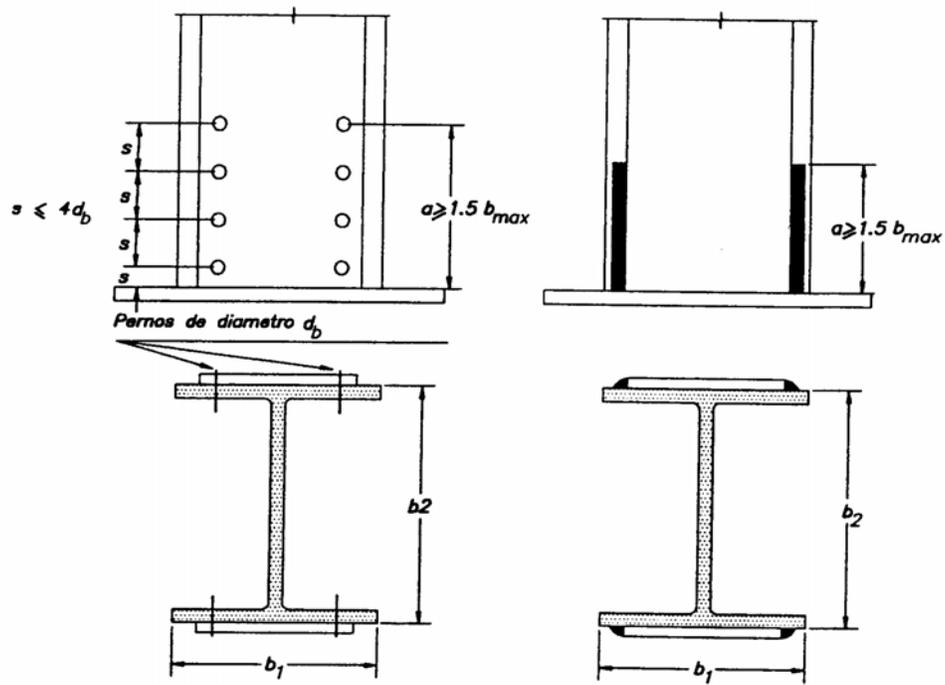
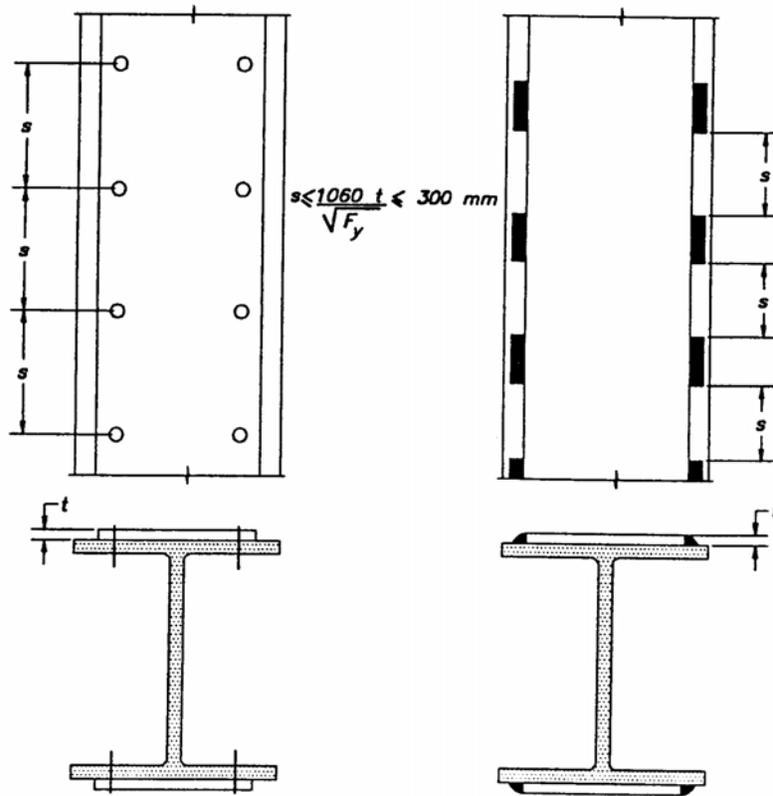


FIGURA C-15.2 Concepto de diseño de miembros compuestos sometidos a compresión

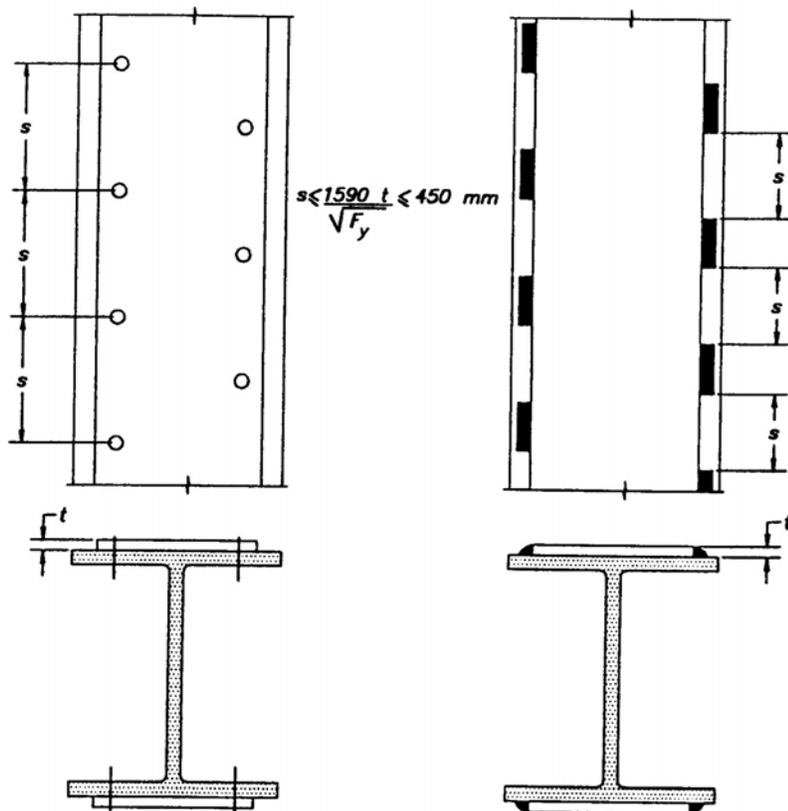


a) Extremos de miembros comprimidos apoyados en planchas de repartición.

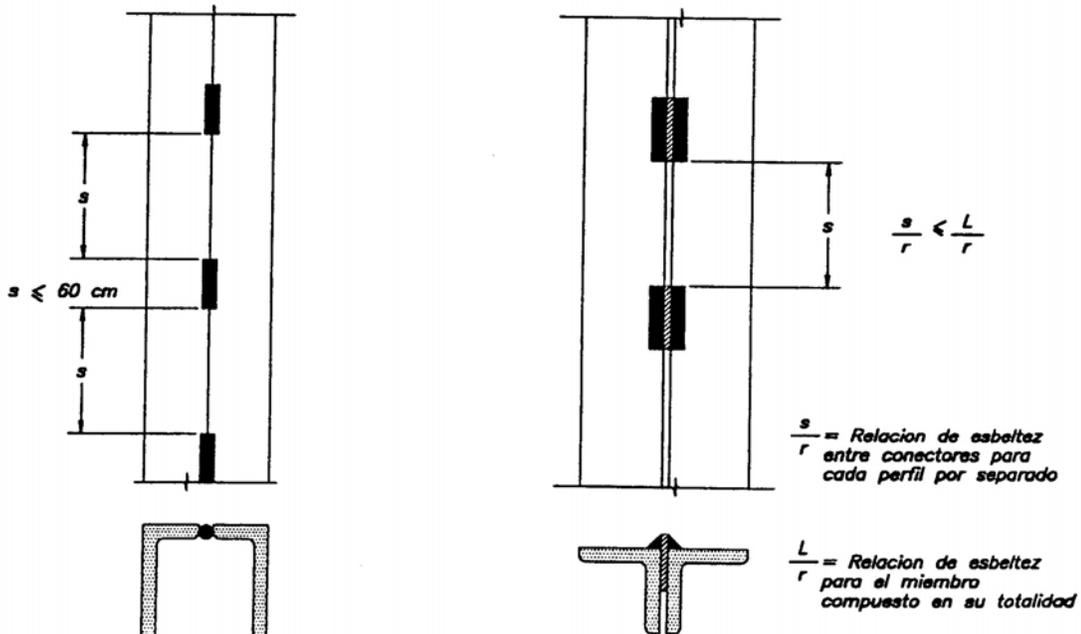


b) Conectores intermedios o soldaduras intermitentes colocados en una misma línea.

FIGURA C-15.3 Miembros compuestos sometidos a compresión



c) Conectores intermedios o soldaduras intermitentes colocados en tresbolillo.



d) Perfiles laminados conectados entre si con soldaduras intermitentes.

e) Perfiles laminados separados entre si mediante planchas de relleno intermitentes.

FIGURA C-15.3 Miembros compuestos sometidos a compresión (continuación).

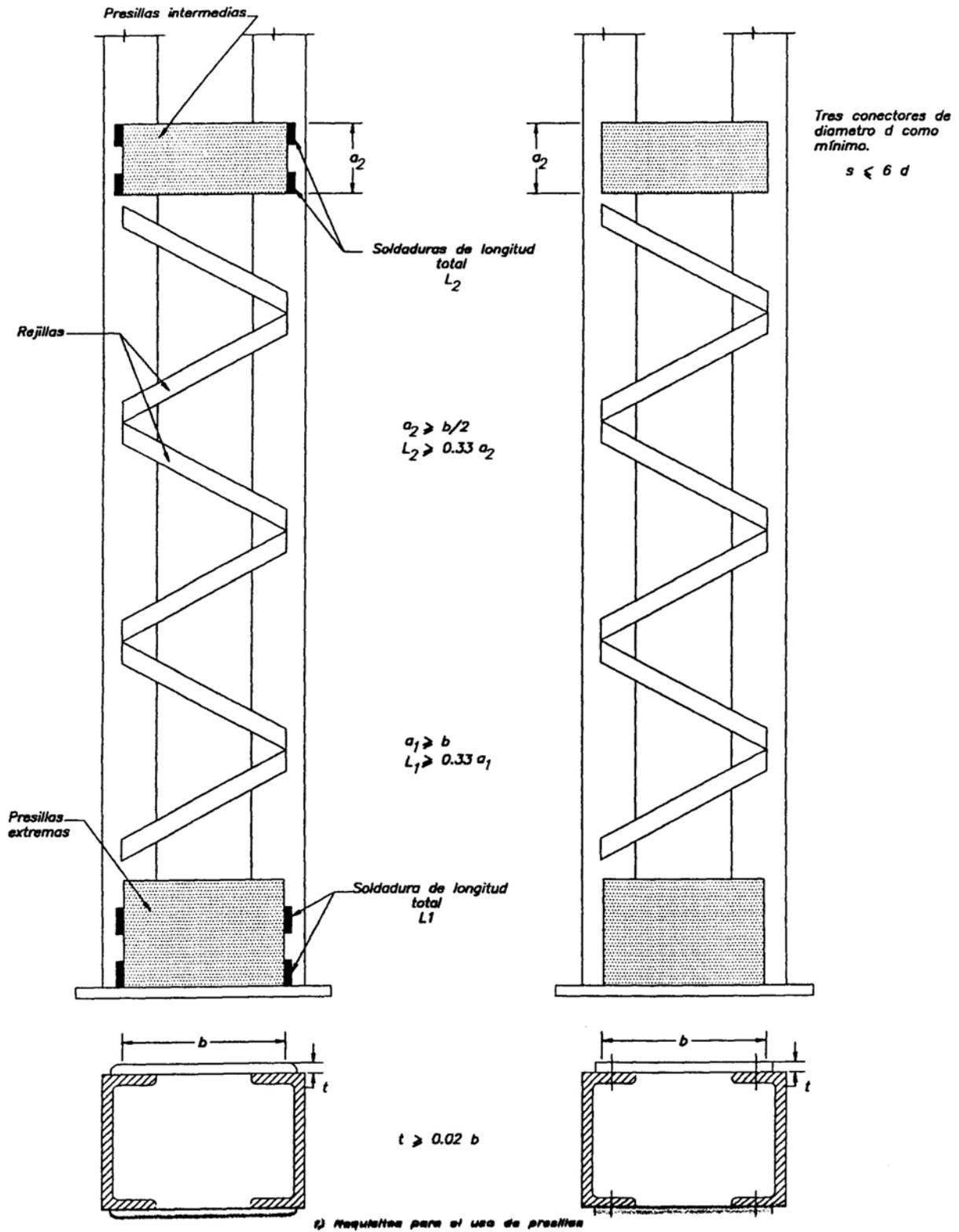


FIGURA C-15.3 Miembros compuestos sometidos a compresión (continuación).

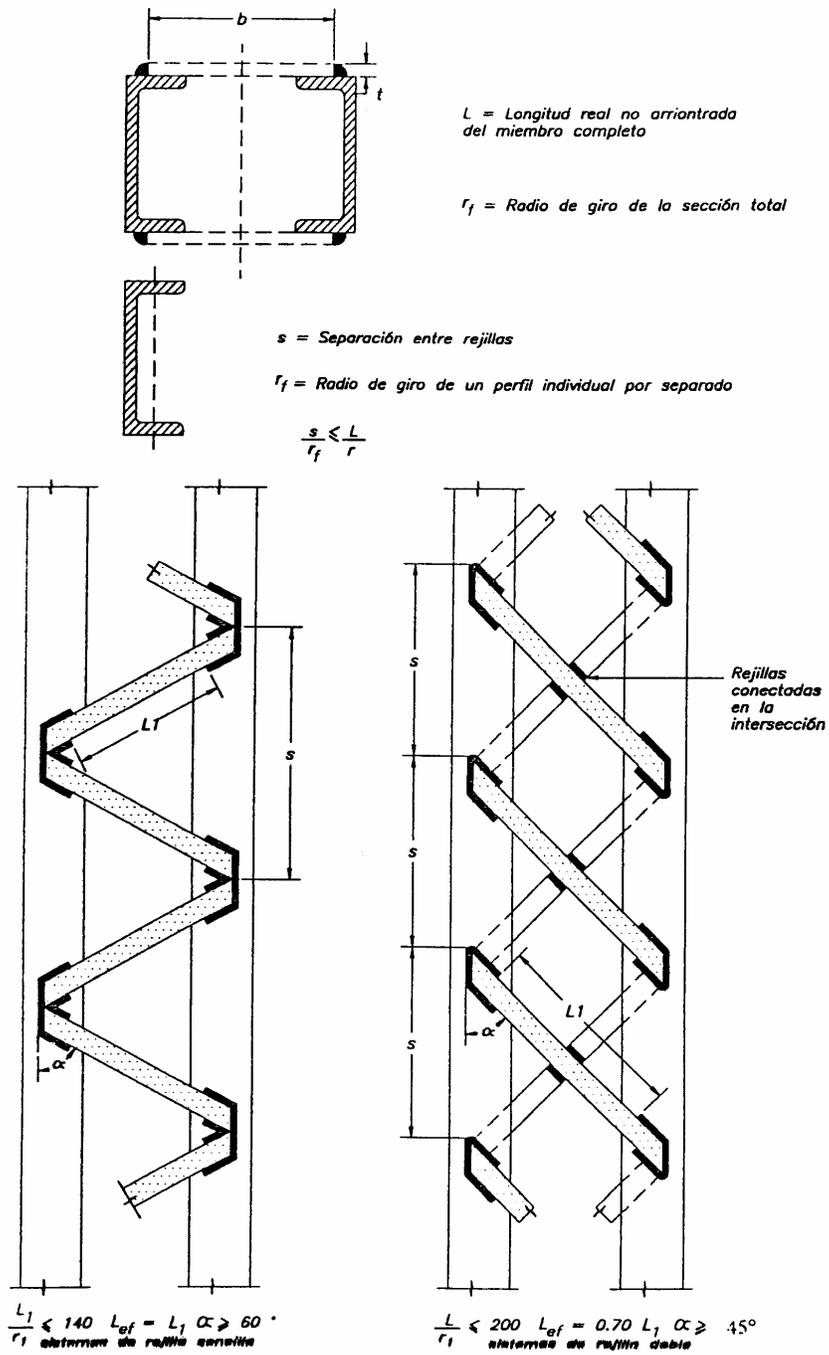
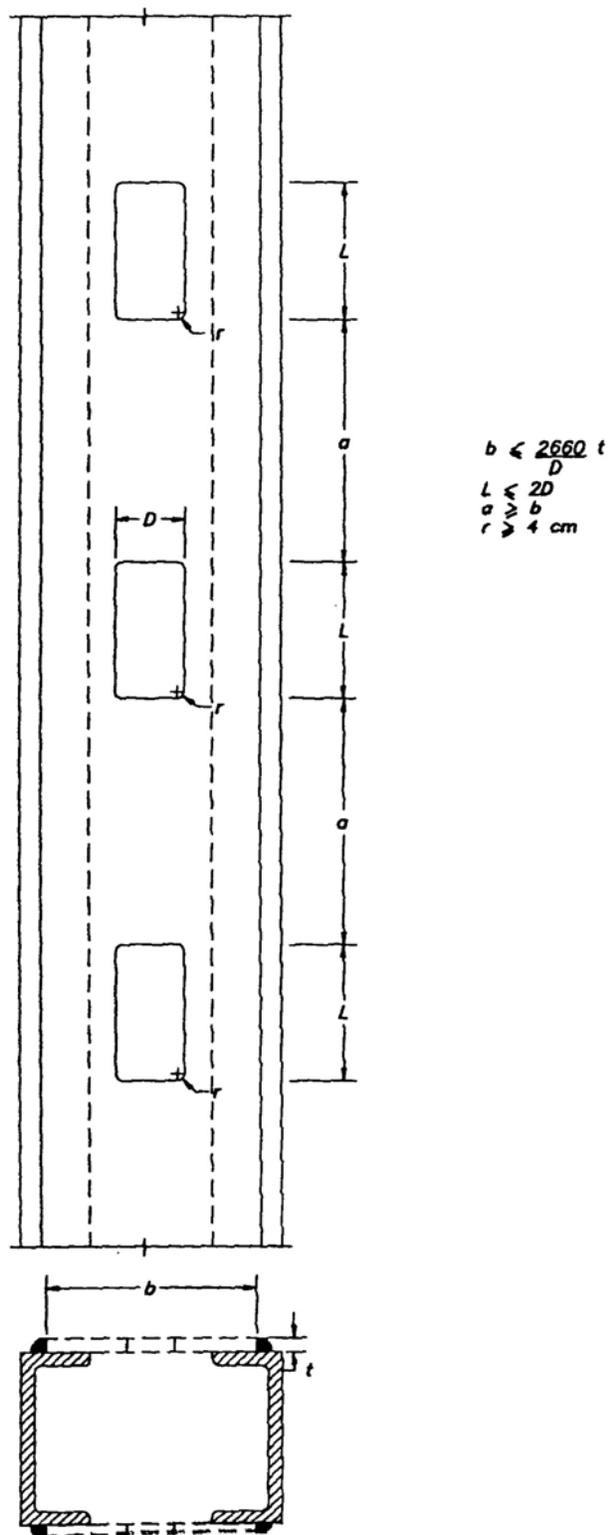


FIGURA C-15.3. Miembros compuestos sometidos a compresión (continuación).

FIGURA C-15.3 Miembros compuestos sometidos a compresión (continuación).



h) Requisitos para el uso de planchas de cubierta perforadas.

FIGURA C-15.3 Miembros compuestos sometidos a compresión (continuación).

CAPÍTULO C-16 MIEMBROS A FLEXIÓN Y CORTE

C- 6.2 LONGITUD PARA EL DISEÑO

C-16.2.3 Longitud no arriostrada para diseño por análisis plástico

Las antiguas expresiones de la Norma AISC-ASD que eran funciones del valor de la relación M_1/M_2 han sido reemplazadas por una única expresión, la fórmula (16-1) que proporciona una función continua entre la longitud no arriostrada y la relación de momentos en los apoyos de manera que no se presenten cambios abruptos cerca del valor $M_1 / M_2 = - 0.5$, correspondiente al caso de momento uniforme. Para este valor en particular la longitud no arriostrada es la misma que la de la norma AISC - ASD. Pero hay un incremento sustancial en la longitud no arriostrada para valores positivos de la relación M_1 / M_2 , correspondiente a curvatura doble, porque la cedencia está confinada a zonas próximas a los puntos de arriostramiento [Yura et al., 1978].

La fórmula (16-2) es una expresión similar para las barras rectangulares sólidas o vigas cajón simétricas. Ambas fórmulas suponen que el diagrama de momentos dentro de la longitud no arriostrada próxima a la localización de las rótulas plásticas es razonablemente lineal. Para el caso de diagramas no lineales entre arriostramientos, el ingeniero estructural ejercitará su criterio para determinar un valor representativo de la relación M_1 / M_2 .

C-16.3 DISEÑO POR FLEXIÓN

C-16.3.2 Resistencia a flexión

C-16.3.2.2 Cedencia

La resistencia teórica de una sección compacta lateralmente arriostrada es el momento plástico M_p . Pero como en las secciones con un factor de forma mayor de 1.5 (relación entre el momento plástico y el momento correspondiente al inicio de la cedencia en la fibra extrema) pueden ocurrir deformaciones inelásticas significativas cuando se permite que la sección alcance el momento M_p para cargas mayoradas, se ha limitado el momento a 1.5 el momento cedente, M_y . Este acotamiento del momento plástico no se aplicará a las vigas de sección híbrida, cuando el material del alma tenga una tensión de cedencia menor que la de las alas. La cedencia en el alma no resulta en significativas deformaciones inelásticas. Por esto en las secciones híbridas, el momento cedente se calculará como $M_y = F_{yf} S$.

Cuando el momento de inercia alrededor del eje de flexión es menor o igual que el momento de inercia fuera del plano, no se presentará el fenómeno de pandeo lateral torsional. Por lo tanto, para secciones flectadas alrededor del eje de menor inercia y para secciones con $I_x = I_y$, tales como las secciones cerradas cuadradas, no es aplicable el estado límite de pandeo torsional y la cedencia controlará el diseño si la sección es compacta o plástica.

C-16.3.2.3 Pandeo lateral torsional

C-16.3.2.3.1 Secciones de simetría doble y canales con $L_b \leq L_r$

En la Figura C-16.1 se muestra la relación básica entre el momento nominal M_n y la longitud no arriostrada para una sección compacta con $C_b = 1.0$. En ella se aprecian cuatro zonas definidas por las longitudes L_{pd} , L_p y L_r . La fórmula (16-8) define la máxima longitud no arriostrada, L_p , para la cual se alcanza un momento uniforme M_p . El pandeo lateral - torsional elástico ocurrirá cuando la longitud no arriostrada sea mayor que L_r , dado por la fórmula (16-10). La fórmula (16-6) define el pandeo lateral torsional inelástico como una recta definida por los límites L_p y L_r . Para perfiles I, la resistencia de pandeo en la región elástica donde $L_b > L_r$ para perfiles I está dada por la fórmula (16-17).

También podemos observar en esta Figura que para otras formas del diagrama de momentos, la resistencia al pandeo lateral se obtiene multiplicando la resistencia básica por el coeficiente C_b . Sin embargo, el momento máximo M_t está limitado por M_p . Obsérvese que L_p , definido por la fórmula (16-8) solo tiene sentido físico cuando $C_b = 1.0$. Para valores de $C_b > 1.0$, se tienen mayores longitudes sin arriostramiento capaces de alcanzar M_p , como se muestra en la Fig. C-16.1. Para efectos de diseño, la longitud L_b puede despejarse de la fórmula (16-6) usando el valor de C_b deseado.

La expresión (C-16.1) para ajustar las fórmulas de pandeo flexotorsional a las variaciones del diagrama de momentos dentro de las longitudes no arriostradas que figuraba en las Normas AISC desde 1961,

$$C_b = 1.75 + 1.05 (M_1/M_2) + 0.3 (M_1/M_2)^2 \leq 2.3 \quad (C-16.1)$$

ha sido sustituida por la (16-7), que con ligeras modificaciones corresponde a la fórmula presentada por Kirby y Nethercot [1979]. Las comparaciones con las soluciones teóricas de los casos presentados en la publicación del SSRC [Galambos, 1988] muestran una buena correlación y valores mucho más precisos que la antigua fórmula de C_b . En la fórmula (16-7) se utilizarán los valores absolutos de los tres momentos interiores obtenidos a $L/4$ y el momento máximo, independientemente de su localización. En la determinación de la resistencia usará el factor C_b y la distancia entre arriostramientos, no la distancia entre puntos de inflexión. Para facilitar el diseño, en la Tabla C-16.1 se dan los valores de C_b para los casos más usuales en el diseño de vigas.

La resistencia elástica de las vigas de sección híbrida es la misma que la de vigas de sección homogénea. Las ventajas de las secciones híbridas se evidencian solamente en los rangos de esbelteces inelástica y plástica.

C-16.3.2.3.2 Perfiles de doble simetría y perfiles canales con $L_b > L_r$

Las fórmulas de este Capítulo suponen que las cargas están aplicadas a lo largo del eje baricéntrico de la viga. Si la carga se aplica en el ala superior y el ala no está arriostrada, hay un efecto de volcamiento que reduce el momento crítico; recíprocamente, si la carga se suspende del ala inferior y esta ala no está arriostrada, hay un efecto estabilizante que incrementa el momento crítico [Galambos, 1988]. Para el caso de ala superior cargadas y no arriostrada lateralmente, el momento crítico reducido puede ser calcularse de manera conservadora y aproximada haciendo cero el factor de alabeo C_2 .

Para representar el caso más desfavorable, el de un segmento articulado en sus extremos sin arriostramientos intermedios, las fórmulas de momento crítico consideran implícitamente un factor de longitud efectiva unitario. La incorporación de cualquier restricción en un segmento adyacente a los segmentos críticos incrementa su capacidad de pandeo. Los efectos de vigas continuas en el pandeo lateral torsional han sido estudiados, y se ha propuesto un método de diseño simple y conservador, basado en la analogía de una columna con extremos restringidos no desplazables y un factor de longitud efectiva menor que la unidad [Galambos, 1988].

C-16.3.2.3.3 Secciones T y ángulos dobles dispuestos en T

La resistencia al pandeo lateral torsional de las secciones T, de simetría simple, se calcula mediante una fórmula bastante compleja [Galambos, 1988]. La fórmula (16.19) es una simplificación basada en la formulación de Kitipornchai y Trahair [1980]. Véase también Ellefritt et al [1992].

El coeficiente C_b empleado en las vigas de sección I, no es conservador para vigas de sección T cuya alma esté comprimida. Para tales caso, se recomienda usar $C_b = 1.0$ Cuando las vigas flectan en curvatura doble, la porción del alma en compresión puede controlar la resistencia al pandeo lateral torsional aún cuando los momentos sea relativamente pequeños en comparación con otras porciones de longitud no arriostrada con $C_b = 1.0$. Esto se debe a que la resistencia al pandeo lateral torsional de una T con el alma comprimida puede ser solamente la cuarta parte de la capacidad del alma en tracción. Como la resistencia al pandeo es sensible al diagrama de momentos, deberá tomarse conservadoramente $C_b = 1.0$. En los casos de alma traccionada, la conexión deberá detallarse de tal manera que minimice cualquier momento que pueda inducirse por las restricciones en los apoyos y puedan causar compresión en el alma.

C-16.4 DISEÑO POR CORTE

Las fórmulas de este Capítulo son una simplificación de las fórmulas más generales dadas en el Capítulo 17. En efecto las fórmulas se han derivado para un coeficiente de placa $k_p = 5.0$. También suponen cargas monotónicamente crecientes. Si un miembro en flexión está sometido a cargas reversibles que causan cedencia cíclica sobre una gran porción del alma, tal como ocurre durante un gran terremoto, deberán aplicarse los requisitos sismorresistentes correspondientes [Popov, 1980].

La capacidad resistente nominal a corte, según las fórmulas del presente Artículo, son función de la relación h / t_w :

Cuando $h / t_w \leq 2.40\sqrt{E / F_{yw}}$ la capacidad resistente nominal de corte V_t se basará en el corte por cedencia del alma. El valor límite de h/t_w se ha establecido igualando la tensión crítica de pandeo por corte, F_{cr} , a la tensión cedente del alma, F_{yw} , en los trabajo de Cooper et al. [1978, fórmula No.35] y de Timoshenko y Gere [1961].

Cuando $h / t_w > 2.40\sqrt{E / F_{yw}}$, la resistencia del alma a corte se basará en el pandeo. Tomando como límite de proporcionalidad el 80 % de la tensión cedente del alma [Basler, 1961] se obtiene el valor límite a partir del cual la resistencia del alma está determinada por la tensión de pandeo elástico. En efecto, cuando $h / t_w > 3.0\sqrt{E / F_{yw}}$, la tensión crítica corresponde a las expresiones de Cooper et al.[1978, fórmula No. 6], y de Timoshenko y Gere [1961].

C-16.6 VIGAS CON PERFORACIONES EN EL ALMA

Para dar paso a los sistemas de conducción eléctrica, sanitarias, y otros similares, a veces es necesario perforar el alma de las vigas que constituyen el sistema de piso. La localización, tamaño y número de aberturas son los parámetros a considerar y sobre los cuales existen recomendaciones empíricas, como las de la Fig. C-16.2.

En el diseño de estas vigas, además de considerar el estado límite de servicio, deberán calcularse las siguientes capacidades resistentes para determinan el estado límite de agotamiento resistente : pandeo local del ala en compresión, del alma y de la sección T comprimida por encima o por debajo de la perforación, el pandeo lateral y la interacción momento - corte. Se suministra un procedimiento general de diseño así como directrices sobre la necesidad de reforzar el alma en las referencias Darwin [1990] y ASCE[1992, 1992 a].

C-16.7 PLANCHAS DE CUBIERTA EN LAS ALAS

Donde las planchas de cubierta de longitud parcial funcionen como parte integral de una viga hasta la sección donde teóricamente son necesarias, deberán prolongarse más allá de esta sección en la longitud suficiente para colocar los pernos de alta resistencia o soldaduras, necesarios para transmitir a la plancha la parte de las tensiones de flexión que le corresponda, es decir, las tensiones que la plancha habría recibido si se hubiese extendido en toda la longitud del miembro. La fuerza en la plancha de cubierta a ser desarrollada por los conectores en dicha extensión es igual a MQ / I , en donde M es el momento flector en el inicio de la extensión; Q es el momento estático del área de la plancha de cubierta respecto al eje neutro de la sección total, incluyendo las planchas de cubierta; I es el momento de inercia de la sección total, incluyendo las planchas de cubierta. Si el momento, calculado igualando la expresión MQ / I a la resistencia minorada de las soldaduras en esta distancia, es menor que el valor correspondiente en la sección donde teóricamente se interrumpirían, deberá incrementarse el tamaño de las soldaduras o extenderse el extremo de la plancha de cubierta hasta una sección donde el momento del miembro a la distancia a' , medida desde el extremo de la plancha, sea igual al que resistirían las soldaduras terminales. Véase la Figura C-16.3 para una mejor comprensión de los requisitos referentes al uso de las planchas de cubierta soldadas.

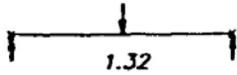
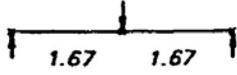
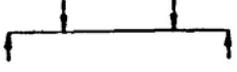
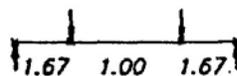
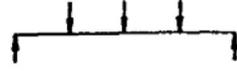
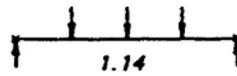
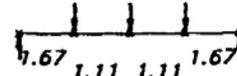
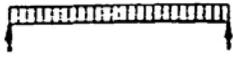
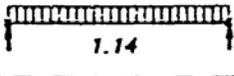
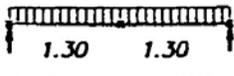
C-16.8 MIEMBROS COMPUESTOS

En la Fig. C-16.4 se presentan dos casos de miembros compuestos sometidos a flexión.

C-16.9 ARRIOSTRAMIENTOS

Véanse en el Apéndice G las definiciones de los sistemas de arriostramientos. Las bases teóricas de este Artículo se encuentran en los trabajos de Yura [SSRC, 1993]. En la Fig. C-16-5 se ilustra el significado de las variables utilizadas en el caso de almas de vigas parcialmente rigidizadas.

TABLA C-16.1
VALORES DE C_b PARA VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS.

| <i>Cargas</i> | <i>Arriostromiento lateral en el tramo</i> | C_b |
|---|--|---|
|  | <i>Ninguno</i> |  |
| | <i>En los puntos de carga</i> |  |
|  | <i>Ninguno</i> |  |
| | <i>En los puntos de carga</i> |  |
|  | <i>Ninguno</i> |  |
| | <i>En los puntos de carga</i> |  |
|  | <i>Ninguno</i> |  |
| | <i>En medio del tramo</i> |  |

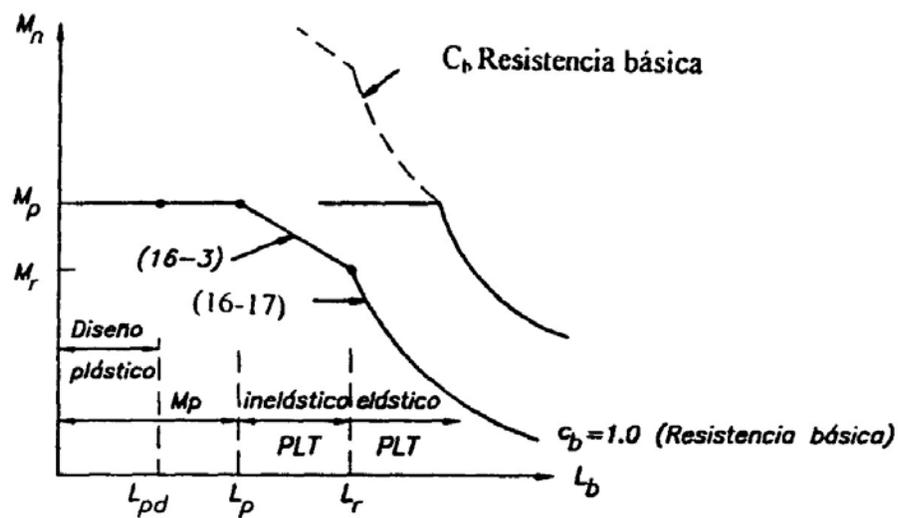
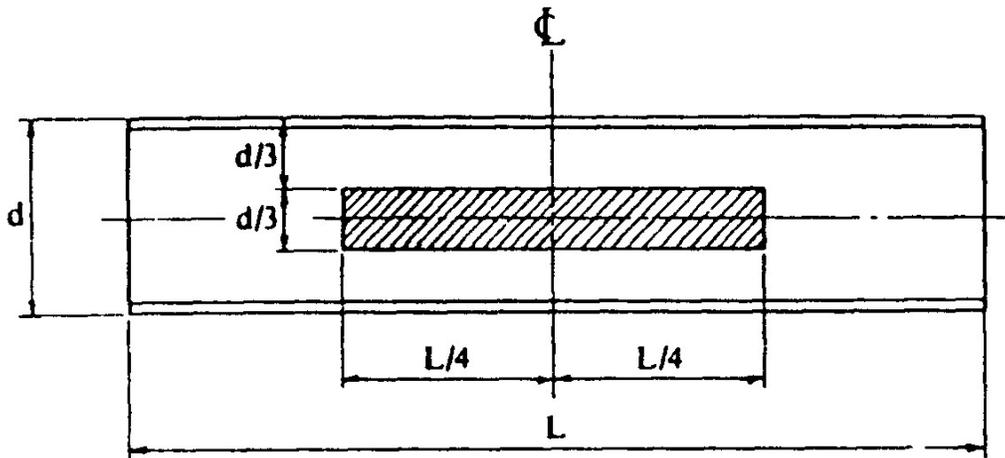
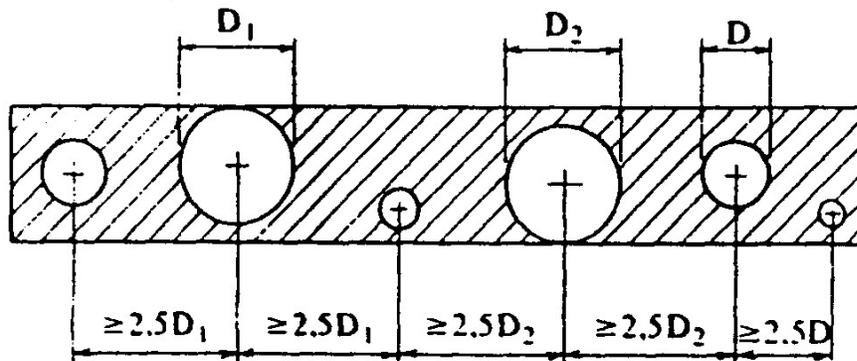


FIGURA C-16.1 RESISTENCIA TEORICA A FLEXION EN FUNCION DE LA LONGITUD NO ARRIOSTRADA Y DEL GARDIENTE DE MOMENTOS



Agujeros circulares sin refuerzo se pueden materializar en cualquier lugar dentro de la zona achurada, sin que se afecte la resistencia de diseño de la viga, siempre y cuando:

1. La viga esté solicitada únicamente por carga uniformemente distribuida
2. La sección transversal de la viga tenga su eje de simetría en el plano de flexión.



La separación será ≥ 2.5 veces el diámetro de la mayor de las dos aberturas adyacentes

Separación entre Agujeros

FIGURA C-16.2 PERFORACIONES NO REFORZADAS EN EL ALMA DE LAS VIGAS SEGÚN LA NORMA CANADIENSE [CSA, 1993]

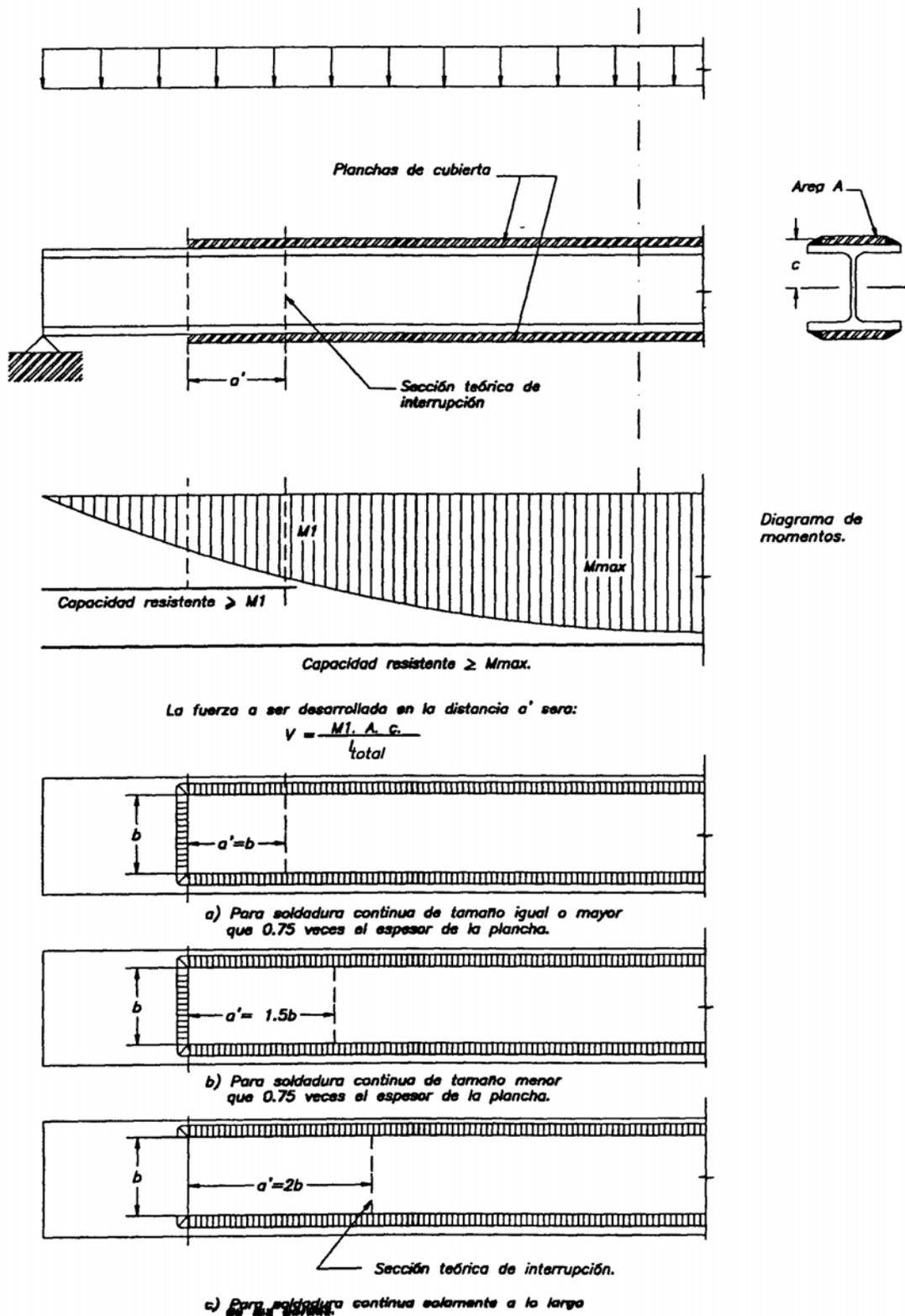
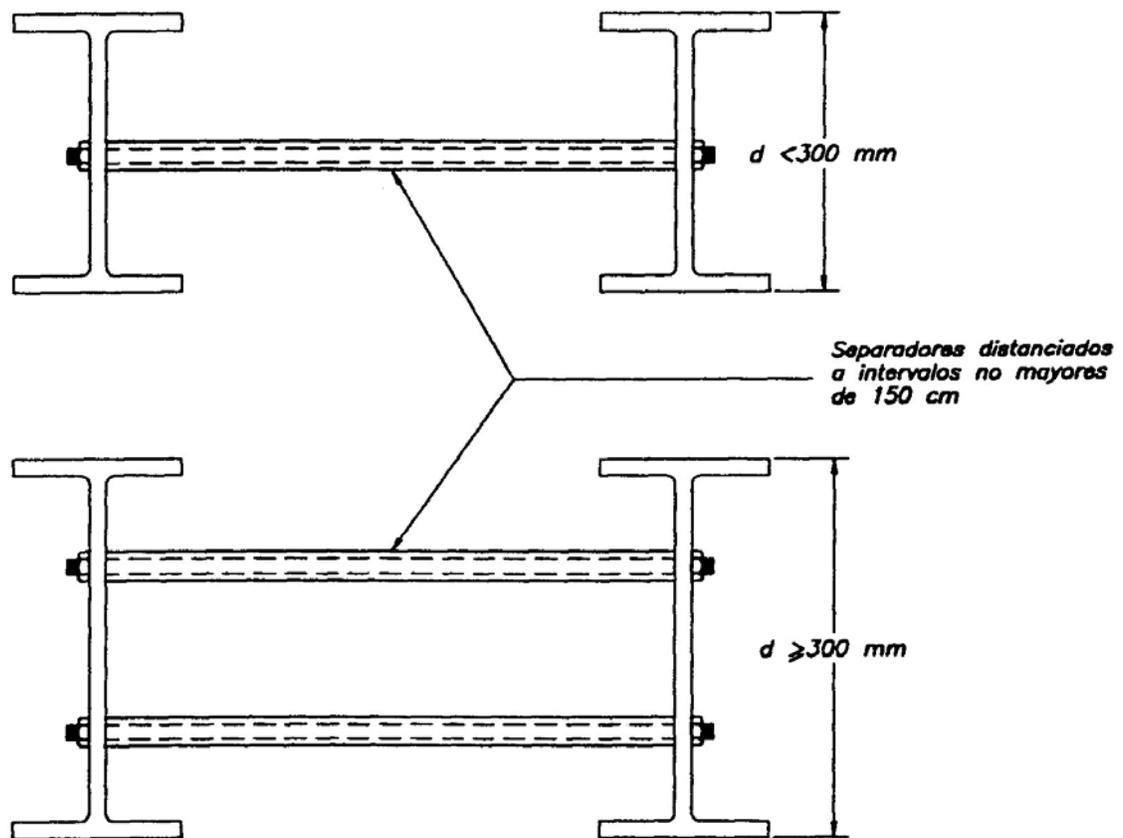
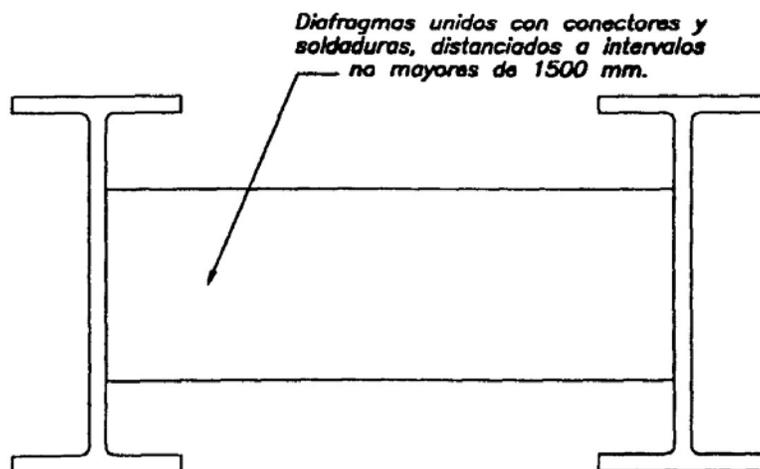


FIGURA C-16.3 Requisitos para el uso de las planchas de cubierta soldadas.



a) Caso donde no se transmiten o distribuyen cargas concentradas entre los perfiles componentes.



b) Caso donde se transmiten o distribuyen cargas concentradas entre los perfiles componentes.

FIGURA C-16.4 Miembros compuestos sometidos a flexión formados por vigas y retículos en cajón abierto.

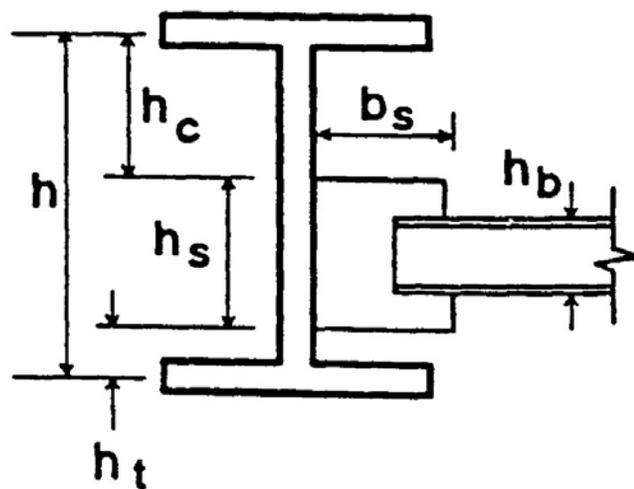


FIGURA C-16.5 ALMAS DE VIGAS PARCIALMENTE RIGIDIZADAS

CAPÍTULO C-17 VIGAS ARMADAS Y VIGAS DE ALMA ESBELTA

C-17.1 ALCANCE

Dando continuidad a la Norma COVENIN - MINDUR 1618-82 se mantiene la designación de *vigas armadas* en vez del correcto de *palastro*, actualmente en desuso y que fue utilizado antes de 1955 en las Normas del Ministerio de Obras Públicas, descartándose el de *vigas de alma llena*, muy empleado pero con significado confuso e impreciso; véase la Norma venezolana COVENIN – MINDUR 2004 - 98 *Terminología de las Normas COVENIN – MINDUR de Edificaciones*. Este tipo de vigas se considera como un caso particular especialmente importante de los miembros compuestos.

La relación altura / espesor del alma tiene por objeto distinguir las vigas armadas o de alma esbelta de las vigas tratadas en el Capítulo 16. La esbeltez del alma está escrita en términos de la tensión de cedencia del ala, porque para vigas de sección híbrida el pandeo inelástico del alma debido a la flexión depende de las deformaciones del ala.

Las formulas empleadas en este Capítulo han sido tomadas del Boletín AISI 27 [Galambos, 1978] y sus requisitos son similares a la de la Norma AISC - ASD.

C-17.2 RESISTENCIA A FLEXIÓN

La fórmula (17-6) es más precisa que la empleada por la Norma AASHTO [Gaylord and Gaylord, 1992; ASCE - AASHTO, 1968].

La expresión de R_{PG} está basada en los trabajos de Basler [1961] y es aplicable a todas las relaciones A_w / A_f . Pero arbitrariamente, se ha impuesto un valor límite de $a_r \leq 10$ para que no sea aplicable a secciones que se aproximan a una sección T.

C-17.3 RESISTENCIA A FUERZA CORTANTE

A diferencia de las columnas que pueden alcanzar un estado límite de agotamiento resistente cuando se aproximan al estado de pandeo, los paneles del alma de una viga armada, delimitados en todos sus lados por las alas de la viga o por los rigidizadores transversales, son capaces de resistir cargas muy por encima de la correspondiente al *pandeo del alma*. Al alcanzar el límite teórico de pandeo habrán ocurrido en el alma desplazamientos laterales muy pequeños, los cuales no tienen ninguna importancia estructural porque todavía hay otros medios que contribuyen a resistir cargas adicionales. Cuando los rigidizadores transversales están distanciados adecuadamente y tiene resistencia suficiente para actuar como elementos comprimidos, las tensiones típicas de membrana, producidas por fuerzas cortantes mayores que las asociadas a la carga teórica de pandeo, forman un campo de tracciones diagonales. La combinación resultante ocasiona una forma de trabajo semejante a la de una celosía tipo Pratt que, sin producir cedencia en el acero, proporciona la capacidad para resistir las fuerzas cortantes aplicadas no consideradas por la teoría lineal de pandeo. En la Figura C-17.1 se ilustra este comportamiento y en la

Figura C-17.2, se muestran los rigidizadores transversales de soporte. Tomando en cuenta esta acción del campo de tracción se han desarrollado las fórmulas del presente Artículo.

A fin de facilitar el manejo de las vigas durante su fabricación y montaje, donde se requieran rigidizadores intermedios, la relación de aspecto del panel, a/h , se limita arbitrariamente hasta $[260 / (h / tw)]^2$ con una separación máxima de tres veces la altura de la viga.

C-17.4 RIGIDIZADORES TRANSVERSALES

A fin de suministrar un soporte lateral adecuado para el alma, se requiere que todos los rigidizadores tengan un momento de inercia mínimo, sin embargo, en muchos casos este requisito es superado por los establecidos para el área total. Se requieren áreas totales mayores en los rigidizadores colocados de un solo lado del alma que en los colocados en parejas, debido a que trabajan bajo carga excéntrica. La transferencia de fuerzas cortantes entre el alma y el rigidizador, debida a la acción del campo de tracciones diagonales, no es aditiva con la debida a una carga concentrada o reacción alineada con el rigidizador, por lo que éste sólo se necesita para conectar la mayor de las dos fuerzas cortantes. En la Fig. C-17.3 se muestran los rigidizadores transversales intermedios.

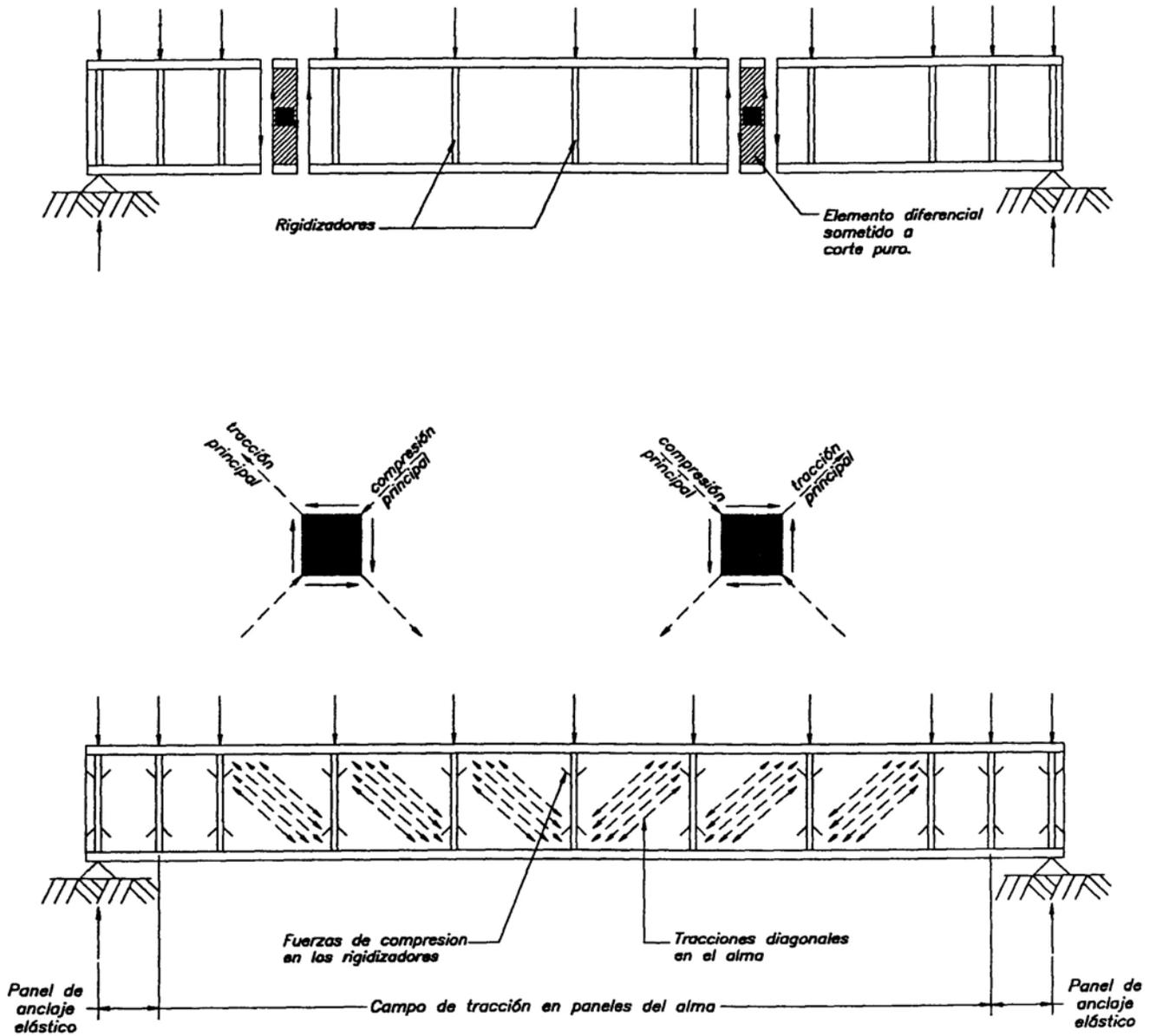


FIGURA C-17.1 Ilustración de la acción del campo de tracciones diagonales en una viga armada.

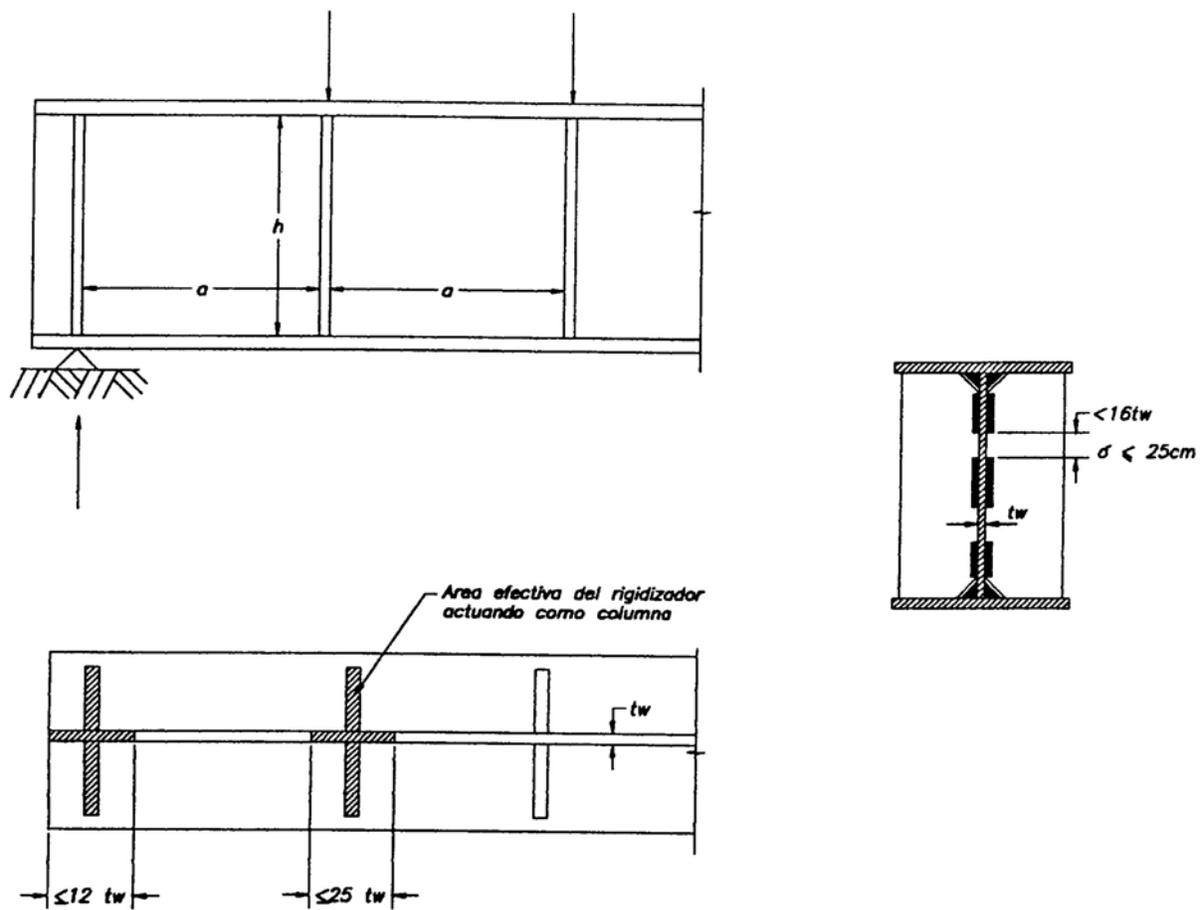


FIGURA C-17.2 Rigidizadores transversales de soporte.

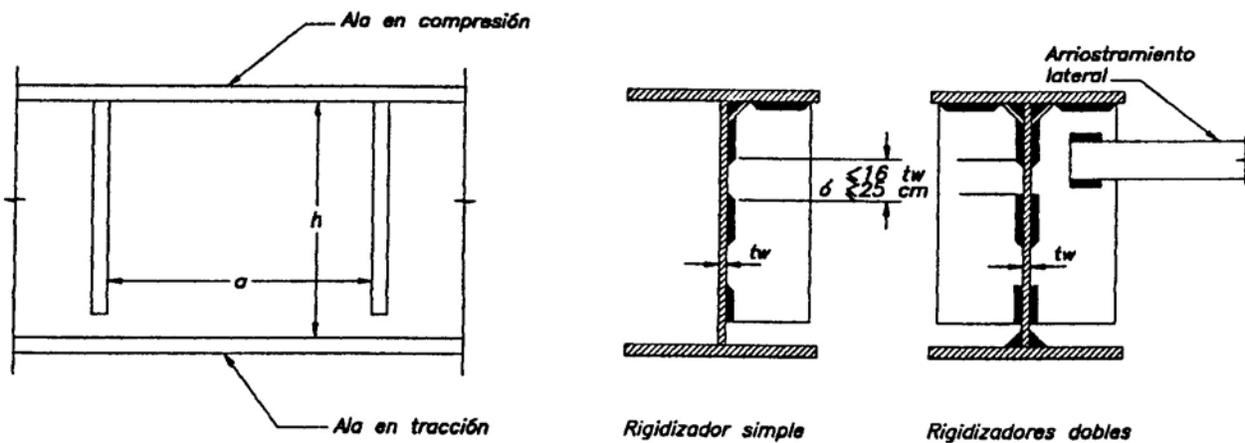


FIGURA C-17.3 Rigidizadores transversales intermedios.

CAPÍTULO C-18 MIEMBROS SOMETIDOS A SOLICITACIONES COMBINADAS

C-18.2 MIEMBROS SIMÉTRICOS SOLICITADOS POR FLEXIÓN Y FUERZAS NORMALES

C-18.2.1 Secciones con uno o dos ejes de simetría sometidas a flexocompresión

Las fórmulas (18-1a) y (18-1b) son una simplificación y clarificación de las fórmulas similares usadas por la Norma AISC - ASD desde 1961. En las Normas anteriores, debían verificarse ambas fórmulas, ahora, en esta nueva presentación, la fórmula aplicable está controlada por el valor del primer término $N_u / \phi N_t$.

El término $N_u / \phi N_t$ tiene el mismo significado que el término f_a / F_a de las fórmulas del AISC-ASD. Es decir, que para el miembro comprimido, N_t deberá calcularse con el mayor factor de longitud efectiva kL/r . En el desarrollo de las fórmulas (18-1) se compararon muchas formulaciones alternativas con las soluciones exactas de 82 casos de columnas en pórticos desplazables resueltas en rango inelástico por Kanchanalai [1977]. En particular se estudio la posibilidad de usar el factor de longitud efectiva correspondiente a la longitud real de la columna ($k = 1.0$) en la determinación de N_t , combinada con un momento elástico de segundo orden, M_u , pero los errores resultaron ser muy grandes y se concluyó que no era posible formular un método general para abordar este problema sin utilizar el concepto de longitud efectiva, directamente o indirectamente, a través de una segunda fórmula, por eso se mantuvo el cálculo de N_t por medio de kL/r .

El término M_u es el máximo momento mayorado en el miembro. Es opcional incluir los efectos benéficos de tracción debido a los efectos de segundo orden, pero deben incluirse los efectos de compresión normal y los de traslación debido a las cargas gravitacionales, tal como se ha establecido en el Capítulo 9.

Las fórmulas alternativas (18-5) y (18-6) se recomiendan para secciones H y perfiles de ala ancha solicitados biaxialmente [Galambos, 1988; Springfield, 1975 ; Tebedge y Chen, 1974]. Estas fórmulas solo pueden ser utilizadas en pórticos arriostrados, y representan una liberalización con respecto a las disposiciones de la Sección 18.2.1, por lo que también es necesario verificar la cedencia en el estado límite de servicio, usando las cargas y los factores de mayoración apropiados en las fórmulas (18-1a) o (18-1b), con $M_{ux} = S_x F_y$ y $M_{uy} = S_y F_y$.

Los requisitos de este Capítulo no están concebidos para limitar el momento no lineal de segundo orden que se pueden generarse bajo movimiento sísmicos de gran amplitud.

C-18.2.2 Secciones con uno o dos ejes de simetría sometidos a flexotracción

Al contrario de lo que sucede en los miembros comprimidos, la tracción normal tiende a disminuir las tensiones de flexión en las secciones situadas entre apoyos laterales. Este efecto se debe a que el momento secundario, igual al producto de la flecha multiplicado por la tracción normal, es de sentido opuesto al momento aplicado, en lugar de ser del mismo sentido y aditivo como ocurre en las columnas o miembros comprimidos.

C-18.3 MIEMBROS ASIMÉTRICOS Y MIEMBROS SOLICITADOS POR TORSIÓN Y COMBINACIONES DE TORSIÓN, CORTE Y/O FUERZAS NORMALES

Este Artículo cubre las secciones transversales y las solicitaciones no contempladas en la el Artículo 18.2, especialmente cuando la consideración de la torsión es importante en el diseño [AISC, 1983].

En estos casos es recomendable hacer un análisis elástico basado en métodos numéricos para determinar las máximas tensiones normales y de corte, o las tensiones de pandeo elástico. En los cálculos de pandeo, el parámetro de esbeltez equivalente, λ_e , a utilizar en las fórmulas (15-2) o (15-3) se calculará con la expresión (15-7), donde la tensión de pandeo elástico, F_e , se determinará del análisis numérico de la estabilidad.

C-18.4 FÓRMULAS ALTERNAS PARA EL DISEÑO DE MIEMBROS SOMETIDOS A SOLICITACIONES COMBINADAS

En los miembros no solicitados a pandeo flexional, como por ejemplo cuando $L_b < L_{pd}$, y siempre que la flexión sea alrededor de un solo eje, se aceptará como una alternativa el empleo de fórmulas de interacción N-M más liberales, como las que representan las fórmulas (18-9) y (18-10).

Las fórmulas para secciones cajón cuadradas o rectangulares se ha tomado de los trabajos de Zhou y Chen [1985].

Las fórmulas alternativas para secciones H y columnas con perfiles de ala ancha solicitadas biaxialmente se han tomado de Galambos [1988], Springfield [1975] y Tebedge y Chen [1974].

Para secciones I con $b_f/d > 1.0$ se recomienda el uso de las fórmulas (18-1) porque no hay investigaciones adicionales disponibles para este caso.

CAPÍTULO C-19 MIEMBROS DE ALTURA VARIABLE LINEALMENTE

C-19.1 ALCANCE

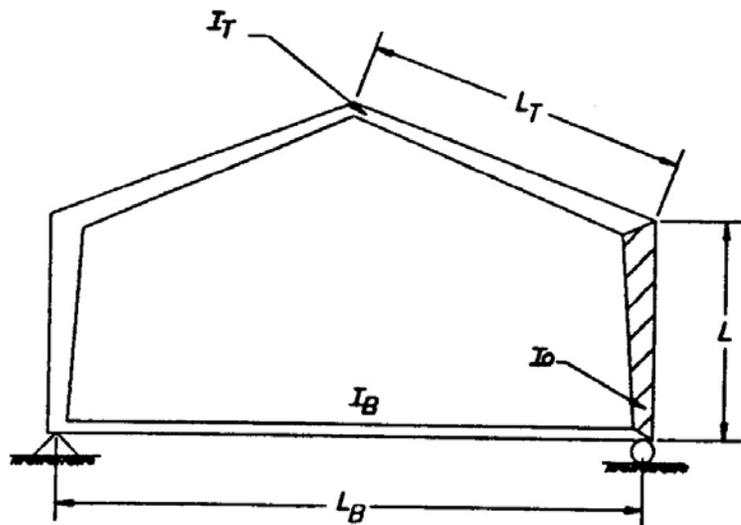
Aún cuando los requisitos para estos miembros son similares a los de sección constante, se requieren ciertas modificaciones debido a la variación de la altura. Tales modificaciones obligan a la introducción de una notación especial, definida frecuentemente por expresiones algebraicas que no son aplicables a los miembros prismáticos.

C-19.4 RESISTENCIA A COMPRESIÓN

El criterio para formular la resistencia teórica a compresión de las columnas de sección variable linealmente, se fundamenta en el concepto de que la tensión crítica para tales miembros comprimidos normalmente es igual a la correspondiente para una columna prismática de longitud diferente, pero cuya sección transversal es igual a la del extremo menor de la columna de sección variable. Este planteamiento ha dado como resultado el uso de un factor de longitud efectiva equivalente k_y para los miembros de sección variable linealmente sometidos a compresión normal [Lee et al., 1972]. El factor de longitud efectiva puede ser calculado con precisión en los pórticos rígidos rectangulares y simétricos, formados por vigas prismáticas y columnas de sección variable linealmente. Con algunas modificaciones en las hipótesis, estos pórticos pueden servir de modelo matemático para determinar con suficiente exactitud la influencia de la rigidez de los miembros que restringen los extremos de una columna de sección variable linealmente, como se indica en la Fig. C-19.1 [Lee et al., 1972; Gutiérrez, 1988].

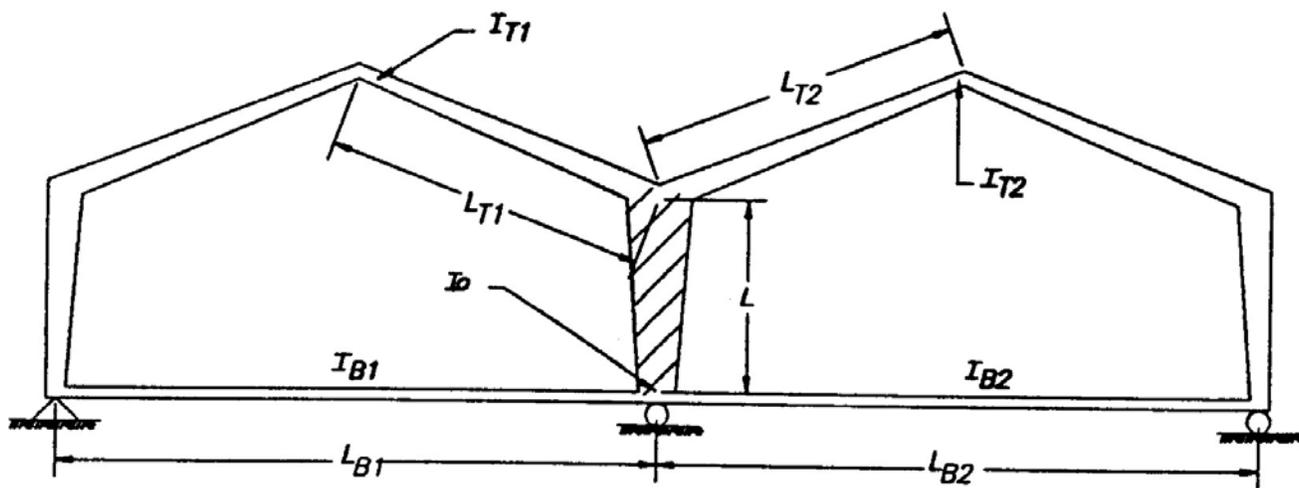
C-19.5 RESISTENCIA A FLEXIÓN

El tratamiento en flexión para las vigas de altura variable linealmente concuerda estrechamente con el de las vigas prismáticas. El concepto básico consiste en reemplazar una viga de altura variable linealmente por una viga prismática equivalente de longitud diferente, pero con una sección transversal igual a la del extremo menor de aquella [Lee et al., 1972]. Este concepto ha llevado al uso de los factores modificadores de la longitud, incluidos en las fórmulas (19-8) y (19-9), basadas en la resistencia total al pandeo lateral, utilizando tanto la resistencia a la torsión de Saint Venant como la de alabeo. El factor B toma en cuenta el gradiente de momentos y la restricción lateral que ejercen los segmentos adyacentes, para modificar las tensiones de flexión. En los miembros que son continuos más allá de los soportes laterales, se aplican usualmente los casos a, b y c. Sin embargo, debe notarse que éstas expresiones son válidas solamente cuando la fuerza normal es pequeña y los segmentos adyacentes no arriostrados son aproximadamente de igual longitud. Para un miembro aislado, o para segmentos que no corresponden con ninguna de las categorías a, b, c y d, el valor recomendado es $B = 1$. También se tomará $B = 1$ cuando se calcula F_{by} en la fórmula (18-1), ya que el efecto del gradiente de momentos se tiene en cuenta mediante el factor C_m [Morrell and Lee, 1974].



$$\psi_B = \frac{I_0 / L}{I_B / L_B}$$

$$\psi_T = \frac{I_0 / L}{I_T / L_T}$$



$$\psi_T = \frac{I_0 / L}{I_{T1} / L_{T1} + I_{T2} / L_{T2}}$$

$$\psi_B = \frac{I_0 / L}{I_{B1} / L_{B1} + I_{B2} / L_{B2}}$$

FIGURA C-19.1. Ilustración del cálculo de los factores ψ en casos típicos

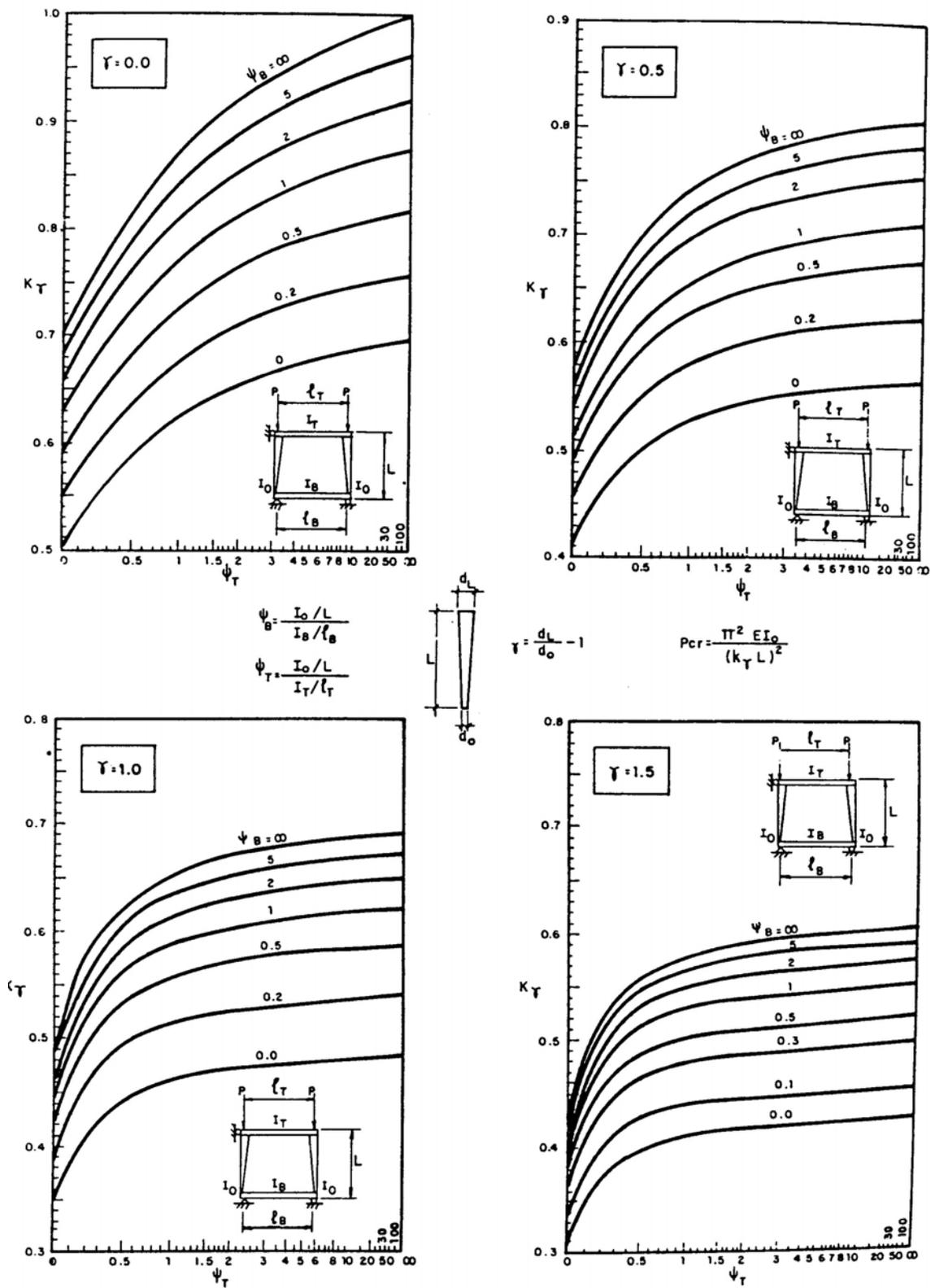


FIGURA C-19.2 FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA PARA COLUMNAS DE ALTURA VARIABLE LINEALMENTE CON DESPLAZAMIENTO LATERAL NO PERMITIDO

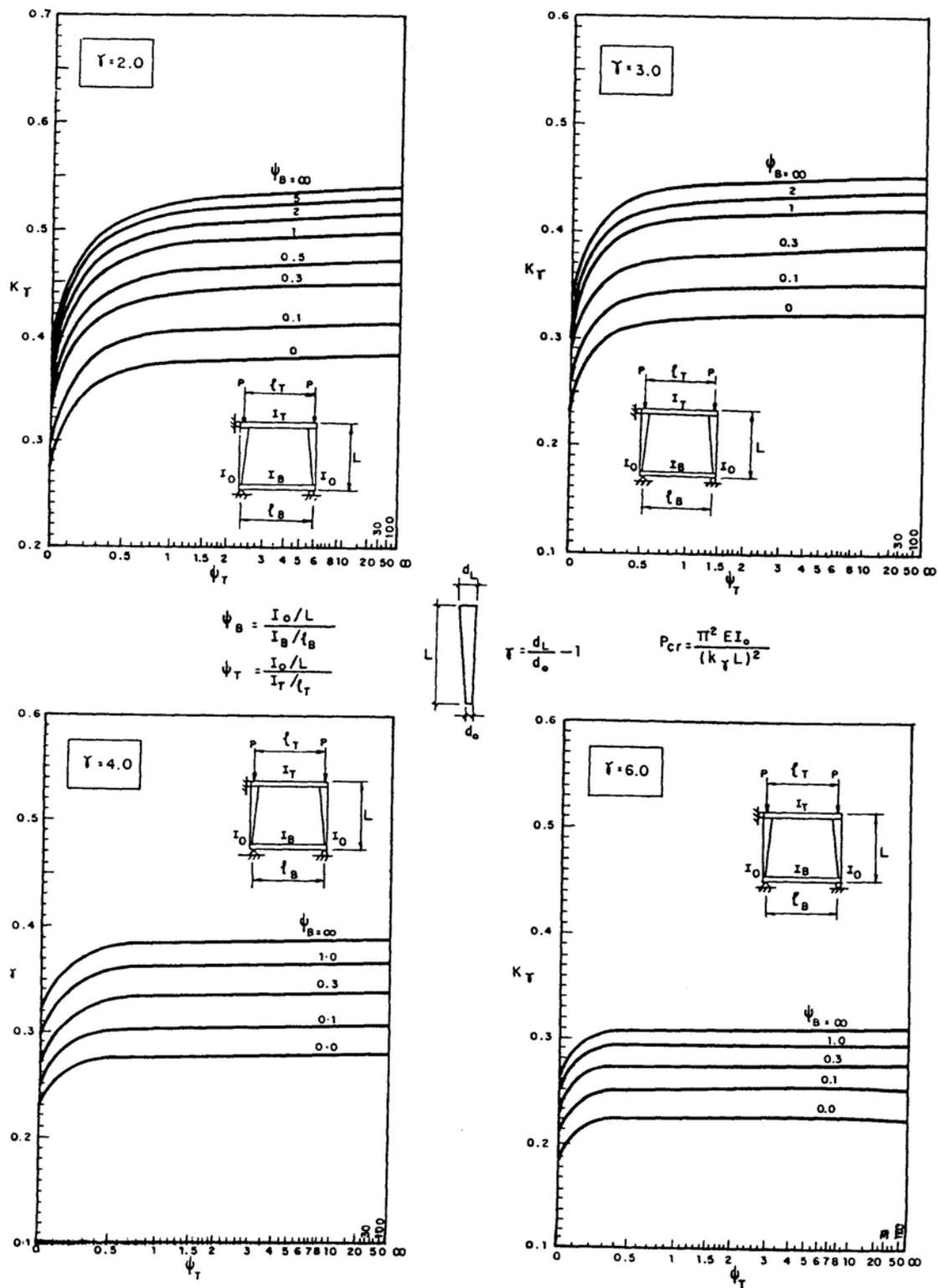


FIGURA C-19.3 FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA PARA COLUMNAS DE ALTURA VARIABLE LINEALMENTE CON DESPLAZAMIENTO LATERAL NO PERMITIDO

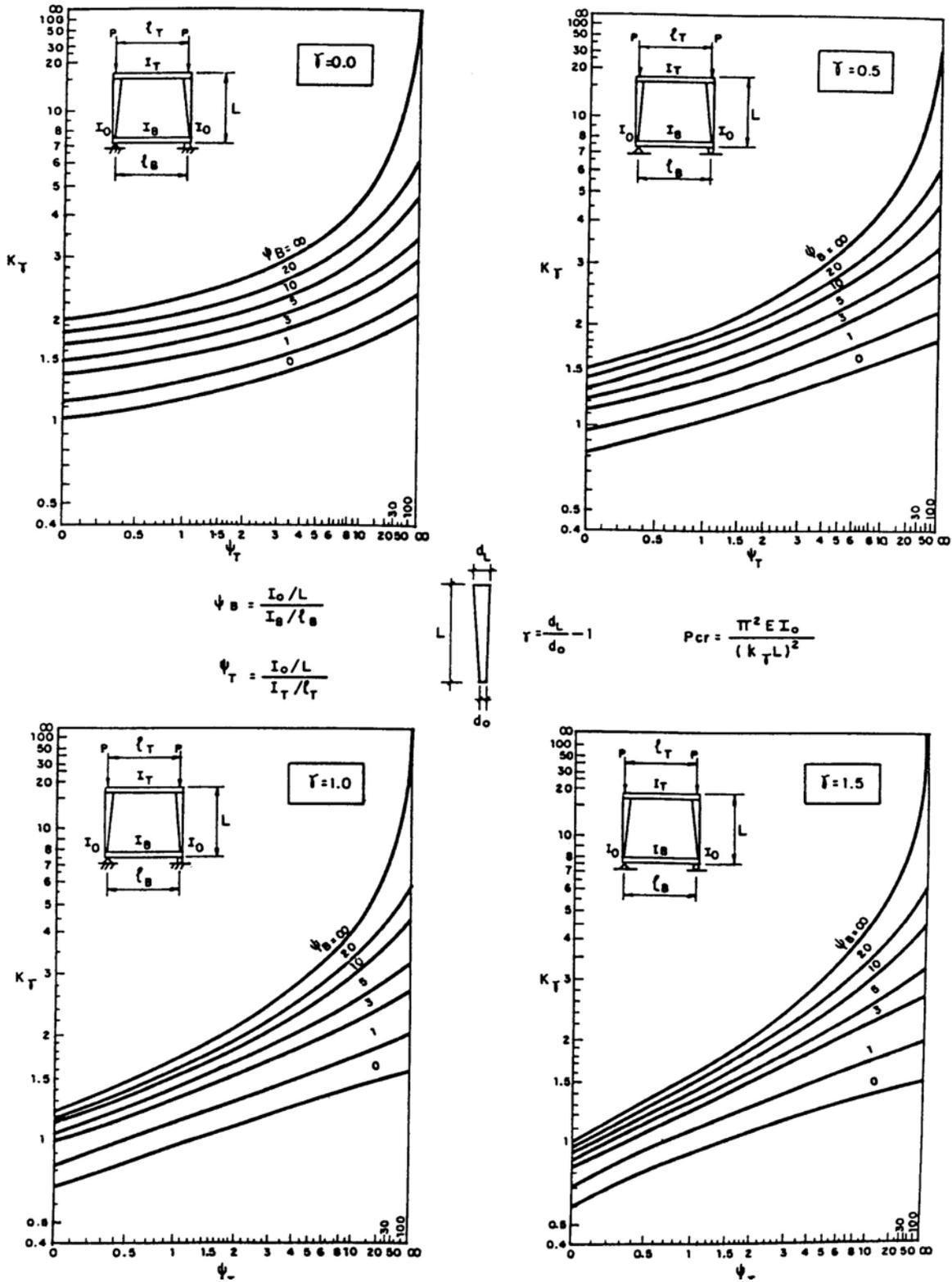


FIGURA C-19.4 FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA PARA COLUMNAS DE ALTURA VARIABLE LINEALMENTE CON DESPLAZAMIENTO LATERAL PERMITIDO

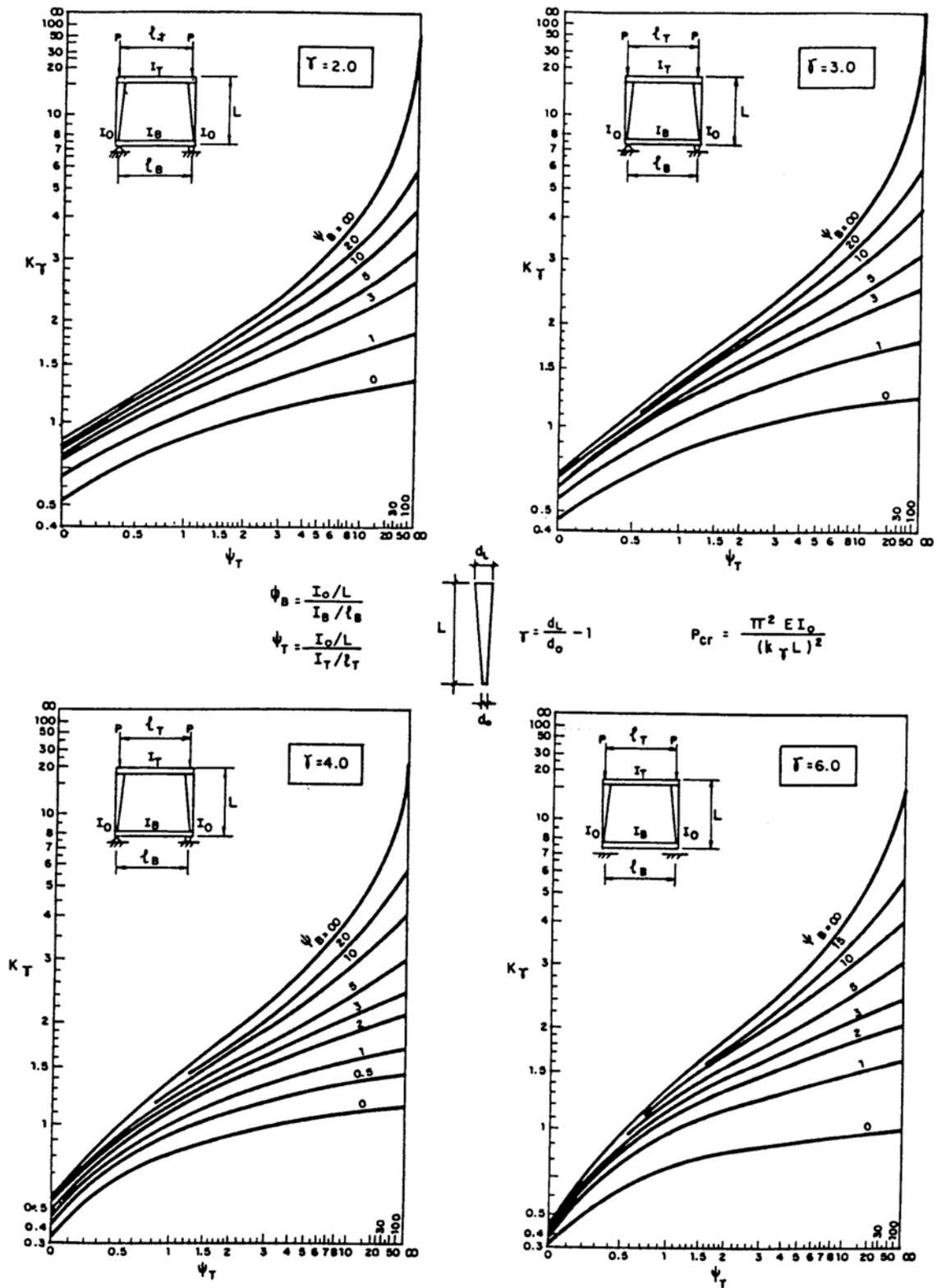


FIGURA C-19.5 FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA PARA COLUMNAS DE ALTURA VARIABLE LINEALMENTE CON DESPLAZAMIENTO LATERAL PERMITIDO

CAPÍTULO C-20 DISEÑO PARA FUERZAS CONCENTRADAS

C-20.1 ALCANCE

La Norma AISC -LRFD establece criterios diferentes para los dos tipos de cargas concentradas que pueden actuar sobre las alas de un miembro. Las fuerzas concentradas individuales que pueden ser de tracción, como en el caso de tensores, o de compresión, tal como el que transmiten las planchas de apoyo sobre las vigas interiores, reacciones de las vigas y otras conexiones de apoyo. Y pares de fuerzas concentradas, una de tracción y otra de compresión formando un par del mismo lado del miembro cargado, como el que se transmite a las alas de una columna a través de las conexiones de momento, soldadas o empernadas.

A fin de hacer consistente las disposiciones de este Capítulo con los requisitos sismorresistentes del resto de la Norma, se han omitido las referencias a los rigidizadores diagonales por las razones expuestas en C- 11.4.5.

C-20.2 FLEXIÓN LOCAL DE LAS ALAS

Donde una fuerza de tracción sea transmitida por medio de planchas soldadas a un ala, esta ala deberá ser suficientemente rígida para prevenir su deformación y las correspondiente concentración de altas tensiones en la soldadura de la unión alma - ala.

La longitud efectiva del ala por pandeo local por flexión es de $12 t_f$ [Graham, et al., 1959], suponiendo que las líneas de cedencia desde el punto de aplicación de la fuerza concentrada se forman en cada dirección del ala a $6 t_f$. Para desarrollar el canto fijo consistente con las hipótesis de este modelo, se adiciona una distancia de $4 t_f$ para un total de $10 t_f$, tal como lo requiere la resistencia minorada a flexión dada por la fórmula (20-1). La ausencia de datos aplicables procedentes de investigaciones, ha obligado a introducir una reducción del cincuenta por ciento (50 %) para el caso en que la fuerza concentrada esté aplicada a una distancia del extremo del miembro menor que $10 t_f$.

El criterio de la fórmula (20-1) fue desarrollado originalmente para conexiones de momento, pero también se aplica a las fuerzas concentradas individuales, tales como la tracción en los colgadores de plancha soldada en el ala inferior de una viga y transversal al alma de la viga.

C-20.3 CEDENCIA LOCAL DEL ALMA

El criterio de resistencia del alma ha sido establecido para limitar las tensiones en el alma del miembro al cual se le está transmitiendo la fuerza. Se ha discutido mucho sobre como se realiza esta transmisión, sin embargo Galambos [1976] y el AISC [1978] han establecido claramente los siguientes criterios: a) Para vigas, un gradiente de tensiones de 2:1 a través de las alas, b) Para columnas, un gradiente de tensiones de 2.5 : 1 a través de sus alas. En este Artículo se utiliza el gradiente de 2.5 : 1 para ambos casos. Este criterio se aplicará a las conexiones de momento y de aplastamiento.

C-20.4 APLASTAMIENTO LOCAL DEL ALMA

Las expresiones para el cálculo de la resistencia del alma al aplastamiento local bajo una carga concentrada difiere de las normas anteriores [IABSE, 1968; Bergfelt, 1971; Hoglund, 1971; y Elgaaly, 1983]. Las fórmulas (20-4) y (20-5) están basadas en la investigación de Roberts [1981]. El incremento en la fórmula (20-5b) para $d_R / d > 0.2$ se fundamenta en ensayos adicionales [Elgaaly, 1991] para representar mejor el efecto de grandes longitudes de aplastamiento en los apoyos de los miembros. Para eliminar los posibles beneficios de cualquier conexión o unión con accesorios de piso, todos los ensayos se realizaron sobre las vigas solas, por lo que se considera conservador el criterio usado para estas aplicaciones.

Las fórmulas de este Artículo fueron desarrolladas para conexiones de aplastamiento, pero también son aplicables a las conexiones de momento. Para la mayoría de las vigas laminadas con acero de $F_y \leq 3515 \text{ kgf/cm}^2$, el criterio de aplastamiento local del alma no controlará el diseño de las conexiones de momento.

Se ha observado que el fenómeno de aplastamiento local ocurre en el alma adyacente al ala cargada. Por este motivo se supone que se elimina este estado límite con el uso de la mitad de un rigidizador o rigidizadores o la mitad de un plancha adosada.

C-20.5 PANDEO LATERAL DEL ALMA

El criterio del pandeo lateral del alma fue desarrollado después de observar varias fallas inexplicables durante los ensayos de vigas [Summers y Yura, 1982]. En estos ensayos el ala comprimida estaba arriostrada en el punto de aplicación de la carga concentrada. El alma entraba en compresión y el ala en tracción pandeaba como se muestra en la Fig. C-20.1. El arriostrar ambas alas de las vigas es ahora una práctica sismorresistente usual.

No ocurrirá desplazamiento por pandeo del alma en los siguientes casos:

En las alas restringidas contra la rotación, cuando :

$$\frac{h/t_w}{L/b_f} > 2.3$$

En las alas no restringidas contra la rotación, cuando

$$\frac{h/t_w}{L/b_f} > 1.7$$

donde L es la distancia indicada en la Figura C-20.2

El pandeo lateral del alma también puede ser prevenido mediante el diseño apropiado del arriostramiento lateral o rigidizadores en el punto de carga. Se recomienda que el arriostramiento local en ambas alas sea diseñada para el uno por ciento (1 %) de la carga concentrada aplicada en este punto. Los rigidizadores deberán extenderse desde el punto de aplicación de la carga al menos 1.5 veces la altura de la viga. Adicionalmente, el par de rigidizadores se diseñarán para soportar la totalidad de la carga aplicada. Ni los rigidizadores ni las planchas adosadas serán efectivas si se permite la rotación del ala cargada.

Como las fórmulas de este Artículo fueron desarrolladas para conexiones de aplastamiento, no son aplicables a las conexiones de momento.

C-20.6 PANDEO DEL ALMA COMPRIMIDA

El alma de las columnas debe tener una relación ancho/espesor que evite su pandeo cuando se apliquen fuerzas de compresión en ambas alas, tal como ocurre por ejemplo en las conexiones de momento en ambas alas. La fórmula (20-8) verifica esta condición, y es aplicable a un par de conexiones de momento, y otros pares de fuerzas compresivas aplicadas en ambas alas de un miembro, cuando d_R / d es pequeña, es decir, $d_R / d < 1$. Cuando no se cumplan estas condiciones, el alma será diseñada como un miembro en compresión, según el Capítulo 15.

La fórmula (20-8) está concebida para miembros con condiciones de carga interior. En ausencia de investigaciones aplicables, se introduce un cincuenta por ciento (50 %) de reducción para los casos donde las fuerzas de compresión están muy cercanas al extremo del miembro.

La fórmula (20-8) ha sido tradicionalmente aplicada a conexiones de momento en una sola ala de la columna y las fuerzas de compresión es aplicada a una sola ala. En este caso el uso de la formula es conservadora.

C-20.7 CORTE EN EL PANEL DE CONEXIÓN VIGA - COLUMNA

Las tensiones de corte en el alma de la columna pueden ser de magnitudes muy grandes cuando los dos o más miembros que se conectan a ella permanecen en un plano común. Tales almas deberán reforzarse cuando las fuerzas mayoradas calculadas a lo largo del plano A-A, mostrado en la Figura C-20.3, superan la resistencia minorada del alma de la columna, ϕR_v . La demanda sobre el panel se calculará como

$$\Sigma F_u = \frac{M_{u1}}{d_{m1}} + \frac{M_{u2}}{d_{m2}} - V_u \quad (C-20.1)$$

donde

$M_{u1} = M_{u1L} + M_{u1G}$ = Suma de los momentos debido a las cargas laterales mayoradas M_{u1L} y los momentos debidos a las cargas gravitacionales mayoradas M_{u1G} del lado derecho de la conexión

$M_{u2} = M_{u2L} - M_{u2G}$ = Diferencia entre los momentos debidos a las cargas laterales mayoradas M_{u2L} y los momentos debidos a las cargas gravitacionales mayoradas M_{u2G} en el lado izquierdo de la conexión

d_{m1}, d_{m2} = Distancia entre las alas que resisten las fuerzas en la conexión

En las versiones precedentes el AISC, conservadoramente ha utilizado $d_m = 0.95 d$.

No será necesario reforzar la conexión cuando $\Sigma F_u \leq \phi R_v$, o cuando el espesor requerido por la demanda sea menor que el espesor del alma de la columna.

Consistente con el análisis de primer orden, las fórmulas (20-9) y (20-10) están limitadas al comportamiento elástico de la zona del panel. Estas conexiones poseen una gran capacidad de reserva más allá del inicio de la cedencia general por corte, pero la correspondiente deformación inelástica de la junta puede afectar adversamente la resistencia y la estabilidad del pórtico o del entrepiso [Fielding y Huang, 1971; Fielding y Chen, 1973]. La cedencia de la zona del panel afecta la rigidez de todo el pórtico, y por esto, la resistencia de agotamiento debida a los efectos de segundo orden pueden ser significativos. La interacción corte –fuerzas normales expresada por la fórmula (20-10), como se muestra en la Fig C-20-4, asegura el comportamiento elástico del panel.

Como se ha discutido en la Sección 11.3.3, en las conexiones dúctiles la deformación inelástica de la zona del panel y la resistencia adicional al corte inelástico se reconocen e introducen mediante el factor representado por la fórmula (C-20.2). Véase la Fig. C-20.5

$$\left[1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right] \quad (C-20.2)$$

C- 20.9 REQUISITOS ADICIONALES PARA LOS RIGIDIZADORES REQUERIDOS POR FUERZAS CONCENTRADAS

A fin de hacer consistente las disposiciones de este Artículo con los requisitos sismorresistentes del resto de la Norma, se han omitido las referencias a los rigidizadores diagonales por las razones expuestas en C- 11.4.5.

En el caso de los rigidizadores entre las alas de las columnas, llamados también planchas de continuidad, controlan los requisitos de la Sección 11.2.5.

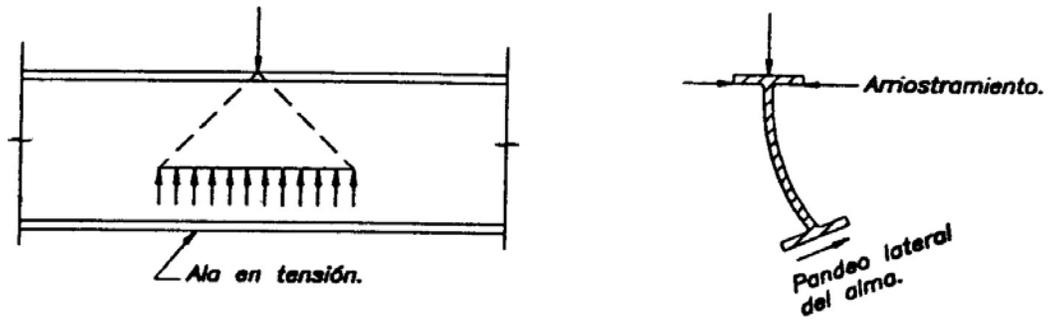


FIGURA C-20.1 Pandeo lateral del alma.

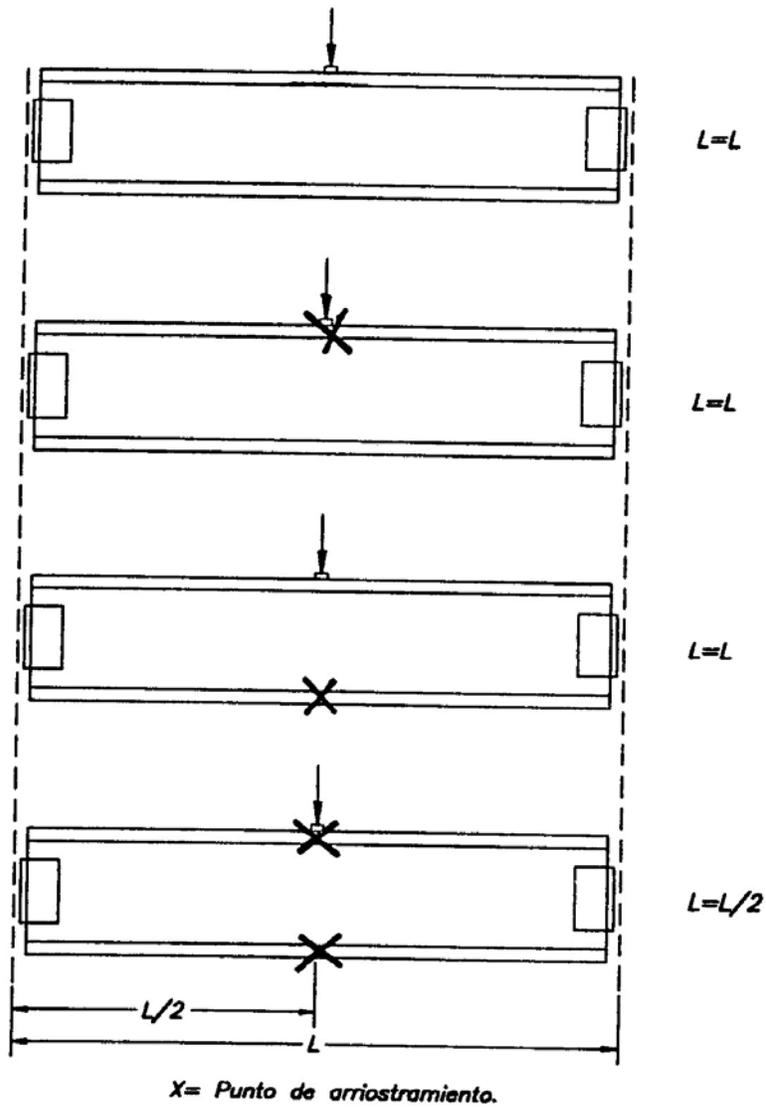


FIGURA C-20.2 Longitud no arriestrada de alas

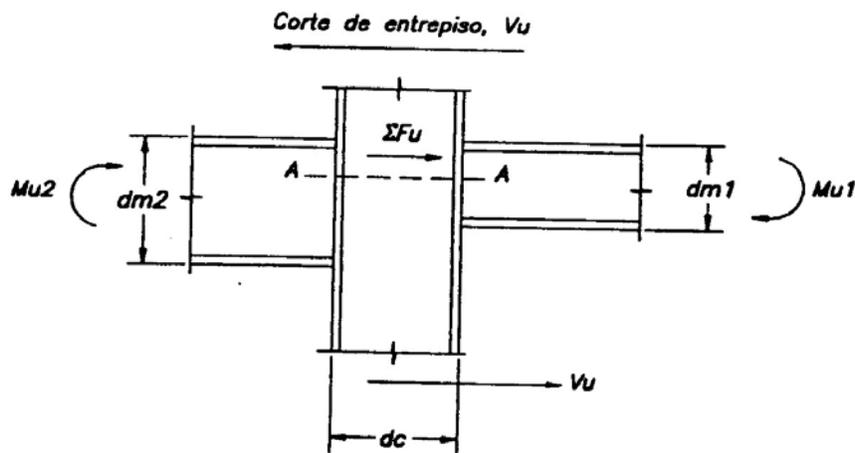


FIGURA C-20.3 Fuerzas en la zona de panel.

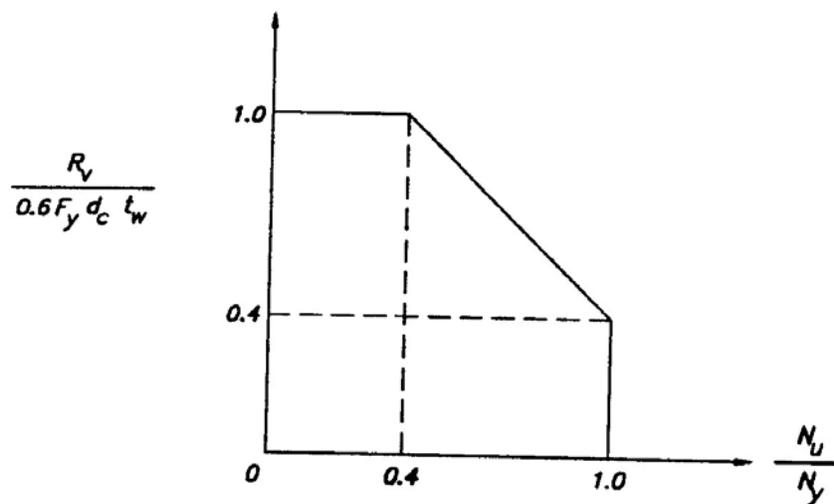


FIGURA C-20.4 Interacción elástica de corte y fuerza axial.

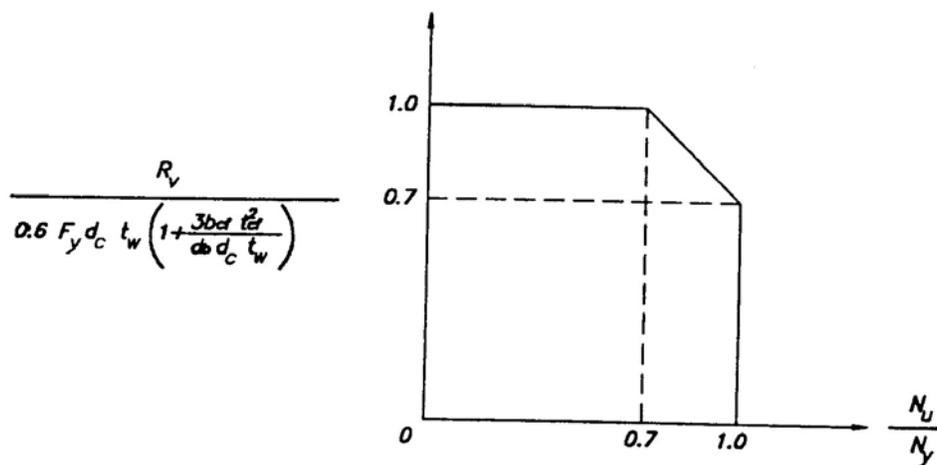


FIGURA C-20.5 Interacción inelástica de corte y fuerza axial.

PARTE C- 4 CONEXIONES, JUNTAS Y CONECTORES

CAPÍTULO C-21 CONEXIONES, JUNTAS Y MEDIOS DE UNIÓN

C-21.7 EMPALMES

C-21.7.1 Empalmes de columnas

Los requisitos de esta Sección se aplicarán a los pórticos de configuraciones corriente. Será responsabilidad del ingeniero estructural determinar requisitos especiales para la resistencia y los detalles especiales en los empalmes de las columnas donde exista la posibilidad de una curvatura simple en edificios de varios entresijos y en las columnas de los edificios altos, que se caracterizan por grandes cambios en las dimensiones de las columnas en los empalmes.

Los empalmes de las columnas tendrán la resistencia adecuada para las solicitaciones normales, de flexión y corte que produzcan las combinaciones de solicitaciones usuales (10-1) a (10-7) y las especificadas en la Sección 10.3.1. Los empalmes soldados a tope en las columnas diseñados para las acciones del viento o del sismo, no necesitarán cumplir con la transición de espesores dados en la Sección 9.20 de la AWS D1.1 vigente, establecidos para cargas dinámicas de otra naturaleza.

La reconocida fragilidad de las soldaduras de penetración parcial en los empalmes de alas gruesas sometidas a cargas de tracción, obliga en el diseño sismorresistente a localizar los empalmes lejos de la conexión viga - columna para reducir los efectos de flexión además de incrementar la resistencia de la conexión del empalme [Popov y Steven,1997; Bruneau et al.,1987].

El diseño de los empalmes deberá contemplar la posibilidad de desarrollar tensiones de tracción durante el sismo de diseño. Se sugiere por tanto suministrar restricción o control contra el movimiento relativo en el empalme, por ejemplo, colocando planchas de empalme en las alas y planchas de empalmes suficientemente anchas en ambos lados del alma de la columna para mantener el alineamiento. Las pruebas en mesas vibrantes han demostrado un tolerable desempeño de los pórticos de acero cuando algunas columnas se levantan y se asientan por sí mismas [Hucklebridge y Clough, 1977].

Aunque no se han reportados fallas en los empalmes de columnas durante la ocurrencia de terremotos, incluyendo el de Northridge, la gran concentración de tensiones especialmente en las soldaduras recomienda ser prudentes. El análisis inelástico de los pórticos resistentes a momentos muestra que se pueden esperar momentos de gran magnitud en cualquier punto a lo largo de toda la columna, contrariamente a lo que arroja un análisis elástico bajo cargas laterales, de momentos pequeños concentrados en la porción media de las columnas. También los empalmes de columnas en los pórticos con arriostramientos están sometidos a tracción debido a los efectos de volcamiento. Consecuentemente, en todos los sistemas estructurales se biselarán los empalmes soldados de ranura de penetración completa. La excepción al requisito de biselar la transición del empalme lo constituyen las soldaduras de ranura de penetración parcial que satisfagan los requisitos de la Sección 21.7.1a.

C-21.7.3 Empalmes en secciones pesadas

Los detalles y técnicas que funcionan bien en materiales de espesores modestos usualmente deben ser cambiados o suplementados por requisitos más exigentes cuando se sueldan materiales gruesos. Las disposiciones del *Structural Welding Code*, AWS D1.1 vigente, son requisitos mínimos que aplican en la mayoría de las situaciones estructurales; pero cuando se diseña y fabrica empalmes soldados de perfiles de los Grupos 4 y 5 de la Norma ASTM A6/A6M y secciones compuestas con perfiles similares, se darán consideraciones especiales en todos los aspectos del detallado del empalme soldado. Se deberán especificar requisitos de tenacidad para los miembros traccionados.

El metal de soldadura solidificado pero todavía caliente se contrae significativamente cuando se enfría a temperatura ambiente. La retracción de las soldaduras de gran tamaño entre elementos impedidos de moverse para adecuarse a esta retracción, genera tensiones muy altas en el material adyacente a la soldadura y puede llevarlo a su punto de cedencia. En materiales gruesos, la retracción de la soldadura está restringida en tres direcciones: el espesor, el ancho y el largo, por lo que se desarrollan tensiones triaxiales que pueden inhibir la capacidad del acero a deformarse dúctilmente. Todas estas condiciones incrementan la posibilidad de una fractura frágil.

Para evitar el peligro potencial que representan las tensiones de retracción en la soldadura de los empalmes de perfiles laminados de los Grupos 4 y 5 de la Norma ASTM A6/A6M o secciones compuestas pesadas, se podrán usar empalmes empernados o empalmes solapados con soldadura de filete o empalmes que combinen detalles soldados y empernados, como los que se muestran en la Figura C-21.1.

Se requerirán dimensiones generosas en los agujeros de acceso a la soldadura, de manera de incrementar el alivio de las tensiones concentradas por la retracción de la soldadura, evitar el cruce de soldadura en direcciones ortogonales, y tener el espacio suficiente para poder realizar trabajos de gran calidad en la preparación de agujeros, soldadura y fácil inspección. Véase la Fig. C-21.2.

Se requiere de precalentamiento en los cortes con soplete para minimizar la formación de capas de superficie dura.

Para eliminar las capas endurecidas de las superficies y asegurar una transición suave libre de entalladuras o grietas, se pulirán a metal brillante y se inspeccionarán con el método de partículas magnéticas o de líquidos penetrantes.

También merecen especial cuidado el diseño y la fabricación de los empalmes a tracción de los cordones de las celosías y las alas traccionadas de los miembros flexionados.

C-21.8 PLANCHAS DE RELLENO

En la conexión diseñada como del tipo de deslizamiento crítico con pernos de alta resistencia no se usará la práctica de asegurar las planchas de relleno mediante conectores adicionales a fin de que realmente sean parte integral del elemento conectado por corte. En tales conexiones, la resistencia al deslizamiento entre las planchas de relleno y cualquiera de las partes conectadas es comparable a la que

habría entre ellas si no colocara ningún relleno. En la Fig. C-21.3 se ilustra el uso de las planchas de relleno.

Las planchas de relleno podrán ser utilizadas en las juntas solapadas soldadas que empalman partes de diferente espesor, o donde se requieran para alinear una junta.

C-21.10 DISPOSICIÓN DE SOLDADURAS Y PERNOS

Tradicionalmente se han ignorado las pequeñas excentricidades existentes entre las directrices de los miembros constituidos por uno o dos ángulos y el baricentro de los pernos que los conectan, ya que éstas tienen un efecto despreciable en la resistencia de tales miembros. Los ensayos de laboratorio han demostrado que una práctica similar es válida para miembros soldados en estructuras cargadas estáticamente [Gibson and Wake, 1942].

Sin embargo, también se ha demostrado la corta vida a fatiga de las conexiones de ángulos soldados solicitados excéntricamente [Klopel y Seeger, 1964]. Las entalladuras en las raíces de los filetes de soldadura son perjudiciales cuando las tensiones de tracción alternantes son normales al eje de la soldadura, como puede ocurrir en ángulos en flexión cuando la carga normal es cíclica y la soldadura en los extremos del angular no está balanceada alrededor del eje neutro Véase la Figura C-21.4.

C-21.11 PERNOS EN COMBINACIÓN CON SOLDADURAS

En las conexiones tipo aplastamiento los pernos no compartirán la carga con los conectores mecánicos. Antes de que se alcance la carga de agotamiento, los conectores deslizarán y la soldadura resistirá una gran parte indeterminada de la carga. En consecuencia, no se recomienda compartir la carga entre soldaduras y pernos A307 o pernos de alta resistencia en conexiones tipo aplastamiento.

Donde esté permitido el uso de pernos de alta resistencia y soldadura para compartir las cargas, los pernos se tensionarán a su capacidad total antes de soldar. Si la soldadura se coloca primero, la distorsión angular generada por el calor de la misma puede impedir la acción de ajuste requerida para desarrollar la fuerza de deslizamiento crítico. Cuando se tensionan totalmente los pernos antes de soldar, se puede suponer que los pernos de deslizamiento crítico y la soldadura compartirán la carga en un plano común de corte [Kulak, et al., 1987]. El calor de la soldadura cerca de los pernos no alterará las propiedades mecánicas de los pernos.

Cuando se hagan alteraciones a las estructuras existentes, se puede suponer que ya ha tenido lugar cualquier deslizamiento parecido al que ocurre en las conexiones con pernos de alta resistencia en conexiones de aplastamiento o conexiones remachadas. En los casos permitidos, la soldadura resistirá todas las tensiones distintas a aquellas producidas por la carga permanente presente en el momento de hacer la alteración.

Las combinaciones de conectores contempladas en este Artículo, no se refieren a conexiones tales como las planchas de corte soldadas a la columna y empernadas al ala o el alma de la viga [Kulak, et al., 1987] y otras conexiones comparables.

C-21.12 PERNOS DE ALTA RESISTENCIA COMBINADOS CON REMACHES

La ductilidad de los remaches permite la suma de la resistencia de ambos tipos de conectores.

C- 21.14 RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS AFECTADOS EN LOS MIEMBROS CONECTADOS

Los ensayos sobre vigas con cortes o destajes mostraron que puede ocurrir un modo de falla por desgarramiento (ruptura) a lo largo del perímetro de los agujeros de los pernos [Birkemoe y Gilmor, 1978], como se muestra en la Fig. C-21.5. Este modo de falla por bloque de corte combina la resistencia a tracción en un plano y la resistencia a corte en el plano perpendicular. La ruta de falla está definida por los centros de los agujeros de los pernos. La falla por bloque de corte no está limitada a los extremos destajados de las vigas, como se ilustra en las Figs. C-21.5 y C-21.6.

El modo de falla por bloque de corte también deberá ser verificado alrededor de la periferia de conexiones soldadas. En las conexiones soldadas el bloque de corte se determina usando un factor de minoración de la resistencia teórica de 0.75 en conjunción con el área de ambos planos de fractura y cedencia [Yura, 1988].

La Norma AISC - LRFD ha adoptado un modelo conservador para predecir la resistencia por bloque de corte. Como los ensayos han sugerido que es razonable añadir a la resistencia cedente de un plano la resistencia de ruptura del plano perpendicular, se evaluarán dos posibles resistencias del bloque de corte [Ricles y Yura, 1983; y Hardash y Bjorhovde, 1985]; la resistencia de ruptura F_u en la sección neta a tracción con el corte cedente $0.60 F_y$ en la sección total en el plano(s) de corte, o la rotura) y $0.6 F_u$ en el área (s) neta de corte combinada con la cedencia F_y en la sección total a tracción. Esta es la base de las fórmulas (21-3).

Estas fórmulas son consistentes con la filosofía del Capítulo 14 para miembros en tracción, donde se utiliza el área total para el estado límite de cedencia y el área neta para la rotura. La fórmula apropiada a utilizar será aquella que suministre el mayor término de ruptura, y como se muestra en la Fig. C-21.6, es dependiente de la geometría de la conexión.. En el caso (a) , la fuerza total es resistida principalmente por corte, corte de rotura, no corte cedente, y controlará el modo de bloque de falla por desgarramiento según la fórmula (21-3a). En el caso (b), el bloque de corte no ocurrirá hasta tanto el área traccionada se rompa, como lo predice fórmula (21-3b). Cuando se usa la fórmula (21-3a) en conexiones con una pequeña área de ruptura por corte y una gran área cedente en tracción (caso b), resultará una carga pequeña. De hecho, como el área de corte se va haciendo más pequeña , hasta aproximarse a cero, el uso de la formula (21-3a) para este caso dará una resistencia al bloque de corte basada totalmente en la cedencia del área total en tracción, y el fenómeno del bloque de corte es un

fenómeno de ruptura o desgarramiento y no un estado límite de cedencia, por esto debe usarse la fórmula apropiada.

De conformidad con la Fig. C-21.7, las variables en las fórmulas tiene el siguiente significado:

$$A_{nt} = \text{Área neta en tracción} = t (b - n_t d_a).$$

$$A_{nv} = \text{Área neta en corte} = t (b - n_c d_a).$$

$$A_t = \text{Área total en tracción} = s t.$$

$$A_v = \text{Área total de corte} = b t.$$

$$d_a = d_h + 2 \text{ mm} = d + 3 \text{ mm}, \text{ según se use el diámetro del agujero, } d_h, \text{ o el diámetro nominal del perno, } d.$$

$$n_c = \text{Número de agujeros en el plano de corte.}$$

$$n_t = \text{Número de agujeros en el plano de tracción.}$$

$$t = \text{Espesor del material conectado.}$$

$$s = \text{Ancho de la zona en estudio.}$$

Como la fractura por bloque de corte se produce en el eje de los pernos o conectores, en la Fig. C-21.7, el número de agujeros en el plano de corte, n_c , es de 2.5 agujeros. Y el número de agujeros en el plano de tracción, n_t , es de 0.5 agujeros.

C-21.15 RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS DE CONEXIÓN

C-21.15.1 Resistencia de los elementos de conexión traccionados

Los ensayos han demostrado que cuando $A_n / A \leq 0.85$, la cedencia ocurrirá en el área de la sección total antes de que se alcance la capacidad de tracción de la sección neta [Kulak et al., 1987]. La deformación inelástica de la sección total es limitada porque la longitud de los elementos de conexión es pequeña comparada con la longitud del miembro. Entonces, en reconocimiento de la deformación inelástica y para suministrar una reserva de capacidad, el área neta efectiva A_n de los elementos conectantes está limitada a $0.85A$.

C-21.16 RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO

C-21.16.1 Resistencia al aplastamiento en el área de contacto

El término *superficie precisamente plana*, tal como se emplea en esta Norma, se utiliza para designar superficies que han sido aserradas o acabadas con precisión por medios adecuados hasta obtener un plano verdadero.

Esta Sección sigue la misma filosofía que las normas AISC- ASD anteriores. En general, el diseño está controlado por el estado límite de deformación bajo cargas de servicio que resulta en tensiones nominales del orden de $0.9 F_y$. Como las deformaciones se incrementan se ha incorporado un adecuado margen de seguridad contra la resistencia postcedente. Este comportamiento ha sido confirmado en ensayos en conexiones con pasadores [Johnston, 1939] y balancines [Wilson, 1934].

C- 21.16.2 Aplastamiento en apoyos de concreto

Las fórmulas de la resistencia del concreto al aplastamiento son básicamente las mismas del Artículo 10.17 de la Norma ACI 318-95, excepto los factores de minoración de la resistencia teórica . En esta Norma se usa un factor de $\phi = 0.60$ mientras que el ACI usa $\phi = 0.70$. La razón es que el ACI especifica factores de mayoración de solicitaciones mayores que las del ASCE adoptadas por el AISC.

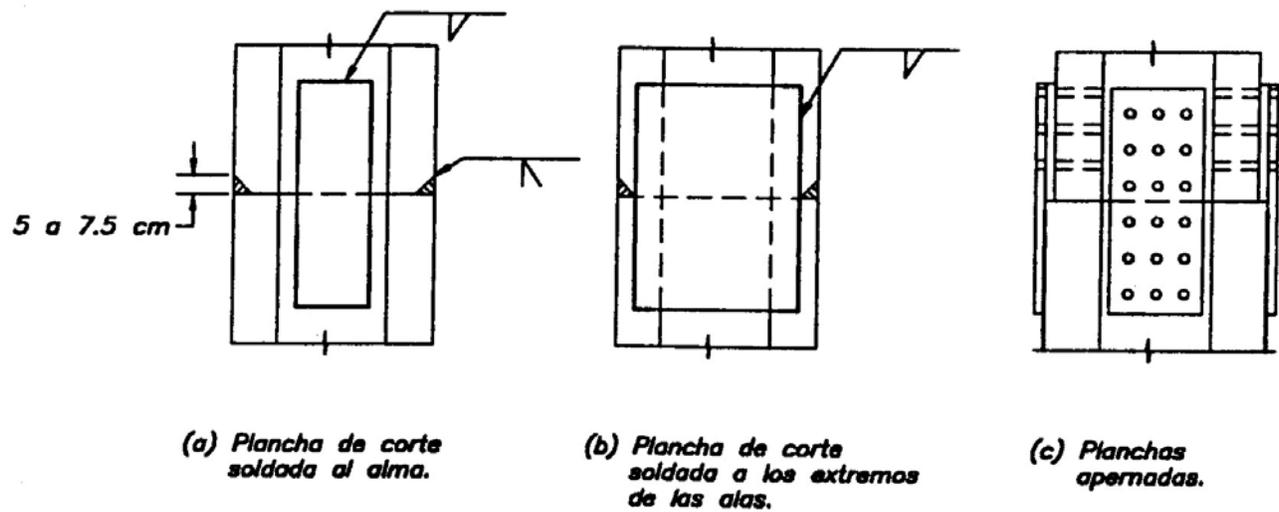


FIGURA C-21.1 Detalles de empalme que minimizan la tracción inducida por la retracción de la soldadura.

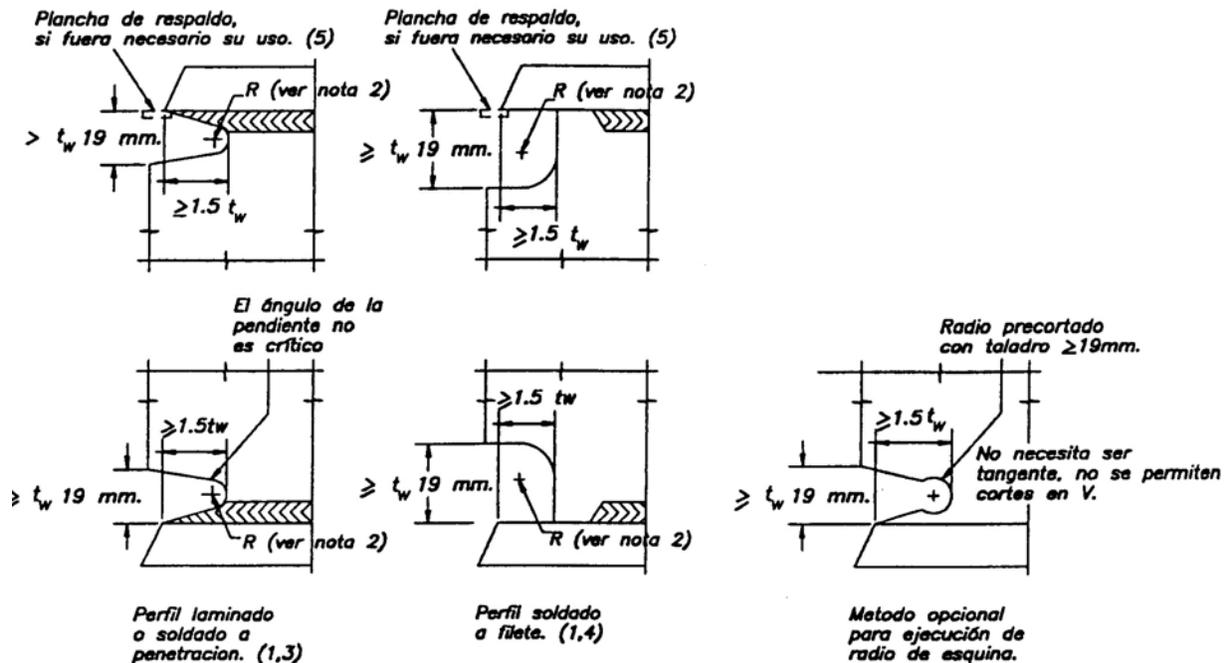


FIGURA C-21.2 DETALLES DE CORTES Y AGUJEROS EN ACCESOS

Notas.

1. En los perfiles de los Grupos 4 y 5 de la norma ASTM A6/A6M y perfiles compuestos con planchas de más de 50 mm de espesor, se precalentarán a 65 °C previo al corte con soplete. Previo a la ejecución de las soldaduras de ranura en los empalmes del alma y las alas se pulirá e inspeccionarán los bordes de los agujeros de acceso usando métodos no destructivos, tales como partículas magnéticas o líquidos penetrantes.
2. El radio deberá suministrar una transición libre de entalladuras; $R \geq 10$ mm si bien el valor típico es de 13 mm.
3. Agujeros de acceso ejecutados después de soldar el alma a las alas.
4. Agujero de acceso ejecutado previamente a la soldadura del alma y alas.
5. Detalles típicos para juntas soldadas con pletinas de respaldo. Alternativamente pueden considerarse otros diseños de juntas.

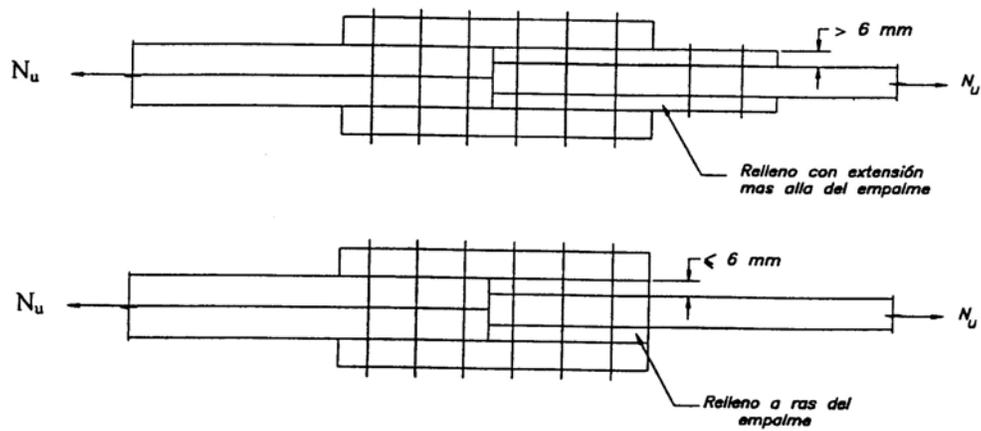


FIGURA C-21.3 EJEMPLO DEL USO DE LAS PLANCHAS DE RELLENO

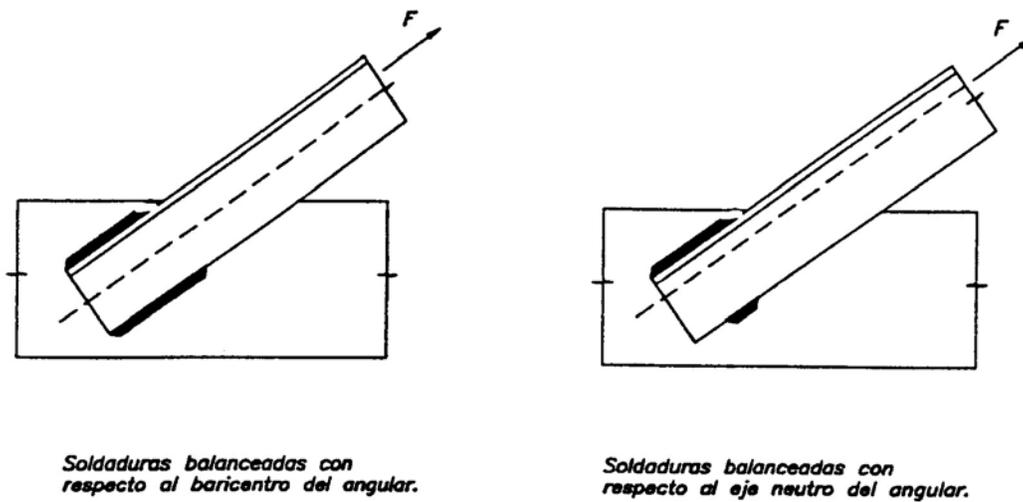


FIGURA C-21.4 SOLDADURAS BALANCEADAS

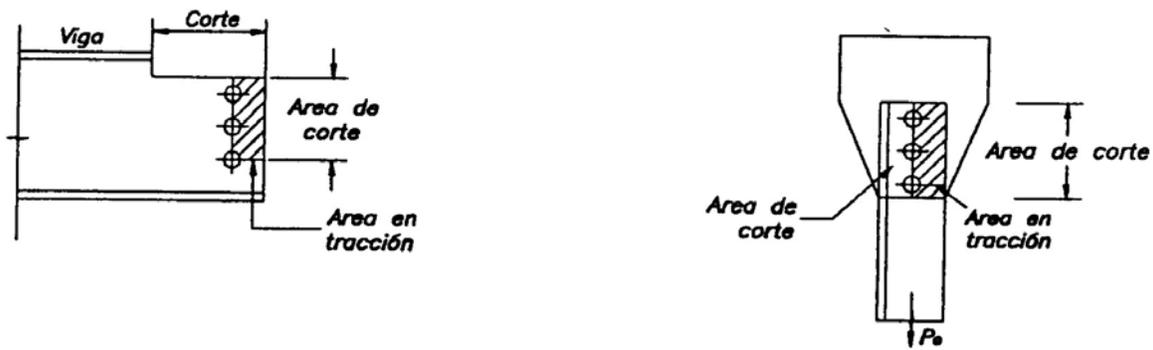


FIGURA C-21.5 Ejemplos de falla por ruptura en el bloque de corte (zona sombreada)

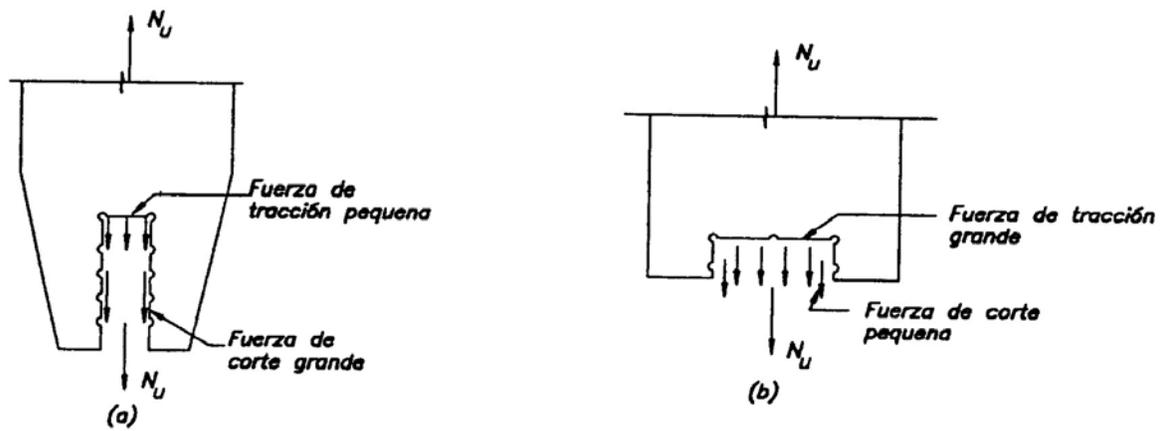


FIGURA C-21.6 Mecanismo de ruptura por bloque de corte.

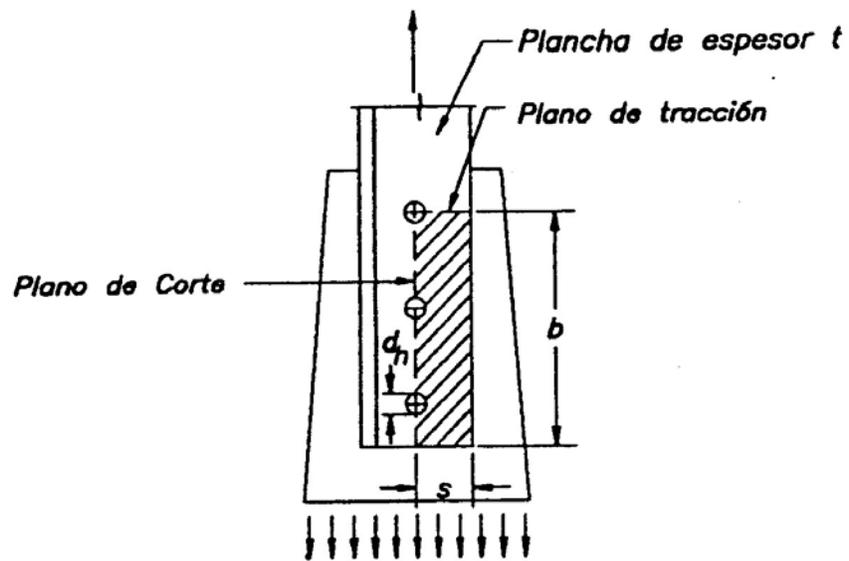


FIGURA C-21.7 Definición de variables para el cálculo del bloque de corte.

CAPÍTULO C-22 PERNOS Y PARTES ROSCADAS

C-22.1 ALCANCE

El presente Capítulo ha sido actualizado con el Suplemento No. 1 del AISC –LRFD [AISC, 1998], la propuesta de actualización del AISC-LRFD de 1999, las Normas sismorresistentes del AISC [AISC, 1997] y la Especificación para el Diseño por el Método de los Estados Límites de las Juntas Estructurales con Pernos ASTM A325 o A490 aprobada por el *Research Council on Structural Connections* en 1994 [RCSC, 1994].

Las Tablas de este Capítulo contienen la información tanto para pernos fabricados en pulgadas como para los fabricados en unidades milimétricas, conforme a las normas internacionales ASTM, ISO, AISC y Eurocódigos.. Como puede observarse en las Tablas, la decisión de utilizar uno u otro tipo de perno, afecta significativamente el detallado, la procura, la fabricación y el montaje, por lo que el ingeniero estructural conjuntamente con los demás agentes involucrados en el proyecto deberá tomar la decisión y consignarla en la documentación del proyecto, según se establece en el Capítulo 6. En las Tablas y documentos del proyecto se identifican los perno fabricado en unidades milimétricas con la letra M.

Cuando ocasionalmente sea necesario usar pernos de alta resistencia cuyos diámetros y longitud exceda los disponibles en pernos A325/A325M y A490/A490M, se aplicarán las disposiciones del Artículo 5.7, referente al uso de pernos A449 y barras roscadas A354.

Las conexiones que transmiten carga mediante fuerzas cortantes en el plano de la conexión se tipifican como “conexiones por deslizamiento crítico” y “conexiones por aplastamiento”. El primer tipo depende de una fuerza de apriete lo suficientemente grande como para evitar el deslizamiento de las partes conectadas, y el segundo tipo del contacto de los pernos con la superficie de sus agujeros para transferir la carga entre las partes conectadas. Véase la Fig. C-22.1.

La magnitud de la fuerza de apriete de los pernos A307, es impredecible y generalmente insuficiente para evitar el deslizamiento total cuando se alcanzan las cargas de diseño. Por lo tanto las conexiones efectuadas con pernos A307 sometidas a corte son tratadas como conexiones por aplastamiento.

La eficiencia de los conectores roscados para resistir fuerza cortante en las conexiones por aplastamiento disminuye cuando el roscado se extiende dentro del plano de corte entre las partes conectadas. En el caso de los pernos de alta resistencia y partes roscadas se especifican dos valores para la tensión cortante nominal: uno cuando el roscado está eXcluído del plano de corte y otro cuando está iNcluído. En vista de que no se acostumbra a controlar este detalle en el caso de los pernos A307, se supone que el roscado puede extenderse dentro del plano de corte y que la tensión cortante teórica, aplicable al área total, se ha reducido para tener en cuenta esta posibilidad, de acuerdo con la nota al pie de la Tabla 22.6.

C-22.2 REQUISITOS SISMORRESISTENTES DE LAS JUNTAS EMPERNADAS

Constituyen ejemplos de estados límites de falla no dúctil en las conexiones emperradas, las fracturas por tracción o corte, el corte de pernos y las rupturas por bloque de corte. Este tipo de falla es inaceptable en las conexiones de los sistemas resistentes a sismos, por lo que deberán configurarse para que su resistencia teórica esté controlada por un estado límite dúctil en el miembro o en la conexión, tal como la cedencia o la deformación por aplastamiento.

Es inevitable que bajo movimientos sísmicos severos algunas conexiones resistentes al deslizamiento fallen, esto es, que deslicen. Por este motivo, y para minimizar los daños bajos sismos moderados, las juntas emperradas se diseñarán para desarrollar su resistencia como juntas del tipo aplastamiento con pernos totalmente apretados a la vez que las superficies deberán prepararse para ofrecer un coeficiente mínimo al deslizamiento de $\mu = 0.33$.

Para prevenir la deformación excesiva en las juntas emperradas, se ha limitado la resistencia teórica al aplastamiento mediante un factor de minoración $\phi = 0.75$. La Norma AISC limita las deformaciones por aplastamiento a un máximo de 6 mm, si bien se reconoce que durante un evento sísmico las fuerzas de aplastamiento pueden exceder las fuerzas de aplastamiento de diseño y las deformaciones en los agujeros exceder este límite teórico, minimizará los daños en movimientos sísmicos moderados.

C-22.3 DIMENSIONES DE LOS AGUJEROS

Sujeto a la aprobación del ingeniero estructural, se permiten el uso de agujeros agrandados, y de ranura, corta o larga, para permitir mayor libertad en el aplomado de los pórticos durante su montaje. Las dimensiones nominales de estos agujeros se dan en la Tabla 22.2 y en la Fig. C-22.2.

El uso de los agujeros diferentes a los estándar está restringido a conexiones ensambladas con pernos y sometidas a los requisitos de los Artículos 22.4 y 22.5.

C-22.4 SEPARACIÓN ENTRE LOS CENTROS DE LOS AGUJEROS

C-22.4.1 Separación mínima

La resistencia teórica al aplastamiento se fundamenta en que la distancia entre el centro del primer perno y el borde de la plancha en dirección de la fuerza no sea menor que 1.5 el diámetro nominal del perno, d [Kulak et al., 1987]. Para asegurar la máxima resistencia al aplastamiento y por un razonamiento similar, la distancia medida sobre la línea de la fuerza, desde el centro de cualquier perno al borde más cercano al agujero, no será menor de $3d$. Los numerosos resultados experimentales indican que la resistencia crítica al aplastamiento es directamente proporcional a las distancias definidas previamente, hasta un máximo de $3d$, por encima de la cual no se consigue una resistencia adicional al aplastamiento [Kulak et al., 1987]. En las Tablas 22.4 y 22.5 se especifican los incrementos s_1 y s_2 en la separación a considerar para compensar el incremento de las dimensiones de los agujeros según la dirección de la línea de fuerza respecto al eje del agujero.

C-22.4.2 Separación máxima

Véase el comentario C-22.5.2.

C-22.5 DISTANCIAS A LOS BORDES**C-22.5.1 Distancias mínimas**

La tensión crítica de aplastamiento es una función de la resistencia a tracción del material, la separación entre los pernos y la distancia de éstos a los bordes. Los ensayos han demostrado la relación lineal descrita por la fórmula (C-22.1) [Kulak et al., 1987]. Ella constituye un buen límite inferior a los datos publicados para conexiones de un solo perno con agujeros estándar, y es conservadora para conexiones de múltiples pernos adecuadamente espaciados:

$$\frac{F_{\text{pcr}}}{F_u} = \frac{L_e}{d} \quad (\text{C-22.1})$$

donde

F_{pcr} = Tensión crítica de aplastamiento.

F_u = Resistencia a la tracción mínima especificada para el acero del material conectado.

L_e = Distancia medida a lo largo de la línea de acción de la fuerza, desde el centro de un agujero al borde más cercano de un perno adyacente o al borde libre de una parte conectada (en la dirección de las tensiones).

d = Diámetro nominal del perno.

En la edición de 1994, el Research Council on Structural Connections [RCSC, 1994] formuló la resistencia al aplastamiento en función de la distancia libre entre el borde del agujero y el borde del agujero adyacente o al borde del material, L_c , en lugar de la tradicional distancia tomada desde el centro de los agujeros, L_e . Véanse la Figura C-22.3. Sin embargo se ha considerado conveniente durante la transición entre normas, mantener la Tabla 22.3 en términos de L_e . Usando el diámetro del agujero, d_a , y la distancia centro a centro entre los mismo, s , la relación entre las distancias L_c y L_e , puede escribirse en los siguientes términos:

Para pernos interiores: $L_c = s - d_a$

Para pernos externos : $L_c = L_e - 0.5 d_a$

El Artículo 22.9 establece un máximo a la tensión de aplastamiento. El espaciado y/o la distancia al borde puede ser incrementada para suministrar la resistencia al aplastamiento, o bien para reducir la demanda por aplastamiento en la conexión porque es necesario mantener una determinada limitación de separación y/o distancia al borde.

Desde hace mucho tiempo se sabe que la tensión de aplastamiento en un solo perno es más dependiente de la distancia dada al borde que en una conexión con muchos pernos [Jones, 1940]. Por esta razón, las conexiones con un solo perno requieren una mayor distancia al borde, en la dirección de la fuerza transmitida, que las conexiones que tienen dos o más pernos.

La distancia mínima transversal en dirección de la carga se debe fundamentalmente a tolerancias de fabricación y montaje, y tiene muy pequeño o casi ninguna influencia en la resistencia del miembro.

C-22.5.2 Distancias máximas

La disposición que limita la distancia al borde a 12 veces el espesor de la parte conectada expuesta, pero no mayor de 150 mm, está orientada a prevenir los problemas que la humedad puede causar en una eventual falla del sistema de protección. La corrosión que pueda acumularse entre las partes conectadas puede forzarlas a separarse. Se establecen limitaciones más restrictivas para las partes conectadas no pintadas de aceros resistentes a la corrosión expuestas a la corrosión atmosférica.

C-22.8 GROSORES DE PRENSADO GRANDES

Los requisitos que establecen una disminución en las tensiones calculadas para pernos A307 que tengan un grosor de prensado grande, incrementando arbitrariamente su número en una cantidad proporcional al grosor de prensado, no se aplicarán a los pernos de alta resistencia. Los ensayos han demostrado que la resistencia de agotamiento a fuerza cortante en los pernos de alta resistencia con un grosor de prensado 8 o 9 veces su diámetro, no es menor que la de los pernos similares con grosores de prensado mucho más pequeños [Bendigo et al., 1963].

C-22.9 DISEÑO PARA EL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE

C-22.9.1 Resistencia a la tracción y al corte

Toda tensión de tracción adicional en un perno, resultante de la acción de apalancamiento que se produce por la distorsión de los elementos de la conexión, tal como se muestra en la Fig. C-22.4, debe agregarse a la calculada directamente con la tracción aplicada por las cargas externas cuando los pernos se dimensionan con los valores de la Tabla 22.6. Dependiendo de la rigidez relativa entre los pernos y el material de conexión, esta acción de apalancamiento puede ser despreciable o puede constituir una parte substancial de la tracción total en los pernos.

La carga de tracción de los pernos es usualmente acompañada por alguna flexión debido a la deformación de las partes conectadas. El factor de minoración de la resistencia por el cual se multiplica la resistencia teórica R_t para obtener la capacidad de los conectores, es relativamente baja. Los valores de la resistencia teórica a tracción de la Tabla 22.6 fue obtenida con la fórmula

$$R_t = 0.75 A_b F_u \quad (C-22.2)$$

Para una mayor comodidad en el dimensionamiento de conexiones con pernos y partes roscadas, las tensiones de la Tabla 22.6 se refieren a los valores aplicables al área nominal del cuerpo, es decir, al área del vástago sin roscar.

La fórmula (C-22.2) fue desarrollada para conexiones empernadas y ha sido conservadoramente aplicada a partes roscadas y remaches [Kulak et al., 1987]. La resistencia teórica de los pernos A 307 fue rebajada en 350 kgf/cm^2 .

En conexiones con pocos pernos, el efecto de las deformaciones sobre el corte en los pernos en aplastamiento es despreciable [Kulak et al., 1987; Fischer et al., 1978]. En conexiones largas, las deformaciones diferenciales que se producen por la distribución desigual entre los conectores (aquellos cerca del borde toman una parte desproporcionada de la carga total) explica el que la máxima resistencia por conector sea reducida. La Norma AISC - ASD permite conexiones de hasta 1270 mm de longitud sin reducir las máximas tensiones de corte. Con este antecedente, se ha seleccionado el factor de minoración de la resistencia teórica a corte en conexiones de tipo aplastamiento para acomodarse al mismo rango longitud de conexiones.

La resistencia teórica a corte de la Tabla 22.6 fue obtenida con la fórmula (C-22.3) para el caso de roscas están excluidas del plano de corte, y la fórmula (C-22.4) cuando la rosca está incluida en el plano de corte:

$$R_t / m A_b = 0.50 F_u \quad (\text{C-22.3})$$

$$R_t / m A_b = 0.40 F_u \quad (\text{C-22.4})$$

m es el número de planos de corte [Kulak et al., 1987]. Estas fórmulas son también aplicables, conservadoramente, para partes roscadas.

Los valores dados para los pernos A307 se obtuvieron con la fórmula (C-22.4), para todos los casos sin considerar la posición de las roscas. Para los pernos A 325 no se hace distinción entre los tamaños de los diámetros, aunque F_u es menor para los pernos mayores de 25 mm (1 plg.). Se consideró que para efectos de diseño no se justificaba tal refinamiento, particularmente porque el factor de minoración de la resistencia teórica es bajo y que por otro lado, existen otros factores compensatorios como por ejemplo, la relación entre el área traccionada y el área total.

Las conexiones clasificadas como de deslizamiento crítico incluye a aquellos caso en donde el deslizamiento puede exceder la cantidad estimada por la publicación *Engineer of Record* que afecta las condiciones de servicio de la estructura, por exceso de distorsión o reducción de su resistencia y estabilidad, aún cuando la resistencia teórica de la conexión pueda ser adecuada. También incluye aquellos casos donde deban prevenirse el deslizamiento de cualquier magnitud, como por ejemplo, en las juntas sometidas a fatiga, los conectores entre los miembros de las secciones compuestas (Artículos 14.5 y 15.8), y en los pernos que comparten las cargas con las soldaduras.

El deslizamiento en una conexión con pernos de alta resistencia no indica que se ha alcanzado la capacidad máxima de la conexión. Esto ocurre solamente en el estado límite de servicio. En el caso de

pernos en agujeros con pequeñas tolerancias, como los agujeros estándar y los agujeros de ranura cargados transversalmente a su eje, generalmente no existe la libertad de deslizamiento porque uno o más pernos están en aplastamiento uniforme antes de que la carga sea aplicada debido a las tolerancias normales de fabricación y los procedimientos de montaje. Por esto, las consecuencias de un deslizamiento, si puede ocurrir, es una excepción trivial para pocas situaciones como se ha comentado antes.

El deslizamiento en las conexiones de deslizamiento crítico probablemente ocurre entre 1.4 y 1.5 veces las cargas de servicio, por lo que la capacidad teórica y su correspondiente factor de minoración se han ajustado correspondientemente.

En las conexiones con ranuras largas orientadas paralelamente a la dirección de la carga aplicada, el deslizamiento que puede ocurrir antes de que se aplique la carga puede llegar a ser lo suficientemente grande como para invalidar la hipótesis de la geometría no deformada de la estructura. Para prevenir que esto ocurra, la resistencia al deslizamiento se ha reducido por el factor 0.85 cuando se diseña para el estado límite de servicio y de 0.60 cuando se diseña para el estado límite de agotamiento resistente.

La probabilidad de que una conexión de deslizamiento crítico deslice transformándose en una conexión de aplastamiento bajo condiciones de servicio es pequeña, sin embargo para prevenir la falla de la conexión bajo la máxima sollicitación, tales conexiones deberán cumplir con los requisitos de la Sección 22.9.1.

C-22.9.2 Resistencia al aplastamiento

Se llama la atención al hecho de que las tensiones de aplastamiento de los pasadores no es la misma que la de los pernos.

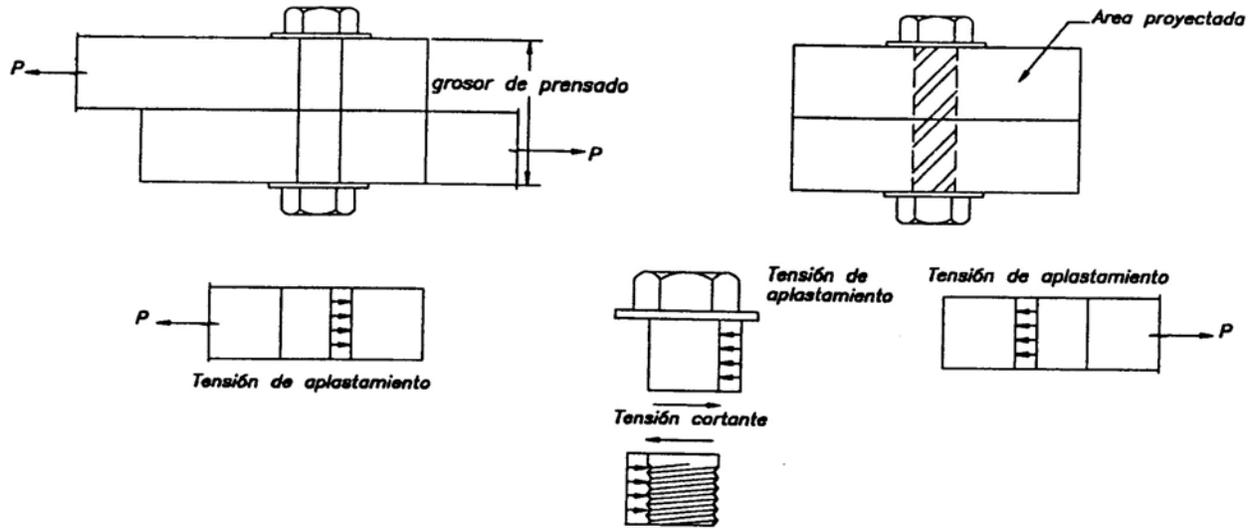
Los valores de aplastamiento se especifican como un índice de la eficiencia de las secciones y no como una protección al perno ya que éste no la necesita. Estos valores también son válidos para juntas ensambladas con pernos, independientemente de la resistencia al corte del perno o de la presencia o la ausencia de roscas en el área de aplastamiento. Además en los ensayos no se ha observado ninguna diferencia entre el aplastamiento en corte sencillo y doble.

Los ensayos [Frank y Yura, 1980] han demostrado que se empieza a desarrollar una ovalización del agujero cuando las tensiones de aplastamiento se incrementen por encima de los valores dados por las fórmulas (22-2) a (22-4), especialmente si están combinadas con grandes tensiones en la sección neta, aún cuando no ocurra la ruptura. Con las fórmulas (22-2 y 22-3) se controla el efecto de ovalización de los agujeros (deformaciones mayores de 6 mm).

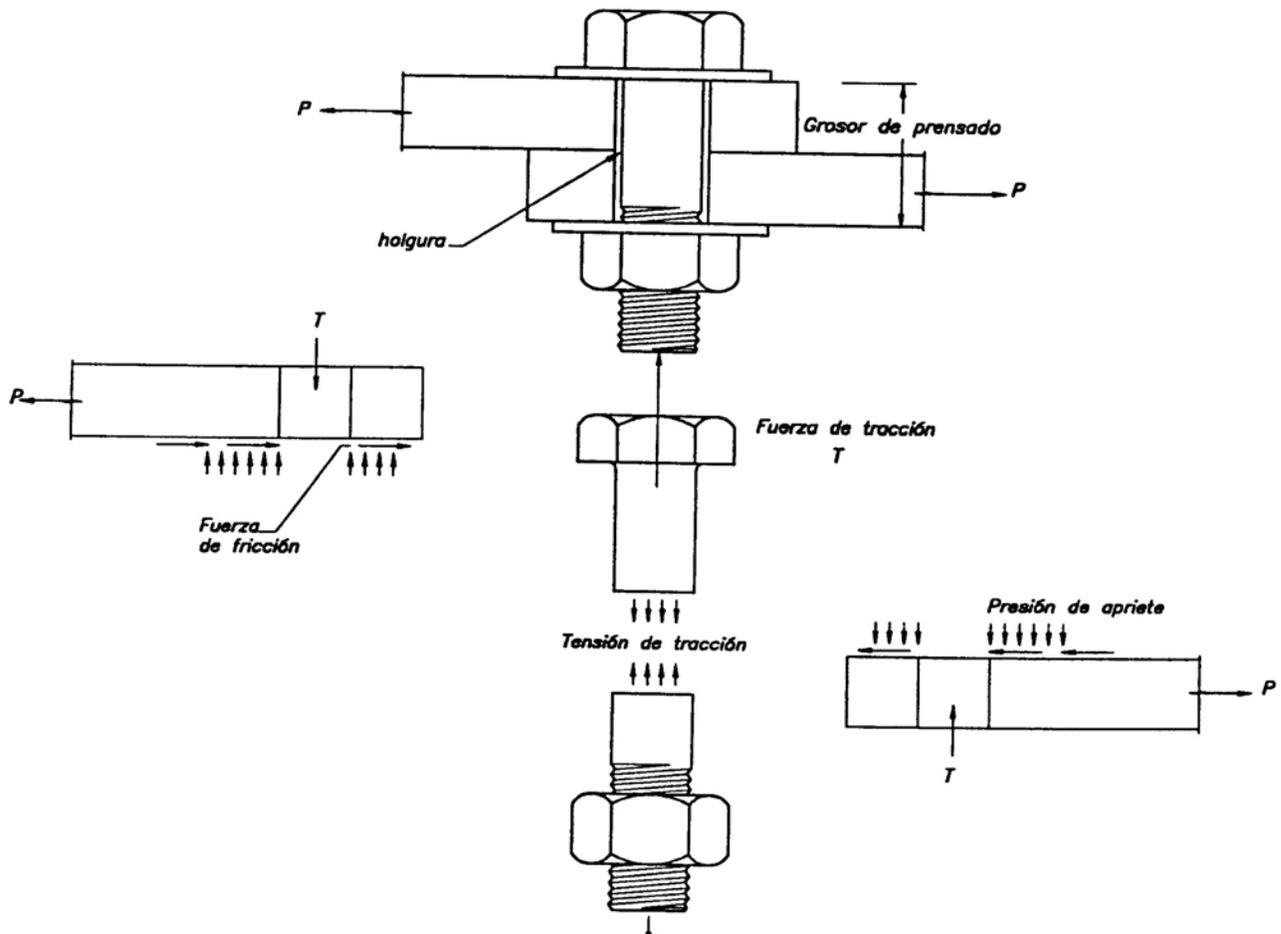
C-22.9.3 Resistencia al corte y tracción combinadas

Los ensayos demuestran que la resistencia de los pernos en conexiones de tipo aplastamiento sometidos a la acción combinada de fuerzas cortantes y tracciones resultantes de fuerzas aplicadas externamente pueden definirse con buena aproximación por medio de una elipse o con tres rectas, como se muestra en la Figura C-22.5 [Kulak et al., 1987].

La representación mediante tres líneas rectas es la de aplicación más simple en la mayoría de los casos, porque entonces no se necesita modificar la tensión recomendada, sea fuerza cortante o tracción, cuando éstas actúan simultáneamente con elevadas tracciones o fuerzas cortantes respectivamente.



b) Mecanismo de transferencia de fuerzas en una conexión del tipo de aplastamiento.



b) Mecanismo de transferencia de fuerzas en una conexión del tipo de deslizamiento crítico.

FIGURA C-22.1 Aspectos referentes a las conexiones con remaches y pernos

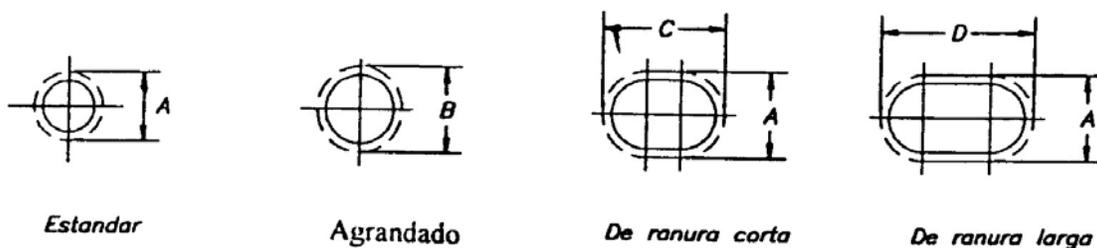
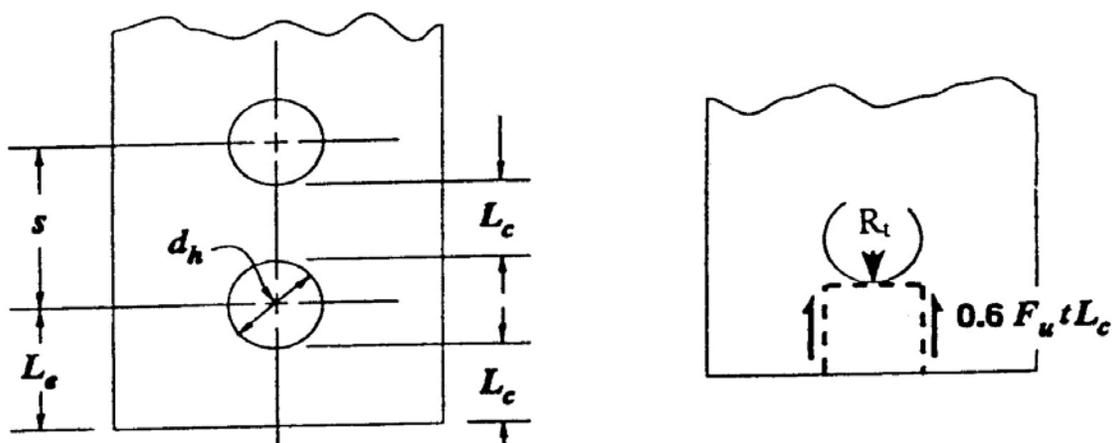


FIGURA 22.2 TIPOS DE AGUJEROS PARA PERNOS
 La línea punteada indica las dimensiones para el cálculo de área neta.



Pernos internos: $L_c = s - d_h$
 Pernos externos: $L_c = L_e - 0.5 d_h$

$$R_t = 2 * 0.6 (F_u t L_c)$$

$$= 1.2 L_c t F_u$$

FIGURA 22.3 RESISTENCIA TEÓRICA AL APLASTAMIENTO

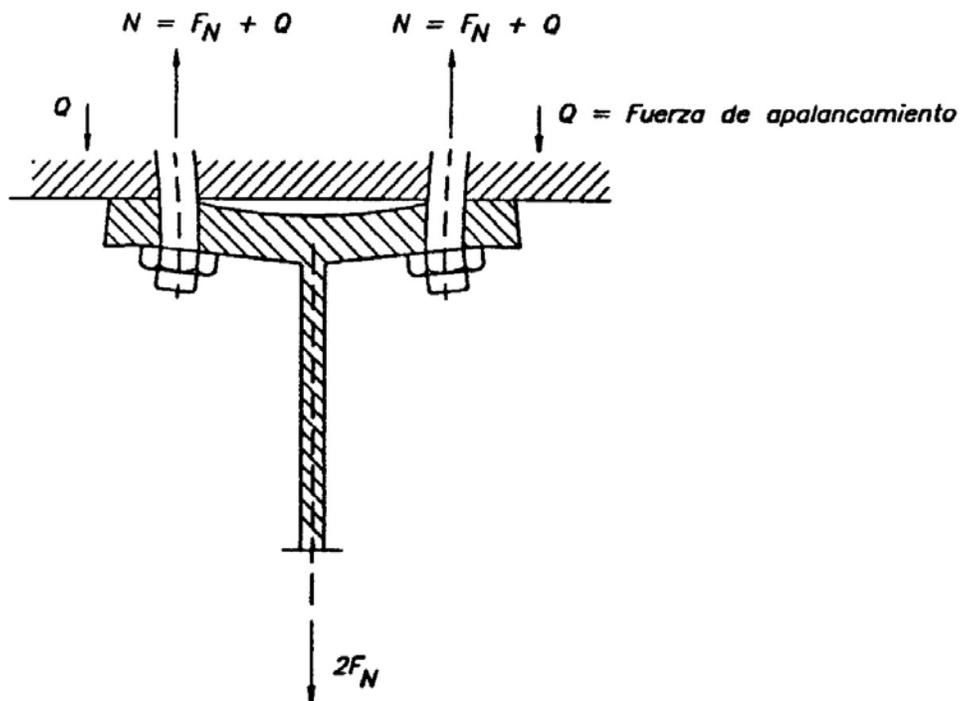


FIGURA C-22.4 Efecto de apalancamiento.

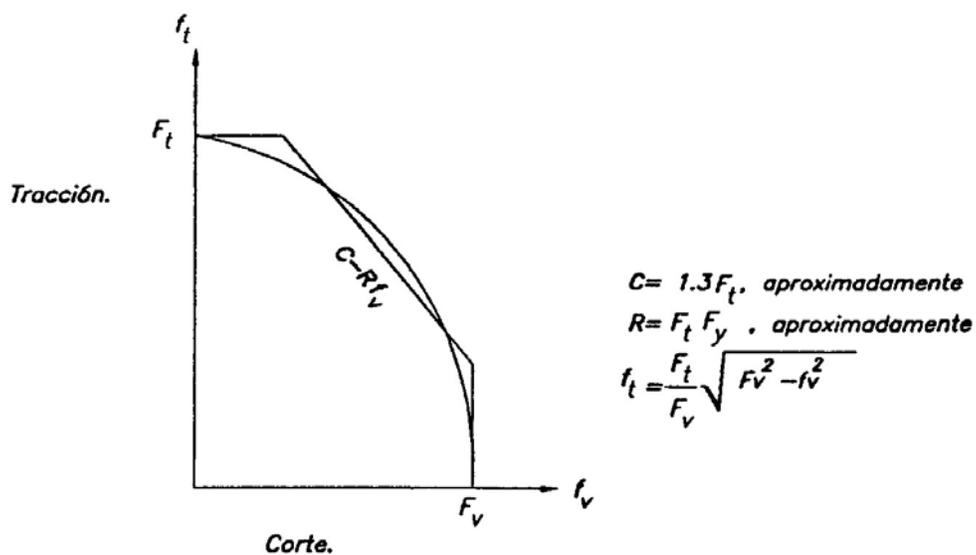


FIGURA C-22.5 Capacidad resistente de pernos solicitados simultáneamente por corte y tracción

CAPÍTULO C-23 SOLDADURAS

C-23.1 ALCANCE

El presente Capítulo ha sido actualizado con el Suplemento No. 1 del AISC –LRFD [AISC, 1998], la propuesta de actualización del AISC-LRFD de 1999, y las Normas sismorresistentes del AISC [AISC, 1997]. Dado el estado continuo de evolución de la soldadura, y especialmente en construcciones sismorresistentes, el comentario del AISC es intencionalmente muy breve como una forma de invitar al usuario a utilizar la norma AWS D1.1 que se actualiza anualmente.

C-23.2 REQUISITOS SISMORRESISTENTES

Aunque la guía SAC *Interim Guidelines Advisory No. 1* [FEMA, 1997b] acepta electrodos con una tenacidad mínima $J = 2.75 \text{ kgf.m}$ a la temperatura $T_{cv} = -18^\circ \text{ C}$, en esta Norma se requiere de una tenacidad mínima $J = 2.75 \text{ kgf.m}$ a la temperatura $T_{cv} = -29^\circ \text{ C}$, que es la utilizada en la mayoría de los ensayos reportados. Entonces, para tener la menor variación entre los ensayos calificados del fabricante y los resultados del uso final, se ha mantenido la exigencia de una tenacidad mínima de $J = 2.75 \text{ kgf.m}$ a la temperatura $T_{cv} = -29^\circ \text{ C}$, y por lo tanto no debe interpretarse como una exigencia de ensayos en el procedimiento de soldadura o de la producción de soldaduras.

Las evidencias de que las soldaduras de punteo en las planchas de respaldo crean entalladuras que propician la falla por fatiga ya eran conocida antes del sismo de Northridge de 1994. En las publicaciones preparadas por el SAC Joint Venture y distribuidas por el ATC y la FEMA (Ver Referencias) se pueden encontrar sugerencias para mejorar la resistencia a la fatiga y al desempeño sismorresistente, como la que se presenta en la Figura C-23.1.

C-23.4 MEZCLA DE METAL DE APORTE

Se pueden presentar problemas cuando se combinan metales de soldadura incompatibles y cuando se requiere tenacidad en el metal de soldadura mixto. Por ejemplo, los punteos de soldadura depositados usando un proceso de autoprotección con desoxidantes de aluminio en el electrodo y subsecuentemente cubierta por pases de soldadura con arco eléctrico protegido puede resultar en un metal soldado con baja tenacidad a la entalladura, no obstante el hecho de que cada proceso en si mismo puede suministrar la tenacidad al metal base.

C-23.6 OTRAS CONSIDERACIONES EN LA CONSTRUCCIÓN SOLDADA

C-23.6.2 *Desgarramiento laminar*

En la Fig. C-23.2 se muestran detalles de juntas que propician el desgarramiento laminar y detalles que tienden a minimizarlo.

C-23.7 RESISTENCIA

La resistencia de las soldaduras está gobernada bien por la resistencia del material base o por el metal de soldadura depositado. La Tabla 23.1 contiene los factores de minoración de la resistencia teórica y las resistencias teóricas de las soldaduras, así como también sus limitaciones. Aún cuando se conoce que la capacidad de las soldaduras dispuestas transversalmente son sustancialmente mayores que las de soldaduras dispuestas longitudinalmente, se especifica la misma resistencia.

Se observará que en esta Tabla, la resistencia teórica de las soldaduras de filete está determinada por el área de la garganta efectiva, mientras que la resistencia de las partes conectadas está controlada por sus respectivos espesor. La Figura C-23.3 ilustra los planos de corte para soldaduras de filete y el material base:

- (a) Plano 1-1, en el cual la resistencia está gobernada por la resistencia de corte del material A.
- (b) Plano 2-2, en el cual la resistencia está controlada por la resistencia de corte del metal soldado.
- (c) Plano 3-3, en el cual la resistencia está gobernada por la resistencia de corte del material B.

La resistencia de la junta soldada es la menor de las resistencias calculadas en cada plano de transferencia de corte. Los planos 1-1 y 3-3 están lejos de las áreas de fusión entre la soldadura y el material base. Los ensayos han demostrado que las tensiones en el área de fusión no es crítica en la determinación de la resistencia al corte de la soldaduras de filete [Preece, 1968].

El plano de corte para soldadura de tapón y de ranura de penetración parcial se ilustran en la Figura C-23.4 Generalmente el metal base controlará la resistencia al corte.

C-23.7.1 *Combinación de soldaduras*

No se podrán sumar las capacidades resistentes de la soldadura de ranura de penetración parcial realizada sobre bisel simple y a la cual se sobrepone una soldadura de filete. En este caso, se determinará la garganta efectiva en la junta combinada y la resistencia se basará en el área de la garganta.

C-23.8 SOLDADURA DE RANURA

Los ingenieros que preparan los diseños contractuales no podrán especificar la profundidad de la ranura sin conocer el proceso y la posición de la soldadura. En consecuencia, solamente podrán ser especificadas en los planos de proyecto las gargantas efectivas de las soldaduras de ranura de

penetración parcial, permitiendo al fabricante producir la garganta efectiva de acuerdo con sus propias facilidades en cuanto al proceso y la posición de las soldaduras.

No se usará el refuerzo de la soldadura en la determinación del espesor efectivo de la garganta de una soldadura de ranura. Véase la Tabla 23.2.

C-23.9 SOLDADURAS DE FILETE

C-23.9.1 Área efectiva

La garganta efectiva de un filete de soldadura está basado en la raíz de la junta y la cara esquemática soldada, en consecuencia esta definición no autoriza la soldadura de penetración o refuerzo en la cara de la soldadura. Cuando la soldadura de filete se hace por el proceso de arco sumergido, se reconoce la existencia de alguna penetración. Si el lado de la soldadura del filete resultante excede de 9 mm, entonces se añadirán 3 mm a la garganta efectiva. Se permite este incremento en la garganta de la soldadura porque el proceso de arco sumergido produce una penetración profunda de las soldaduras de calidad consistente. Sin embargo, es necesario depositar un cordón corto de soldadura de filete para asegurar para asegurar que se ha obtenido este incremento de penetración. Véase la Fig. C-23.5.

C-23.9.2 Limitaciones

La Tabla 23.5 suministra los tamaños mínimos de filete de soldadura para un dado espesor de la parte más gruesa a unir.

Estos requisitos no están basados en consideraciones de resistencia, pero incorpora el efecto de templado del espesor del material sobre soldaduras pequeñas. Un rápido enfriamiento del metal de soldadura puede resultar en pérdida de ductilidad. Además la restricción de los materiales gruesos a la retracción del metal de soldadura puede resultar en agrietamiento de la soldadura. El cordón más grande que puede depositarse en una sola pasada en el proceso de soldadura de arco protegido es un filete de 8 mm. Este tamaño de cordón se aplicará para todos los materiales de 19 mm y más de espesor, pero según el AWS D1.1 se requiere de un mínimo de precalentamiento entre los pases. Estos requisitos rigen tanto para el ingeniero proyectista como para el soldador en taller.

La Tabla 23.4 da la garganta mínima efectiva de una soldadura ranura de penetración parcial. Obsérvese que esta Tabla es válida para espesores de más de 150 mm y una garganta mínima de soldadura de 16 mm, mientras que para soldaduras de filete la Tabla 23.5 llega hasta espesores de más de 19 mm y una longitud mínima del lado de la soldadura de filete de 8 mm. El espesor adicional para las soldaduras de penetración parcial suministra una adecuada proporcionalidad entre la soldadura y el espesor del material.

Para planchas de 6mm o más de espesor, es necesario que el inspector sea capaz de identificar el borde de la plancha para posicionar el calibrador de la soldadura. Para asegurar la correcta medición de la soldadura se restarán 2 mm al espesor de la plancha, tal como se muestra en la Fig. C-23.6.

Cuando la soldadura de filete se dispone a lo largo de la conexión, la longitud de cada soldadura se debe ser al menos igual al ancho de los materiales conectados, para tomar en cuenta el efecto de corte diferido, tal como se discutió en C-7.3 [Fisher, et. Al , 1978]. Véase la Fig. C-23.7.

Con un solape mínimo de 5 veces el espesor del material más delgado se evitará que la rotación de la junta no sea excesiva, como se muestra en la Figura C-23.8. Las juntas solapadas soldadas solicitadas a tracción tienden a abrirse y separarse en la raíz, a menos que se aplique restricción, como la fuerza F indicada en la Figura C-23.9.

C-23.9.2.6 Remates de las soldaduras de filete

Las soldaduras de retorno no son esenciales para el desarrollo de la capacidad de la conexión soldada con filetes y tienen un efecto despreciable en su resistencia. Su uso ha sido fomentado para asegurar que el tamaño de la soldadura se mantiene a todo lo largo de la soldadura, mejorar la resistencia a la fatiga bajo cargas cíclicas de las conexiones extremas flexibles y para incrementar la capacidad de deformación plástica de tales conexiones.

La base de datos experimental sobre la cual se fundamentan las normas fue desarrollada sin soldadura de retorno. Esto incluye los estudios de Higgins y Peece [1968], los ensayos de ángulos de asiento de Lyse y Schreiner [1935], los ensayos de ángulos de asiento y ángulos en el tope de Lyse y Gibson [1937], almas de vigas soldadas directamente a columna o vigas por medio de soldadura de filete por Johnston y Deits [1941], y las conexiones soldadas solicitadas excéntricamente reportadas por Butler, Pal y Kulak [1972]. En consecuencia, los valores actuales de resistencia y los modelos de capacidad de las juntas no requieren de soldadura de retorno cuando se suministra el tamaño requerido de soldadura. Johnston y Green [1940] acotan que las hipótesis de diseño en juntas flexibles se mejora cuando no hay soldadura de retorno. Esto confirma las grandes deformaciones plásticas observadas en las conexiones cuando existen soldaduras de retorno en los extremos, aunque la resistencia no fue significativamente diferente.

Hay numerosas juntas soldadas donde no es posible colocar las soldaduras de retorno pero si es posible colocar el tamaño de soldadura requerido. En estas juntas también como en los ángulos de asiento y los ángulos de conexión en el alma de las vigas, previamente citadas, no requieren soldadura de retorno en los extremos si el tamaño de la soldadura es adecuado y la fatiga no es una requisito de diseño.

La Fig. C-23.10 muestra los remates usuales en soldaduras de filete y en la Fig. C-23.11 se indican los casos en donde debe interrumpirse la soldadura o donde no debe hacerse soldadura de retorno por ser contraproducente.

C-23.10 SOLDADURAS DE TAPÓN O DE RANURA

C-23.10.2 Limitaciones

La Fig. C-23.12 ilustra los principales requisitos para soldaduras de tapón o de ranura.

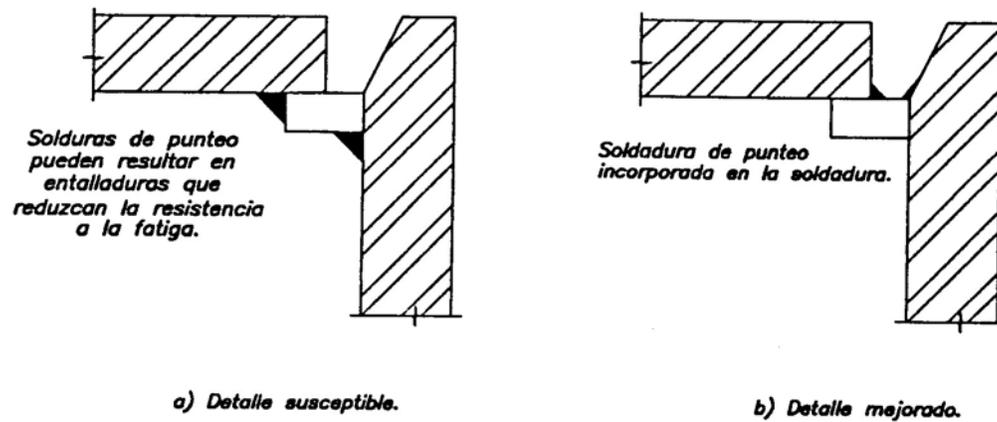


FIGURA C-23.1 Efectos de la soldadura de punteo en la plancha de respaldo.

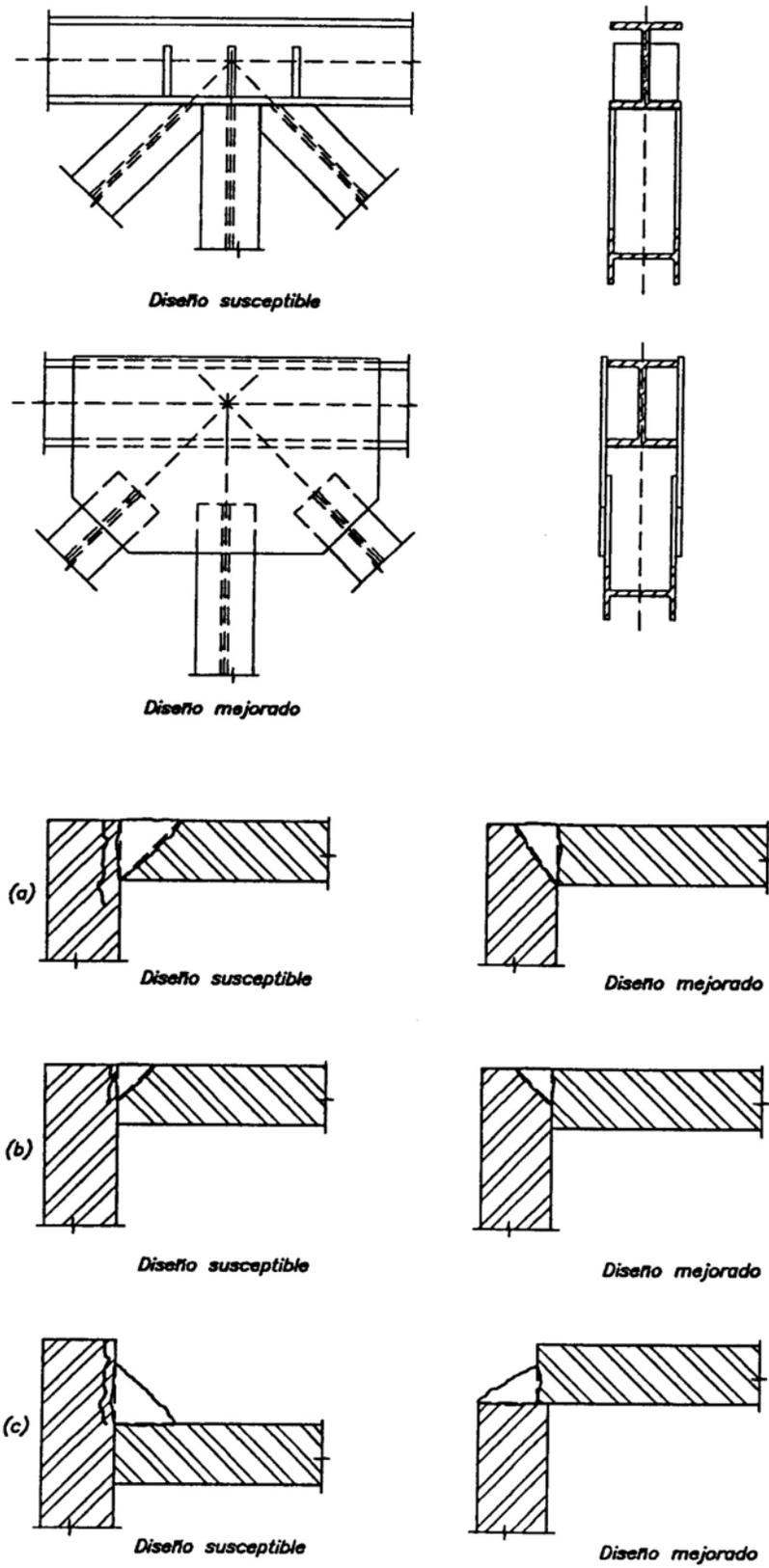


FIGURA C-23.2 Detalles referentes al desgarramiento laminar, problemas y soluciones.

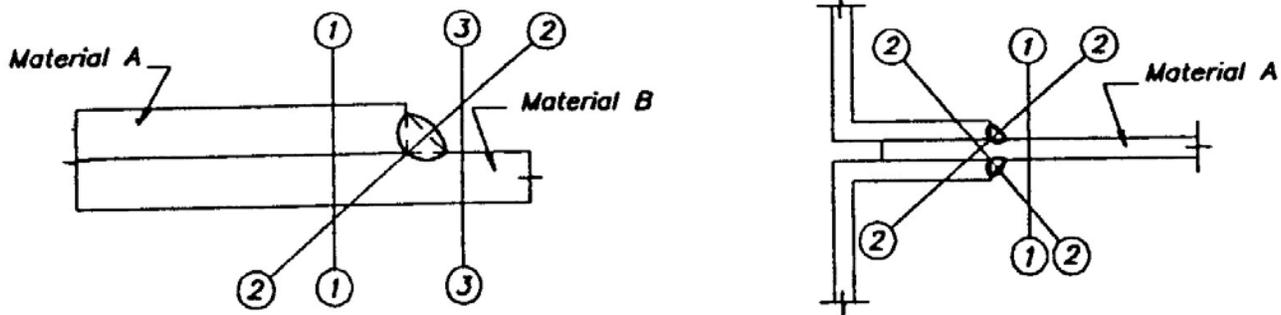


FIGURA C-23.3 PLANOS DE CORTE EN SOLDADURA DE FILETE

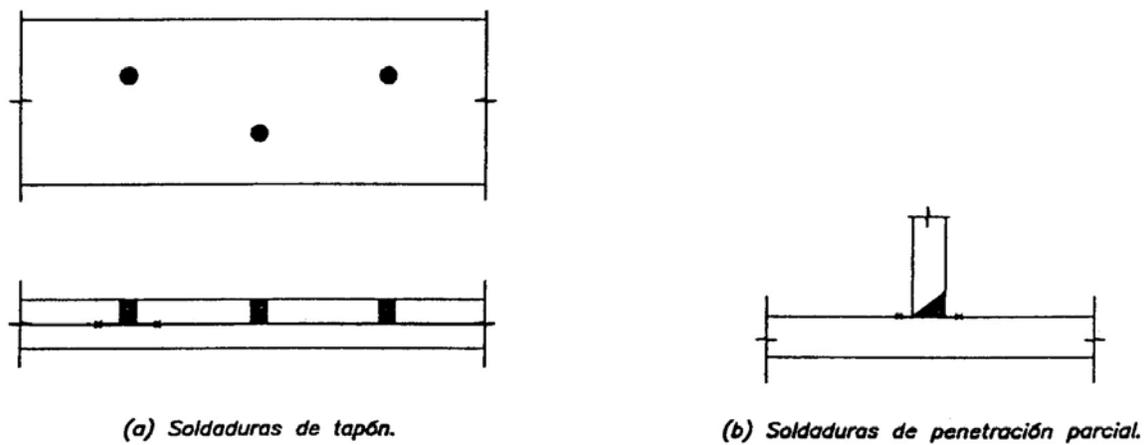


FIGURA C-23.4 PLANOS DE CORTE EN SOLDADURAS DE TAPÓN Y DE RANURA DE PENETRACIÓN PARCIAL.

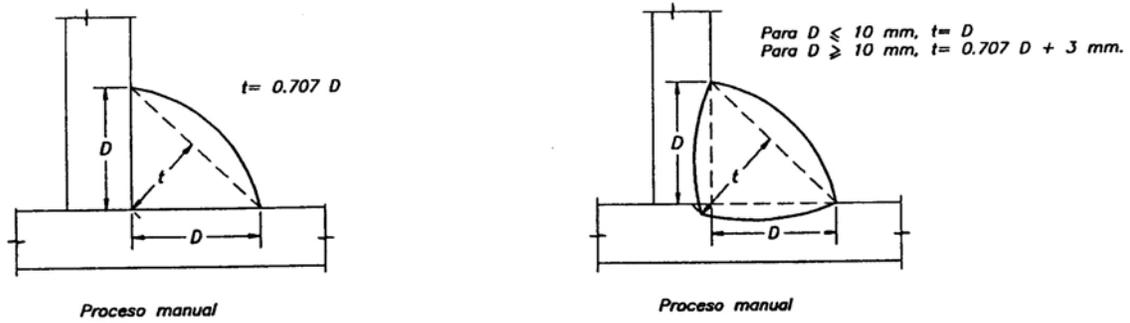


FIGURA C-23.5 ÁREA EFECTIVA DE UNA SOLDADURA DE FILETE

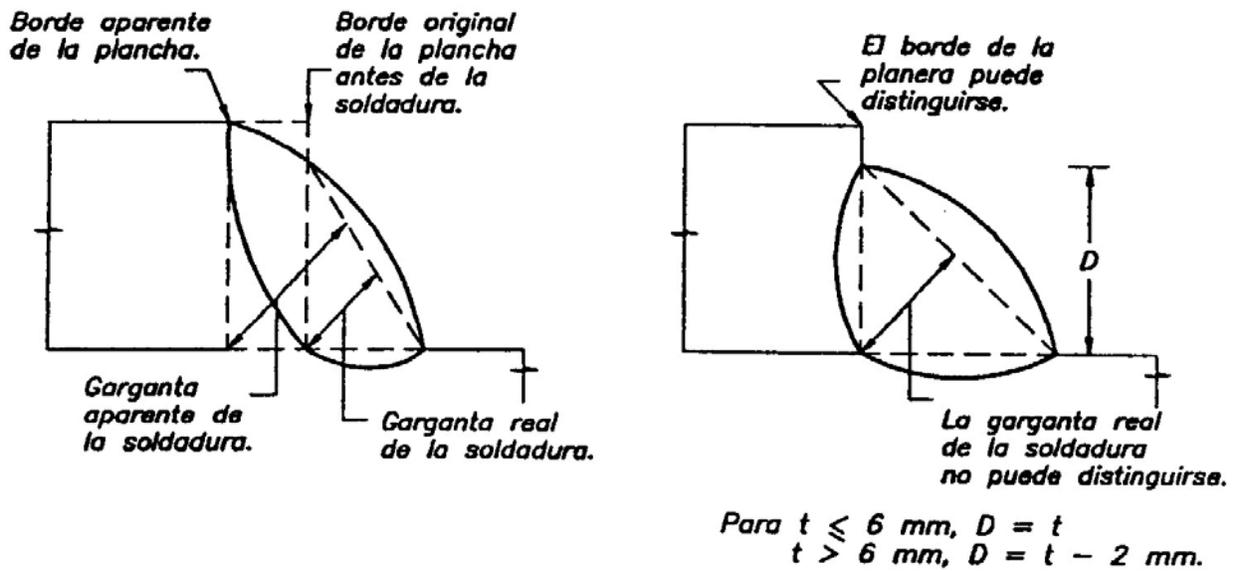


FIGURA C-23.6 IDENTIFICACIÓN DE LOS BORDES DE UNA SOLDADURA DE FILETE.

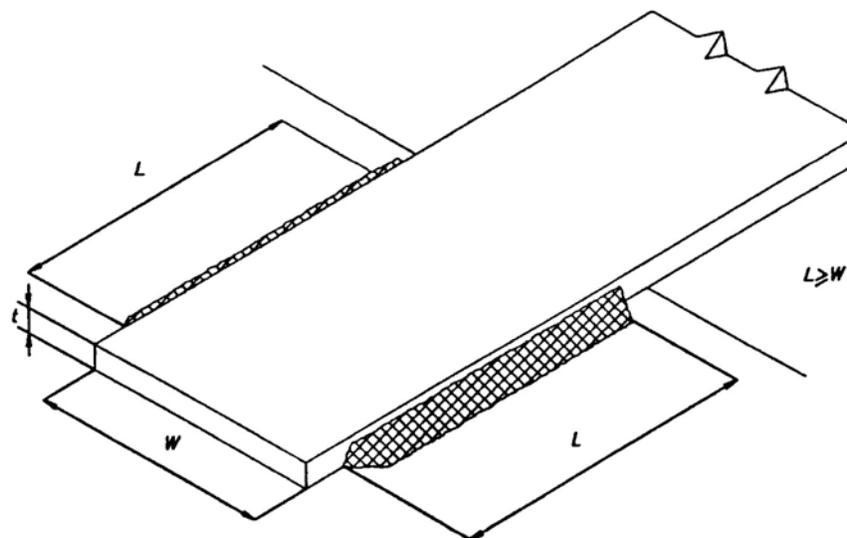
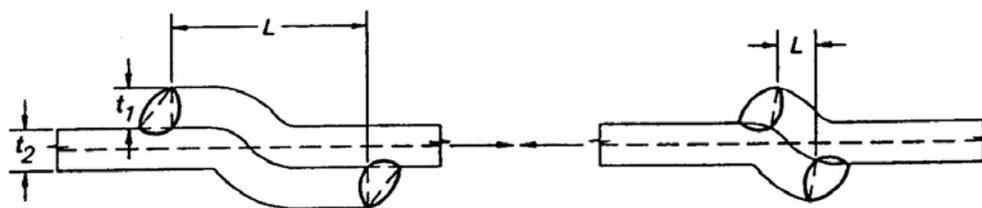
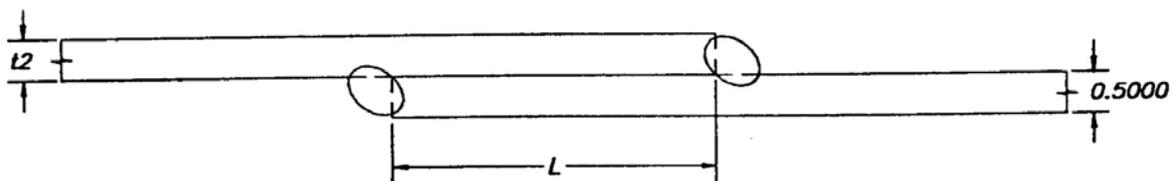


FIGURA C-23.7 Soldadura a filete longitudinal.



$$L \geq 5 t_{min}$$

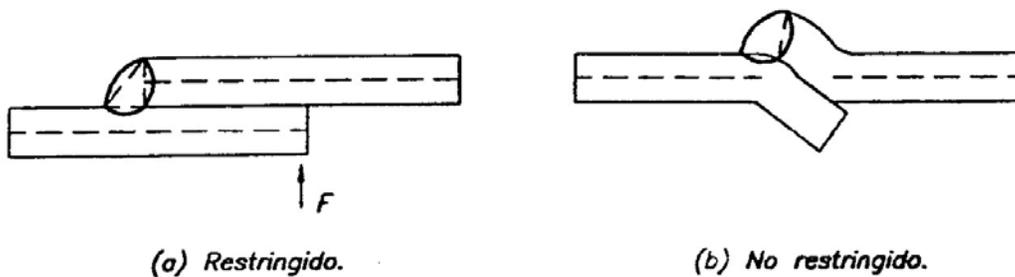
$$L \geq 25 \text{ mm.}$$



$$L \geq 5 t_{min}$$

$$L \geq 25 \text{ mm}$$

FIGURA C-23.8 Solape mínimo



(a) Restringido.

(b) No restringido.

FIGURA C-23.9 Restricción de juntas solapadas.

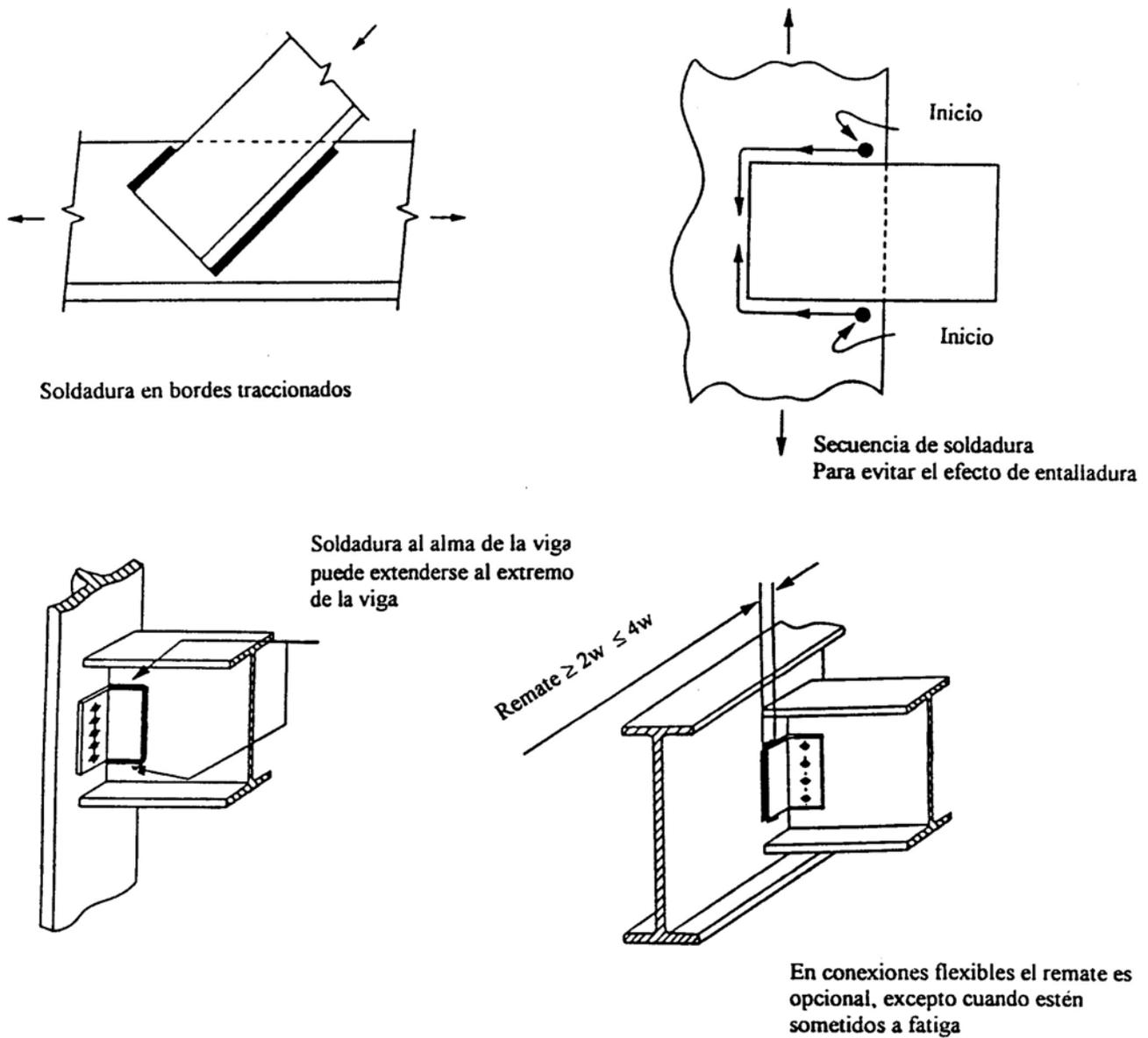
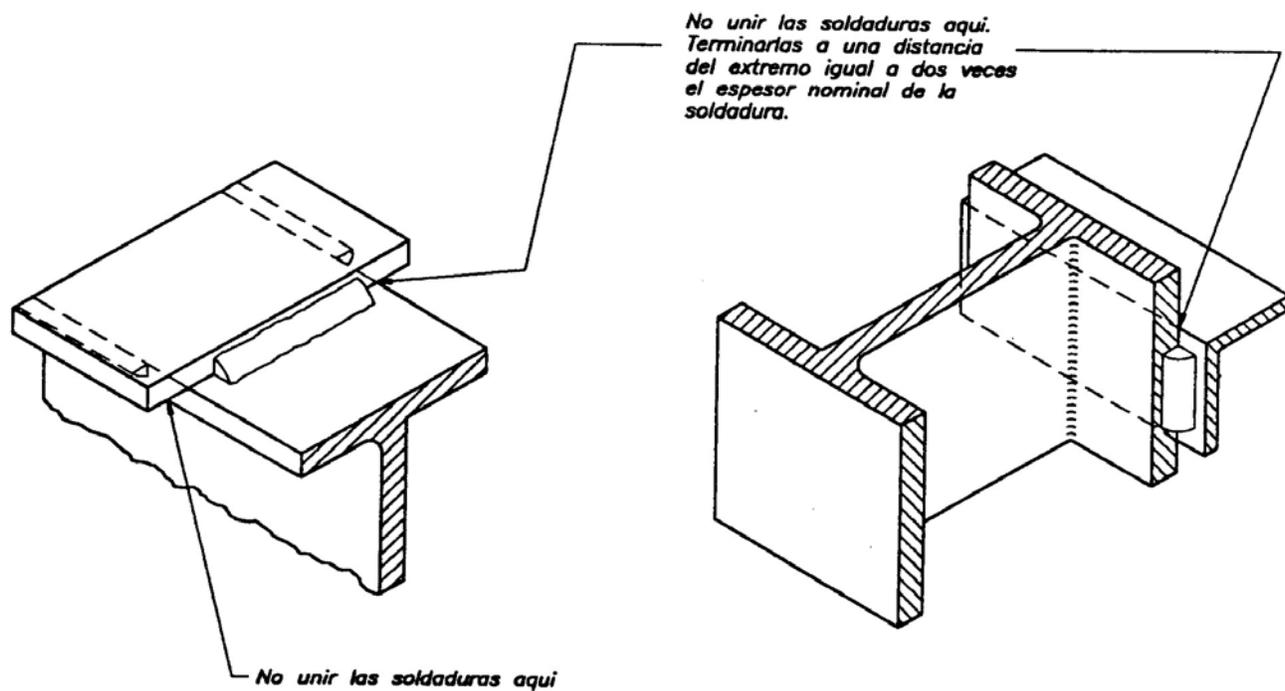
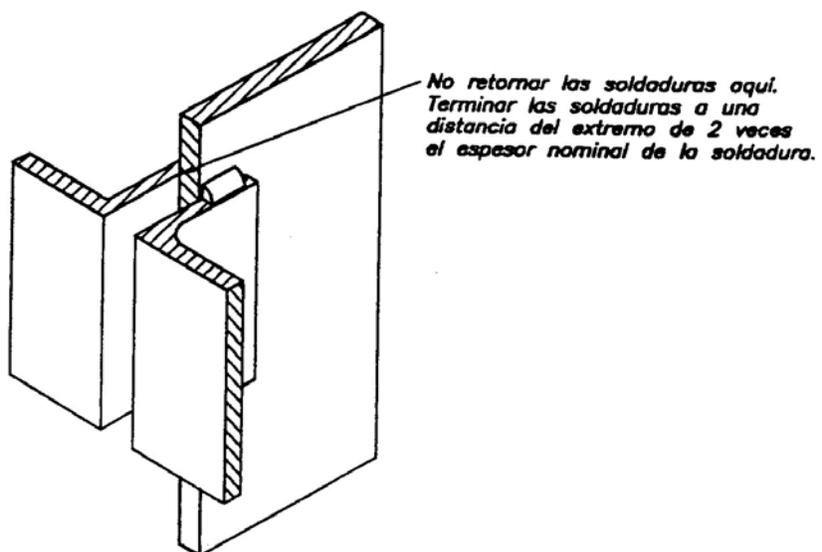


FIGURA C-23.10 REQUISITOS PARA SOLDADURAS EN FILETES



a) Los filetes de soldadura en lados opuestos de un plano común no deben ser continuos.



b) Los filetes de soldadura no deben ser retornados a través del espesor del material.

FIGURA C-23.11 Remates de soldadura.

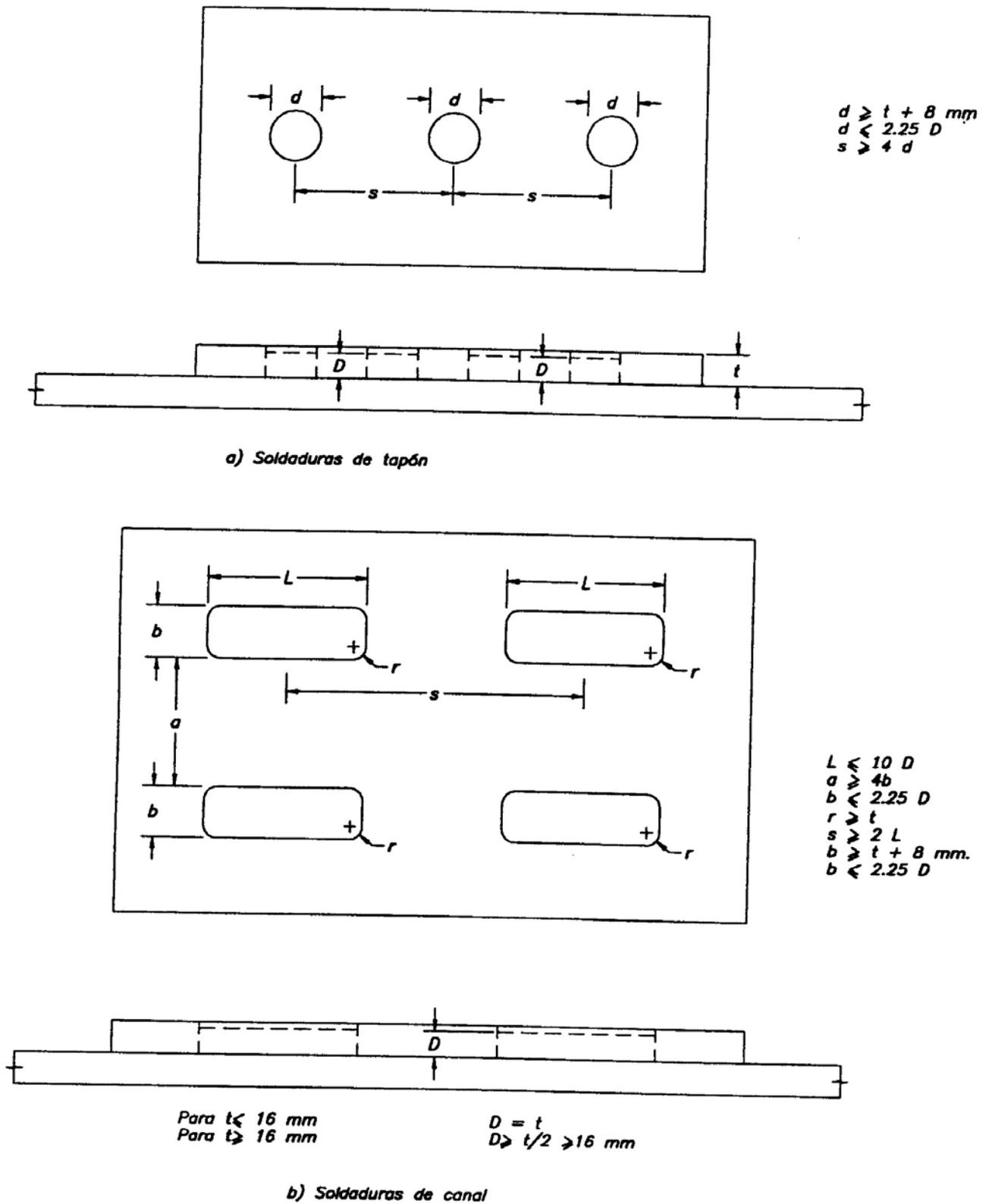


FIGURA C-23.12 Requisitos para soldaduras de tapón o canal.

PARTE C-5 CONSTRUCCIÓN MIXTA ACERO CONCRETO

CAPÍTULO C-24 REQUISITOS BÁSICOS

C-24.1 ALCANCE

En esta Parte de la Norma se han agrupado los sistemas, miembros y componentes mixtos acero – concreto. Esta decisión representa un paso de avance hacia las nuevas tendencias constructivas en el mundo. Los japoneses tiene una larga tradición en construcción mixta de edificaciones altas, y en los Estados Unidos se introduce de manera sistemática por primera vez en las recomendaciones NEHRP 1994 [FEMA, 1995]. El Capítulo del NEHRP 1994 fue actualizado en 1997 [NEHRP, 1997a], y ha sido incorporado como Parte II en la edición 1997 de las Provisiones Sísmicas del AISC [AISC,1997]. También la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, ASCE, ha dedicado su atención a las construcciones mixtas. Su más reciente publicación [Viest,I.,et al.,1997] es consistente con los criterios empleados en esta Norma. Esta referencia contiene una bibliografía bastante completa que permite estudiar la evolución de la construcción mixta.

La información experimental disponible [AISC, 1997] demuestra que los sistemas mixtos acero – concreto, sus miembros y conexiones se comportan igual o mejor que los componentes de acero y de concreto reforzado, sin embargo debido a que no han sido puesto a pruebas en zonas de alta sismicidad, se han adoptados criterios conservadores de proyecto. El uso de las presentes disposiciones conformidad con el Artículo 3.11 de la Norma COVENIN – MINDUR 2002 *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones* no exime al ingeniero estructural de realizar los ensayos, análisis y estudios necesarios que demuestren la transferencia de fuerzas entre los componentes de la sección mixta, y la identificación de aquellas partes del sistema estructural donde se esperan deformaciones inelásticas sustanciales y la disipación de la energía sísmica.

El uso de esta Parte de la Norma, deberá hacerse conjuntamente con las Normas COVENIN – MINDUR 1753 *Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño*, debidamente actualizada con la norma ACI 318 vigente [ACI, 1995; 1999], la 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes* y la 2002 *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones*.

C-24.3 SOLICITACIONES MAYORADAS Y RESISTENCIAS MINORADAS

En el Apéndice C del ACI 318-95 *Building Code Requirements for Structural Concrete* se incluyen combinaciones de solicitaciones y factores de minoración de la resistencia para el diseño de estructuras con miembros mixtos acero – concreto. Las combinaciones de solicitaciones de este Apéndice C, coinciden esencialmente con las de la Norma ASCE 7 (ASCE, 1995) y son consistentes con las dadas en el Capítulo 10 de la presente Norma.

C-24.4 RIGIDECES DE LOS MIEMBROS

La rigidez de los miembros de concreto reforzado y miembros de sección mixta se podrá calcular como se indica a continuación:

1. Se tomará la rigidez de la sección total no agrietada cuando pueda demostrarse que un sistema o miembro de sección mixta tiene la resistencia adecuada a las fuerzas cedentes en todos los miembros conectados a él mientras permanece elástico y también pueda demostrarse que permanece elástico para la deriva inelástica calculada de acuerdo con las disposiciones del Capítulo 10 de la Norma venezolana COVENIN – MINDUR 1756-98.
2. Las rigideces de los otros miembros se calcularán para la carga y deformación que ocurren cuando los componentes dúctiles del sistema o miembros mixtos acero – concreto alcanzan su primera cedencia significativa.

CAPÍTULO C-25 TIPOS ESTRUCTURALES MIXTOS ACERO – CONCRETO

C-25.1 ALCANCE

Los sistemas mixtos acero – concreto comenzaron a desarrollarse en los últimos años como una alternativa segura y competitiva dentro de la industria de la construcción, básicamente por razones de costos. Los ensayos bajo cargas monotónicas y cargas cíclicas realizados en Japón y Estados Unidos han demostrado que estos tipos estructurales, adecuadamente analizados, detallados y construidos, tiene un comportamiento igual o mejor que el de las estructuras tradicionales de concreto o de acero en zonas de alta sismicidad [Viest et al, 1997; AISC, 1997].

Este Capítulo recoge los requisitos a cumplir por cada uno de los sistemas tipificados, pero no debe interpretarse como una limitación a los sistemas constructivos, a menos que explícitamente se establezca así, siempre y cuando se cumpla con los requisitos del Artículo 3.11 de la Norma COVENIN – MINDUR 2002, referente a la demostración de que el sistema propuesto tiene la adecuada resistencia, estabilidad, ductilidad y tenacidad para el uso propuesto. Las figuras que acompañan este Comentario solo intentan mostrar el carácter básico de los sistemas mixtos y por lo tanto no deben considerarse como detalles estándar, por lo que el interesado deberá recurrir a las referencias para una información más específica.

C-25.2 PÓRTICOS CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO O MIXTAS ACERO –CONCRETO, Y VIGAS DE ACERO ESTRUCTURAL O MIXTAS ACERO – CONCRETO

Este sistema estructural incluye una gran variedad de configuraciones, sin embargo los ensayos han permitido establecer los requisitos de diseño para cada componente del sistema estructural y para cada Nivel de Diseño, siendo una constante el énfasis en el confinamiento del concreto. En la Fig. C-25.1 se muestra una conexión usada y ensayada extensivamente en Japón que figura en las Normas del Instituto Japonés de Arquitectura [AIJ, 1991]; aún cuando las planchas de apoyo frontal contribuyen a disminuir las tensiones en la conexión de la viga al ala de la columna, las enseñanzas de los terremotos de Northridge y Kobe indican tener especial cuidado en la ejecución e inspección de esta junta soldada.

Las restricciones impuestas al uso de las vigas de celosía en los sistemas resistentes a sismos no están dirigidas a las viguetas de celosía y vigas de celosía que solo soportan cargas verticales, como por ejemplo, las vigas simplemente apoyadas usadas como soportes de los sistemas de piso. Las viguetas de celosía y las vigas de celosía son consideradas inefectivas como miembros a flexión en los sistemas resistentes a cargas laterales [Itani y Goel, 1995; Camacho y Galambos, 1993], a menos que cumplan con los requisitos de la Sección 11.4.1.

C-25.2.3.3 Conexiones de momento

Desde los años 1980, en Japón y Estados Unidos se han venido realizando ensayos a gran escala de conexiones mixtas acero- concreto sometidas a cargas monotónicas y cíclicas [Sheikh et al., 1989; Kanno y Deierlein, 1997; Nishiyama et al., 1990]. Los resultados indican que las conexiones cuidadosamente detalladas funcionan como conexiones sismorresistentes tanto en estructuras de acero como de concreto. La metodología de diseño preparada inicialmente por el ASCE [Nishiyama et al., 1990] estaba concebida para edificaciones en zonas de media y baja sismicidad, pero los resultados experimentales más recientes demuestran que la Guía ASCE también es aplicable en edificaciones ubicadas en regiones de gran sismicidad [Kanno y Deierlein, 1997; Nishiyama et al., 1990].

C-25.3 PÓRTICOS CON COLUMNAS DE ACERO ESTRUCTURAL, VIGAS MIXTAS ACERO - CONCRETO Y CONEXIONES PARCIALMENTE RESTRINGIDAS

Este Tipo estructural consiste de vigas mixtas acero – concreto vinculadas a columnas de acero mediante conexiones parcialmente restringidas, tal como se muestra en la Fig. C-25.2 [Zandonini y León, 1992]. Las conexiones semirrígidas, Tipo PR según el Artículo 3.4, han sido usadas tradicionalmente en estructuras de acero pero en este sistema estructural se incrementa su rigidez y resistencia debido a los conectores de corte en las vigas y el acero de refuerzo en la región de momentos negativos adyacentes a las columnas, como se muestra en la Fig. C-25.2. Este sistema resulta en una distribución más favorable de rigideces y resistencias entre las regiones de momento positivo y negativos, así como de las fuerzas inelásticas que genere la acción sísmica.

Están disponibles en la literatura procedimientos establecidos para el diseño de las conexiones mixtas semirrígidas [Ammerman y León, 1990; León y Forcier, 1992; Steager y León, 1993; León 1990]. En todos estos procedimientos de diseño se supone que los momentos son resistidos por la armadura de refuerzo de la losa y el angular de asiento de la viga, mientras que el corte lo toma la plancha o el angular fijada al alma de la viga. Como los momentos resistentes de las vigas mixtas son diferentes en las zonas de momentos positivos y negativos, y tomar una sola de ellas puede conducir a errores significativos, para efectos de análisis se recomienda tomar un promedio ponderados de estas resistencias [Ammerman and Leon, 1990; Leon y Ammerman , 1990; Zaremba, 1988].

Este sistema fue concebido originalmente para zonas de baja a moderada sismicidad en los estados del Este norteamericano, sin embargo los ensayos han demostrado que un detallado apropiado permite alcanzar grandes deformaciones sin fractura y pueden ser usados en zonas de mayor sismicidad con Nivel de Diseño ND2 [León,R.T., 1990; Nader y Astaneh, 1992; Corso et al., 1989]. Para edificios mayores de cuatro (4) entrespisos, deberá verificarse cuidadosamente la deriva y la estabilidad usando técnicas que incorporen los efectos no lineales de las conexiones y del cambio de geometría [Chen, y Lui,1991; Ammerman y León, 1990; Bjorhovde 1984].

Como en las vigas mixtas acero – concreto los momentos de inercia en las zonas de momentos positivos y negativos son diferentes, el uso de un único valor en el análisis puede conducir a errores significativos. Por eso se recomienda utilizar un valor medio ponderado [Ammerman y León, 1990; León y Ammerman , 1990; Zaremba, 1988].

C-25.4 PÓRTICOS CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO O MIXTAS ACERO – CONCRETO, VIGAS Y ARRIOSTRAMIENTOS CONCÉNTRICOS DE ACERO ESTRUCTURAL O MIXTAS ACERO – CONCRETO

Los ensayos han demostrado [Goel, S.C;Lee,S.,1992] que en las diagonales mixtas, bien porque el perfil esté embutido o relleno de concreto, el concreto incrementa su capacidad de disipación de energía, al prevenir o retrasar el pandeo del perfil de acero.

La Fig. C-25.3. muestran ejemplos de las conexiones utilizadas en este tipo de estructura. Se requiere de un diseño y detallado cuidadoso de las juntas para prevenir su falla antes de que se desarrolle la resistencia del arriostramiento, tanto en compresión como en tracción. La resistencia aportada por el concreto debe ser tomada en cuenta por cuanto puede ser no conservador usar solamente la resistencia del perfil de acero. El diseño y detallado de las conexiones tomará en cuenta que el pandeo de las diagonales de arriostramiento puede causar una rotación excesiva en el extremo de las mismas y provocar una falla local en la conexión.

C-25.5 PÓRTICOS CONSTITUIDOS POR COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO O DE SECCIÓN MIXTA ACERO – CONCRETO, Y VIGAS DE ACERO O PARCIALMENTE DE SECCIÓN MIXTA Y ARRIOSTRAMIENTOS EXCÉNTRICOS DE ACERO

Existen pocas experiencias con este sistema estructural, pero al igual que en los probados sistemas en acero, es la viga eslabón el miembro crítico en el comportamiento de todo este sistema estructural en el que las deformaciones inelásticas en las columnas de concreto o d mixtas deben ser mínimas. Como el éxito del sistema radica en la precisión con que se determine la longitud de la viga eslabón, es importante que en la región donde ésta disipará su energía, permanezca sin ningún tipo de recubrimiento de concreto [Ricles y Popov,1989].

C-25.6 PÓRTICOS DE ACERO ESTRUCTURAL RELLENOS CON MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO O MUROS MIXTOS ACERO – CONCRETO

Los requisitos de este Artículo se fundamentan en ensayos recientes [Chrysostomou, 1991; Harries et al., 1993; Shahrooz et al., 1993]. Los detalles que se muestran en el Capítulo 27 también son aplicables al Nivel de Diseño ND1.

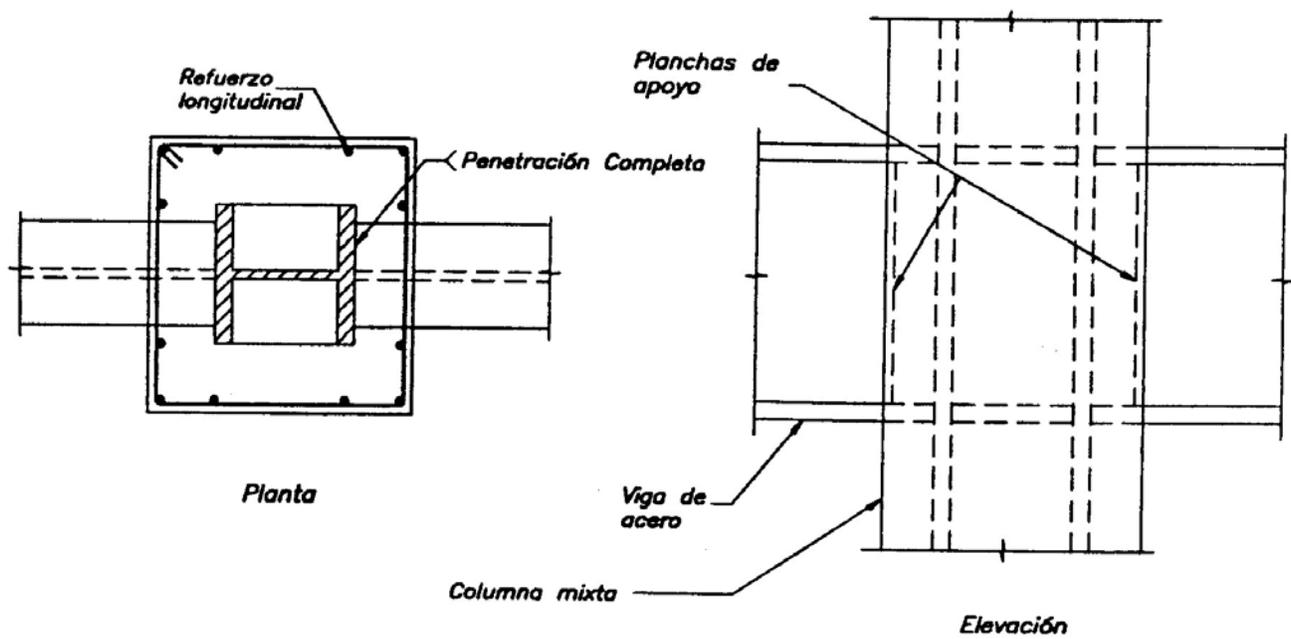


FIGURA C-25.1 Construcción mixta acero-concreto.

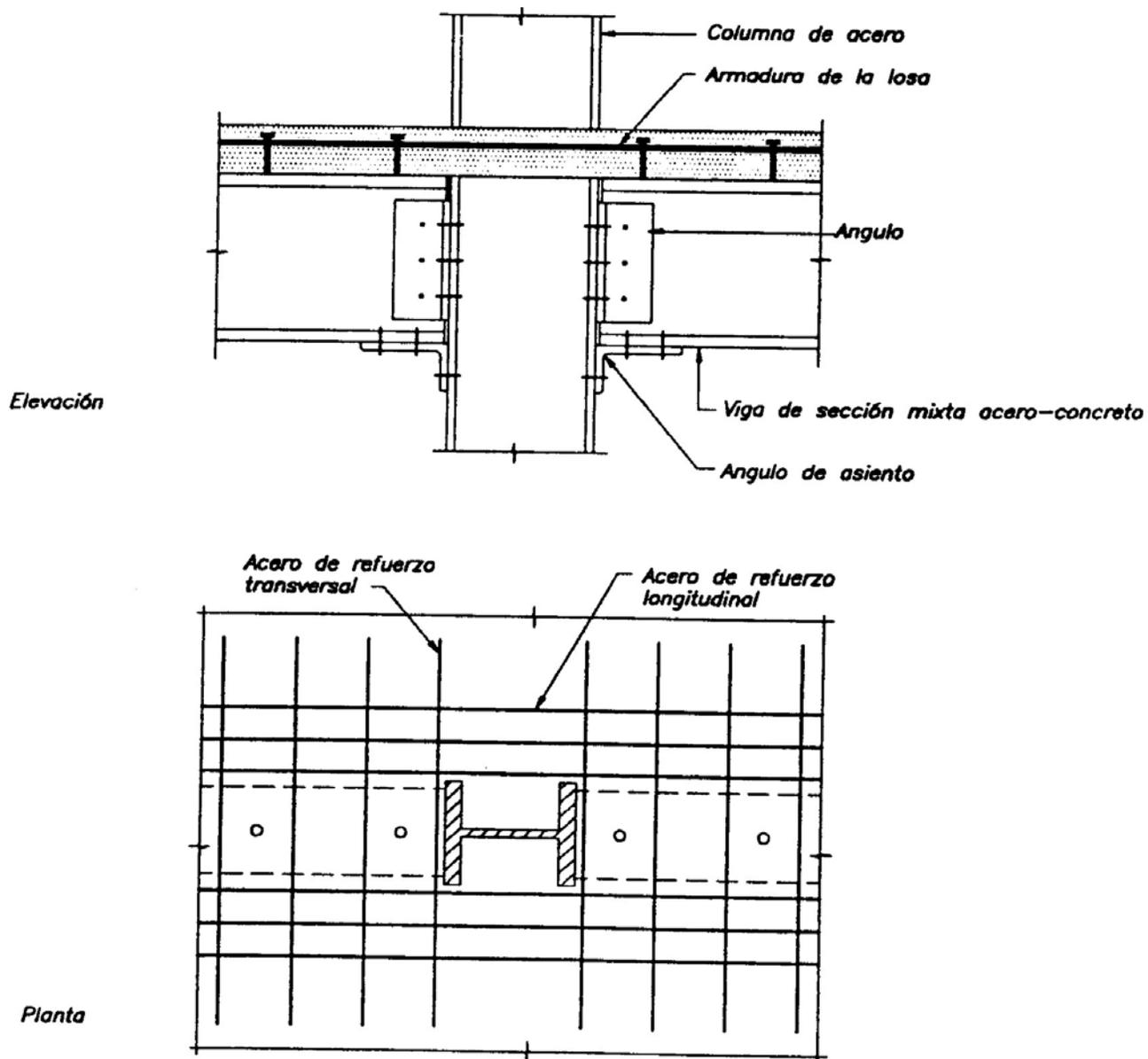
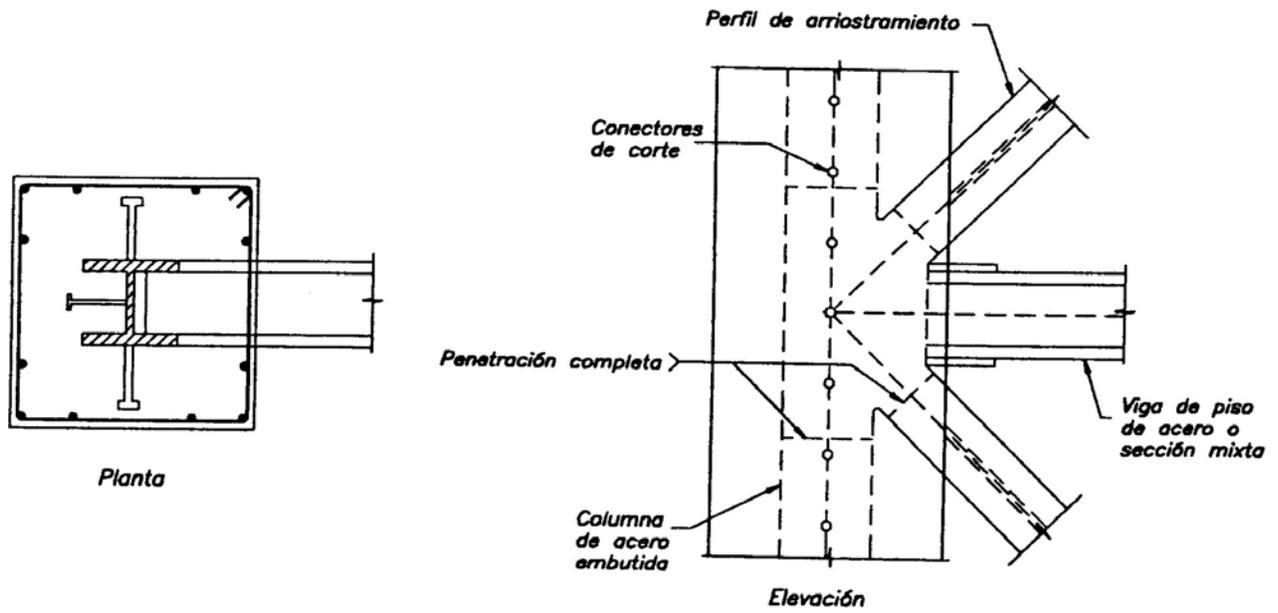
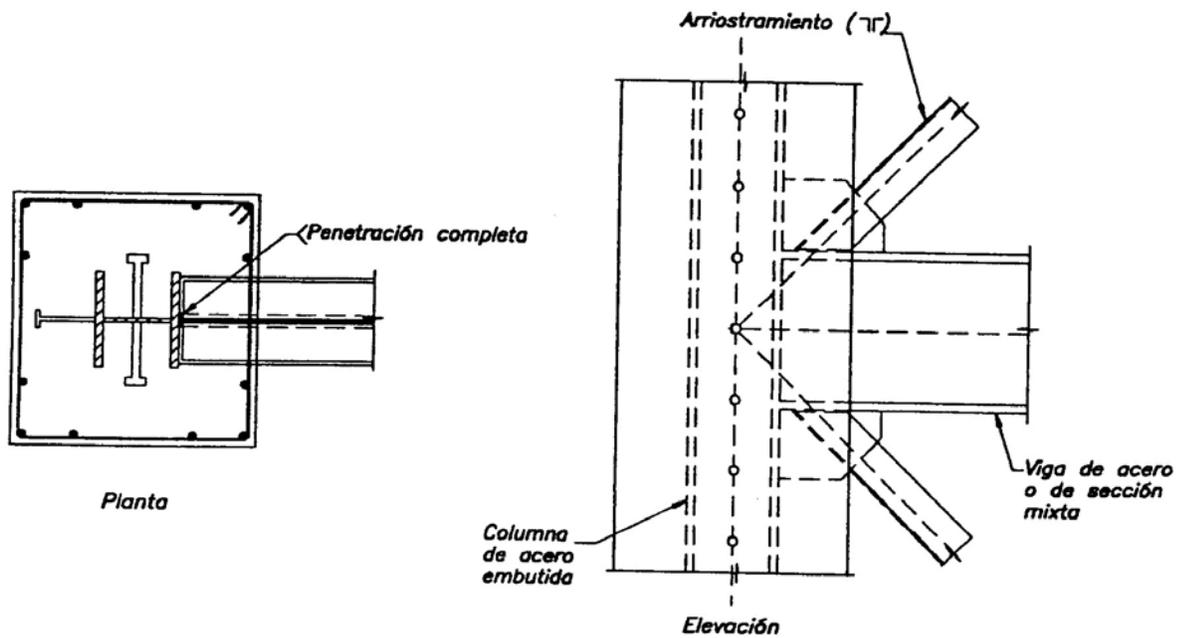


FIGURA C-25.2 Construcción mixta acero-concreto con conexión sumergida.



a) Pórticos arriostrados con columnas de sección mixta.



b) Pórticos arriostrados con columnas de sección mixta.

FIGURA C-25.3 Pórticos de sección mixta acero-concreto con arriostramientos concéntricos

CAPÍTULO C-26 COLUMNAS MIXTAS ACERO – CONCRETO

C-26.2 MATERIALES

Tanto las secciones embutidas como las barras de refuerzo longitudinal están restringidas contra el pandeo mientras el concreto permanezca sano. El concreto sin confinar permanece estable y sin descascararse hasta valores de deformación de 0.0018 que define analíticamente la condición de falla de las secciones mixtas bajo deformaciones normales uniforme. Esta deformación límite de 0.0018 corresponde aproximadamente a valores de $F_y = 3870 \text{ kgf/cm}^2$.

C-26.3 RESISTENCIA

El procedimiento de diseño adoptado para las columnas mixtas acero – concreto solicitadas por fuerzas normales se fundamenta en las fórmulas de resistencia para columnas cortas, derivada por Galambos y Chapuis [1980], con las mismas reducciones por esbeltez contempladas para columnas de acero en el Artículo 15.5. El procedimiento de diseño sigue la misma pauta de las columnas de acero, excepto que la tensión cedente, el módulo de elasticidad, y el radio de giro de las secciones de acero se modifican para tomar en cuenta los efectos del concreto y de las barras de refuerzo longitudinal. Para una explicación de estas modificaciones, así como las correlaciones con ensayos experimentales, véase las referencias SSRC Task Group [1979], Galambos y Chapuis [1980]. La media de la relación carga de falla / resistencia predicha en los ensayos fue de 1.18 en 170 ensayos, con un coeficiente de variación de 0.19.

C-26.4 SOLICITACIONES COMBINADAS DE FLEXIÓN Y COMPRESIÓN

El procedimiento adoptado para el diseño de vigas y columnas está descrito y sustentado en la comparación con los datos experimentales de Galambos y Chapuis [1980]. Los ensayos incluyeron 44 columnas con perfiles embebidos y 48 tubos rellenos de concreto. El valor promedio de la relación de la resistencia experimental a la resistencia predicha fue de 1.23, con un coeficiente de variación de 0.21.

El enfoque es básicamente el empleado para las columnas de acero en el Capítulo 18. La resistencia teórica a compresión normal se obtiene del Artículo 26.3, mientras que la resistencia teórica a flexión se determina de la distribución plástica de la sección mixta acero - concreto. La siguiente fórmula [Galambos y Chapuis, 1980] es una buena aproximación al momento plástico teórico de una columna mixta acero – concreto :

$$M_t = M_p = Z F_y + 0.33 (h_2 - 2 c_r) A_r F_{yr} + \left[\frac{h_2}{2} - \frac{A_w F_y}{1.7 F_c h_1} \right] A_w F_y \quad (\text{C-26-1})$$

donde

A_w = Área del alma del perfil embutido.

Z = Módulo de sección plástica de la sección de acero.

c_r = Distancia promedio desde la cara comprimida hasta el acero longitudinal dispuesto en esa cara. También la distancia desde la cara traccionada al acero de refuerzo longitudinal dispuesto en esa cara.

h_1 = Ancho de la sección transversal mixta perpendicular al plano de flexión.

h_2 = Ancho de la sección transversal mixta paralela al plano de flexión.

El último párrafo del Articulado permite una transición entre las viga-columnas y las vigas, e involucra la adherencia entre el concreto y la sección de acero. En el Capítulo 28 se exige el uso de conectores de corte o embutimiento de la sección de acero. En las vigas embutidas se supone que la adherencia es capaz de desarrollar momento solamente en la primera cedencia de la sección de acero. No se disponen de ensayos sobre la pérdida de la adherencia en columnas mixtas acero - concreto. Sin embargo, las grietas de tracción en el concreto sugieren que el valor $N_u / \phi_c N_t = 0.3$ es un límite conservador. Por debajo de este límite, la reducción en el valor del momento teórico es menor que lo que indica la distribución plástica de tensiones en la sección mixta a menos que la transferencia de corte del concreto al acero la hagan los conectores de corte.

C-26.5 COLUMNAS CON MIEMBROS COMPUESTOS

Los australianos Bridge y Roderick [1978] han demostrado que después del endurecimiento del concreto, la columna de sección mixta se comporta como una unidad, aún sin interconexión de los miembros individuales por medio de planchas, presillas o rejillas.

C-26.6 TRANSFERENCIA DE CARGA

Para evitar sobretensiones en las conexiones, tanto en la sección de acero como en la de concreto, la transferencia de cargas al concreto se hará por aplastamiento directo.

Donde la superficie de concreto sea más ancha que el área cargada, la resistencia máxima de diseño especificada por el ACI [1989] es $1.7 \phi_c F_c A_B$, siendo el factor de reducción de la resistencia al aplastamiento del concreto, $\phi_c = 0.70$, y A_B el área cargada. Como la Norma AISC - LRFD está basada en los factores menores de la Norma ASCE 7 [1988], en este Artículo se ha adoptado $\phi_c = 0.60$. La porción de la resistencia a carga normal $\phi_c N_t$ resistida por el concreto puede ser expresada como $(c_2 F_c A_c / A_s F_{my}) \phi_B N_t$, entonces

$$A_B \geq \frac{\phi_B c_2 A_c N_t}{\phi_B 1.7 A_s F_{my}} = \frac{c_2 A_c N_t}{1.7 A_s F_{my}} \quad (C-26.2)$$

C-26.7 REQUISITOS SISMORRESISTENTES PARA COLUMNAS DE SECCION MIXTA ACERO – CONCRETO

C-26.7.1 Nivel de Diseño ND1

C-26.7.1.1 Resistencia al corte

Se considerará que el concreto no aporta ninguna resistencia al corte, V_c . [Furlong, 1997]. En la Fig. C-26.1 se indica el ancho efectivo, b_w , a considerar en el cálculo de la resistencia a corte de las columnas de sección mixta acero – concreto.

C-26.7.1.2 Conectores de corte

Ante la falta de normas específicas para el diseño de conectores de corte en miembros embonados en concreto, se recogen en esta Subsección los criterios que los ensayos y la experiencia constructiva han indicado que son adecuados para el diseño sismorresistente [Furlong, 1997; Griffis, 1992a y 1992b].

C-26.7.1.5 Empalmes y detalles en transición del perfil de acero

La experiencia de los daños observados en las columnas embonadas de los edificios mixtos acero – concreto en Japón [Azizinamini y Ghosh, 1996] se ha recogido en esta Norma, llamando la atención sobre los cambios abruptos en resistencia y rigidez que se presentan en la zona donde termina el embutimiento del perfil, sea por transición a una columna de concreto reforzada o a la base de la columna.

C-26.7.3 Nivel de diseño ND3

C-26.7.3.5 Refuerzo transversal

La Fig. C-26.2 muestra el confinamiento del concreto mediante ligaduras cerradas que garantiza que el confinamiento del concreto y la resistencia a corte se mantendrá bajo las grandes deformaciones inelásticas previstas en el Nivel de Diseño ND3. Las ligaduras se deben anclar dentro del núcleo confinado de la columna.

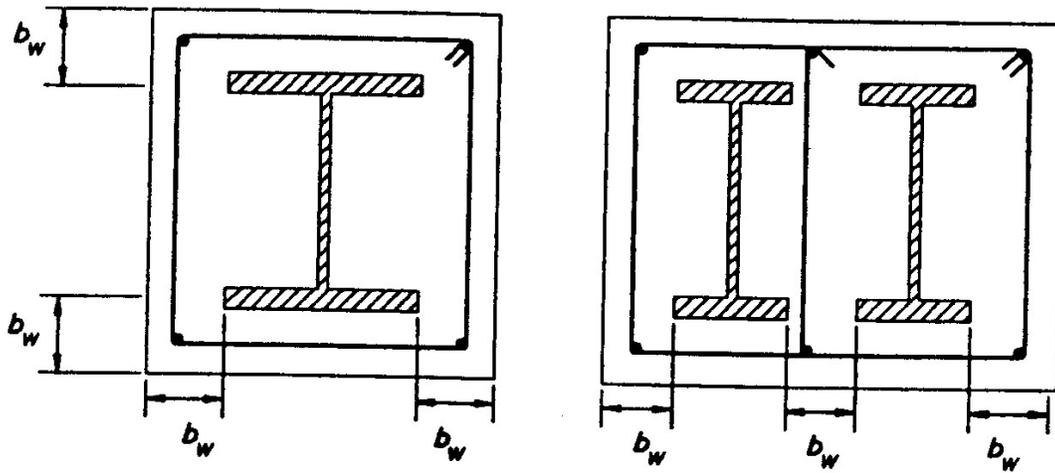


FIGURA C-26.1 Anchos efectivos para el cálculo de la resistencia al corte en columnas de sección mixta.

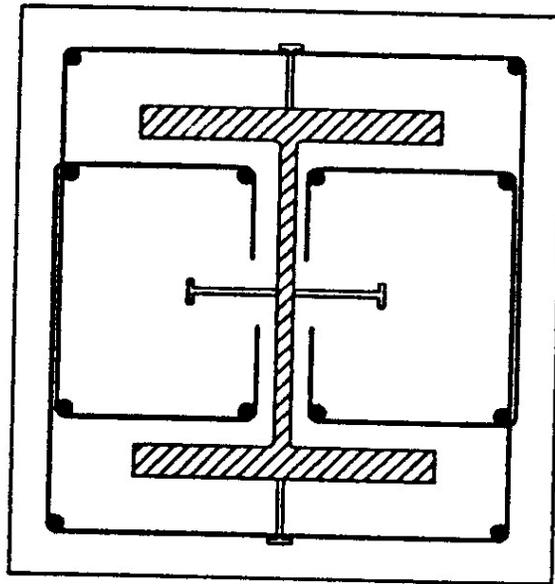


FIGURA C-26.2 Detalles de columnas de sección mixta de acero-concreto.

CAPÍTULO C-27 MUROS ESTRUCTURALES MIXTOS ACERO -CONCRETO

C-27.2 MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO CON MIEMBROS DE BORDES DE ACERO

La Fig. C-27.1 muestra ejemplos de muros mixtos acero – concreto con miembros de borde de acero embebidos en concreto, parcial o totalmente.

En espera de futuras investigaciones, se ha adoptado un criterio conservador en la determinación de las capacidades de los conectores de corte, ya que la información actualmente disponible procede en su gran mayoría de ensayos estáticos con cargas monotónicas.

La Fig. C-27.2 muestra ejemplos de conexiones entre vigas de acero que acoplan dos muros estructurales. Los requisitos para las vigas de acoplamiento y sus conexiones están basados en ensayos recientes con vigas de acoplamiento no embebidas en concreto [Shahrooz et al.,1993; Harries et al.,1993]. Estos ensayos demuestran que las vigas de acoplamiento diseñadas para ceder en la cara del muro de concreto suministran un comportamiento histerético estable cuando se someten a ciclos de cargas reversibles.

C-27.3 MUROS ESTRUCTURALES REFORZADOS CON PLANCHAS DE ACERO Y CUYOS MIEMBROS DE BORDE SON PERFILES DE ACERO O MIXTOS ACERO – CONCRETO

El uso de planchas en los muros estructurales es básicamente un desarrollo canadiense [Kulak, G.L, et al, 1999], que rápidamente ha llamado la atención de los ingenieros estructurales, como puede apreciarse en el creciente número de trabajos que se presentan en las conferencias y reuniones técnicas sobre diseño en acero estructural [Timler, P.a y Ventura, C, 1999].

Los muros reforzados con planchas, como ilustra la Figura C-27.3, son ventajosos en aquellos entrepisos donde las fuerzas cortantes son muy grandes y el espesor de los muros convencionales resultaría excesivo. Como la plancha de acero usualmente es mayor que la de la masa de concreto, despreciar la resistencia del concreto no tiene mayores consecuencias desde el punto de vista práctico. Además, el mecanismo de cedencia por corte en la plancha resulta en un comportamiento histerético más estable que el de los muros de concreto reforzado. En este tipo de muro su resistencia a corte está limitada por la capacidad cedente de la plancha.

En la Figura C-27.4 se muestran detalles típicos del detallado de los muros mixtos acero – concreto.

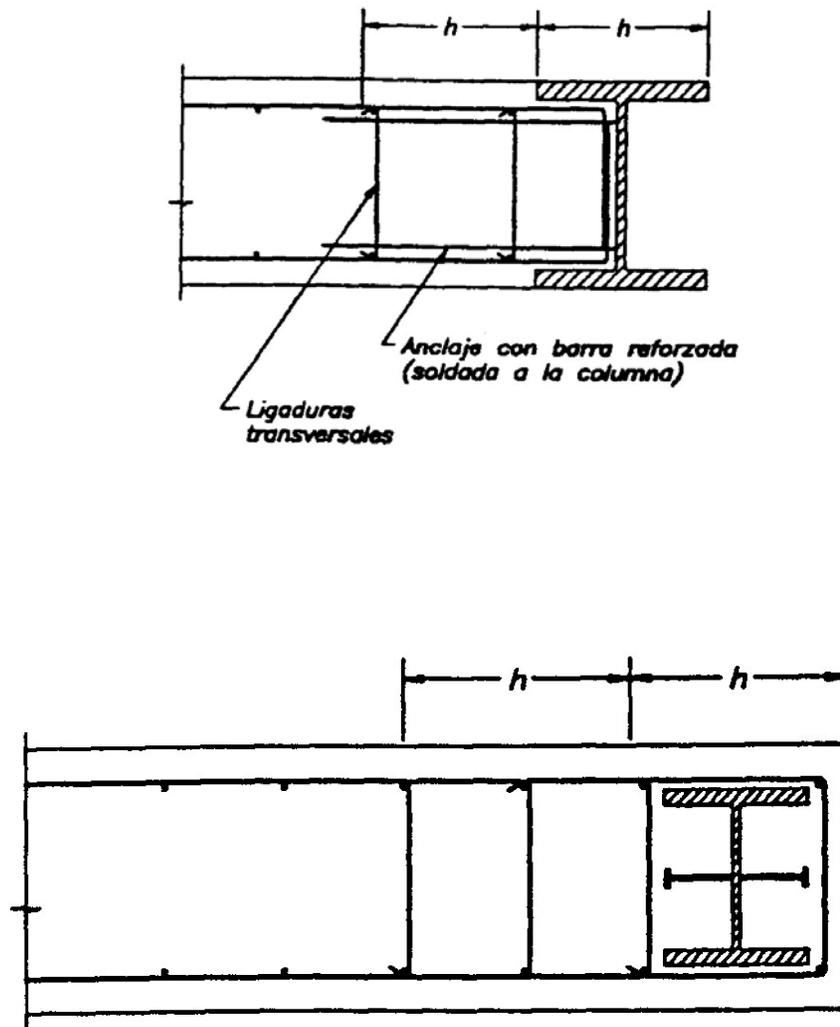
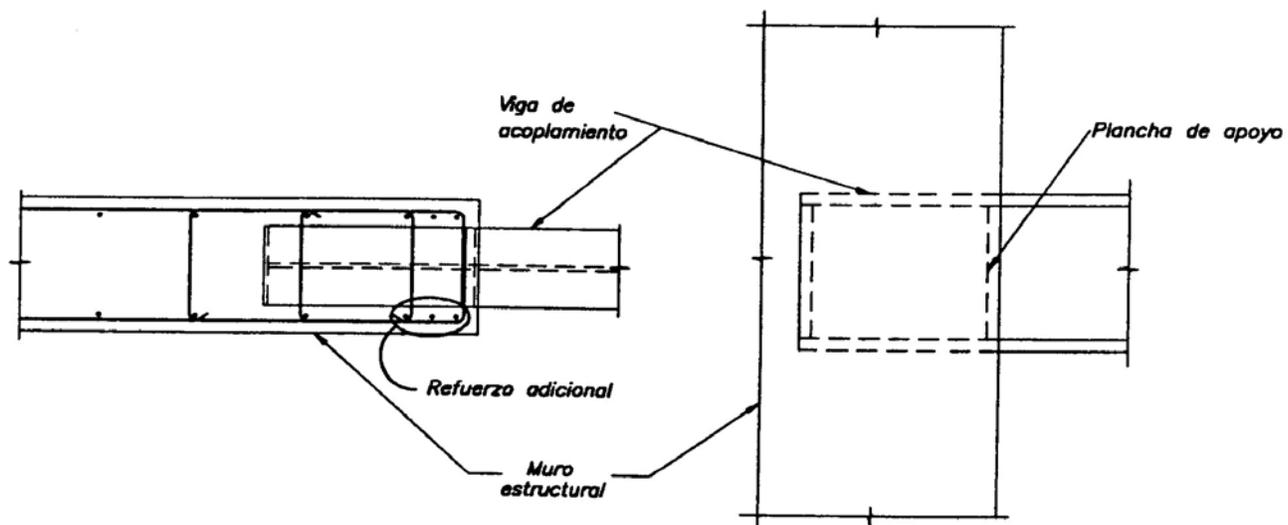
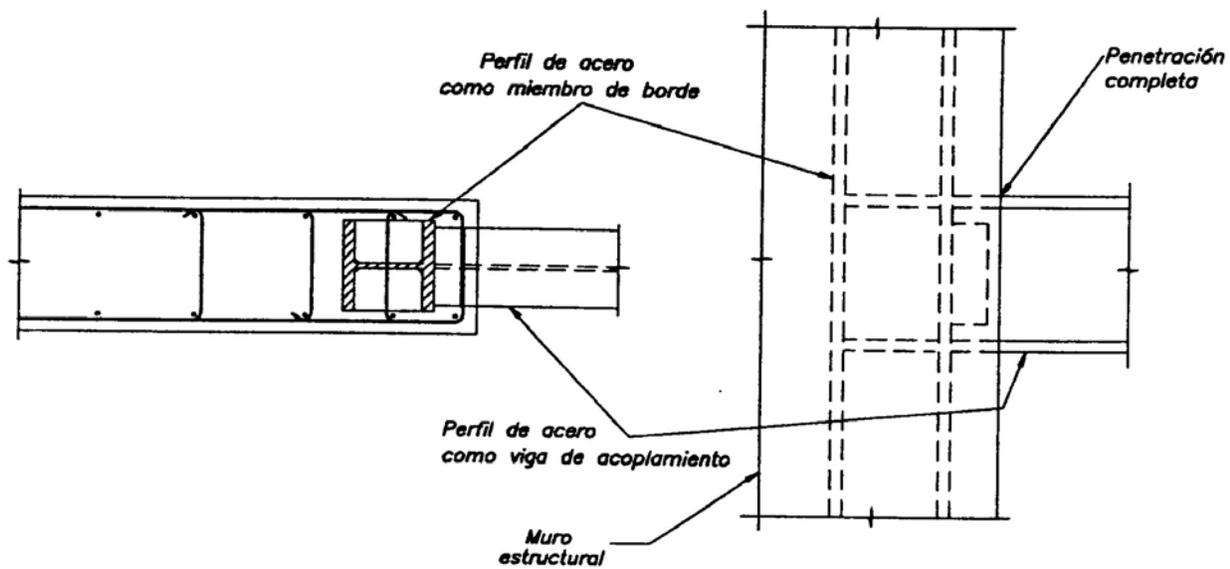


FIGURA C27.1 EJEMPLOS DE MUROS DE SECCIÓN MIXTA ACERO-CONCRETO

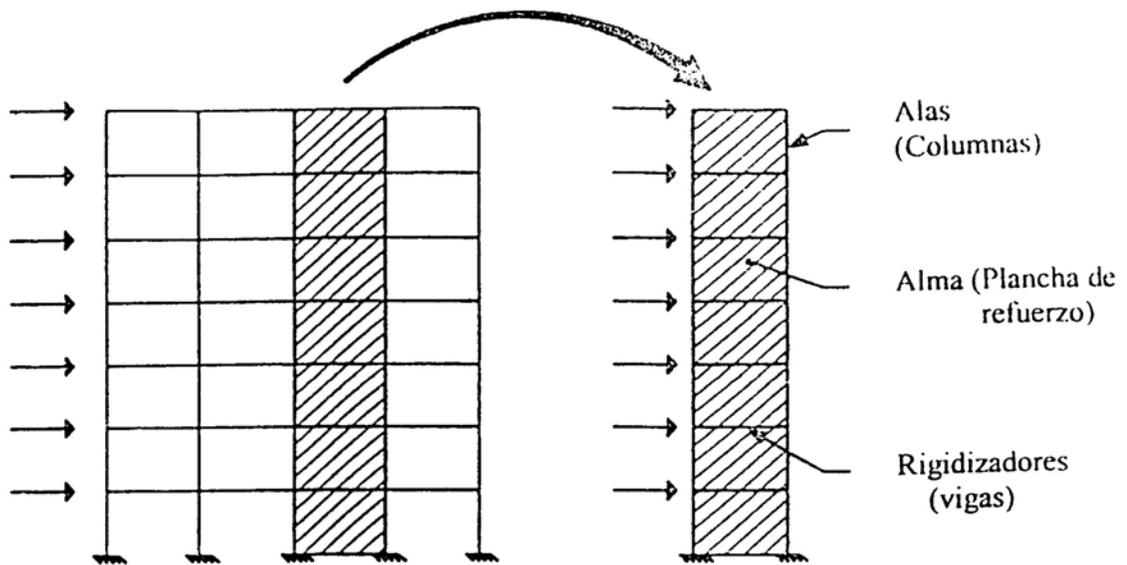


a) Perfil de acero como viga de acoplamiento de un muro de concreto.

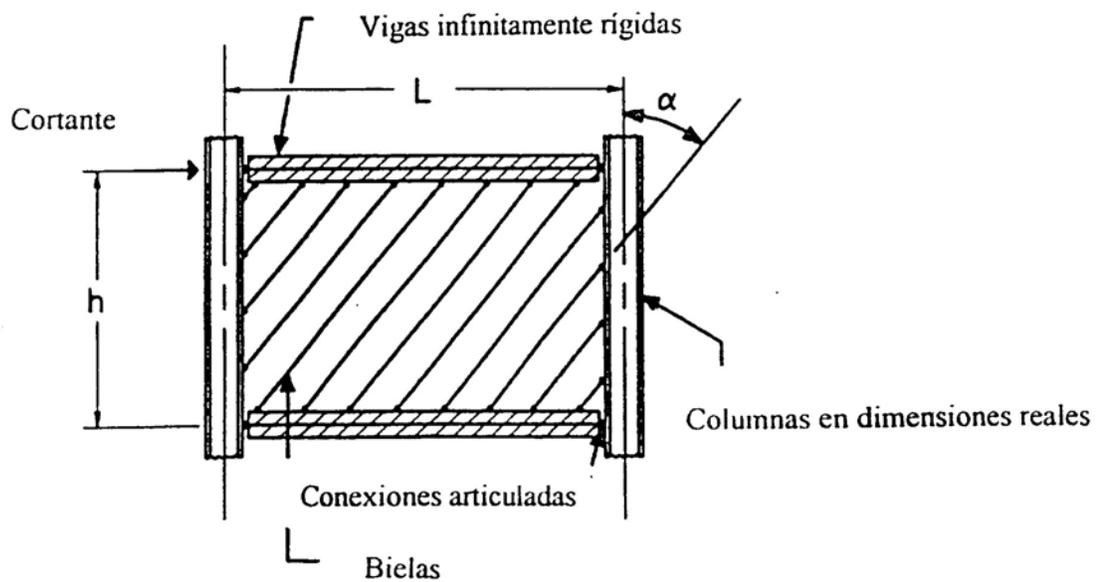


b) Perfiles de acero como miembros de bordes y viga de acoplamiento de muros de concreto.

FIGURA C-27.2 Vigas de acoplamiento



a) Analogía entre un muro con planchas de acero y una viga de acero



b) Modelo matemático de un entrepiso típico en una estructura con muros de concreto reforzados con plancha de acero

FIGURA C-27.3 MUROS REFORZADOS CON PLANCHAS DE ACERO

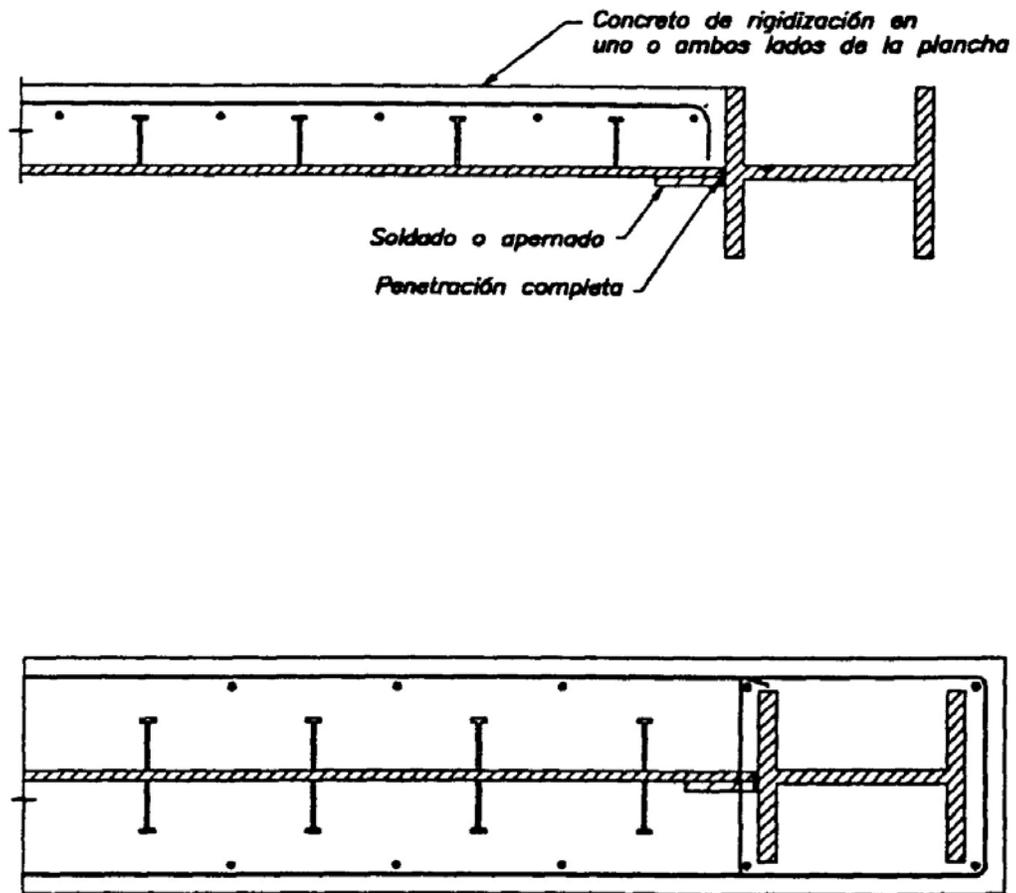


FIGURA C-27.4 DETALLES TÍPICOS DE MUROS REFORZADOS CON PLANCHAS DE ACERO

CAPÍTULO C-28 VIGAS MIXTAS ACERO - CONCRETO

C-28.5 VIGAS MIXTAS ACERO-CONCRETO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

Donde no se apuntalen temporalmente las vigas mixtas acero - concreto, las vigas de acero por sí solas deberán resistir todas las cargas aplicadas antes de que el endurecimiento del concreto sea suficiente para empezar a desarrollar la acción conjunta. En las vigas no apuntaladas, la flecha debida al concreto fresco, tiende a incrementar el espesor de la losa y la carga permanente. En grandes luces, esto puede conducir a efectos de inestabilidad análogos a la de los techos con agua estancada. El incremento excesivo del espesor de la losa puede ser evitado por medio de la contraflecha de la viga. Donde los soffitos metálicos no se fijen al ala superior, se considerará que el arriostramiento lateral de la viga de acero durante la construcción no es continuo y que la longitud no arriostrada puede controlar su resistencia, tal como se ha definido en el Capítulo 16.

La Norma AISC - LRFD no incluye requisitos especiales que den un margen contra la cedencia durante la construcción. La demanda máxima durante la construcción será de $0.90 F_y Z$, donde $F_y Z$ es el momento plástico. Esto es prácticamente equivalente al momento de cedencia, en efecto $0.90 F_y Z \approx 0.90 (1.1 F_y S)$, en consecuencia, el limitar la demanda durante la etapa constructiva previene contra momentos mayores que el momento cedente.

Los factores de mayoración de las cargas de construcción se determinarán para cada proyecto individual, de acuerdo con las condiciones locales, y en este sentido los factores dados en el Capítulo 10 sirven de guía. Una vez que el concreto ha endurecido, su peso se convierte en carga permanente y los factores de mayoración de la carga permanente se aplicarán a cualquier combinación de cargas o hipótesis de solicitaciones.

C-28.6 HIPÓTESIS PARA EL DISEÑO

C-28.6.1 Solicitaciones

Las cargas aplicadas a las vigas no apuntaladas antes del endurecimiento del concreto serán resistidas en su totalidad por la sección de acero, una vez que el concreto ha endurecido las cargas aplicadas se considerarán soportadas por la viga mixta acero - concreto. Para efectos de diseño se supone que el concreto ha endurecido cuando alcanza el setenta y cinco por ciento (75%) de su resistencia especificada F_c . En vigas apuntaladas durante el proceso constructivo, se supondrá que todas las cargas son resistidas por la sección mixta. Las cargas aplicadas sobre vigas mixtas continuas, provistas de conectores de corte en toda su longitud, después que la losa se agrieta en la región de momentos negativos, serán resistidas en esta región por la sección de acero y el acero de refuerzo longitudinal debidamente anclado en la losa.

Para propósitos de análisis plástico, todas las cargas se consideran resistidas por la sección mixta, debido a que la totalidad de la resistencia plástica se alcanza solamente después de una considerable cedencia en las zonas de rótulas plásticas.

C-28.6.2 Análisis elástico

Respetando la práctica usual en el proyecto de estructuras de concreto reforzado, en el análisis de las vigas continuas se usará una rigidez constante.

C-28.6.3 Distribución de las tensiones elásticas

En cualquier sección de una viga mixta acero – concreto, la distribución de las deformaciones está relacionada con el deslizamiento entre el perfil de acero y la masa de concreto. Previo a este deslizamiento, las deformaciones, tanto en el acero como en el concreto son proporcionales a su distancia al eje neutro de la sección transformada elástica. Después del deslizamiento, la distribución de las deformaciones es discontinua, presentando un salto en el ala superior del perfil de acero. Las deformaciones en el acero y el concreto son proporcionales a la distancia que las separa de sus respectivos ejes neutros.

C-28.6.4 Análisis plástico

El análisis plástico de las vigas mixtas acero – concreto con conectores de corte solo podrá ser utilizado si en la zona de momentos positivos la viga tiene un alma compacta ($h/t_w \leq 3.7\sqrt{E/F_{yf}}$), y cuando en la región de momentos negativos, la sección de acero es compacta, tal como se exige a las vigas de acero. No se exigen requisitos de sección compacta a las vigas de acero embutidas en concreto, pero el análisis plástico solo se permitirá cuando se desprecia la contribución directa del concreto en la resistencia de la sección; el concreto solo previene el pandeo.

C-28.6.5 Distribución de las tensiones plásticas

La ductilidad en el diseño de vigas mixtas acero – concreto está controlada por la fórmula (28-1). Satisfacer la fórmula (28-1) implica que las deformaciones en la fibra extrema del acero serán al menos cinco veces la deformación cedente antes que el concreto se aplaste a una deformación igual a 0.003. Véase el Artículo C-28.9.

C-28.6.6 Acción conjunta completa en vigas

Las investigaciones teóricas y experimentales han demostrado que para una viga de acero y una placa de concreto dadas, el incremento de la resistencia a flexión intermedio entre la acción conjunta nula y la acción conjunta completa, es directamente proporcional a la resistencia al corte desarrollada entre el acero y el concreto, es decir, al número de conectores de corte colocados. A veces puede no ser factible, o ni siquiera necesario, suministrar la acción mixta total, por lo que esta Norma reconoce dos condiciones para la acción conjunta: completa y parcial.

En el caso de momentos negativos, es la resistencia a la cedencia de las barras de refuerzo en la losa, las que determinan su máxima resistencia a la flexión. En el caso de momentos positivos, cuando se suministran suficientes conectores de corte capaces de permitir el desarrollo de la máxima resistencia a flexión, cualquier deslizamiento que pueda ocurrir previo a la cedencia es menor y de efectos despreciables sobre la resistencia y la rigidez del miembro.

C-28.6.7 Acción conjunta parcial en vigas

Los efectos de deslizamiento sobre las propiedades elásticas de una viga con acción conjunta parcial pueden ser significativos y deberán tomarse en cuenta en el cálculo de la flecha y las tensiones en el estado límite de servicio. Véase en el Comentario C-28.9 la determinación aproximada de las propiedades elásticas de vigas con acción conjunta parcial. Hansell, et al. [1978] han presentado un método simplificado.

C-28.6.8 Vigas embutidas en el concreto

Donde las dimensiones de la losa de concreto soportada por las vigas de acero son tales que la losa pueda servir como el ala de una viga T de sección mixta, y tanto el concreto como el acero están adecuadamente confinados de manera que trabajen como una unidad, la viga puede dimensionarse con las hipótesis del presente Capítulo. En este Capítulo se reconocen dos casos: el de la viga de acero totalmente embebida, las cuales depende de su adherencia para interactuar con el concreto, y aquellas que no necesitan ser embebidas porque disponen de anclajes mecánicos a la losa, como conectores de corte. Véase la Fig. C-28.1.

Los ensayos sobre vigas embutidas han demostrado que:

- 1) El embutimiento reduce drásticamente las posibilidades de inestabilidad lateral - torsional y previene el pandeo local en la sección embutida.
- 2) Las restricciones impuestas al embutimiento previenen que ocurran fallas por adherencia antes del cedimiento de las secciones de acero.

La falla de adherencia no necesariamente limita la resistencia a momentos de la sección de acero embutida [ASCE, 1979]. Por lo tanto, la Norma AISC - LRFD permite dos métodos alternativos de diseño: uno basado en la primera cedencia del ala traccionada de la viga mixta, y otro basado únicamente en la capacidad de momento plástico de la sección de acero. No se imponen limitaciones de esbeltez ni a la viga mixta ni a los elementos de la sección de acero, dado que el embutimiento inhibe el pandeo local y el pandeo lateral.

En el método basado en la primera cedencia, las tensiones en la sección de acero bajo las cargas permanentes aplicadas a las vigas sin apuntalamiento antes de que el concreto se endurezca superpondrán las cargas aplicadas a la viga una vez que ha endurecido el concreto. Para las vigas apuntaladas, se supondrá que todas las cargas son resistidas por la sección mixta. En ambos métodos las cargas están debidamente mayoradas. También se supondrá la acción conjunta completa entre el concreto y el acero.

La contribución de la resistencia del concreto en la viga mixta es mayor en las regiones de momento positivo que en las de momentos negativos.

C-28.7 ANCHO EFECTIVO DE LA LOSA DE CONCRETO

Conforme con los estudios teóricos y experimentales, así como por la experiencia de otras normas internacionales [ASCE, 1979], el AISC - LRFD ha eliminado cualquier referencia al espesor de la losa en la determinación del ancho efectivo. Las mismas disposiciones se aplican a vigas mixtas con losas a ambos lados que a las vigas con losas de un solo lado. Para simplificar el diseño, el ancho efectivo se ha basado en la distancia centro a centro de apoyos, tanto para las vigas isostáticas como para las continuas.

C-28.8 VIGAS VACIADAS SOBRE SOFITO METÁLICO

Los espárragos empleados para fijar el sofito metálico, se soldarán directamente a través de la misma lámina metálica o a través de agujeros precortados o cortados en la obra. El procedimiento usual es soldarlos directamente atravesando el sofito metálico, sin embargo en sofitos de espesor mayor a 1.60 mm (calibre 16) o 1.20 mm (calibre 18), en el caso de que se superpongan láminas, o cuando el espesor total del acero galvanizado de protección sea mayor de 380 grf/m^2 (G125, según designación de la norma ASTM), se tomarán en cuenta los procedimientos y precauciones recomendados por el fabricante del espárrago. Los espesores de la capa de zinc depositados sobre láminas metálicas, comercialmente, son de 183 grf/m^2 y 273 grf/m^2 , designados como G60 y G90, respectivamente [ASTM A924; COVENIN 941, 1721].

Los parámetros que limitan el diseño de los sofitos metálicos en esta Norma (Fig. C-28.2), fueron establecidos para mantener la construcción mixta dentro de los datos experimentales disponibles [Grant, et al., 1977]. De los ensayos a escala natural realizados en Lehigh University, se derivan las siguientes recomendaciones:

- (1) Dimensiones de los espárragos: 19 mm de diámetro (3/4 plg) en largos de 75 a 180 mm.
- (2) Ancho de las nervaduras del sofito metálico: 49 a 184 mm.
- (3) Altura del nervio: 22 a 76 mm.
- (4) Relación w_r / h_r : 1.30 a 3.33.
- (5) Relación h_s / h_r : 1.50 a 3.41.
- (6) Número de espárragos en un solo nervio: 1, 2 o 3.

La resistencia del espárrago instalado sobre los nervios de la losa de concreto vaciada sobre sofito metálico con los nervios orientados perpendicularmente a las vigas de acero se estima, razonablemente, como la resistencia de un espárrago conector de una losa de concreto vaciada directamente, multiplicada por los valores calculados con la fórmula (28.2).

Donde los nervios del soffito metálico están orientados paralelamente a la viga que los soporta, los pocos ensayos [Grant, et al., 1977] han demostrado que la conexión de corte no está afectada significativamente por los nervios. En vista de la poca información experimental disponible, para nervios estrechos con $w_r / h_r < 1.5$, se usará como factor de reducción de la resistencia de los conectores de corte, la fórmula (28.3).

Los estudios en Lehigh [Grant et al., 1977] también indican que las fórmulas (C28-6) y (C-28.7), para la determinación del momento y el módulo de sección efectivo, respectivamente, también son aplicables a la construcción mixta con soffito metálico.

Basado en los resultados experimentales de la Universidad de Lehigh [Grant, et al., 1977] la máxima separación de los anclajes del soffito para resistir levantamiento se incremento de 400 mm a 460 mm para permitir la incorporación de las nuevas configuraciones de soffitos metálicos.

Usualmente las instalaciones eléctricas y otras canalizaciones similares se colocan sobre el soffito metálico, perpendicular a los nervios del mismo, que parcial o totalmente reemplazan la sección de concreto sobre el soffito. Estas trincheras que corren paralelas o transversalmente a las vigas de sección mixta, pueden reducir la efectividad del ala de concreto. A menos que se tomen previsiones especiales para reemplazar el concreto desplazado por la trinchera, éstas se deberán considerar como una discontinuidad completa en el ala de concreto.

Cuando las trincheras son paralelas a la viga mixta, el ancho efectivo del ala se determinará a partir de la posición conocida de estas trincheras.

Las trincheras orientadas transversalmente a una viga de sección mixta, en lo posible, se localizarán en las áreas de menor momento y los conectores de corte se dispondrán entre la trinchera y el punto de máximo momento positivo. Cuando la trinchera no pueda ser ubicada en una zona de momentos menores, la viga se diseñará como una viga de acero, sin incorporar la acción colaborante del concreto.

C-28.9 ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE

C-28.9.1.2 Vigas con conectores de corte

Esta Sección se aplicará a las vigas mixtas acero – concreto con conectores de corte, isostáticas o continuas, construidas con o sin apuntalamiento temporal.

C-28.9.1.2.1 Momentos positivos

La resistencia a flexión de una viga mixta en la región de momento positivo puede ser limitada por la capacidad plástica de la sección de acero, la capacidad de la losa de concreto, o la de los conectores de corte. Adicionalmente, donde el alma sea esbelta y con una significativa porción del alma comprimida, el pandeo del alma puede limitar la resistencia a flexión.

De acuerdo con la Tabla 4.1, el pandeo local del alma no reduce la resistencia plástica de una viga de acero siempre que la relación ancho / espesor del alma sea menor que $h/t_w \leq 3.7\sqrt{E/F_{yf}}$. En ausencia de investigación sobre el pandeo del alma en vigas mixtas acero - concreto, se ha mantenido,

conservadoramente, el mismo requisito para las vigas mixtas acero - concreto. Además, para muchas almas esbeltas, la Norma AISC - LRFD conservadoramente adopta la primera cedencia como el límite de la resistencia a flexión. En este caso, las tensiones de la sección de acero solicitadas por las cargas permanentes mayoradas en vigas no apuntaladas antes de que el concreto haya endurecido se superpondrán a las tensiones de la sección mixta causadas por las cargas mayoradas aplicadas después del endurecimiento del concreto. Para las vigas apuntaladas, todas las cargas serán resistidas por la sección mixta.

Donde se establezca la primera cedencia como el límite de la resistencia a flexión, se usará la sección transformada elástica para calcular las tensiones en la viga mixta. La relación modular $n = E / E_c$ a utilizar dependerá del peso unitario y la resistencia del concreto. Es oportuno destacar que este procedimiento para vigas de sección compacta difiere de los requisitos de la Norma AISC- ASD 89.

Distribución plástica de las tensiones

En la distribución plástica de las tensiones la fuerza de compresión C en la losa de concreto será el menor valor entre :

$$C = A_{sw} F_{yw} + 2 A_{sf} F_{yf} \quad (C-28.1)$$

$$C = 0.85 F_c A_c \quad (C-28.2)$$

$$C = \Sigma V_{ac} \quad (C-28.3)$$

Para vigas de sección homogénea, la fórmula (C-28.1) se transforma en $C = A_s F_y$.

En las fórmulas (C-28.1) a (C-28-3):

A_c = Área de la losa de concreto dentro del ancho efectivo.

A_r = Área del acero de refuerzo apropiadamente anclado paralelo a la viga de acero y dentro del ancho efectivo de la losa.

A_s = Área de la sección transversal de acero.

A_{sw} = Área del alma de acero.

A_{sf} = Área del ala de acero.

F_c = Resistencia a la compresión especificada para el concreto.

F_y = Resistencia cedente mínima especificada para el acero.

F_{yr} = Resistencia cedente mínima especificada para el acero de refuerzo de la losa de concreto.

F_{yw} = Resistencia cedente mínima especificada para el alma de acero.

F_{yf} = Resistencia cedente mínima especificada para el ala de acero.

ΣV_{ac} = Suma de la resistencia teórica de los conectores de corte, entre el punto de momento máximo positivo y los puntos de momento nulo.

A menos que el diseño esté controlado por la fórmula (C-28.2) , se despreciará la contribución del acero de refuerzo longitudinal en la losa de concreto a la fuerza de compresión. Cuando controle la fórmula (C-28.2), se sumará a C el producto de $A_r F_{yr}$.

La profundidad del bloque de compresión está dada por la siguiente fórmula:

$$a = \frac{C}{0.85 F_c b} \quad (C-28.4)$$

donde b es el ancho efectivo de la losa de concreto. Cuando la acción conjunta sea total, C corresponderá a las fórmulas (C-28.1) o (C-28.2) , mientras que si la acción conjunta es parcial, C estará controlada por la fórmula (C-28.3).

Dependiendo del valor de C, el eje neutro de la distribución plástica de las tensiones se ubicará en el alma, en el ala superior del perfil de acero o en la losa de concreto.

Para la distribución de tensiones mostrada en la Figura C-28.3, la resistencia plástica teórica a momentos positivos está dada por la siguiente fórmula, aplicable a vigas de acero homogéneas e híbridas, simétricas alrededor de uno o dos ejes:

$$M_t = C (d_1 + d_2) + P_y (d_3 - d_2) \quad (C-28.5)$$

donde

P_y = Resistencia a tracción de la sección de acero.
Para vigas de sección homogénea $P_y = A_s F_y$.

d_1 = Distancia medida desde el baricentro del bloque de compresión en el concreto al tope de la sección de acero.

d_2 = Distancia medida desde el baricentro del bloque de compresión en la sección de acero al tope de la sección de acero. Si no hay compresión en la sección de acero, $d_2 = 0$.

d_3 = Distancia entre el punto de aplicación de P_y y el tope de la sección de acero.

Propiedades Elásticas aproximadas de las vigas mixtas con acción conjunta parcial

En los estados límites de agotamiento resistente y de servicio de las vigas mixtas acero – concreto con acción conjunta parcial, se incluirán los efectos del deslizamiento. El momento de inercia efectivo, I_{ef} , y el módulo de sección efectiva, S_{ef} , referido al ala traccionada, se calcularán con las siguientes fórmulas aproximadas:

$$I_{ef} = I_s + \sqrt{(\Sigma V_{ac} / C_f)}(I_{tr} - I_s) \quad (C-28.6)$$

$$S_{ef} = S_s + \sqrt{(\Sigma V_{ac} / C_f)}(S_{tr} - S_s) \quad (C-28.7)$$

donde

I_s = Momento de inercia de la sección de acero estructural.

I_{tr} = Momento de inercia de la sección transformada no agrietada considerando acción conjunta total.

ΣV_{ac} = Suma de la resistencia teórica de los conectores de corte, entre el punto de momento máximo positivo y los puntos de momento nulo.

C_f = Fuerza de compresión en la losa de concreto considerando la acción conjunta completa; el menor valor resultante entre las fórmulas (C-28.1) y (C-28.2).

S_s = Módulo de sección de la sección de acero estructural, referido al ala traccionada.

S_{tr} = Módulo de sección de la sección transformada no agrietada considerando acción conjunta total, referido al ala traccionada.

Los estudios [Grant et al.,1977] indican que estas fórmulas reflejan adecuadamente la reducción en resistencia y rigidez de las vigas mixtas cuando se colocan menos conectores de corte que los requeridos para la acción conjunta total. Con el fin de prevenir deslizamiento excesivo así como pérdidas sustanciales de rigidez en la viga, no se usarán las fórmulas (C-28.1) y (C-28.2) para valores de $\Sigma V_{ac} / C_f < 0.25$.

C-28.9.1.2.2 Momentos negativos

La resistencia a flexión en las regiones de momento negativo será la resistencia de la viga de acero o la resistencia plástica de la sección mixta constituida por el refuerzo longitudinal de la losa de concreto y la sección de acero.

Distribución plástica de las tensiones

Donde una sección compacta esté adecuadamente arriostrada, el acero de refuerzo longitudinal tenga la longitud de desarrollo y los anclajes adecuados, y actúan en acción conjunta en la región de momento negativo, la resistencia teórica a flexión está determinada por la distribución plástica, tal como la que se muestra en la Figura C-28.4.

La fuerza de tracción en las barras de refuerzo será el menor valor entre:

$$T = A_r F_{y_r} \quad (C-28.8)$$

$$T = \Sigma V_{ac} \quad (C-28.9)$$

Se podría considerar un tercer límite teórico para T , el producto del área por la tensión de cedencia de la sección de acero, pero este límite es redundante en vista de las limitaciones plásticas del reforzamiento de la losa.

El momento plástico nominal de una sección mixta en flexión negativa está dada por la siguiente fórmula:

$$M_t = T (d_1 + d_2) + P_{yc} (d_3 - d_2) \quad (C-28.10)$$

donde

P_{yc} = Resistencia a compresión de la sección de acero.
Para una sección homogénea $P_{yc} = A_s F_y$.

d_1 = Distancia medida desde el baricentro del refuerzo longitudinal en la losa de concreto al tope de la sección de acero.

d_2 = Distancia medida desde el baricentro del bloque de tracción en la sección de acero al tope de la sección de acero.

d_3 = Distancia entre el punto de aplicación de P_{yc} y el tope de la sección de acero.

C-28.9.2 Resistencia a corte

Conservadoramente se ha asignado toda la capacidad de resistir el corte vertical al alma de la sección de acero. De manera que se simplifica el diseño al despreciar cualquier contribución de la losa de acero.

La fuerza de compresión en la porción de la losa exterior al plano de corte, mostrado en la Fig. C-28.5, requiere que se desarrolle totalmente V_u en estos planos. La expresión de la resistencia al corte está basada en los trabajos de Mattock[1974].

C-28.11 ARMADO DE LA LOSA DE CONCRETO INTERCONECTADA A LA VIGA DE ACERO

C-28.11.2 Refuerzo transversal

La experiencia ha demostrado que el agrietamiento longitudinal de la losa de concreto perjudica el comportamiento bajo condiciones de servicio de las vigas mixtas acero - concreto. Por este motivo se recomienda reforzar la losa en la dirección transversal a la sección de acero que la soporta. El área del refuerzo a ser distribuido uniformemente será al menos 0.002 veces el área de concreto en la dirección longitudinal de la viga.

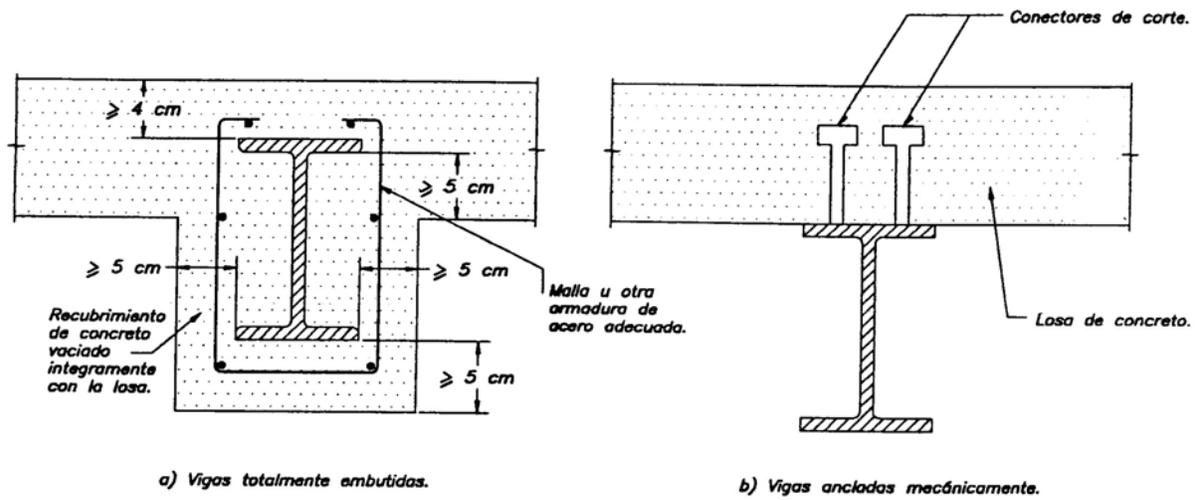


FIGURA C-28.1 Vigas de sección mixta acero-concreto

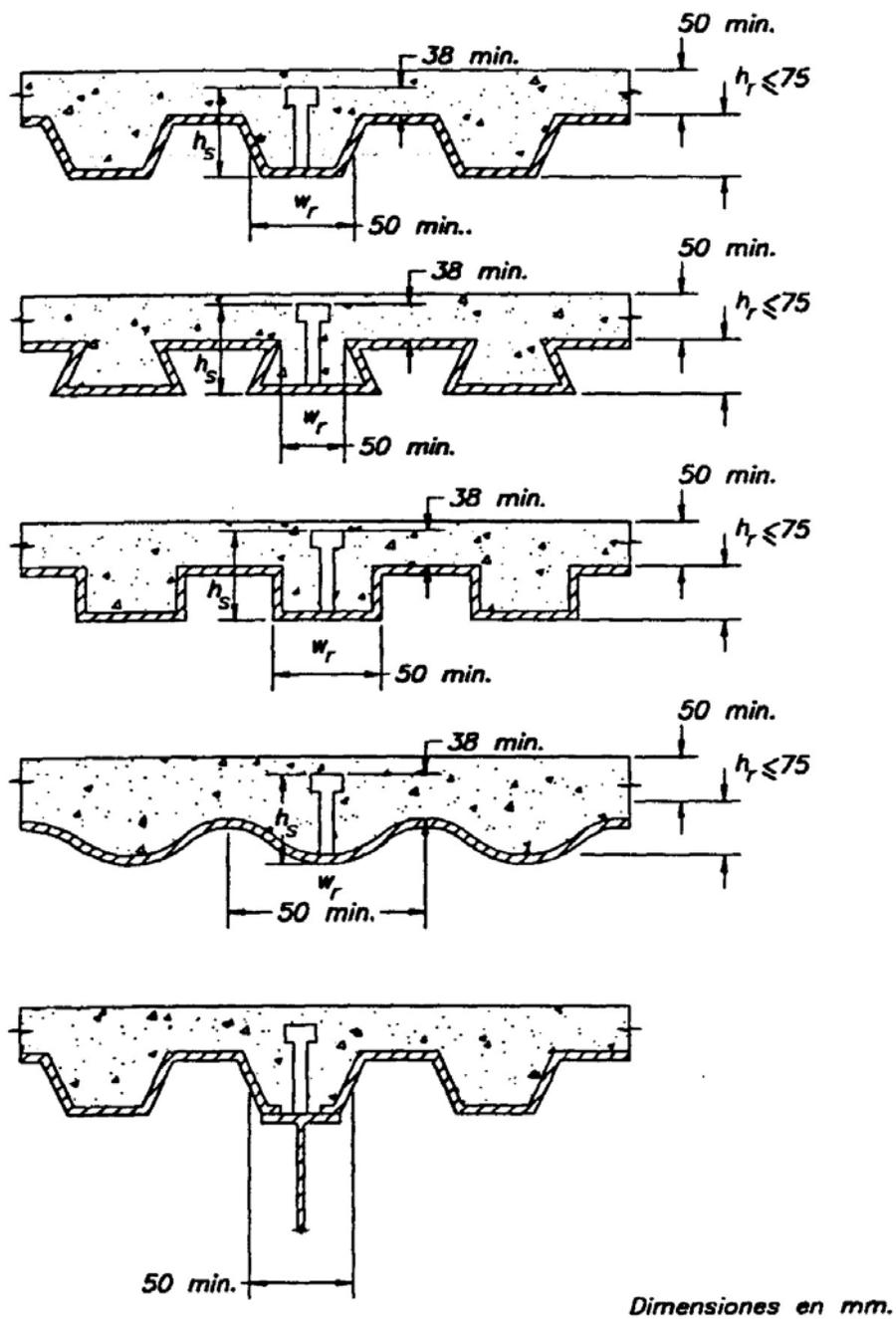


FIGURA C-28.2 Requisitos para soportes de acero

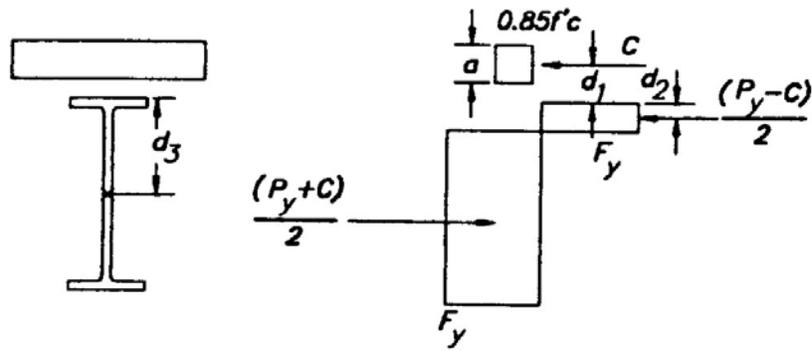


FIGURA C-28.3 Distribución plástica para momento positivo en vigas de sección mixta

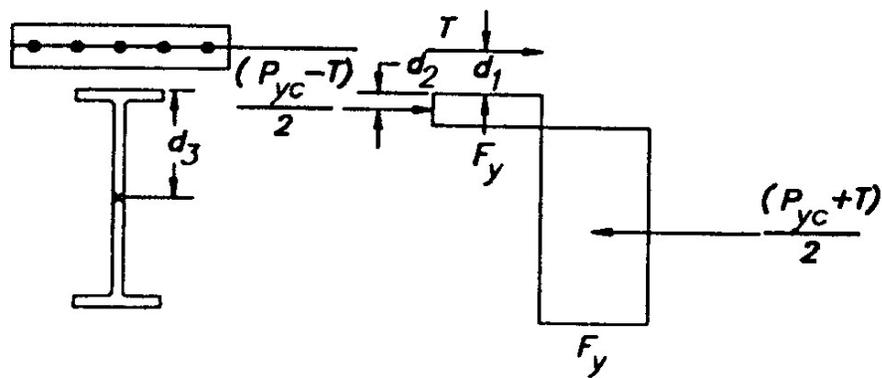
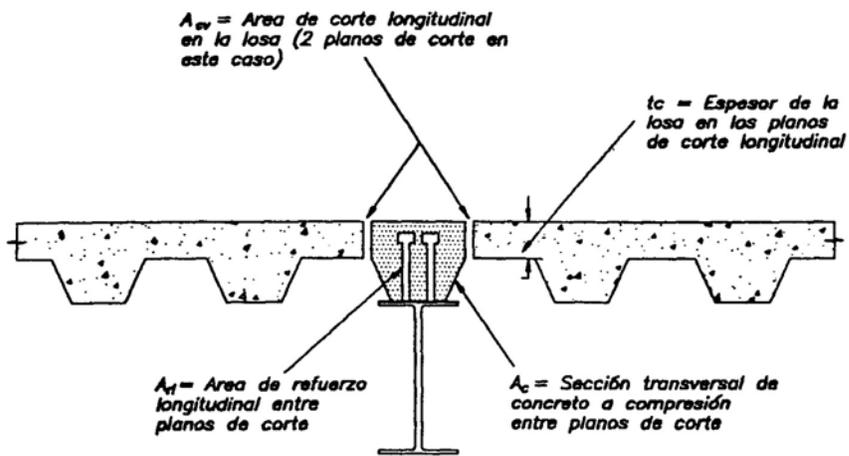
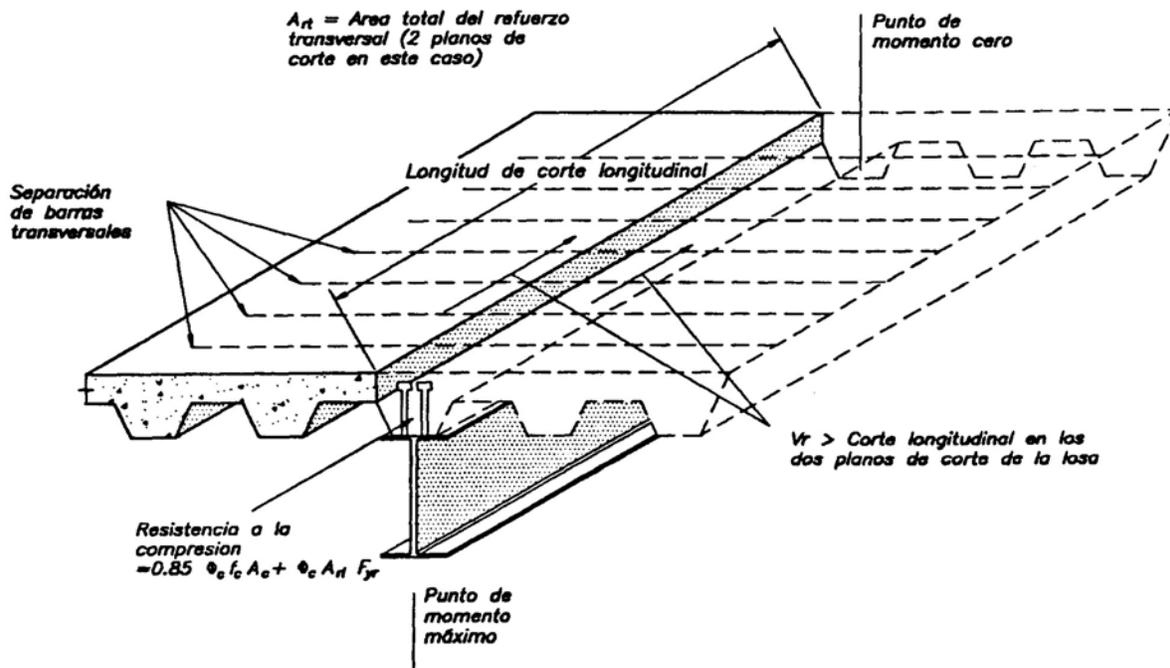


FIGURA C-28.4 Distribución plástica para momento negativo en vigas de sección mixta



Sección transversal en el punto de momento máximo

Demanda: $V_U = \sum q_r - 0.85 \phi_c f_c A_c - \phi_c A_t F_{yr}$

Capacidad: $V_r = 0.80 \phi_c A_t F_{yr} - 2.76 A_{ov} < 0.5 \phi_c f_c A_{ov}$

FIGURA C-28.5 Planos potenciales de corte longitudinal

CAPÍTULO C-29 LOSAS MIXTAS ACERO - CONCRETO

C-29.1 ALCANCE

Las disposiciones de este Capítulo están orientadas al uso de las láminas de acero formadas en frío, con resaltes en su superficie especialmente diseñadas para garantizar la adherencia con el concreto, y tiene su fundamento en la práctica y en ensayos de laboratorio.

Las losas mixtas acero - concreto utilizan sofitos de acero galvanizado que tienen algún tipo de trabamiento mecánico con el relleno de concreto. Los sofitos que no tengan dispositivos de trabamiento mecánico no serán usados en las losas de sección mixta aquí definidas. Este trabamiento mecánico es suministrado por mecanismos de transferencia de corte o por el perfil geométrico del sofito o por una combinación de ambos. El trabamiento mecánico y/o perfil del sofito deberá suministrar la resistencia a la separación vertical y el deslizamiento horizontal entre las superficies de los dos materiales. La adherencia a la superficie por sí misma, como por ejemplo en sofitos lisos sin ningún tipo de resaltes, no se considera suficiente para la acción conjunta acero - concreto. Son ejemplos de dispositivos de transferencia de corte los embosados (verticales, horizontales, inclinados, o una combinación de tales direcciones), alambres de transferencia, arandelas o dispositivos similares soldados, planchas perforadas, etc.

Los sofitos de acero galvanizado tienen su principal aplicación en los sistemas de piso mixtos acero - concreto, porque sirven como:

- (1) Plataforma de trabajo para equipos, materiales y mano de obra durante la construcción.
- (2) Suministran soporte para fijar los plafones o servir ellas mismas como acabado de los pisos.
- (3) Permiten las canalizaciones eléctricas, y
- (4) Soportan lateralmente las alas de las vigas que los soportan.

Los sofitos pueden trabajar como encofrados durante la etapa de vaciado del concreto fresco, en cuyo caso, deben diseñarse para que sean capaces de resistir por sí mismas su peso propio, el de las cargas de construcción y el del concreto fresco. Una vez que endurece el concreto, será la losa de concreto armado la encargada de soportar todas las cargas que actúen sobre ella. Cuando la losa mixta acero - concreto se diseña para la vida útil de la estructura, es conveniente, aprovechar las propiedades colaborantes del sofito de acero expresamente fabricado para esta función, incorporándolo como refuerzo de la losa en la zona de momentos positivos o formando parte del ala de una viga de sección mixta, como se explicó en el Capítulo 28.

C-29.2 MATERIALES

C-29.2.1 Aceros

Las calidades y grados de acero estructural recomendados para los soffitos metálicos son los más usuales. Otros aceros aprobados para este uso se encuentran en la norma para perfiles formados en frío [AISI,1996].

Usualmente estas láminas están galvanizadas en caliente, con espesores de capa de zinc G60 (183 grf/m²), G90 (273 grf/m²) como está especificado en las Normas ASTM A924 y COVENIN 941 y 1721. Para algunas aplicaciones especiales pueden requerirse galvanizaciones más pesadas (G125 o más). Cuando se utiliza en ambientes corrosivos, como mínimo se usará una galvanización G60. Las condiciones superficiales del acero suplementario de refuerzo cumplirá con los requisitos de los Artículos 3.5 y 7.4 de la Norma venezolana COVENIN – MINDUR 1753 *Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño*.

Las propiedades de la sección de acero se calculará conforme a las normas para perfiles formados en frío del American Iron and Steel Institute [AISI 1996] o del Steel Deck Institute [SDI, 1987].

C-29.2.2 Concreto

Las Normas de concreto COVENIN – MINDUR 1753 y ACI 318 establecen requisitos para el tamaño máximo de los agregados relacionados con las separaciones y diámetro de las barras de refuerzo. Estas limitaciones en el tamaño de los agregados es necesaria para poder asegurar el embutimiento de las barras de refuerzo y la penetración dentro de los nervios o perforaciones del soffito metálico. Adicionalmente, la gradación de los agregados y las proporciones de la propia mezcla de concreto son importantes para lograr la consistencia y resistencia deseada para el concreto.

En las secciones que utilizan planchas perforadas como mecanismo de transferencia de corte, el tamaño máximo del agregado deberá ser menor que el agujero, para prevenir cualquier posible obturación por piezas grandes del agregado que restrinja el flujo adecuado del concreto a través del agujero.

El soffito por si mismo puede restringir el tamaño de los agregados. Por ejemplo las que la geometría o separación de las corrugaciones impongan. También puede ser en relación a la altura mínima del concreto sobre el soffito.

C-29.4 ESPESOR DE LA LOSA MIXTA ACERO – CONCRETO

Estructuralmente el espesor mínimo del recubrimiento de concreto sobre el soffito metálico esta dictado por el acero de refuerzo requerido por retracción y temperatura, y por la rigidez de la losa. Cuando las losas trabajan conjuntamente con las vigas que la soportan mediante conectores de corte soldados a la viga a través del soffito, el espesor de la losa será el establecido en el Artículo 28.7. Por razones de protección contra el fuego, el espesor del concreto sobre el soffito metálico puede ser mayor que el requerido estructuralmente, véase el UBC 97 [ICBO, 1997].

C-29.5 CRITERIOS DE DISEÑO

Los requisitos de esta Norma son considerados como mínimos. En algunos casos, las condiciones constructivas y de diseño, podrán dictar requisitos más exigentes que los dados aquí. El diseño de losas de sección mixta está basado fundamentalmente en sus características resistentes en una sola dirección, que es paralela a las corrugaciones del sofito. Sin embargo pueden requerirse consideraciones de distribución de las cargas en la dirección transversal, como ocurre por ejemplo con los efectos de las cargas concentradas, la temperatura, la retracción, las perforaciones para permitir el paso de ductos y tuberías, etc..

C-29.5.1 *Etapa de construcción*

Las cargas de construcción dadas en esta Norma son consideradas como las cargas mínimas aplicadas al sofito durante la construcción, si existieran otras cargas, más grandes, deberán ser apropiadamente modificadas y tomadas en cuenta en el diseño del sofito.

El método de diseño de sofitos cargados previamente al endurecimiento del concreto se basa en principios elásticos. Una vez que el concreto ha endurecido, se aplicarán los principios de diseño de concreto reforzado según la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1753, basada en el Código ACI 318. Las disposiciones de esta Norma están orientadas a aplicaciones en edificaciones por cuanto su uso en puentes carreteros se hará de conformidad a lo dispuesto en la Norma AASHTO.

C-29.5.2 *Etapa de uso*

Los factores de minoración de la resistencia teórica difieren de los de las normas de concreto COVENIN – MINDUR 1753 y ACI 318. La magnitud de estos valores varía de acuerdo con el modo de falla y su comportamiento previo a ésta. La mayoría de las fallas de adherencia por corte reportadas en los laboratorios ocurren súbitamente, por esto se adoptó un valor de 0.75, menor que en el empleo convencionalmente en concreto para la falla por corte [ASCE, 1992].

C-29.6.1 *Resistencia al corte por adherencia*

Es absolutamente esencial establecer de manera experimental las características de adherencia en cualquier sistema de losa mixta acero - concreto. Los ensayos se deben realizar de acuerdo con los detalles dados por la American Society of Civil Engineers [ASCE, 1992] o por el Canadian Sheet Building Institute [CSSBI,1988a]. Los ensayos de laboratorio simulan lo más posible las condiciones que se dan en la práctica constructiva. Como se muestra en la Figura C-29.1, estos ensayos se realizan sobre componentes a tamaño natural del sistema de piso. Variando el espesor de la lámina metálica, el espesor de la losa de concreto, la distancia entre los apoyos, y la distancia entre la carga aplicada y los apoyos, se consiguen cubrir el rango de parámetros que afectan el comportamiento y resistencia del sistema, y obtener los datos necesarios para desarrollar las tablas de diseño [ASCE,1992; CSBI, 1988 b].

Las fórmulas se han determinado para la resistencia al corte en los extremos de las losas con corrugaciones paralelas al tramo. El corte en la dirección transversal usualmente no controla a menos que se tengan cargas concentradas y otras condiciones especiales.

C-29.6.2 Resistencia a la flexión

Las fórmulas de diseño están basadas en el comportamiento de losas con cargas uniformemente repartidas y cuya acción de losa es en la dirección de los resaltos del sofito metálico. En el caso especial de cargas concentradas, se considerará el efecto de la distribución transversal de las cargas [ASCE, 1992; CSBI, 1988b]. En la Fig. C-29.2 se identifican las variables utilizadas en las fórmulas de esta Sección.

Usualmente las losas de sección mixta son diseñadas de manera que el mismo sofito suministre el acero de refuerzo positivo para los momentos debidos a las cargas de servicio. Sin embargo, se necesitará acero de refuerzo adicional para los momentos negativos, los efectos de retracción y fluencia, aberturas en los pisos, o acción de placa. En el caso de voladizos, el acero del sofito actúa básicamente como un encofrado y por lo tanto deberá suministrarse acero en la cara traccionada de la losa. En la colocación del acero de refuerzo, se deberán considerar aquellas hipótesis de solicitaciones que puedan invertir el sentido de los momentos.

C-29.7 LOSAS CONTINUAS

Constructivamente, los sofites de acero se colocan apoyados sobre tres o más apoyos, aunque se hayan calculado como losas simplemente apoyadas, por lo que se llama la atención sobre el agrietamiento en la zona de los apoyos, a menos que se disponga de acero de refuerzo para los momentos negativos. Cuando las losas trabajan como tramos simples independientes, la rotación sobre los apoyos requiere de acero de refuerzo para controlar el tamaño de las grietas. Este acero se mantendrá cerca de la superficie de la losa, con un recubrimiento de 2 cm. No se considerará que este refuerzo suministra continuidad para resistir los momentos negativos. Este refuerzo sobre los apoyos puede consistir de malla de acero cuyas barras pueden ser lisas o con resaltos, y usualmente no se toma en cuenta en el análisis de la resistencia de la sección. Las grietas pequeñas, del tamaño de un cabello humano, en la cara superior de la losa sobre los apoyos no afectan la resistencia de corte por adherencia o comportamiento bajo cargas de servicio de la losa.

Especial consideración se dará a la localización o ubicación de las juntas de construcción, para asegurar la continuidad estructural y controlar el agrietamiento. La localización de las juntas de construcción no interferirá con el anclaje de los conectores de corte.

C-29.8 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

C-29.8.1 Flecha

En las losas mixtas acero - concreto, ambos materiales trabajan conjuntamente, sirviendo el sofito metálico de acero de refuerzo en las secciones solicitadas a momentos positivos. Para la determinación de las propiedades, se transformará las áreas de acero en áreas equivalentes de concreto multiplicándolas por la relación modular, $n = E / E_c$, siendo E_c el módulo de elasticidad del concreto calculado según la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1753.

Bajo cargas de servicio, muchos segmentos de la losa permanecen sin agrietamiento en una porción significativa tanto de su espesor como de su luz, por lo que son considerablemente más rígidas que una losa totalmente agrietada. Sin embargo el suponer que la sección no está agrietada puede resultar no conservador en la estimación de las flechas. Una aproximación más cercana a la realidad es

la de considerar el promedio de las propiedades de las secciones agrietadas y no agrietadas, tal como se detalla en el Apéndice E.

Se han adoptado los mismos valores que la Sección 9.5 de la Norma COVENIN - MINDUR 1753, a menos que se adopten las relaciones luz/ altura, L / h , dadas en el Artículo 29.4.

Las flechas se calcularán en el estado límite de servicio, con cargas sin mayorar, y con las propiedades inerciales indicadas en la Sección C-29.8.1.

C-29.9 CONSIDERACIONES ADICIONALES DE DISEÑO

C-29.9.2 Punzonado

El corte por punzonado puede ser un problema cuando se aplican cargas pesadas concentradas en áreas pequeñas. La Figura C-29.3 ilustra la sección crítica a considerar para aplicar las fórmulas (29-13).

C-29.9.3 Efecto de placa

Las losas mixtas acero - concreto trabajarán como placas, es decir, en dos direcciones cuando están sometidas a cargas pesadas concentradas. En tales casos se deberá colocar acero de refuerzo, bien en forma de malla electrosoldada o de barras convencionales. Los alambres transversales usados como mecanismos de transferencia de corte no se utilizarán como acero de refuerzo transversal a menos que su efectividad sea determinada mediante ensayos.

También se requiere de acero de refuerzo cuando existan discontinuidades en la losa de piso, tales como las debidas a pasos de grandes ducterías. Cuando se dispongan los ductos dentro de la losa, transversalmente a las corrugaciones del sofito metálico, especial consideración se dará a sus efectos sobre la resistencia a flexión y la adherencia por corte.

C-29.9.4 Cargas repetidas o efectos dinámicos

La resistencia del sistema a los efectos de cargas repetidas se determinará experimentalmente, pudiéndose utilizar los criterios establecidos en la Sección 29.6.1. Los resultados experimentales publicados indican que en muchos casos los sistemas de losas mixtas acero - concreto trabajan adecuadamente en fatiga con una pequeña reducción en su resistencia [Mouw, K.W.,1969; Abdel-Sayed, G. Et al., 1974; Abendroth, R.E., Porter, M.L.,1989].

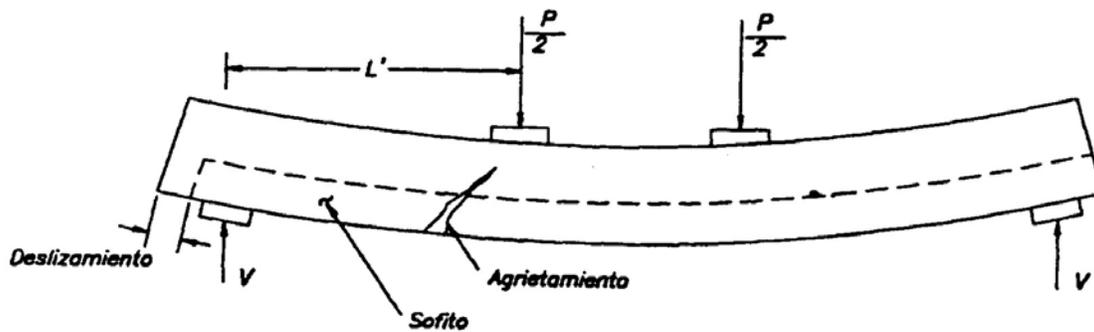


FIGURA C-29.1 Falla típica de corte por adherencia durante un ensayo

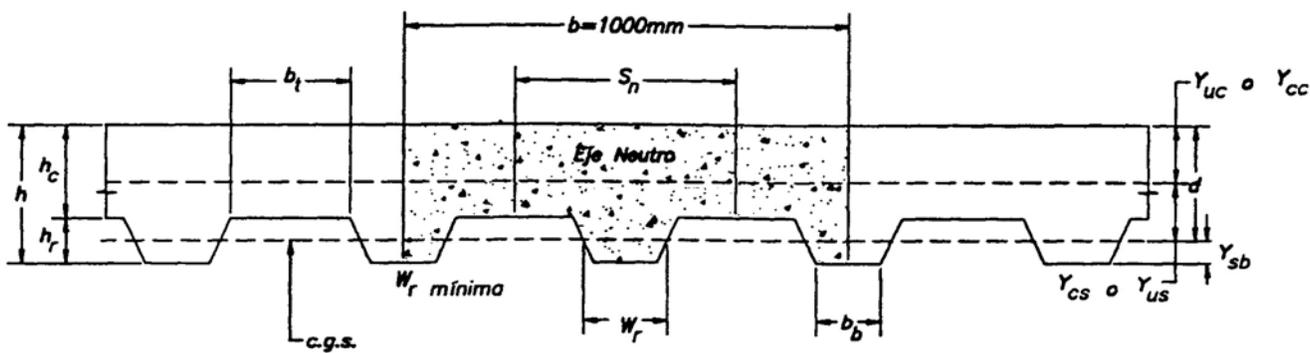


FIGURA C-29.2 Definición de variables en una losa mixta acero-concreto

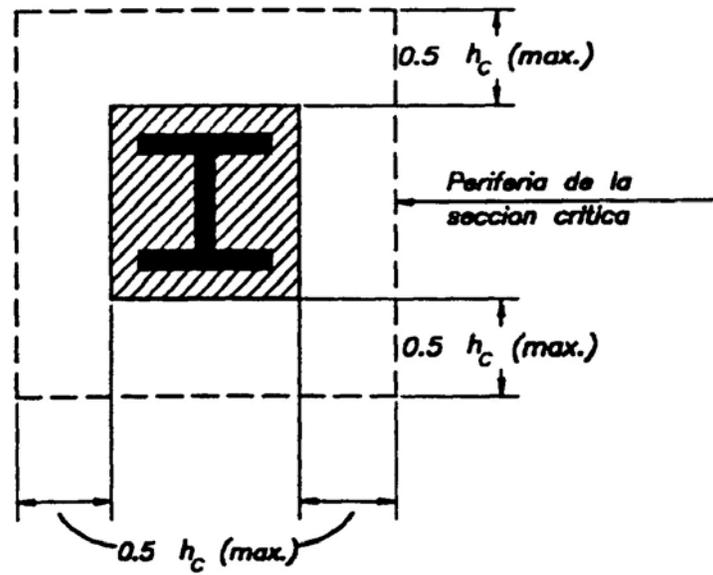


FIGURA C-29.3 Sección crítica de corte por punzonado

CAPÍTULO C-30 CONEXIONES EN ESTRUCTURAS DE MIXTAS ACERO – CONCRETO

C-30.1 ALCANCE

Actualmente existen pocas normas que cubran el diseño y detallado de las conexiones mixtas acero – concreto. Sin embargo los ensayos han demostrado su uso potencial en ingeniería sismorresistente, debido a sus ventajas comparativas con relación a las conexiones tradicionales en acero o en concreto. Las conexiones mixtas acero - concreto, minimizan el uso de rigidizadores y de grandes soldaduras, a la vez que resuelven los problemas de anclaje de las barras de refuerzo [Viest, I.M., et al., 1997; Griffis, 1992b; Goel, 1993, 1992a; Dierlein, G.G. et al., 1989]. Las disposiciones del presente Capítulo intentan ayudar a la estandarización y mejora del diseño de estas conexiones, estableciendo las bases del comportamiento que se necesitan para formular modelos de diseño sismorresistente.

C-30.3 CRITERIOS DE DISEÑO

C-30.3.1 Transferencia de fuerzas entre el acero estructural y el concreto reforzado

En general, las fuerzas entre el acero estructural y el concreto reforzado se transferirán por una combinación de adherencia, fricción y aplastamiento directo. La resistencia no puede ser calculada únicamente por adherencia, porque este mecanismo no es efectivo durante las cargas inelásticas reversibles y porque la efectividad de la transferencia de cargas es muy variable dependiendo de las condiciones de la superficie de acero y la retracción en el concreto. Como las fórmulas de transferencia de corte por fricción del ACI han sido obtenidas de ensayos monotónicas, el AISC ha considerado prudente reducir las en un veinticinco por ciento (25%) para la condición de grandes tensiones inelásticas reversibles.

C-30.3.6 Refuerzo transversal en los nodos adyacentes a columnas o muros

Las barras de refuerzo en las zonas adyacentes a los nodos cumplen la doble función de resistir las tensiones internas y confinar el concreto. Los requisitos de confinamiento se basan en modelos empíricos a partir de datos experimentales y del desempeño de la estructuras en el pasado [ACI, 1991; Kitayama et al., 1987].

CAPÍTULO C-31 CONECTORES DE CORTE

C-31.2 MATERIALES

Los ensayos han demostrado que las vigas mixtas acero - concreto diseñadas para acción conjunta total son capaces de desarrollar la totalidad de su capacidad flexional, cuando el concreto cumple con los requisitos establecidos por el ACI [Ollgaard et al., 1971].

C-31.3 FUERZA CORTANTE HORIZONTAL

En las investigaciones experimentales, las vigas mixtas acero – concreto en las cuales se varió la separación longitudinal de los conectores de corte de acuerdo a la magnitud de la fuerza cortante estática, y las vigas gemelas en donde los conectores requeridos se distanciaron uniformemente, han mostrado la misma resistencia de agotamiento y la misma magnitud de la flecha ante las cargas de servicio usuales. Solamente se necesita una pequeña deformación en el concreto y en los conectores de corte más fuertemente tensionados, para redistribuir la fuerza cortante horizontal a los otros conectores de corte menos tensionados. La consideración más importante es que el número total de conectores colocados a cada lado de la sección de momento máximo sea suficiente para desarrollar la acción conjunta con la cual se cuenta en esa sección. Los requisitos de esta Norma se basan en este concepto de la acción conjunta acero – concreto.

En el cálculo del módulo de sección en las secciones de momento negativo máximo puede incluirse la contribución de los acero de refuerzo paralelos a la viga de acero que estén dentro del ancho efectivo de la losa, siempre que tal refuerzo esté anclado adecuadamente más allá de la zona de momentos negativos. Sin embargo, se requieren suficientes conectores de corte para transferir desde la losa a la viga de acero la resistencia de agotamiento a la tracción de dicho refuerzo.

C-31.4 RESISTENCIA DE LOS CONECTORES DE CORTE TIPO ESPÁRRAGO

La fórmula de diseño fue obtenida por Ollgaard et al. [1971] y corresponde a los valores tabulados en la Tabla I4.2 de la Norma AISC-ASD 1989. Esta fórmula reconoce la evidencia experimental de que la resistencia y el módulo de elasticidad del concreto, sea concreto de peso normal o concreto con agregados livianos, determinan la capacidad del conector. Por otra parte se ha establecido como límite superior la resistencia misma del conector.

La Norma AISC - LRFD no establece un factor de minoración para la resistencia teórica de los conectores de corte porque el factor de minoración que se aplica a la resistencia teórica a flexión de las vigas mixtas acero - concreto, toma en cuenta todas las fuentes de variabilidad, incluyendo aquellos asociados con los conectores de corte.

C-31.5 RESISTENCIA DE LOS CONECTORES DE CORTE TIPO CANAL LAMINADOS EN CALIENTE

La fórmula (31.2) es una modificación de la fórmula desarrollada por Slutter y Driscoll [1965]. La modificación extiende su uso a concreto elaborados con agregados livianos.

C-31.7 COLOCACIÓN Y SEPARACIÓN DE LOS CONECTORES DE CORTE

Se permite una distribución uniforme de los conectores de corte excepto en presencia de cargas puntuales pesadas.

Los espárragos soldados no localizados directamente sobre el alma de las vigas tienden a desprenderse de las alas delgadas antes de alcanzar su plena capacidad de resistencia al corte. Para protegerse de esta contingencia, se limita el diámetro de los espárragos no colocados sobre el alma de la viga a un valor no superior a 2.5 veces el espesor del ala [Goble, 1968].

Los ensayos han demostrado que el recubrimiento de concreto a los lados de un conector de corte tipo espárrago adyacente a los lados del nervio del sofito metálico no afectan la resistencia de la viga de sección mixta. En estos ensayos los conectores se han instalado tan cerca de los nervios como lo permite una correcta soldadura de los conectores.

La separación mínima entre conectores a lo largo de la longitud de la viga, tanto en losas vaciadas directamente como si se usa sofito metálico con sus nervios paralelos a la viga, es de 6 diámetros. Esta separación refleja el desarrollo de planos de corte en la losa [Ollgaard et al., 1971]. Mucho de los datos experimentales están basados en la separación transversal mínima permitida de 4 diámetros. Si las alas de la viga son estrechas, se podrá cumplir con esta exigencia disponiendo los pernos al tresbolillo con una separación transversal de 3 diámetros, tal como se muestra en la Figura C-31.1. El factor de minoración de la capacidad de los conectores colocados en los nervios de los sofitos metálicos, incluye el factor $0.85 / \sqrt{n_r}$, para tomar en cuenta la reducción en la capacidad conectores múltiples y el efecto de separación. Cuando los nervios son paralelos a la viga y en el diseño se requieren más conectores que los que puede alojar el nervio metálico, se cortará el sofito metálico para adecuar la instalación de los espárragos al espacio disponible, tal como se ilustra en la Figura C31.1.

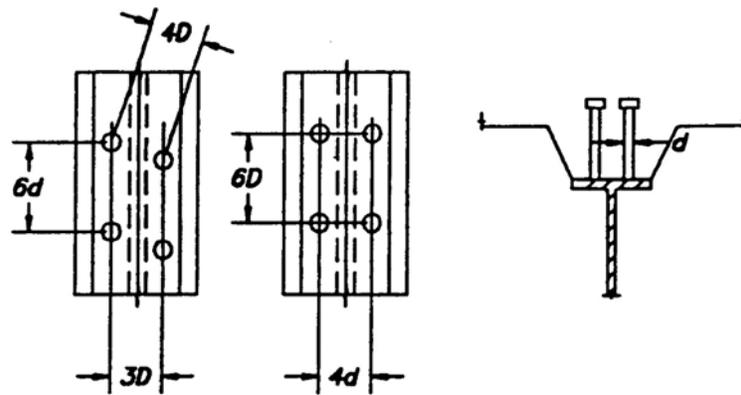


FIGURA C-31.1 Arreglos de conectores de corte

PARTE C-6 ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD, FABRICACIÓN Y MONTAJE

CAPÍTULO C-32 ASEGURAMIENTO DE CALIDAD

C-32.1 DEL PLAN DE ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD DEL PROYECTO

C-32.2 DEL PLAN DE ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD DEL FABRICANTE

Los sismos en general han demostrado que el comportamiento de las estructuras durante terremotos depende de la calidad de la construcción. En el caso particular de las estructuras de acero, los terremotos de Northridge (1994), y Kobe(1995), evidenciaron la importancia de la calidad del trabajo durante la fabricación y el montaje, particularmente en las soldaduras de ranura de las conexiones soldadas de los pórticos del sistema resistente a sismo. Es previsible que en las futuras ediciones de las normas de diseño sismorresistentes se enfatice el aseguramiento de la calidad, cuyas exigencias serán acordes con el Nivel de Diseño de la edificación [SAC 1995, 1997a, 1997b]. En esta dirección marcha el conjunto de normas de la serie ISO 9000 [COVENIN-ISO 9001 y 2698-90; COVENIN 1994; INCOTEC GTC 15 1995].

C-32.5 IDENTIFICACIÓN DE LAS PIEZAS DE ACERO

El acero que tenga una tensión cedente igual o mayor 2530 kgf/cm^2 debe estar marcado en todo momento, tanto en la planta de laminación como en el taller del fabricante, de manera que se pueda identificar la especificación y el grado ASTM a los cuales se ajusta.

C-32.6 INSPECCIÓN DE LAS SOLDADURAS

Como consecuencia de las enseñanzas de los terremotos de Northridge (1994), y Kobe(1995), las nuevas normas de diseño sismorresistente [SAC 1995, 1997a, 1997b] exigen que las soldaduras se ejecuten de acuerdo con la Especificación para la Calificación de la Soldadura, documento preparado por el ingeniero estructural y que contendrá como mínimo lo siguiente:

Proceso de soldadura (Soldadura de arco con núcleo fundente, FCAW, Soldadura de arco protegido, SWAW, etc.).

Especificación del electrodo (Norma AWS A5.1, A5.20, etc.).

Clasificación del electrodo (E7018, E71T-1, etc.).

Polaridad de la corriente eléctrica (AC, DC+, DC-).

Especificación del metal base (A36, A572 Gr 50, etc.).

Temperatura mínima de precalentamiento y entre pasadas.

Amperaje y voltaje.

Velocidad de soldadura.

Posición de soldadura.

Tratamiento térmico postsoldadura.

Velocidad del flujo de gas protector.

Detalles de las juntas a soldar.

Espesor de los materiales a soldar.

Como se ha discutido en C-5.2.3 las recomendaciones preliminares del AISC [Aisc, 1997] desestiman la colocación de soldaduras en las adyacencias de d_f (véase la Fig. C-5.1) debido a la susceptibilidad al agrietamiento postsoldadura observado en el pasado. Por eso es la necesidad de inspección mediante partículas magnéticas o líquidos penetrantes, según se especifica en la Norma AWS D1.1. La frecuencia de estas inspecciones deberá ser especificada en los documentos contractuales.

C-32.7 INSPECCIÓN DE CONEXIONES DE DESLIZAMIENTO CRÍTICO CON PERNOS DE ALTA RESISTENCIA

En los terremotos de Kobe y Northridge también se detectaron fallas en las conexiones empernadas, menos espectaculares que sus correspondientes soldadas pero que también ameritan un detallado, ejecución e inspección cuidadosa [SAC 1995, 1997a, 1997b; RCSC, 1994].

CAPÍTULO C- 33 FABRICACIÓN

C-33.3 CONTRAFLECHAS, CURVATURAS Y ENDEREZAMIENTO

Cuando es requerida en los documentos contractuales, la contraflecha de miembros en flexión, puede ser hecha de muchas formas. En el caso de vigas y celosías, la curvatura deseada puede ser construida durante el ensamblaje de las partes componentes.

En los miembros de acero A514 se permite la aplicación de calor para el enderezamiento o la obtención de contraflechas, tal como se hace con los otros aceros. Sin embargo, la temperatura máxima permitida para el enderezamiento del acero A514 es de 600° C, mientras que para los otros aceros es de 650° C

C- 33.4 CORTE MEDIANTE GAS

Los cortes a gas serán hechos preferiblemente mediante maquinaria. El precalentamiento en los trabajos sobre perfiles del Grupo 4 y 5 de la Norma ASTM A6/A6M, es para minimizar la dureza de capa superficial y la iniciación de grietas.

C-33.7 CONSTRUCCIÓN EMPERNADA

En las conexiones de aplastamiento bajo condiciones de apriete normal, es decir, el contacto firme entre partes conectadas que se obtiene con el esfuerzo máximo de un trabajo con una llave común , no podrán ser sometidos a tracción. Se permitirá el deslizamiento, pérdidas o fatiga debido a vibración o fluctuaciones de carga cuando no sean consideraciones de diseño. Este tipo de conexiones puede ser usado donde se permite el uso de pernos A 307.

CAPÍTULO C-34 PINTURA EN EL TALLER

C-34.1 ALCANCE

La pintura en el taller del acero estructural no embutido dentro del concreto no es obligatoria. Las partes de acero que quedarán cubiertas por los acabados de la edificación se pintarán en el taller solamente si así lo requiere en los planos y en las especificaciones de la obra. Las condiciones de la superficie de elementos de acero estructural descubiertos al demoler edificaciones con muchos años de construidas, se han encontrado inalteradas desde el momento de su construcción, excepto en sitios aislados donde pueden haber ocurrido filtraciones. Donde no se eliminaron las filtraciones, la presencia o ausencia de una capa de pintura dada en el taller tuvo poco influencia [Bigos et al., 1954].

Esta Norma no define el tipo de pintura a utilizarse cuando se requiere una capa en el taller. las condiciones de exposición y las preferencias individuales en relación con el acabado de la pintura son los factores que tiene importancia en la selección de la imprimación apropiada, por lo que no bastaría una reglamentación única [SSPC, 1989; UNE 48302 equivalente a la ISO 8501-1].

CAPÍTULO C-35 MONTAJE

C-35.5 AJUSTE DE JUNTAS A COMPRESIÓN DE COLUMNAS

Los ensayos en la Universidad de California, en Berkeley [Popov y Stephen, 1977], sobre empalmes de columnas a escala natural con juntas que intencionalmente han sido cepilladas fuera de escuadra, tanto en el eje fuerte como en el eje débil, han demostrado que la capacidad de carga es la misma que columnas no empalmadas. En los ensayos, no se utilizaron planchas de relleno en las aberturas de 1.6 mm, pero sí en la de 6 mm. No se realizaron ensayos con aberturas mayores de 6 mm. En todos los ensayos se utilizó el tamaño mínimo de soldadura de penetración parcial.

C-35.6 SOLDADURA EN OBRA

El propósito de usar el cepillo de alambre sobre las superficies es para reducir las posibilidades de porosidad o agrietamiento y reducir cualquier riesgo ambiental. Esta simple práctica minimiza las soldaduras rechazables.

PARTE C-7 EDIFICACIONES EXISTENTES

CAPÍTULO C-36 EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

C-36.1 Alcance

Este Capítulo establece los criterios de evaluación de la resistencia y la rigidez bajo acciones estáticas verticales (gravitacionales) de las estructuras existentes de acero. La evaluación de los efectos sísmicos o cargas móviles (vibración) se regirán por los criterios de la Norma venezolana COVENIN – MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*, el Apéndice F de la presente Norma, y complementados con los criterios y procedimientos derivados de estudios especiales o de reconocidas normas o documentos apropiados a cada problema en particular, y los cuales no eximen la responsabilidad profesional de quien intervenga la edificación [Paparoni, 1993]. Igualmente será responsabilidad del ingeniero estructural la intervención de las estructuras mixtas acero –concreto existentes, las cuales no están contempladas explícitamente en este Capítulo.

La Norma 1756-98 contempla varias modalidades de intervención de las estructuras en su “Capítulo 12 Edificaciones existentes”, y también en el “Artículo 8.7 Dispositivos para reducir la respuesta sísmica”.

Entre las referencias bibliográficas más recientes se pueden consultar, entre otras, las publicaciones FEMA 172, 273, 274, 276; el ATC 40, y las publicaciones AISC debidas a Carter[1999], y Gross et al. [1999].

C-APÉNDICE A ELEMENTOS ESBELTOS COMPRIMIDOS

C-A1 ALCANCE

Las relaciones ancho / espesor λ_p y λ_r para las almas en flexión pura ($N_t / \phi_b N_y = 0$) y carga normal de compresión han sido revisada en términos de (h / t) en lugar de (h_c / t) . La simplificación de la formulación dada en la Tabla 4.1 está basada en secciones de doble simetría con alas iguales, es decir con $h / h_c = 1$, la cual es no conservadora cuando el ala comprimida es más pequeña que el ala traccionada, y conservadora en caso contrario. En este Apéndice se trabaja con límites más precisos y por eso se utiliza h_c .

C-A2 Pandeo Local

C-A2.1 *Miembros con alas desiguales*

En las fórmulas (A2-1) y (A2-2), los valores límites de 0.75 y 1.5 para el valor de h / h_c corresponden aproximadamente a 0.1 y 0.9, rangos de I_{yc} / I_y para perfiles I considerados de simetría simple. De otra manera, cuando las áreas de las alas difieren en más de un factor de 2, el miembro se podrá diseñar conservadoramente como una sección T.

C-APÉNDICE C DISEÑO DE PERFILES ANGULARES LAMINADOS EN CALIENTE

C-C2 FLEXIÓN

La resistencia a flexión se determinará a partir del análisis de los modos de falla por cedencia, pandeo local y pandeo lateral torsional.

Las “puntas” de los perfiles se refieren a los bordes libres de las dos alas. En la mayoría de los casos de flexión no restringida, las tensiones de flexión en las dos puntas tiene el mismo signo (tracción o compresión). En la flexión restringida en ambos ejes, las tensiones en las puntas difieren en signo. En los casos en que no sea evidente cual tensión controla el diseño, deberán verificarse para ambas tensiones de compresión o de tracción en las puntas.

También deberá analizarse el estado límite de servicio. En particular, en miembros largos sometidos a flexión no restringida, usualmente el diseño está controlado más por la flecha que por su resistencia al pandeo local o pandeo flexotorsional.

C-C2.1 Estado Límite de Agotamiento resistente

(a) A efecto de diseño se consideran tres regiones. La región de cedencia total, una transición lineal entre ésta y la región de pandeo local. La resistencia de cedencia total está limitada por un factor de forma de 1.25, el cual es menor que el correspondiente momento plástico del angular. El factor 1.25 corresponde a una tensión admisible de $0.75 F_y$, empleada tradicionalmente en secciones rectangulares y para la flexión en el eje débil. Esta Norma adopta este valor justificado por las incertidumbres que se tiene en cuanto a la capacidad de los angulares para desarrollar momentos plásticos y también para limitar la distorsión, dado que poseen un factor de forma muy alto.

Para definir la relación b/t y el criterio de pandeo local se adoptaron los criterios típicos del AISC para ángulos simples comprimidos uniformemente. Este criterio es conservador cuando el ala está sometida a una compresión no uniforme debida a flexión.

(b) Como el factor de forma de los angulares excede el valor de 1.5, y la inestabilidad no controla, se justifica usar como resistencia teórica para los miembros de sección compacta, $M_t = 1.25 M_y$.

(c) La inestabilidad al pandeo lateral torsional puede limitar la resistencia teórica a flexión de un angular simple empleado como viga no arriostrada. Como se muestra en la Figura C-C1, la fórmula que representa la transición en el pandeo inelástico tiene por valores límites $0.75 M_y$ y $1.25 M_y$. Estas fórmulas están basadas investigaciones australianas sobre ángulos simples en flexión y en un modelo analítico consistente de dos elementos rectangulares de longitud igual a las alas de los angulares, menos la mitad del espesor [Leigh y Lay, 1984; Australian Institute of Steel Construction, 1975; Leigh y Lay, 1978; Madugula y Kennedy, 1985].

C-2.2 Flexión alrededor de los ejes geométricos

Cuando un perfil L dispuesto como viga está cargado en un ala paralela se flexionará y deformará alrededor del esta ala, solamente si el angular está restringido lateralmente a lo largo de su longitud. En este caso, la flexión simple ocurre sin ninguna rotación torsional o flecha lateral, por lo que se usarán las propiedades geométricas del eje de la sección en la evaluación de la capacidad resistente a flexión y de la flecha. Si el perfil solo está arriostrado en el punto de momento máximo, se verificará el pandeo lateral torsional de la sección no arriostrada.

C-2.2.3 Un perfil L sometido a flexión sobre un ala no restringida lateralmente, se flectará tanto lateralmente como en el plano de flexión. Este comportamiento deberá ser evaluado resolviendo la carga y/o momento en las componentes de sus ejes principales y determinando la suma de los efectos de flexión sobre esos ejes principales. Esta Sección suministra un procedimiento simplificado y rápido para resolver el caso más común de ángulos de alas iguales.

La máxima tensión normal resultante en el extremo del perfil, en el plano de flexión, será aproximadamente un veinticinco por ciento (25 %) mayor que la calculada usando el módulo de sección alrededor del eje geométrico. El valor de M_{ob} en la fórmula y la evaluación de M_y usando 0.80 veces el módulo de sección del eje geométrico, refleja la flexión alrededor del eje inclinado, como se muestra en la Fig. C-C2.

La flecha calculada con el momento de inercia del eje geométrico se ha incrementado en un ochenta y dos por ciento (82 %) para aproximarla a la flecha total. Como se muestra en la Fig. C-C2, la flecha tiene dos componentes. Una componente vertical, en la dirección de la carga aplicada, igual a 1.56 veces el valor calculado, y una componente horizontal que es 0.94 veces el valor calculado. La flecha resultante total es en la dirección del eje principal débil. La flecha por flexión no restringida se considerará en la evaluación del estado límite de servicio porque muy a menudo controla el diseño.

El pandeo lateral torsional está limitada por M_{ob} , cuya expresión está basada en la fórmula general de momento crítico para un perfil L de alas iguales [Leigh y Lay, 1984 y 1978].

El pandeo lateral torsional reducirá la resistencia nominal de flexión solo cuando L/b sea relativamente grande. Si el parámetro Lt/b^2 es pequeño, no hay necesidad de verificar la estabilidad de pandeo lateral torsional ni tampoco los requisitos de pandeo local.

Se ha incorporado en este Apéndice la nueva expresión del coeficiente C_b usado para corregir la fórmula de estabilidad lateral derivadas bajo la hipótesis de momento uniforme en toda la longitud no arriostrada ($C_b = 1.0$).

C-2.3 Flexión alrededor de los ejes principales

En todos los casos de perfiles de alas desiguales sin restricción al pandeo lateral torsional, la carga o momento aplicado se resolverá en sus componentes a lo largo de los dos ejes principales y se diseñará para flexión biaxial usando las correspondientes fórmulas de interacción.

C-2.3.2 *Ángulos de alas desiguales*

El pandeo lateral torsional alrededor del eje principal mayor w-w en un perfil de alas desiguales está controlado por M_{ob} . La variable β_w refleja la localización del centro de corte relativa a los ejes principales de la sección y la dirección de la flexión uniforme. Como se observa en la Fig. C-C3, se tendrán valores positivos de β_w y un máximo M_{ob} cuando el centro de corte está en compresión por flexión, y valores negativos de β_w y un mínimo de M_{ob} cuando el centro de corte está en tracción por flexión. Este efecto de β_w es consistente con el comportamiento de una viga de sección I, de simetría simple, que es más estable cuando el ala en compresión es mayor que el ala traccionada. En perfiles de alas iguales, por simetría $\beta_w = 0$ y la fórmula se transforma en la fórmula (C2-7).

Donde la flexión produzca doble curvatura, la longitud no arriostrada tendrá valores positivos de β_w mientras que el resto permanece con valores negativos de β_w . Conservadoramente se atribuye el valor negativo a la totalidad del segmento no arriostrado.

β_w es esencialmente independiente del espesor del perfil y principalmente es función del ancho del ala. Se usarán los valores promedios dados en la siguiente Tabla C-1.

C-C3 CORTE

Las tensiones de corte en perfiles L individuales son el resultado del gradiente de momento por flexión en toda su longitud y el momento torsional.

La máxima tensión elástica de corte puede ser calculada como

$$f_v = \frac{1.5 V_b}{bt} \quad (C-C1)$$

siendo V_b la componente de corte de la fuerza paralela al ala del perfil de longitud b y espesor t .

Las tensiones que son constantes a través de todo el espesor, deben calcularse en ambas alas para determinar el valor máximo.

El factor de 1.5 es el valor elástico calculado para perfiles L de alas iguales cargados a lo largo de uno de sus ejes principales. Para perfiles L de alas iguales cargados en uno de sus ejes geométricos, independientemente de que esté arriostrado lateralmente, el factor será de 1.35. Las constantes entre estos valores límites pueden calcularse conservadoramente con la fórmula $V_b Q / I_t$ para determinar las tensiones en el eje neutro.

Alternativamente, si se consideran solamente las tensiones de corte flexional y debido al comportamiento inelástico del material y a la redistribución de tensiones se podrá usar la tensión uniforme de corte flexional en el ala, V_b / bt .

Cuando el ángulo no está arriostrado lateralmente contra el giro, se producirá un momento torsional igual a la carga transversal aplicada multiplicada por la distancia perpendicular al centro de corte ubicado en el vértice exterior donde se interceptan las alas. Este momento torsor es resistido por dos tipos de comportamiento: Torsión pura o de St. Venant y torsión de alabeo [AISC,1983]. Si las condiciones de borde son tales que la sección transversal es libre de alabearse, el momento aplicado M_T es resistido por tensiones de corte puro, como se muestra en la Fig. C-C4. Excepto cerca de los extremos de las alas, estas tensiones son constantes en toda la longitud del ala, y el máximo valor puede

ser aproximado por la expresión:, en donde J es la constante de torsión uniforme o de Saint Venant y A es el área de la sección transversal del perfil L:

$$f_v = M_T t / J = \frac{3 M_T}{A t} \quad (\text{C-C2})$$

En la sección donde se restringe el alabeo, el momento torsional es resistido por las tensiones de alabeo que son de dos tipos [Gjelsvick, 1981]. Un tipo en el plano (contorno), como se muestra en la Figura , y la cual varía desde cero en la punta libre hasta un máximo en el vértice exterior. El otro tipo, denominado a veces tensiones secundarias de alabeo, a través del espesor, como se ilustra en la Fig. C-C4 , y varía desde cero en el vértice hasta un máximo en el extremo libre.

Usando las dimensiones típicas de los ángulos, se puede demostrar que los cortantes de alabeo son de aproximadamente de la misma magnitud y son menos del veinte por ciento (20%) del corte puro para el mismo momento torsional. Por esto, es conservador calcular las tensiones de corte por torsión usando la fórmula del corte puro y aplicando el momento torsional total M_T como si no estuviera presente la restricción de alabeo. Las tensiones se suman directamente a las tensiones de corte por flexión para producir una máxima superficie de tensiones de corte cerca de la mitad de la longitud del ala. Como esta suma es un máximo local y no se extiende a través del espesor, el valor límite de $\phi_v 0.6 F_y$ añade otro grado de conservadurismo con respecto al diseño de otros perfiles estructurales.

C-C.4 SOLICITACIONES COMBINADAS

Las formulas de interacción son modificaciones de las fórmulas del Capítulo 18 y en esta norma se utiliza la propuesta de modificación debida a Adluri y Magudula [1992].

Cuando se aplican las fórmulas (C2-10) en ángulos simples, M_{uw} y M_{uz} se consideran positivas. M_t se considera tanto positivo como negativo asignándole al módulo de sección, S_x , el signo que refleje la condición que incremente o decremente el efecto de la carga normal. El uso de la convención de signos debe ser consistente. Es conservador ignorar este refinamiento y usar simplemente para M_t el valor crítico en términos de flexión y sumarle los valores absolutos de los restantes términos [Elgaaly, Davids, y Dagher, 1992, y Adluri y Madugula, 1992].

C-4.1 Fuerzas normales de compresión y flexión

C-4.1.3 Cuando se evalúa la máxima tensión de flexión en un ángulo no soportado lateralmente , el eje de flexión es inclinado como se muestra en la Fig. C-C2. El radio de giro modificado, tomando en cuenta el incremento de la flecha no restringida alrededor del eje no restringido lateralmente, es igual a $\sqrt{1.82} = 1.35$. En los ángulos que están arriostrados solamente en el punto de momento máximo, conservadoramente se se mantiene el factor de 1.35. Donde los arriostramientos sean flexibles y permitan el movimiento lateral del ángulo, puede ser no conservador usar $r = r_x$.

TABLA C-1
VALORES DE β_w

| Perfil L Dimensiones Mm | Constante β_w cm |
|--------------------------------------|-------------------------------------|
| 230 x 100 | 6.6 |
| 200 x 150 x 100 | 8.41 |
| | 13.9 |
| 180 x 100 | 11.1 |
| 150 x 100 x 90 | 7.98 |
| | 9.37 |
| 125 x 100 x 90 | 6.10 |
| | 7.59 |
| 100 x 90 x 75 | 2.21 |
| | 4.19 |
| 90 x 75 x 65 | 2.21 |
| | 4.11 |
| 75 x 65 x 50 | 2.18 |
| | 3.96 |
| 65 x 50 | 2.16 |

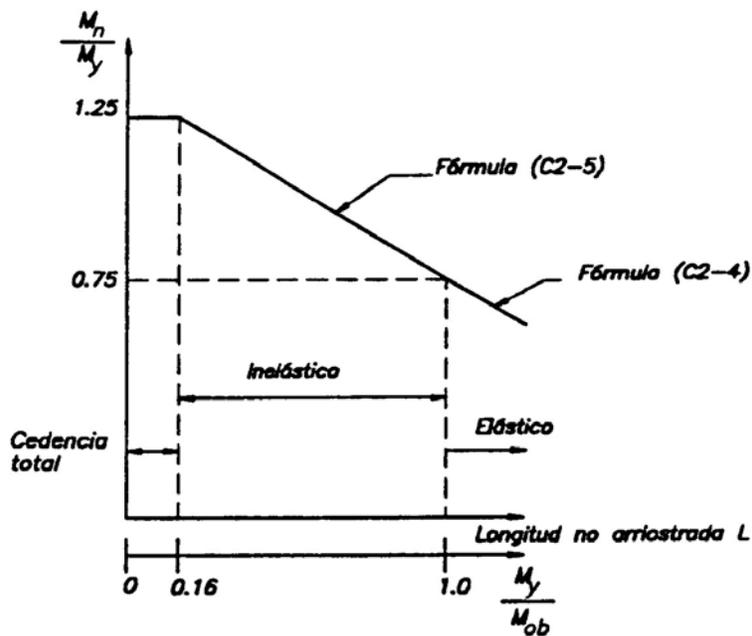


FIGURA C-C1 Pandeo lateral-torsional de un ángulo simple como viga

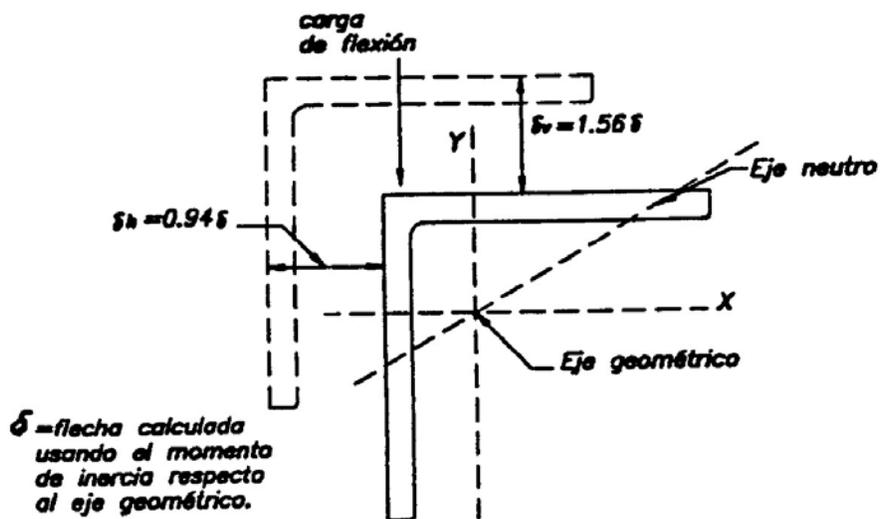


FIGURA C-C2 Ejes geométricos de flexión en ángulos de alas iguales no arriostrados

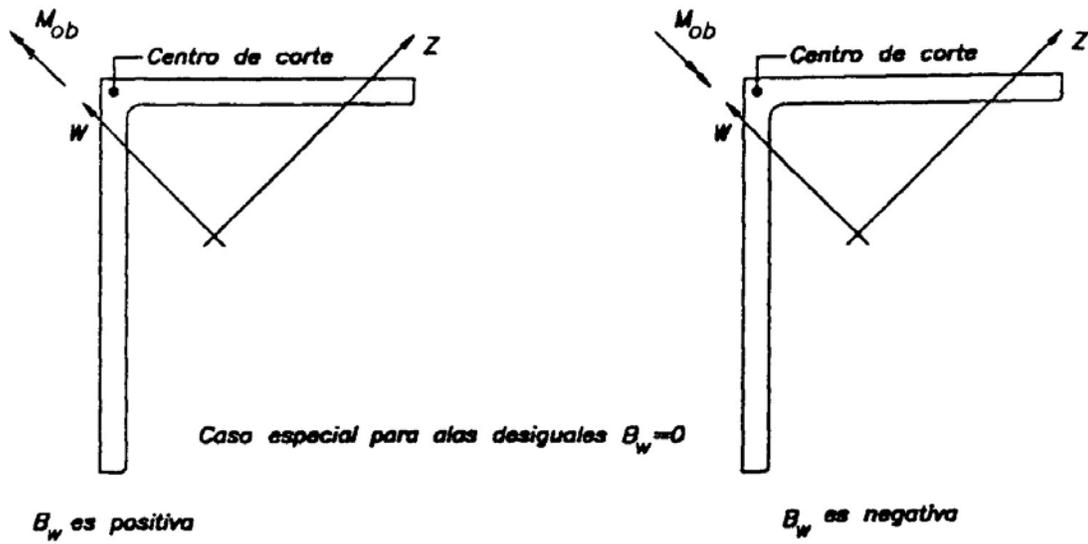


FIGURA C-C3 Flexión en ángulos de alas desiguales

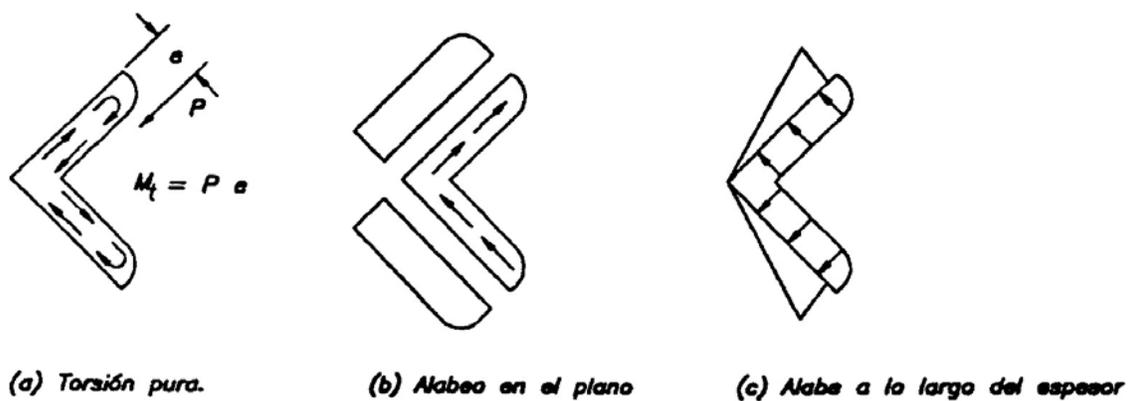


FIGURA C-C4 Tensión de corte debido a la torsión

C-APÉNDICE D DISEÑO PARA CARGAS CÍCLICAS (FATIGA)

C-D1 ALCANCE

La fatiga, tal como se emplea en esta Norma, se refiere al fenómeno de fractura que resulta de la aplicación cíclica de tensiones.

En vista de que la mayoría de los miembros y conexiones en las estructuras para edificios no necesitan diseñarse por fatiga, los requisitos pertinentes se han ubicado en este Apéndice, pero cuando la fatiga constituye un criterio de diseño, su peligrosidad depende principalmente del número de aplicaciones de carga y de la magnitud del recorrido de tensiones. La gravedad del problema aumenta, en un grado que depende de cada caso particular, cuando existen detalles de diseño o construcción que producen concentración de tensiones. Las tensiones secundarias, las tensiones debidas a deformaciones, y los movimientos fuera del plano son fuentes potenciales de agrietamiento por fatiga, especial cuidado se tendrá en el detallado de las estructuras donde puedan presentarse estas situaciones. En consecuencia, cuando la fatiga merece considerarse se satisfarán todos los requisitos aplicables del Apéndice D.

C-D2 Criterios

En las estructuras en las cuales la falla de un solo miembro o elemento pueda resultar en el colapso o falla catastrófica, se estudiará la posibilidad de agrietamiento por fatiga y se realizará una labor periódica de inspección y mantenimiento.

Los ambientes corrosivos de tipo medio, como el de unas condiciones atmosféricas normales, supone que la profundidad afectada es menor o igual que un milímetro (1 mm).

C-D3 SOLICITACIONES

Las fluctuaciones de tensiones que no involucren tensiones de tracción no causan propagación de grietas y por lo tanto no se considerará una situación de fatiga. En los elementos sometidos solamente a las tensiones de compresión calculadas, las grietas por fatiga se pueden iniciar en las regiones donde existan grandes tensiones residuales de tracción. En tales situaciones, las grietas no se propagan más allá de la región de tensiones residuales, porque las tensiones residuales se alivian en las grietas. Por esta razón los recorridos de tensiones que están completamente en compresión no se incluyen en la Tabla D-1. Esta situación es similar en las normas AASHTO y AREA.

C-D4 Recorrido de Tensiones de Diseño

El formato de la Tabla D-1 y las fórmulas de diseño representan una mejora respecto a las versiones precedentes en las Normas AISC. Como en las versiones anteriores, el presente Apéndice está sustentado en extensivos programas de investigación usando especímenes a escala natural y en los cuales se han incluido los efectos de concentración de tensiones locales debidas a la geometría de la soldadura, el tamaño y la forma de las discontinuidades aceptables, la dirección de las tensiones, las tensiones residuales, las condiciones metalúrgicas, y en algunos casos, el proceso de soldadura y los procedimientos de alivio de tensiones tras la soldadura [Fisher et al., 1970 y 1974; Keating y Fisher, 1985].

C-D5 RESISTENCIA DE PERNOS TRACCIONADOS

Los ensayos no cubren las diferencias dramáticas que existen en la vida a fatiga de todo el material publicado, y no es completamente predecible la magnitud de las fuerzas de apalancamiento en los pernos [Kulak et al., 1978]. Para limitar estas incertidumbres en la consideración del efecto de apalancamiento en el comportamiento a fatiga de los pernos, las tensiones dadas en la Tabla D5.1 consideran cargas cíclicas en las cuales las fuerzas de apalancamiento incluidas en el diseño son pequeñas. Cuando esto no se pueda asegurar, las tensiones de tracción se reducirán drásticamente para cubrir cualquier efecto concebible del efecto de apalancamiento.

No se recomienda el uso de otro tipo de conectores mecánicos para resistir cargas cíclicas en tracción porque carentes de un alto grado de pretensión asegurada, el recorrido de tensiones es generalmente muy grande para resistir tales cargas por mucho tiempo. Todos los tipos de conectores mecánicos sobreviven sin daño cuando se someten a corte cíclico suficiente como para fracturar las partes conectadas, como se indica en este Apéndice.

No se recomienda el uso de pernos y partes roscadas diferentes a las calidades A325/A325M o A490/A490M, cuando estén sometidos a cargas de tracción que causan fatiga.

C-D6 Requisitos especiales en la fabricación y el montaje

Las estructuras en las cuales la falla de un solo elemento o miembro puede resultar en el colapso o la falla catastrófica de la misma, deberán recibir especial atención cuando existe la posibilidad de agrietamiento por fatiga. En tales casos, además del cumplimiento de las disposiciones de este Apéndice, deberá establecerse un sistema de inspección y mantenimiento periódico durante la vida útil de la estructura.

Véase el Comentario C-23.9.2.6.

C-APÉNDICE F CALIFICACIÓN DE LOS ENSAYOS CÍCLICOS DE CONEXIONES VIGA – COLUMNA Y VIGA ESLABÓN - COLUMNA

C-F1 PROPÓSITO Y ALCANCE

Las fracturas en las conexiones viga-columnas observadas durante el terremoto de Northridge de 1994 han motivado al AISC y otras instituciones a desarrollar estos requisitos mínimos para calificar las conexiones [FEMA, 1995, 1997b; ICBO, 1997b; Country of Los Angeles, 1996]. La evidencia experimental es la vía para mejorar el desempeño de las conexiones en futuros terremotos, porque permite identificar los problemas potenciales en los materiales, el diseño, el detallado y los métodos constructivos. Se reconoce que los métodos analíticos por si mismos no pueden predecir de manera confiable el comportamiento de una conexión sometida a ciclos severos de cargas reversibles.

No es la intención de la presente Norma que los ensayos de las conexiones de cada proyecto se convierta en un procedimiento rutinario de diseño. En muchos casos, los ensayos reportados en la literatura pueden ser utilizados para demostrar que una conexión satisface los requisitos de capacidad resistente y rotación inelástica exigidos en esta Norma, siempre y cuando esos ensayos satisfagan los requisitos de este Apéndice.

Este Apéndice está enfocado principalmente a las conexiones viga – columna de los pórticos resistentes a momento, pero también es aplicable a la calificación de los ensayos cíclicos de las conexiones viga eslabón – columna de los pórticos con arriostramientos excéntricos. Si bien en el terremoto de Northridge no se reportaron daños en estos sistemas estructurales, muchas de las condiciones que contribuyeron al pobre desempeño de las conexiones de momento también pueden ocurrir en las conexiones de los sistemas con arriostramientos excéntricos.

En el Apéndice G se han recogido las definiciones pertinentes a este Apéndice. Para suministrar una base común para la evaluación de las conexiones y evitar ajustes en los criterios de aceptación de acuerdo a la localización de la rótula plástica, la definición de la rotación inelástica se ha hecho considerando que todos los cálculos deberán hacerse con respecto a la cara de la columna. En el caso de los pórticos con diagonales excéntricas, pueden verse ejemplos de cálculos en los trabajos de Kasai y Popov [1986c], Ricles y Popov [1987], y Engelhardt y Popov [1989a].

C-F2 SUBENSAMBLAJE DE ENSAYO

Este Apéndice no es obligatorio la incorporación de la losa de piso o la aplicación de carga normal sobre la columna en los ensayos. Sin embargo, cuando sus efectos pueden tener una influencia significativa en el comportamiento y desempeño de la conexión o donde se requiera obtener condiciones de ensayos más realistas, se considerará su inclusión en el programa experimental [SAC, 1996; Popov et al., 1996; León et al., 1997; Tremblay et al, 1997].

C-F3 VARIABLES ESENCIALES

El cumplimiento de los requisitos de este Artículo exigen al ingeniero tenga una clara comprensión de cómo se desarrolla la rotación inelástica en la conexión. En muchos tipos de conexiones, la cedencia o deformaciones inelásticas pueden ocurrir en más de un miembro o elemento de la conexión. Por ejemplo, pueden ocurrir dentro de la viga, dentro de la zona del panel, o dentro de ambas, dependiendo de factores tales como las dimensiones de los miembros, la calidad del acero, el uso o no de planchas adosadas, etc.

Los materiales utilizados en los ensayos representarán cabalmente las condiciones de sobrerresistencia, de manera de reproducir experimentalmente una de las condiciones más severas de trabajo de la conexión.

Preferiblemente en los ensayos se utilizarán miembros cuyas dimensiones sean una representación realista de los miembros en el prototipo. En cualquier caso, los ensayos tendrán en cuenta los potenciales efectos de escala adversos, sea que se trate de perfiles más grandes o más pequeños. Adicionalmente a la altura y el peso de las piezas, se tomarán en cuenta las relaciones ancho / espesor de las alas y el alma [Roeder y Foutch, 1996; Blodgett, 1995]. Para no hacer los ensayos onerosos, no se ha restringido el tamaño de la columna, pero sus dimensiones deben ser tales que reproduzcan las deformaciones inelásticas en los elementos del espécimen.

C-F4 HISTORIA DE CARGA

La historia de carga especificado en este Artículo es idéntica a la especificada en la publicación ATC 24 *Guidelines for Cyclic Testing of Components of Steel Structures* [ATC,1992].

Reconociendo que son pocos los laboratorios que tiene la facilidad de aplicar cargas dinámicas sobre los especímenes, en este Apéndice no se exige el uso de cargas dinámicas.

En esta Norma la variable de control del ensayo es la rotación plástica, mientras que en el Protocolo SAC [SAC,1997] es la deriva total. Esta modificación en los criterios de aceptación puede ser necesaria para tomar en cuenta la porción elástica de los desplazamientos en el espécimen. También, en el caso de estructuras cercanas a fallas activas, como lo define el UBC 1997 [ICBO, 1997a], se usará la respuesta al movimiento del terreno en campo cercano en lugar de la secuencia de carga básica dada en este Apéndice. La secuencia de cargas del protocolo SAC se fundamenta en extensos estudios del comportamiento no lineal de edificaciones.

C-F6 ENSAYOS DE MATERIALES

El hecho de que solamente se exijan ensayos de tracción, no inhibe la realización de ensayos complementarios que ayuden a la interpretación y extrapolación de los resultados experimentales, tales como análisis químicos y metalográficos, ensayos de tenacidad, etc..

C-F8 CRITERIO DE ACEPTACIÓN

Los criterios de aceptación se han redactado de la manera más sencilla posible, pero se requiere de mucho criterio para lograr conexiones seguras, confiables y económicas. Por esto se llama la atención al ingeniero de que dos ensayos no siempre serán suficientes para establecer las capacidades, limitaciones y confiabilidad de una conexión. En cualquier caso, deberá ser cuidadoso al considerar las implicaciones de los ensayos no satisfactorios. Por ejemplo, si de cinco ensayos, tres no fueron satisfactorio, acogiéndose al pie de la letra de este articulado, la conexión podría ser certificada como aceptable, pero el número de ensayos rechazados está indicando claramente que hay problemas en la confiabilidad de la conexión. En este caso, deberán entenderse y corregirse las causas de las fallas, y proceder a re-ensayos hasta que sean completamente aceptables.

REFERENCIAS Y DIRECCIONES DE INTERÉS

1. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abdel-Sayed, G., et al., 1974. *Response of Composite Slabs to Dynamics Loads*. Canadian Journal of Civil Engineering, Engineering Institute of Canada, Vol.1 No.1.

Abendroth, R.E. and Porter, M.L., 1989. *Fatigue Behavior of Composite Metal Deck Slabs*. ASCE Structure Engineering Journal, ASCE, New York ,N.Y.

Ad Hoc Committee on Serviceability Research, 1986. *Structural Serviceability: A Critical Appraisal and Research Needs*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.112 (12).

Alduri, S. M. and Madugula, M.K.S, 1992. *Eccentrically Loaded Steel Single Angle Struts*. AISC Engineering Journal, 2nd Quarter.

American Association of State Highway and Transportation Officials, 1995. *Standard Specification for Highway Bridges*, AASHTO.

American Concrete Institute, 1991. *ACI 325R-91 Recommendations for Design of Beam – Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures*, Manual of Concrete Practice, Part 3, 1996 Edition, ACI, Farmington, Hill, MI.

American Concrete Institute, 1995. *ACI 318-95 Building Code Requirements for Structural Concrete*, ACI, Farmington, Hill, MI.

American Concrete Institute, 1999. *Proposed Revisions to Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary – ACI 318R-95*. ACI, Farmington, Hill, MI.

American Institute of Steel Construction, 1999. *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (1997), Supplement No. 1*. AISC. Chicago, IL.

American Institute of Steel Construction, 1998. *AISC LRFD Specification (1993) Supplement No. 1*. AISC. Chicago, IL.

American Institute of Steel Construction, 1997. *Improved Building Grade ASTM A572 GR50*. Technical Bulletin No. 3, AISC, Chicago, IL.

American Institute of Steel Construction, 1997. *K-area Advisory Statement*. Modern Steel Construction, February, AISC, Chicago, IL.

American Institute of Steel Construction, 1997. *Seismic Provisions of Structural Steel Buildings*, 3er. Edition, AISC, Chicago, IL.

American Institute of Steel Construction, 1996. *Partially Restrained Composite Connections*. Steel Design Guide Series 8. AISC, Chicago, IL.

American Institute of Steel Construction, 1992. *Seismic Provisions of Structural Steel Buildings*, 2da. Edition, AISC, Chicago, IL.

American Institute of Steel Construction, 1990. *Column Base Plates*. Steel Design Guide Series 1, AISC, Chicago, IL.

American Institute of Steel Construction, 1989. *Specification for Allowable Stress Design of Single-Angle Members*. AISC, Chicago, IL.

American Institute of Steel Construction, 1989. *Specification for Structural Steel Buildings- Allowable Stress Design and Plastic Design*. AISC, Chicago, IL.

- American Institute of Steel Construction, 1986. *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*. AISC, Chicago, IL.
- American Institute of Steel Construction, 1983. *Torsional Analysis of Structural Steel Members*. Steel Design Guide 9. AISC, Chicago, IL.
- American Institute of Steel Construction, 1973. *Commentary on Highly Restrained Welded Connections*. Engineering Journal, 3rd Quarter, AISC, Chicago, IL.
- American Iron and Steel Institute, 1996. *Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members*. AISI.
- American Society for Testing and Materials, 1996. *Standard Specification for General Requirements for Steel Sheet, Metallic-Coated by the Hot-Dip Process*. ASTM A924 / A924M-96A (Sustituye a la ASTM A525).
- American Society for Testing and Materials, 1996. *Standard Specification for Steel Sheet, Zinc-Coated (Galvanized) or Zinc – Iron Alloy-Coated (Galvannealed) by the Hot-Dip Process*. ASTM A653/ A653M-96 (Sustituye a la ASTM A527).
- American Society of Civil Engineers, 1995. *Minimum Design Loads for Buildings and other Structures*, ASCE-95. ASCE, New York.
- American Society of Civil Engineers, 1994. *Guidelines for the design of joints between steel beams and reinforced concrete columns*. Journal of the Structural Engineering, Vol. 120 No. 8, August, pp. 2330-2357, ASCE, Reston, VA.
- American Society of Civil Engineers, 1992. *Standard for the Structural Design of Composite Slabs*, ANSI/ASCE 3-91. December. ASCE.
- American Society of Civil Engineers, 1992. ASCE Task Committee on Design Criteria for Composite Structures in Steel and Concrete. *Proposed Specification for Structural Steel Beams with Web Openings. Commentary on Proposed Specification for Structural Steel Beams with Web Openings*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 118(12), December. ASCE.
- American Society of Civil Engineers, 1991b. ANSI/ASCE 9-91 *Standard Practice for the Construction and Inspection of Composite Slabs*, December. ASCE.
- American Society of Civil Engineers, 1978. *Planing and Design of Tall Building*. Monograph in 5 volumes. ASCE, New York, 1978-1980.
- American Society of Civil Engineers, 1971. *Plastic Design in Steel*. ASCE Manual of Engineering Practice No. 41, 2nd Edition, ASCE, New York.
- American Society of Mechanical Engineers (The), 1995. *Surface texture (Surface Roughness, Waviness, and Lay)*. ASME, New York, 111 pp.
- American Welding Bureau , 1931. *Report of Structural Welding Committee*. AWB.
- American Welding Society, 1996. ANSI/AWS D1.1.-96. *Structural Welding Code –Steel*. AWS, Miami, FL.
- American Welding Society, 1995. D1.1-95 *Structural Welding Code -Steel*. AWS, Miami, FL.
- American Welding Society, 1994. A3.0-84 *Standard Welding Terms and Definitions*. AWS, Miami, FL.
- Ammerman, D.J. and León, R.T., 1990. *Unbraced Frames with Semi-Rigid Connections*. Engineering Journal, Vol. 27 No. 1, 1st Quarter, pp. 12-21, AISC, Chicago, IL.

Applied Technology Council, 1996. ATC-40, *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*, ATC, Redwood City, CA

Applied Technology Council, 1995. ATC-34, *A Critical Review of Current Approaches to Earthquake-Resistant Design*. ATC, Redwood City, CA.

Applied Technology Council, 1992. ATC-24, *Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures*, ATC, Redwood City, CA

Applied Technology Council, 1978. ATC 3-06, *Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings*. ATC, Redwood City, CA.

Architectural Institute of Japan, 1991. *AIJ Standards for Structural Calculation of Steel Reinforced Concrete Structures*

(English translation of 1987 edition), AIJ, Tokyo, Japan.

Aslani, F. and Goel ,S., 1991a. *An Analytical Criteria for Buckling Strength of Built-Up Compression Members*. Engineering Journal, AISC, 4th Quarter.

Aslani, F. and Goel S., 1991. *Stich Spacing and Local Buckling in Seismic Resistant Double Angle Bracing Members*. Journal of Structural Engineering, Vol. 177, No. 8, August, ASCE, Reston, VA.

Astaneh, A., 1998. *Seismic Behavior and Design of Gusset Plates for Braced Frames*. Steel Tips, Structural Steel Educational Council, Moraga, CA.

Astaneh, A., Goel, S. and Hanson, R.D., 1986. *Earthquake-Resistant Design of Double Angle Bracings*. Engineering Journal, AISC 4th Quarter.

Austin, W.J., 1961. *Strength and Design of Metal Beam-Columns*. Journal of the Structural Division , ASCE, Vol. 87, No. ST4, April.

Australian Institute of Steel Construction , 1975. *Australian Standard AS 1250*, AISC.

Azizinamini, A., and Ghosh, S.K., 1996. *Steel Reinforced Concrete Structures in 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake*. Journal of the Structural Engineering, Vol. 123 No. 8, August, pp. 986-990, ASCE, Reston, VA.

Azizinamini, A., and Prakash, B.A., 1993. *An Innovative Connection Detail for High Rise Buildings*. Proceedings of the 1993 ASCE Structures Congress, pp. 1220-125, ASCE, Reston, VA.

Bansal, J.P., 1971. *The Lateral Instability of Continuous Steel Beams*. CESRL Dissertation No. 71-1, University of Texas, Austin, TX.

Barakat, M. and Chen, W.F., 1991. *Design Analysis of Semi-Rigid Frames: Evaluation and Implementation*. Engineering Journal, 2nd Quarter, AISC, Chicago, IL.

Basha, H.S. and Goel, S.C., 1994. Research Report No. UMCEE 94-29 *Seismic Resistant Truss Moment Frames with Ductile Vierendeel segment*. The University of Michigan Department of Civil and Environmental Engineering, Ann Arbor, MI.

Basler, K., 1961. *Strength of Plate Girders in Shear*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 104, No. ST9, October..

Basler, K., and Thurlimann , B., 1963. *Strength of Plate Girders in Bending*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 89, No. ST4, August.

- Becker, E.R., 1971. *Panel Zone Effect on the Strength of Rigid Steel Frames*. University of Southern California Structural Mechanics Laboratory, USCOE001, June.
- Beedle, L. S. and Tall, L., 1960. *Basic Column Strength*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 86, No. ST7, July.
- Bendigo, R.A., R.M. Hansen and Rumpf, J.L., 1963. *Long Bolted Joints*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 89, No. ST6, December.
- Bergfelt, A., 1971. *Studies and Tests on Slender Plate Girders Without Stiffeners*. March.
- Bertero, V.V., Popov, E.P. and Krawinkler, H., 1973. *Further Studies on Seismic Behavior of Steel Beam - to - Column Subassemblages*. Report No. UCB/EERC-73/27. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- Bigos, J., G.W. Smith, E.F. Ball and Foehl, P.J., 1954. *Shop Paint and Painting Practice*, 1954 Proceedings, AISC National Engineering Conference, Milwaukee, WI.
- Birkemoe, P. C. and Gilmor, M.I., 1978. *Behavior of Bearing-Critical Double Angle Beam Connections*. Engineering Journal, AISC 4th Quarter.
- Bjorhovde, R., 1988. *Columns: From Theory to Practice*. Engineering Journal, 1st Quarter, AISC, Chicago, IL.
- Bjorhovde, R., 1984. *Effect of End Restraint on Column Strength-Practical Applications*. Engineering Journal, 1st Quarter, AISC, Chicago, IL.
- Bjorhovde, R., 1972. *Deterministic and Probabilistic Approaches to the Strength of Steel Columns*. Ph.D., Dissertation, Lehigh University, Bethlehem, PA, May.
- 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.
- Black, R.C., Wenger, W.A. and Popov, E.P., 1980. *Inelastic Buckling of Steel Struts Under Cyclic Load Reversals*. Report No. UCB/EERC-80/40, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- Bleich, F., 1952. *Buckling Strength of Metal Structures*. McGraw-Hill Book Co., New York, N.Y.
- Blodgett, O.W., 1995. *Notes on Beam to Column Connections*. SAC 95-01 Steel Moment Frame Connection Advisory No. 3, SAC Joint Venture, Sacramento, CA.
- Boyd, P.F., Cofer, W.F. and McLeon, D.I., 1995. *Seismic Performance of Steel Encased Concrete Columns under Flexional Loading*. ACI Structural Journal, Vol 92 No. 3, pp. 355-364, May – June, ACI. Farmington Hills, MI.
- Brandt, G.D., 1982. *A General Solution for Eccentric Loads on Weld Groups*. Engineering Journal, AISC 3rd Quarter.
- Bridge, P.Q. and Roderick, J.W., 1978. *Behavior of Built-Up Composite Columns*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 104, No. ST, July, pp. 1141-1165.
- Brockenbrough, R.L., 1983. *Considerations in the Design of Bolted Joints for Weathering Steel*. Engineering Journal, 1st Quarter, AISC, Chicago, IL.
- Bruneau, M. M. and Popov, E.P., 1987. *Ultimate Behavior of Butt Welded Splices in Heavy Rolled Steel Sections*. Report No. UCB/EERC-87/10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- Bruneau, M., Uang, Ch-M. and Whittaker, A., 1998. *Ductile Design of Steel Structures*. Mc Graw Hill.

- 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.
- Camacho, D. and Galambos, T.V., 1993. *Development of a Moment – Resisting One Story Frame System for Seismic Resistance*. Steel Joist Institute, Myrtle Beach, SC.
- Canadian Institute of Steel Construction, 1993. *Handbook of Steel Construction*, 5^a. Edition, CISC, Willowdale, Ontario, Canada.
- Canadian Standards Association, 1989. *Limit States Design of Steel Structures. Appendices G,H and I*, CSA S16.1-M89, Rexdale, CSA, Ontario, Canada.
- Canadian Sheet Steel Building Institute, 1986a. *Criteria for the Testing of Composite Slabs*, CSSBI S2-85, Revised November 1988. CSSBI, Ontario, Canada.
- Canadian Sheet Steel Building Institute, 1988b. *Criteria for the Design of Composite Slabs*, CSSBI S3-88, Ontario, Canada, CSSBI, November.
- Carpenter, L.D. and Lu, L-W., 1972. *Reversed and Repeated Load Tests of Full Scale Steel Frames*. Fritz Engineering Laboratory Report No. 332.7, Lehigh University, Bethlehem, PA.
- Carter, Ch., 1999. *Wide –Flange Column Stiffening at Moment Connection*. Design Guide D813, AISC. Chicago,IL.
- Cattan, J., 1999. *Steel Industry Embraces A992*. Modern Steel Construction, April, pp. 24 – 27. AISC, Chicago, IL.
- Cattan, J., 1995. *Statistical Analysis of Charpy V- Notch Toughness for Steel Wide- Flange Structural Shapes*. AISC, Chicago, IL.
- Chen, W.F. and Atsuta, T, 1976. *Theory of Beam Columns*, Two volumes. McGraw Hill, New York.
- Chen, W.F.and Kim, S.E, 1997. *LRFD Steel Design using Advanced Analysis*. CRC Press, Boca Raton.
- Chen, W.F. and Lui, E.M., 1991. *Stability Design of Steel Frames*. CRC Press, Boca Raton.
- Chen, W.F. and Toma, S, 1994. *Advanced Analysis of Steel Frames*. CRC Press, Boca Raton.
- Chopra, A.K. and Newmark, N.M., 1980. *Design of Earthquake Resistant Structures*. John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y.
- Chrysostomou, C.Z., 1991. *Effects of Degrading Infill Walls on the Nonlinear Seismic Response of Two Dimensional Steel Frames*. Dissertation, Cornell University School of Civil and Environmental Engineering, Ithaca, N.Y.
- Comisión Venezolana de Normas Industriales, 1965. *Sistema Internacional de Unidades SI*. Norma COVENIN 288-65, COVENIN, Caracas.
- Comisión Venezolana de Normas Industriales, 1981. *Láminas acanaladas o perfiladas de acero galvanizadas*. Norma COVENIN 1721-81. COVENIN, Caracas.
- Comisión Venezolana de Normas Industriales, 1982. *Estructuras de Acero para Edificaciones. Proyecto, Fabricación y Construcción*. Norma COVENIN – MINDUR 1618-82, COVENIN, Caracas.
- Comisión Venezolana de Normas Industriales, 1982. *Planchas delgadas de acero al carbono zincadas por inmersión en caliente*. Norma COVENIN 941-82. COVENIN, Caracas.
- Comisión Venezolana de Normas Industriales, 1990. *Aseguramiento de la Calidad. Vocabulario*. Norma COVENIN 2698-90 (ISO 8462-86). COVENIN, Caracas.

- Comisión Venezolana de Normas Industriales, 1994. *Foro COVENIN ISO 9000 Venezuela*. Boletín No. 5, Febrero 1994. Caracas.
- Comisión Venezolana de Normas Industriales, 1995. *Sistemas de Calidad. Modelo para el Aseguramiento de la Calidad en el Diseño, el desarrollo, la Producción, la Instalación y el servicio de Postventa*. Norma COVENIN – ISO 9001:1995. COVENIN.
- 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.
- Country of Los Angeles Department of Public Works, 1996. *Country of Los Angeles Current Position on Design and Construction of Welded Moment Resisting Frame Systems (WMRF)*, Country of Los Angeles Dept. of Public Works, Los Angeles, CA.
- 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.
- Darwin, D., 1990. *Steel and Composite Beams with Web Openings*. Steel Design Guide Series 2. AISC, Chicago, IL.
- Davison, J.B., Kirby, P.A., and Nethercot, D.A., 1988. *Semi-Rigid Connections in Isolation and in Frames*. In "Connections in Steel Structures: Behavior, Strength and Design", Elsevier Applied Science Publishers, London.
- Deierlein, G.G. et al., 1989. *Beam –Column Moment Connections for Composite Frames*. ASCE, Journal of Structural Engineering 115(11):2859-2876, 2877-2896.
- DiCorso, P.J., Reinhorn, A.M., Dickerson, J.R., Radzinski, J.B., and Harper, W.L., 1989. *Technical Report NCEER-89-0015 Response of Frames with Bolted Semi-Rigid Connections, Part I- Experimental Study on Analytical Predictions*, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.
- Dielding, D.J. and Chen, W.F., 1973. *Steel Frame Analysis and Connection Shear Deformation*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 99, No. ST1, January.
- Disque, R.O., 1973. *Inelastic K-factor in Design*. Engineering Journal, 2nd Quarter, AISC, Chicago, IL.
- Driscoll, G.C. and Beedle, L. S., 1982. *Suggestions for Avoiding Beam - to - Column Web Connection Failure*. Engineering Journal, 1st Quarter, AISC, Chicago, IL.
- Dumonteil, P., 1992. *Simple Equations for Effective Length Factors*. Engineering Journal, 3^{er} Quarter, AISC, Chicago, IL.
- Earthquake Engineering Research Institute, 1994. *Let's Clean Up our Language*, Editorial EERI Newsletter August 1994 and *Talking the Same Language*, Editorial EERI Newsletter November 1994. EERI, California.
- Earthquake Engineering Research Institute, 1984. *Glossary of terms for Probabilistic Seismic –Risk and Hazard Analysis*. EERI Committee on Seismic Risk. Earthquake Spectra, Vol. 1 No. 1, November 1984, EERI. California.
- Easterling, W.S. and Gonzales, L., 1993. *Shear Lag Effects in Steel Tension Members*. Engineering Journal, 2nd Quarter, AISC, Chicago, IL.
- Elgaaly, M., 1983. *Web Design Under Compressive Edge Loads*. Engineering Journal, 4th Quarter, AISC, Chicago, IL.
- Elgaaly, M., Davids, W. and Dagher, H., 1992. *Non-Slender Single-Angle Struts*. Engineering Journal, 2nd Quarter, AISC, Chicago, IL.
- Elgaaly, M. and Salkar, R., 1991. *Web Crippling Under Edge Loading*. Proceedings of AISC National Steel Construction Conference, Washington, D.C.

- Ellifritt, D.S., G.Wine, T. Sputo and Samue, S.,1992. *Flexural Strength of WT Sections*. Engineering Journal, 2nd Quarter, AISC, Chicago, IL.
- Ellingwood, B. R, 1999. *A Comparison of General Design and Load Requirements in Building Codes in Canada, Mexico and the United States*. Proceedings North American Steel Construction Conference, AISC, Chicago, IL.
- Ellingwood, B.E., J.G. MacGregor, T.V. Galambos and Cornell, C.A., 1982. *Probability-Based Load Criteria: Load Factor and Load Combinations*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. 5.
- Engelhardt, M.D. and Popov, E.P., 1989a. *Behavior of Long Links in Eccentrically Braced Frames*, Report No. UCB/EERC-89/01, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- Engelhardt, M.D. and Popov, E.P., 1989b. *On Design of Eccentrically Braced Frames*. Earthquake Engineering Research Institute, EERI, *Earthquake Spectra*, Vol. 5, No. 3, August.
- Engelhardt, M.D., Sabol, T.A., Aboutaha, R.S., and Franck, K.H., 1995. *An Overview of the AISC Northridge Moment Connection Test Program*. Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, AISC, Chicago,IL.
- European Committee for Standarization, 1994. *Eurocode 4, Design of Composite Steel and Concrete Structures Part 1-1: General Rules for Buildings*. ECS, Brussels, Belgium.
- European Convention for Constructional Steelwork , 1991b. *European Recommendations for Steel Structures in Seismic Zones*, ECCS Technical Committee 1, Working Group 1.3 Seismic Design, Brussels.
- European Convention for Constructional Steelwork, 1991a. *Essential of Eurocode 3. Design Manual for Steel Structures in Building*, ECCS Advisory Committee 5, Brussels.
- Federal Emergency Management Agency, 1999. *Example Application of the NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA 276. FEMA, Washington D.C.
- Federal Emergency Management Agency, 1997. *NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA 274. FEMA, Washington D.C.
- Federal Emergency Management Agency, 1997. *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA 273. FEMA, Washington D.C.
- Federal Emergency Management Agency, 1997a. *NEHRP (National Earthquake Hazards reduction Program) Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings*. FEMA, Washington D.C.
- Federal Emergency Management Agency, 1997b. FEMA 267 A (SAC 96-03) *Interim Guidelines Advisory No. 1-Supplement for FEMA 267*. FEMA, Washington D.C.
- Federal Emergency Management Agency, 1995. FEMA 267 (SAC 95-02) *Interim Guidelines Evaluation, Repair, Modification and Design of Steel Moment Frames*. FEMA, Washington D.C.
- Federal Emergency Management Agency, 1994. *NEHRP (National Earthquake Hazards reduction Program) Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings*. FEMA, Washington D.C.
- Federal Emergency Management Agency, 1992. *NEHRP Handbook of Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, FEMA 172. 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.

- Fischer, J.W., K.H. Frank, M.A. Hirt, and McNamee, B.M., 1970. *Effect of Weldments on the Fatigue Strength of Beams*. National Cooperative Highway Research Program, Report 102, Washington, D.C.
- Fischer, J.W., P.A. Albrecht, B.T. Yen, D.J. Klingerman and McNamee, B.M., 1974. *Fatigue Strength of Steel Beams with Welded Stiffeners and Attachments*. National Cooperative Highway Research Program, Report 147, Washington, D.C.
- Fisher, J.M. and West, M.A., 1990. *Serviceability Design Considerations for Low Rise Buildings*. Design Guides, AISC, Chicago, IL.
- Fisher, J.W., T.V. Galambos, G. L. Kulak and Ravindra, M.K., 1978. *Load and Resistance Factor Design Criteria for Connectors*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 104, No. ST9, September.
- Foutch, D.A., 1989. *Seismic Behavior of Eccentrically Braced Steel Building*. ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 115, No.8, August, pp. 1857-1876.
- Frank, K.H. and Yura, J. A., 1981. *An Experimental Study of Bolted Shear Connections*. FHWA/RD-81/148, December.
- Freeman, F.R., 1930. *The Strength of Arc-Welding Joints*. Proc. Inst. Civil Engineers, Vol. 231, London, England.
- Furlong, R.W. 1997. *Composite Columns* in “Composite Construction Design for Buildings”, ASCE / McGraw Hill, New York, NY.
- Galambos, T.V., 1991. *Design of Axially Loaded Compressed Angles*. Structural Stability Research Council Annual Technical Session Proceedings.
- Galambos, T.V.(editor), 1998. *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*. Structural Stability Research Council, 5th Edition, John Wiley & Sons.
- Galambos, T.V.(editor), 1988. *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*. Structural Stability Research Council, 4th Edition, John Wiley & Sons.
- Galambos, T.V., 1980. *Reliability of Axially Loaded Columns*. Washington University, Department of Civil Engineering, St. Louis, MO, December.
- Galambos, T.V., 1978. *Bulletin No. 27*. American Iron and Steel Institute. Washington, D.C., January.
- 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., 1968a. *Structural Members and Frames*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- Galambos, T.V., 1968b. *Deformation and Energy Absorption Capacity of Steel Structures in the Inelastic Range*. Bulletin No. 8. American Iron and Steel Institute, New York, N.Y.
- 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., B. Ellingwood, J.G. MacGregor 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.
- Galambos, T.V. and Chapuis, M., 1980. *LRFD Criteria for Composite Columns and Beam-Columns*. Revised Draft, Washington University, Dept. of Civil Engineering, St. Louis, MO, December.
- 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.

- 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.
- 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.
- Garza V., L., 1997. *Resistencia a la compresión de ángulos dobles*. II Encuentro Latinoamericano de Estructuras Metálicas. Fedestructuras. Bogotá, Septiembre.
- Gaylord, E.H. Jr., Gaylord, Ch. E. and Stallmeyer, J.E., 1992. *Design of Steel Structures*, 3rd Edition, McGraw Hill Book Co., New York.
- Gibson, G. T. and Wake, B.G.T., 1942. *An Investigation of Welded Connections for Angle Tension Members*. The Welding Journal, American Welding Society, January.
- Gjelsvik, A., 1981. *The Theory of Thin-walled Bars*. John Wiley and Sons, New York.
- Goble, G.G., 1968. *Shear Strength of Thin Flange Composite Specimens*. Engineering Journal, AISC, 2nd Quarter.
- Goel, S.C., 1993. Report UMCEE 93. *Proceedings of US / Japan Cooperative Research Program Workshop on Composite and Hybrid Structures*. The University of Michigan Department of Civil and Environmental Engineering, Ann Arbor, MI.
- Goel, S.C., 1992a Report UMCEE 92-29. *Recommendations for US / Japan Cooperative Research Program- Phase 5: Composite and Hybrid Structures*. The University of Michigan Department of Civil and Environmental Engineering, Ann Arbor, MI.
- Goel, S.C., 1992b. *Cyclic Post Buckling Behavior of Steel Bracing Members* in “Stability and Ductility of Steel Structures Under Cyclic Loading”, pp. 75-104, CRC Press, Boca Raton, FL.
- Goel, S.C., 1992c. *Earthquake Resistant Design of Ductile Braced Steel Structures* in “Stability and Ductility of Steel Structures Under Cyclic Loading”, pp.. 297-308, CRC Press, Boca Raton, FL.
- Goel, S. and Itani, A., 1994. *Seismic Behavior of Open-Web Truss-Moment Frames*. Journal of the Structural Division, Vol. 120, No. 6, June.
- Goel, S.G. and Lee, S., 1992. *A Fracture Criteria for Concrete-Filled Tubular Bracing Members under Cyclic Loading*. In Proceedings, ASCE Structures, San Antonio, Texas, April 13-15, pp. 922-925.
- Grant, J.A., J. W. Fischer, and Slutter, R.G., 1977. *Composite Beams with Formed Steel Deck*. Engineering Journal, AISC 1st Quarter.
- Griffis, L.G., 1992a. *Load and Resistant Factor Design of W- Shape Encased in Concrete*. Design Guide, AISC, Chicago, IL.
- Griffis, L.G., 1992b. *Composite Frame Construction. Constructional Steel Design: An International Guide*, pp.523-553, Elsevier Science Publishers, London, England.
- Gross, Englenhardt, Uang, Kasai and Iwankiw, 1999. *Modification of Existing Steel Welded Moment Frame Connections for Seismic Resistance*. Design Guide D812, AISC, Chicago.
- Gutiérrez, A., 1997a. *Diseño y detallado de miembros y conexiones en edificaciones en “Diseño Sismorresistente. Especificaciones y Criterios empleados en Venezuela”*. Vol. XXXIII. Academia de Ciencias Físicas Matemáticas y Naturales. Caracas, Julio.
- Gutiérrez, A., 1997b. *Manual de Estructuras de Acero*. Productora de Perfiles Properca, Caracas.

- Gutiérrez, A., et al., 1982. *Manual de Proyectos de Estructuras de Acero*. Siderúrgica del Orinoco C.A, SIDOR, Caracas, Venezuela.
- Gutierrez, A y Beyer, E., 1990. *Manual de Perfiles L*. Sidetur, Caracas.
- Hall, D. H., 1981. *Proposed Steel Column Strength Criteria*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 107, No. ST4, April.
- 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.
- Hardash, S.G. and Bjorhovde, R., 1985. *New Design Criteria for Gusset Plates in Tension*. Engineering Journal, 2nd Quarter, AISC, Chicago, IL.
- Harries, K., Mitchell, D., Cook, W.D. and Redwood, R.G., 1993. *Seismic Response of Steel Beams Coupling Concrete Walls*. ASCE, Journal of Structural Engineering 119(12):3611-3629.
- Hassan, O., and Goel, S.C., 1991. Report UMCE 91-1. *Seismic Behavior and Design of Concentrically Braced Steel Structures*. The University of Michigan Department of Civil and Environmental Engineering, Ann Arbor, MI.
- Hjelmstad, K.D. and Popov, E.P., 1983. *Cyclic Behavior and Design of Link Beams*. Journal of the Structural Division, Vol. 109, No. 10. ASCE, October.
- Hoglund, T., 1971. *Simply Supported Long Thin Plate I-Girder Without Web Stiffeners, Subjected to Distributed Transverse Load*. Dept. of Building Static and Structural Engineering of the Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.
- Huckelbridge, A.A. and Clough, R.W., 1977. *Earthquake Simulator Tests of Nine-Story Steel Frame with Columns Allowed to Uplift*. Report No. UCB/EERC-77/23, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- Instituto Colombiano de Normas Técnicas, 1995. Administración de la Calidad. *Recomendaciones para obtener y asegurar la calidad en el diseño*. Guía Técnica Colombiana GTC 15 1995. 18 págs. Correspondiente a la Norma Francesa NFX50-127. INCOTEC, Bogotá.
- International Association of Bridge and Structural Engineering, IABSE, 1968. *Final Report of the Eight Congress*, Zurich, September 1968.
- International Conference of Buildings Officials, 1997a. *Uniform Building Code*, ICBO, Whittier, CA.
- International Conference of Buildings Officials Evaluation Services, 1997b. *AC 129 Acceptance Criteria for Qualification of Steel Moment Frame Connection Systems*, ICBO Whittier, CA.
- International Iron and Steel Institute, 1993. *Fire Engineering Design for Steel Structures: State of the Art.*, IISI, Brussels.
- International Organization for Standardization, 1974. *Guide for the Evaluation of Human Exposure to Whole-Body Vibration*. Document ISO 2631, September.
- Itani, A.M. and Goel, S.C., 1991. *Earthquake Resistance of Open Web Framing Systems*. Research Report UMCE 91-21. Ann Arbor. The University of Michigan, Dept. of Civil Engineering.
- Iwankiw, N., 1984. *Note on Beam-Column Moment Amplification Factor*. Engineering Journal, 1st Quarter, AISC, Chicago, IL.
- Johnson, D.L., 1985. *An Investigation into the Interaction of Flanges and Webs in Wide-Flange Shapes*. 1985 Proceedings SSRC Annual Technical Session, Cleveland, OH, Structural Stability
- Johnston, B.G. and Deits, 1941. *Tests of Miscellaneous Welded Building Connections*. Welding Journal, November.

- Johnston, B.G., 1939. *Pin-Connected Plate Links*. 1939 ASCE Transactions.
- Johnston, B.G., Green, L.F., 1940. *Flexible Welded Angle Connections*. The Welding Journal, October.
- 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 1968.
- Jones, J., 1940. *Static Tests on Riveted Joints*. Civil Engineering, May 1940
- 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, October.
- Kanchanalai, T. and Lu, L.W., 1979. *Analysis and Design of Framed Columns Under Minor Axis Bending*. Engineering Journal, AISC, 2nd Quarter.
- Kanno, R., and Deierlein, G.C., 1997. *Seismic Behavior of Composite (RCS) Beam Column Joint Subassemblies*. In "Composite Construction III", ASCE, Reston, VA.
- Kasai, K. and Popov, E.P. 1986c. Report No. UBC/EERC 86/01 *A Study of Seismically Resistant Eccentrically Braced Frames*. Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA.
- Kasai, K. and Popov, E.P., 1986b. *Cyclic Web Buckling Control for Shear Link Beams*. Journal of the Structural Division, Vol. 112, No. 3, ASCE, March.
- Kasai, K. and Popov, E.P., 1986a. *General Behavior of WF Steel Shear Link Beams*. Journal of the Structural Division, Vol. 112, No. 2, ASCE, February .
- Kasai, K. and Popov, E.P., 1984. *On Seismic Design of Eccentrically Braced Steel Frames*. Proceedings, 8th World Conference on Earthquake Engineering, July 1984, San Francisco, CA., Vol. 5, pp. 387, 394.
- Kaufmann, E. J., Xue, M., Lu, L.W. and Fisher, J.W., 1996. *Achieving Ductile Behavior of Moment Connections*. Modern Steel Construction, Vol. 36, No. 1. January, pp. 387-394. AISC, Chicago, IL.
- Keating, P.B. and Fischer, J.W., 1985. *Review of Fatigue Tests and Design Criteria on Welded Details*. NCHRP Project 12-15(50), October 1985,. Washington, D.C.
- Kemp, A.R., 1986. *Factors Affecting the Rotation Capacity of Plastically Designed Members*. The Structural Engineer, Vol. 64B, No. 2, June.
- Ketter, R.L, 1961. *Further Studies of the Strength of Beam- Columns*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 87, No. ST6, August .
- Khatib, I., Mahin, S.A. and Pister, K.S., 1988. Report NO. UCB/EERC 88-01. *Seismic Behavior of Concentrically Braced Steel Frames*. Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA.
- Kirby, P.A. and Nethercot, D.A., 1979. *Design for Structural Stability*. John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y..
- Kitayama, K., Otani, S. and Aoyama, H., 1987. *Earthquake Resistant Design Criteria for Reinforced Concrete Interior Beam – Colum Joints*. Proceedings of the Pacific Conference on Earthquake Engineering. Wairakei, New Zealand.
- Kitipornchai, S. and Trahair, N.S., 1980. *Buckling Properties of Monosymmetric I-Beams*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 109, No. ST5, May.
- 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 1964, pp. 335-346.

- 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, Vol..51, March .
- 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, Vol. 49, April.
- Krawinkler, H., 1978. *Shear in Beam- to - Column Joints in Seismic Design of Steel Frames*. Engineering Journal, AISC, Vol.15.
- Krawinkler, H., Bertero, V.V. and Popov, E.P, 1975. *Hysteresis Behavior of Steel Columns*. Report No. UCB/EERC-75/11, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- Krawinkler, H., Bertero, V.V. and Popov, E. P., 1971. *Inelastic Behavior of Steel Beam - to - Column Subassemblages*. Report No. UCB/EERC-71-7, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- Krawinkler, H. and Gupta, A., 1998. *Story Drift Demands for Steel Moment Frame Structures in Different Seismic Regions*. Proceedings of the 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, WA.
- Kulak, G. L., J. W. Fischer and Struik, J.H.A., 1987. *Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints*. 2nd Edition, John Wiley & Sons, New York, NY.
- Kulak, G.L, et al., 1999. *Behavior and Design of Steel Plate Shear Walls*. Proceedings North American Steel Construction Conference, AISC.
- Lay, M.G., 1965. *Flange Local Buckling in Wide Flange Shapes*. Journal of the Structural Division, Vol. 91, No. ST6, American Society of Civil Engineers, December .
- Lee, G. D., M. L. Morrell and Ketter, R.L., 1972. *Design of Tapered Members*, WRC Bulletin, No. 173, June.
- Leigh, J. M. and Lay, M.G., 1984. *The Design of Laterally Unsupported Angles*. Steel Design Current Practice, Section 2, Bending Members., AISC, January.
- Leigh, J. M. and Lay, M-G., 1978. *Laterally Unsupported Angles with Equal and Unequal Legs*. Report MRL 22/2 July , Melbourne Research Laboratories, Clayton.
- LeMessurier, W. J., 1977. *A Practical Method of Second Order Analysis, Part 2- Rigid Frames*. Engineering Journal, 2th Quarter, AISC, Chicago, Il.
- LeMessurier, W. J., 1976. *A Practical Method of Second Order Analysis, Part 1- Pin-Jointed Frames*. Engineering Journal, 4th Quarter, AISC, Chicago, Il.
- LeMessurier, W.J., R.J. McNamara and Scrivener, J.C., 1974. *Approximate Analytical Model for Multi-Story Frames*. Engineering Journal, AISC, 4th Quarter.
- León, R.T, 1990. *Semi-Rigid Composite Construction*. Journal of Constructional Steel Research 15(2): 99-120.
- Leon, R.T. and Ammerman, D.J, 1990. *Semi-Rigid Connections for Gravity Loads*. Engineering Journal, Vol. 27 No.1 , 1st Quarter, pp. 1-11. AISC, Chicago, IL.
- León, R.T. and Forcier, G.P., 1992. *Parametric Study of Composite Frames. Connections in Steel Structures II*, Proceedings of the Second International Workshop on Connections in Steel Structures, pp. 152-159, AISC, Chicago, IL.
- León, R.T., Hajjar, J.F. and Shield, C.K., 1997. *The Effect of Composite Floor Slabs on the Behavior of Steel Moment Resisting Frames in the Northridge Earthquake*. Composite Construction in Steel and Concrete III, pp. 735-751, ASCE, Reston, VA.

- 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.
- 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
- Libby, J.R., 1981. *Eccentrically Braced Frame Construction- A Case History*. Engineering Journal, AISC Vol. 18, No. 4.
- 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 .
- Liu, Z. and Goel, S.C., 1987. *Investigation of Concrete Filled Steel Tubes under Cyclic Bending and Buckling*. UMCE Report 87-3, University of Michigan, Ann Arbor, MI.
- Lu, L.W., E. Ozer, J. H. Daniels, O. S and Okten, Morino, S., 1977. *Strength and Drift Characteristics of Steel Frames*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 103, No. St11, November.
- Lu, L.W., 1967. *Design of Braced Multi-Story Frames by the Plastic Method*. Engineering Journal, 1st Quarter, AISC, Chicago, IL.
- Luft, R. W., 1989. *Comparison Among Earthquake Codes*. Earthquake Spectra, Earthquake Engineering Research Institute, Vol. 5, No. 4, November.
- Lutz, L. A., 1992. *Critical Slenderness of Compression Members with Effective Lengths About Nonprincipal Axes*. Structural Stability Research Council, Annual Technical Session Proceedings, April , Pittsburgh, PA.
- Lyse, I., Gibson,G.J., 1937. *Effect of Welded op Angles on Beam-Column Connections*. Welding Journal, October.
- Lyse, I., Schreiner, 1935. *An Investigation of Welded Seat Angle Connections*. Welding Journal, February.
- Madugula, M.K.S. and Kennedy, J..B., 1985. *Single and Compound Angle Members*. Elsevierr Applied Science, New York.
- Malley, J. O. and Popov, E.P., 1984. *Shear Links in Eccentrically Braced Frames*. Journal of the Structural Division, Vol 110, No. 9, American Society of Civil Engineers, September.
- Marino, F. J., 1966. *Ponding of Two-Way Roof Systems*. Engineering Journal, 3rd Quarter, AISC, Chicago, IL.
- Mattock, A.H., 1974. *Shear transfer on concrete having reinforcement at an angle to the shear plane*. Special Publication 42 “Shear in Reinforced Concrete”, American Concrete Institute, pp. 17-42.
- Meng, R.L. and Murray, T.M., 1997. *Seismic Performance of Bolted End-Plate Moment Connections*. Proceedings of the 1997 AISC National Steel Construction Conference, pp. 30.1-30.14, AISC, Chicago, IL.
- Merovich, A.T., Nicoletti, J.P. and Hartle, E., 1982. *Eccentric Bracing in Tall Buildings*. Journal of the Structural Division, Vol. 108, No. 9, ASCE, September.
- Morrell, M. L. and Lee, G.C., 1974. *Allowable Stress for Web-Tapered Members*. WRC Bulletin 192, Welding Research Council, New York, February.
- Mouw,K.W, 1969. *Fatigue Testing of Light Gage Metal Frames*. Special Report, Engineering Research Institute, Iowa State University.
- Moy ,Ch-S. Moy., Ozer,F.E. and Lu, L.W., 1977. *Strength of Steel Frames Under Gravity Loads*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 103, No. ST6, June.

- 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.
- Murray, T. M., 1991. *Building Floor Vibrations*. Engineering Journal, 3rd Quarter, AISC, Chicago, IL..
- 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.
- Nader. M.N. and Astaneh, A., 1996. *Shaking Table Test of Rigid, Semi-Rigid and Flexible Steel Frames*. Journal of the Structural Engineering, Vol. 122 No. 6, June. Págs. 589-596, ASCE, Reston , VA.
- Nader. M.N. and Astaneh, A., 1992. *Seismic Design Concepts for Semi-Rigid Frames*. Proceedings of the 1992 ASCE Structures Congress, pp. 971-975. ASCE, New York, NY.
- National Earthquake Hazards Reduction Program, 1997a. *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures*, FEMA 302 and 303, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, NEHRP.
- National Earthquake Hazards Reduction Program , 1997b. *Composite Draft Copy of the 1997 Edition of the NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures as Proposed in March 1997*. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, March , NEHRP.
- National Earthquake Hazards Reduction Program , 1997c. *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA 273; FEMA 274 (Commentary), October 1997. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, May, NEHRP.
- National Earthquake Hazards Reduction Program, 1995. *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings*, FEMA 223 A , Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, May, NEHRP.
- National Institute of Standards and Technology / American Institute of Steel Construction, 1998. *Interim Design Guideline for the Seismic Modification of Welded Steel Moment Frame Connections*. AISC, Chicago, IL.
- New Zealand Heavy Engineering Research Association, 1995. *Seismic Design Procedures for Steel Structures*. HERA Report R4-76, Manukau City, New Zealand, May.
- Nicoletti, J.P., Pinkham, C.W., Saunders, C.M. and Teal, E.J., 1984. *A Synthesis of Steel Research for Code Development*. Structural Steel Educational Council, San Francisco, CA.
- Nishiyama, I., Hasegawa, T., and Yamanouchi, H. 1990. *Strength and Deformation Capacity of Reinforced Concrete Column to Steel Beam Joint Panels*. Building Research Institute Report 71, Ministry of Construction, Tsukuba, Japan.
- O'Hara, Michel, 1998. *Future Fire Codes*. Civil Engineering, May, pp. 48-51. American Society of Civil Engineers, ASCE, Baltimore.
- Ollgaard, J. G., R. G. Slutter and Fisher, J.W., 1971. *Shear Strength of Stud Shear Connections in Lightweight and Normal Weight Concrete*. Engineering Journal, 2nd Quarter, AISC, Chicago, IL.
- Oosteraas, J. and Krawinkler, H., 1989. *The Mexico Earthquake of September 19, 1985. Behavior of Steel Buildings*. Earthquake Spectra, Earthquake Engineering Research Institute, Vol. 5, No.1, February, pp. 51-58.
- Paparoni, M., 1993. *Responsabilidades que se adquieren al modificar una estructura existente*. 8^a. Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sismorresistente, págs E-42 - E50. Mérida.
- Popov, E. P., 1980. *An update on Eccentric Seismic Bracing*. Engineering Journal, AISC, 3rd Quarter.

- Popov, E. P., Amin, N. R., Louie, J.J. and Stephen, R.M., 1985. *Cyclic Behavior of Large Beam Column Assemblies*. Earthquake Spectra, Earthquake Engineering Research Institute, Vol 1, No. 2, February.
- Popov, E. P. and Stephen, R.M., 1977. *Capacity of Columns with Splice Imperfections*. Engineering Journal , AISC, 1st Quarter.
- Popov, E.P., Engelhardt , M.D. and Ricles, J.M., 1989. *Eccentrically Brace Frames: U.S. Practice*. Engineering Journal, AISC Vol. 26, No. 2, p.66-80.
- Popov, E.P. and Pinkney, R.B., 1968. *Behavior of Steel Building Connections Subjected to Inelastic Strain Reversals- Experimental Data*. Bulletin No. 14, American Iron and Steel Institute, November.
- Popov, E.P. and Stephen, R.M., 1972. *Cyclic Loading of Full-Size Steel Connections*. Bulletin No. 21, American Iron and Steel Institute, February.
- Popov, E.P. and Stephen, R.M., 1977. *Tensile Capacity of Partial Welds*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 103, No. ST9, September.
- Popov, E.P., 1980. *Seismic Behavior of Structural Assemblages*. Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 106, No. ST7, July.
- Popov, E.P. and Tsai, K.C., 1987. *Performance of Large Seismic Steel Moment Connections Under Cyclic Loads*. Proceedings Structural Engineers Association of California Convention , San Diego, CA, October .
- Popov, E.P., Blondet, L., Stepanov and Stojadinovic, B. 1996. *Full Scale Beam to Column Connection Test*. University of California Department of Civil Engineering, Berkeley, CA.
- Preece, F.C., 1968. *AWS-AISC Fillet Weld Study- Longitudinal and Transverse Shear Tests*. Testing Engineers, Inc., Los Angeles, May 31.
- Rao, N., R.N., M. Lohrmann, and Tall, L., 1966. *Effect of Strain Rate of the Yield Stress of Structural Steels*. Journal of Materials, Vol 1, No. 1, ASTM, March.
- 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.
- Research Council on Structural Connections, 1994. *Load and Resistance Factor Design Specifications for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolt*. 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.
- Ricles, J.M. and Popov, E.P., 1989. *Composite Action in Eccentrically Braced Frames*. ASCE Journal of the Structural Engineering 115(8):2046-2066.
- Ricles, J.M. and Popov, E.P., 1987a. *Dynamic Analysis of Seismically Resistant Eccentrically Braced Frames*. Report No. UCB/EERC-87/107, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- Ricles, J.M. and Popov, E.P. 1987b. Report No. UCB/EERC-87/06. *Experiments on EBFs with Composite Floors*. Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA.
- Roberts, T. M., 1981. *Slender Plate Girders Subjected to Edge Loading*. Proceedings, Institution of Civil Engineers, Part 2, 71, September, London.
- Roeder, C.W., and Foutch, D.F., 1996. *Experimental Results for Seismic Resistant Steel Moment Frame Connections*. Journal of Structural Engineering, Vol.122 No. 6, June. ASCE, Reston, VA..

- Roeder, C.W. and Popov, E.P., 1978. *Eccentrically Braced Frames for Earthquakes*. Journal of the Structural Division, Vol. 104, No. 3, March, ASCE, Reston, VA.
- 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, 1976.
- Saatcioglu, M., 1991. *ACI 127.5 Deformability of Steel Columns*. American Concrete Institute. Detroit, MI.
- SAC Joint Venture, 1997a. *Background Reports: Metallurgy, Fracture Mechanics, Welding, Moment Connections and Frame Systems Behavior*. SAC Report No. SAC-95-09; FEMA 288, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, March.
- SAC Joint Venture, 1997b. *Interim Guidelines Advisory No. 1. Supplement to FEMA 267*. SAC Report No. SAC-96-03; FEMA 267A, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, March.
- SAC Joint Venture, 1997c. *SAC/BD-97-02 Version 1.1, Protocol for Fabrication, Inspection, Testing and Documentation of Beam-Column Connection Test and Other Specimens*. SAC Joint Venture, Sacramento, CA.
- SAC Joint Venture, 1996. *Connections Test Summaries*. SAC Report No. SAC-96-02; FEMA 289, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, June.
- SAC Joint Venture, 1995. *Interim Guidelines: Evaluation, Repair, Modification and Design of Welded Steel Moment Frame Structure*. SAC Report No. SAC-95-02; FEMA 267, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, August.
- Salvadori, M., 1956. *Lateral Buckling of Eccentrically Loaded I-Columns*. ASCE Transactions, Vol. 122-1.
- Sawyer, H.A., 1961. *Post-Elastic Behavior of Wide-Flange Steel Beams*. Journal of the Structural Division, Vol. 87, No. ST8, American Society of Civil Engineers, December.
- Schneider, S.P., Roeder, C.W. and Carpenter, J.E., 1991. *Seismic Performance of Weak-Columns Strong Beam Steel Moment Resisting Frames*. University of Washington Department of Civil Engineering, Seattle, WA.
- Schnider, S.P., 1998. *Axially Loaded Concrete-Filled Tubes*. Journal of Structural Engineering, Vol. 124, No. 10, pp. 1125-1138, ASCE, Reston, VA.
- Seismology Committee Structural Engineers Association of California, 1996. *Recommend Lateral Forces Requirements and Tentative Commentary*. SEAOC, 1996, California.
- Seismology Committee Structural Engineers Association of California, 1988. *Recommend Lateral Forces Requirements and Tentative Commentary*. SEAOC, 1988, California.
- Shahrooz, B.M., Remmetter, M.E. and Quin, F., 1993. *Seismic Design and Performance of Composite Coupled Walls*. ASCE, Journal of Structural Engineering Vol 119 No. 11, pp. 3291-3309. ASCE, Reston, Va.
- Sheikh, T.M., Dierlein, G., Yura, J.A. and Jirsa, J.O., 1989. *Part 1: Beam Column Moment Connections for Composite Frames*. Journal of Structural Engineering, Vol. 115 No. 11, November, pp. 2859-2876. ASCE, Reston, VA.
- Slutter, R. G., Driscoll, G.C., 1965. *Flexural Strength of Steel-Concrete Composite Beams*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 91, No. ST2, April.
- Slutter, R., 1981. *Tests of Panel Zone Behavior in Beam Column Connections*. Lehigh University, report No. 200.81.403.1, Bethlehem, PA.
- Springfield, J., 1975. *Design of Column Subject to Biaxial Bending*. Engineering Journal, AISC, 3rd Quarter.

- 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.
- Standards Association of New Zealand, 1997. *Steel Structures Standard. NZS 3404: Part I and II:1997*. SANZ, Wellington, New Zealand.
- Standard Association of New Zealand, 1989. *Steel Structures Code NZS 3404:Parts 1 and 2:1989*. SANZ. Wellington, New Zealand.
- Stang, A. H. and Jaffe, B.S., 1948. *Perforated Cover Plates for Steel Columns*. Research Paper RP1861, National Bureau of Standards, Washington, D.C.
- Steager, A. and León, R.T., 1993. *Partially Restrained Composite Connections*. Design Guide, AISC. Chicago, IL.
- Steel Deck Institute, 1987. *Diaphragm Design Manual*. Second edition, SDI, Canton, OH.
- Steel Structures Painting Council, 1989. *Steel Structures Painting Manual, Vol. 2, Systems and Specifications*. SSPC, Pittsburgh, PA.
- Structural Engineers Association of California, 1996. *Recommended Lateral Force Requirements*. SEAOC, Sacramento, CA.
- Structural Stability Research Council Task Group 20, 1979. *A Specification for the Design of Steel-Concrete Composite Columns*. Engineering Journal, AISC, 4th Quarter.
- Structural Steel Education Council, 1986. *Steel Connections / Details and Relative Costs*. Moraga, CA, 1986.
- Summers, Paul A., Yura, J., 1982. *The Behavior of Beams Subjected to Concentrated Loads*. Phil M. Ferguson Structural Engineering Laboratory Report No. 82-5, University of Texas, Austin, TX, August.
- Tang, X. and Goel, S.C., 1989. *Brace Fractures and Analysis of Phase I Structure*. Journal of Structural Engineering, Vol. 115 No. 8, August, pp. 1960-1976. ASCE, Reston, VA.
- Tang, X. and Goel, S.C., 1987. *Seismic Analysis and Design Considerations of Braced Steel Structures*. UMCE Report 87-4, University of Michigan, Ann Arbor, MI.
- Tebedge, N. and W. F. Chen, 1974. *Design Criteria for H-Columns Under Biaxial Loading*. ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 100, ST3.
- 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.
- Tide, R. H. R., 1985. *Reasonable Column Design Equations*. Annual Technical Session of Structural Stability Research Council, April 16-17, Cleveland, OH, SSRC, Lehigh University, Bethlehem, PA.
- Timler, P.A. and Ventura, C., 1999. *Economical Design of Steel Plate Shear Walls from a Consulting Engineers Perspective*. Proceedings North American Steel Construction Conference, AISC, IL.
- Timoshenko, S. P. and Gere, J.M., 1961. *Theory of Elastic Stability*. McGraw Hill Book Company.
- Tremblay, R., Tchaboratev, N. and Filiatrault, A., 1997. *Seismic Performance of RBS Connections for Steel Moment Resisting Frames: Influence of Loading Rate Floor Slab*. Proceedings; STESSA 97, Kyoto, Japan.
- Tsai, K.C. and Popov, E.P., 1997. *Seismic Panel Zone Design Effect on Elastic Story Drift on Elastic Story Drift in Steel Moment Resisting Frames*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Reston, VA.

- Tsai, K.CX. and Popov, E.P., 1986. *Two Beam - to - Column Web Connections*. Report No. UCB/EERC-86/05, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA .
- Uang, C.M., 1991. *Establishing R (or R_w) and C_d Factors for Building Seismic Provisions*. Journal of Structural Engineering, Vol. 117, No. 1, ASCE, January.
- Uang, C-M. and Bertero, V.V., 1986. *Earthquake Simulation Tests and Associated Studies of 0.3-Scale Model of a Six-Story Concentrically Braced Steel Structures*. Report No. UCB/EERC-86/10, EERC, Berkeley, CA, December.
- UNE 48302. *Preparación de sustratos de acero previa a la aplicación de pinturas y productos afines. Evaluación visual de la limpieza de las superficies. Grados de óxido y de preparación de sustratos de acero no pintados y de sustratos de acero después de decapados totalmente de recubrimientos anteriores*. Norma Española, equivalente a la Norma Internacional ISO 8501-1. AENOR, Madrid, 1998.
- US Armed Services, 1982. *Seismic Design for Buildings (Army: TM 5-809-10, Navy: NAVFAC P-355, Air Force: AFM 88-3, Chapter 13)*
- Viest, I.M. et al., 1997. *Composite Construction Design for Buildings*. ASCE-Mc Graw Hill.
- Wallace, B.J. and Krawinkler, H., 1985. John A. Blume Earthquake Engineering Center Report No. 75. *Small Scale Model Experimentation on Steel Assemblies*. Stanford University Department of Civil Engineering, Palo Alto, CA:
- Whittaker, A.S., Uang, C-M. and Bertero, V.V., 1987. *Earthquake Simulation Tests and Associated Studies of a 0.3-Scale Model of a Six-Story Eccentrically Braced Steel Structures*. Report No. UCB/EERC-87/02, EERC, Berkeley., CA.
- Wilson, W. M., 1934. *The Bearing Value of Rollers*. Bulletin No. 263, University of Illinois Engineering Experimental Station, Urbana, IL.
- Winter, G., 1958. *Lateral Bracing of Columns and Beams*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 84, No. ST52, March.
- Wood, B. R., D. Beaulieu and Adams, P.F., 1976. *Column Design by P-Delta Method*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 102, No. ST2, February.
- Xu. P. and Goel, S.C., 1990. Report No. UMCE 90-1. *Behavior of Double Channel Bracing Members Under Large Cyclic Deformations*. University of Michigan Department of Civil Engineering, Ann Arbor, MI.
- Xue, M., Kaufmann, E.J., Lu, L.W., and Fischer, 1996. *Achieving Ductile Behavior of Moment Connections – Part II*. Modern Steel Construction, Vol. 36, No. 6, June, pp. 38-42. AISC, Chicago, IL.
- Yura, J.A., 1993. *Fundamental of beam bracing; Bracing design for inelastic structures; Torsional bracing requirements for beams and columns; Lean-on-bracing systems*, in “Is Your Structure Suitably Braced?”. Proceedings 1993 Conference, Structural Stability Council, SSRC, Wisconsin, 1993.
- Yura, J. A., 1988. *Elements for Teaching Load & Resistance Factor Design*. AISC April.
- Yura, J. A., et al., 1978. *The Bending Resistance of Steel Beams*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 104, No. ST59, September.
- Yura, J. A., 1971. *The Effective Length of Columns in Unbraced Frames*. Engineering Journal, AISC, Vol. 8, No. 2, April.
- Zandonini, R., 1985. *Stability of Compact Built-up Struts: Experimental Investigation and Numerical Simulation*. (En Italiano) Construzioni Metalliche, No., 4, 1985.

Zandonini, R. and León, R.T., 1992. *Composite Connections. In Constructional Steel Design: An Guide*, edited by Dowling, P.J., Harding, J.E. and Bhojorvde, pp. 501-522. London, Elsevier Science Publishing.

Zaremba, C.J., 1988. *Strength of Steel Frames Using Partial Composite Girders*. Journal of the Structural Engineering, Vol. 114, No. 8 , August, pp. 1741-1760, ASCE, Reston, VA.

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.

2. DIRECCIONES DE INTERÉS

A continuación se suministran las direcciones físicas, telefaxes, en internet y de correo electrónico (e-mail) de las principales fuentes de información extranjera sobre estructuras de acero o mixtas acero – concreto:

AAFS. American Academy of Forensic Sciences

Fax (001) –719 - 636.19.93

<http://www.aafs.org>

AASHTO. American Association of State Highway and Transportation Officials

444 North Capitol Street, N.W. Suite 249, Washington, DC 20001

Fax (001) – 202 - 624.58.06

<http://www.aashto.org>

ACI. American Concrete Institute.

P.O. Box 9094, Farmington Hills, MI 48333 USA

Fax (001)-248-848-38.01

<http://www.aci-int.org>

AENOR. Asociación Española de Normalización

Génova 6, 28004, Madrid, España.

Fax (0034) – 91 - 310.36.95

<http://www.aenor.es>

e-mail: comercial@enor.es

AISC. American Institute of Steel Construction.

One East Wacker Drive, Suite 3100. Chicago, Illinois 60601-20201 USA

Fax (001) –312 - 670.54.03

<http://www.aisc.org>

AISC. Australian Institute of Steel Construction

Level 13, 99 Mount Sydney NSW 2060

Fax (0061) –2 – 9955 - 54.06

AISI. American Iron and Steel Institute.

1101 17th Street NW, Washington DC 20036-4700 USA.

Fax (001) – 202 - 463.65.73

<http://www.Steel.org>

ASCE. American Society of Civil Engineers

1801 Alexander Bell Drive. Reston, VA 20191-4400 USA

Fax (001) – 703 - 295.62.11

<http://www.pubs.asce.org>

ASTM. American Society for Testing and Materials

100 Bart Harbor Dr., West Conshohocken, PA 19428

Fax (001) – 610- 832.95.55

<http://www.astm.org>

ATC. Applied Technology Council.

555 Twin Dolphin Drive. Suite 550. Redwood City, California 94065 USA

Fax (001) - 650- 593.23.20

<http://www.atcouncil.org>

AWS. American Welding Society.

550 NW LeJeune Road. Miami 33126 USA.
Fax (001) – 305 - 443.75.59
<http://www.amweld.org>

CISC. Canadian Institute of Steel Construction
201 Consumers Road, Suite 300
Willowdale, Ontario M2J 4G8
Canada
Fax (001) – 416 - 491.64.61
<http://www.cisc-icca.ca>

CRSI. Concrete Reinforcing Steel Institute

933 N. Plum Grove Road
Schaumburg, Illinois 60173-4758
Fax (001) 847-517—12.06
<http://www.crsi.org>

CTICM. Centre Technique Industriel de la Construction Métallique.
Domanine de Saint-Paul, BP 64. F-78470 Saint-Rémy-lès-Chevreuse. France.

ECCS. European Convention for Constructional Steelwork.
Avenue des Ombrages 32/36 bte 20
B-1200 Bruxelles. Belquique.
Fax (011) – 322 – 762.09.35

FEDESTRUCTURAS. Federación Colombiana de Fabricantes de Estructuras Metálicas
Transversal 21 No. 100 Of.403, Santafé de Bogotá.
Colombia
Fax (0057) –1 - 257.51.62

FEMA. Federal Emergency Management Agency
1090 Vermont Avenue, NW, Suite 700
Washington, DC 20005-4905
Fax (001) – 202 - 289.78.00
<http://www.fema.gov>

HERA. Heavy Engineering Research Association.
Gladding Place, Manukau City. P.O. Box 76 134,
Auckland , New Zealand.
Fax (0064) –9 - 262.28.56
<http://www.hera.org.nz>
e-mail: admin@hera.org.nz

ICBO. International Conference of Building Officials
5360 Workman Mill Road, Whittier,
CA 90601-2258
Fax (001) –310 -692.38.53
<http://www-icbo.org>

IMCA. Instituto Mexicano de la Construcción en Acero
Av. Escuela Industrial No. 267, esq. Río Blanco
Col. Industrial, México 07800, D.F.
Telefax (0052): 55-17.01.53 , Tefl. 57.39.18.48
e-mail: imcaac@unete.com.mx

OTUA. Office Technique pour l' Utilisation de l' Acier

Immeuble Pacific-13, Cours Valmy
92070 La Défense Cedex
Fax (0033) – 1 - 412.555.70

PCA. Portland Cement Association.
5420 Old Orchard Road, Skokie, IL 60077-1083
Fax (001) 847-966-96.66
<http://www.portcement.org>

PEER / NISEE

Pacific Earthquake Engineering Research Center
National Information Service for Earthquake Engineering.
University of California, Berkeley.
1301 South 46th Street, Richmond, California
Fax (001)510-231.94.61
<http://peer.berkeley.edu>

SCI. The Steel Construction Institute.
Silwood Park, Ascot , Berkshire SL5 7QN. UK.
Fax (0044) – 1344 - 229.44
<http://www.Steel.sci-org>.

SDI. Steel Deck Institute.
P.O. Box 25, Fox River Groove, IL 60021-0025
Fax (001) – 847 - 462.19.40

SEAOC. Structural Engineers Association of California
555 University Avenue Suite 126
Sacramento, California 95825-6510
Fax (001) - 916-568.06.77
e-mail: seaoc@aol.com

SJJ. Steel Joists Institute.
3127 10th Avenue North Myrtle Beach, SC 29577-6760
USA
Fax (001) – 843- 626.55.65
<http://www.steeljoist.org>

SSRC. Structural Stability Research Council
University of Florida. Department of Civil Engineering
345 Weil Hall, P.O. Box 116580
Gainesville, FL 32611-6580
Fax (001) – 352 - 846.39.78
<http://www.ssrc.ce.ufl.edu>
e-mail: ssrc@ce.ufl.edu

DISPOSICIONES TRANSITORIAS

ALCANCE

Durante el lapso de provisionalidad de la presente Norma, establecido en su Prólogo, se autoriza el uso de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1618-82 *Estructuras de Acero para Edificaciones. Proyecto. Fabricación y Construcción* o de la Norma AISC *Specification for Structural Steel Buildings - Allowable Stress Design and Plastic Design*, edición de 1989 (citada aquí en adelante como AISC ASD 89), basadas en el Método de las Tensiones Admisibles, con las modificaciones indicadas en este Anexo.

Hasta tanto no se elaboren las correspondientes normas venezolanas COVENIN - MINDUR se autoriza el uso de las siguientes normas , complementadas con las disposiciones indicadas en esta Norma y en las COVENIN - MINDUR 2002, 2003, 1753 y 1756 vigentes:

AISI *Load and Resistance Factor Design Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members*, 1996 edition.

AISC *Specification for the Design of Steel Hollow Structural Sections*, 1997.

SJI *Standard Specifications, Load Tables and Weight Tables for Steel Joists and Joist Girders*, vigente.

ADECUACIÓN DE LA NORMA COVENIN- MINDUR 1618-82

Estas Disposiciones Transitorias están dirigidos al diseño y construcción sismorresistente de los miembros de acero estructural, sus juntas y conexiones en edificaciones cuyas solicitaciones resultan de los movimientos sísmicos determinados según la Norma COVENIN - MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*, fundamentada en la disipación de energía en el rango no lineal de respuesta, y en consecuencia se deben aplicar conjuntamente con la presente Norma, la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1618-82 y la Norma AISC ASD 89.

1 DETERMINACIÓN DE LAS SOLICITACIONES

Se utilizará el Capítulo 10 de la presente Norma para determinar las solicitaciones sobre la estructura, sus miembros, juntas y conexiones.

2 RESISTENCIAS TEÓRICAS

2.1 Se elimina el Artículo 7.6 de la Norma 1618-82.

2.2 La clasificación de los sistemas estructurales corresponderá a la de la Norma COVENIN - MINDUR 1756-98 o la del Capítulo 3 de la presente Norma.

2.3 La resistencia teórica de los miembros, juntas y conexiones de acero estructural de los sistemas resistentes a sismos para las hipótesis de solicitaciones en las cuales el sismo actúa solo o en combinación con las acciones permanentes y variables se determinará multiplicando por 1.7 las tensiones admisibles establecidos en las Secciones 7.1.1, 7.1.3, 7.1.4, 7.2, 7.3, 8.3 y los Capítulos 12, 16, 17 y 18 de la Norma COVENIN – MINDUR 1618-82. El incremento en una tercera parte de las tensiones admisibles no deberá usarse en conjunción con el factor 1.7.

2.4 Los efectos P-Δ especificados en la Norma COVENIN - MINDUR 1756-98 se incorporarán obligatoriamente en los cortantes de pisos para el cálculo de las solicitaciones sísmicas.

2.5 En el Capítulo 8 de la COVENIN – MINDUR 1618-82 la definición de F_e' se modificará para que se lea así:

$$F_e' = \frac{\pi^2 E}{(kL_b/r_b)^2}$$

donde:

- L_b = Longitud real en el plano de flexión.
 k = Coeficiente de longitud efectiva en el plano de flexión.
 r_b = Radio de giro correspondiente.

3 RESISTENCIAS MINORADAS

La resistencia minorada de los miembros y conexiones estructurales de acero y la de los sistemas resistentes a sismos para las hipótesis de solicitaciones en las cuales el sismo actúa solo o en combinación con las solicitaciones permanentes y variables, se determinará convirtiendo las tensiones admisibles calculadas según la Norma venezolana COVENIN – MINDUR 1618-82 en resistencias teóricas, multiplicando dichas resistencias teóricas por los factores de minoración de la resistencia teórica, ϕ , dados a continuación.

| | |
|------------|------|
| Tracción | |
| Cedencia | 0.9 |
| Ruptura | 0.75 |
| Compresión | |
| Pandeo | 0.85 |
| Flexión | |
| Cedencia | 0.9 |
| Ruptura | 0.75 |

| | |
|---|--|
| Corte | |
| Cedencia | 0.9 |
| Ruptura | 0.75 |
| Torsión | |
| Cedencia | 0.9 |
| Pandeo | 0.9 |
| Soldaduras de ranura de penetración completa | |
| Tracción o compresión normal al área efectiva | 0.9 para el metal base 0.9 para el metal de soldadura |
| Corte en el área efectiva | 0.9 para el metal base 0.8 para el metal de soldadura |
| Soldaduras de ranura de penetración parcial | |
| Compresión normal al área efectiva | 0.9 para el metal base 0.9 para el metal de soldadura |
| Tracción normal al área efectiva | 0.9 para el metal base 0.8 para el metal de soldadura |
| Corte paralelo al eje de la soldadura | 0.75 para el metal base |
| Soldaduras de filete | |
| Corte en el área efectiva | 0.75 para el metal de soldadura |
| Soldadura de tapón o de canal | |
| Corte paralelo a la superficie de falla (en el área efectiva) | 0.75 para el metal de soldadura |
| Pernos | |
| Ruptura por tracción, ruptura por corte, corte y tracción combinados | 0.75 |
| Conexión de deslizamiento crítico con pernos en agujeros estándar, agrandados, y de ranura corta | 1.0 |
| Conexiones de deslizamiento crítico con pernos en agujeros de ranura larga con la ranura perpendicular a la dirección de la carga | 1.0 |
| Conexiones de deslizamiento crítico con pernos en agujeros de ranura larga con la ranura paralela a la dirección de la carga | 0.85 |

| | |
|---|------|
| Elementos de conexión | |
| Cedencia por tracción, cedencia por corte | 0.9 |
| Aplastamiento en los agujeros de los pernos, ruptura por tracción, ruptura por corte, bloque de corte | 0.75 |
| Aplastamiento | |
| Sobre el acero | 0.75 |
| Sobre el concreto | 0.6 |
| Alas y alma bajo fuerzas concentradas | |
| Flexión local de las alas, pandeo por compresión del alma | 0.9 |
| Cedencia local del alma | 1.0 |
| Aplastamiento local del alma, corte del alma en la zona del panel | 0.75 |
| Pandeo lateral del alma | 0.85 |

4 CONEXIONES, JUNTAS Y MEDIOS DE UNIÓN

Se modificará el Artículo 22.2 REQUISITOS SISMORRESISTENTES DE LAS JUNTAS EMPERNADAS, de la presente Norma para que se lea:

La resistencia minorada al corte y a las combinaciones de corte y tracción de las juntas empernadas será calculada de acuerdo con las Secciones J3.5 a J3.7 de la Norma AISC ASD-89, excepto que la tensión admisible al aplastamiento en los agujeros de los pernos, F_p , no se tomará mayor que $1.2 F_u$

5 COLUMNAS

El primer párrafo de la Sección 21.7.1 Empalmes de columnas, se sustituye por el siguiente:

Los empalmes de las columnas de los sistemas resistentes a sismos satisfarán o excederán las solicitaciones mayoradas establecidas en la Sección 15.5.1 y las hipótesis de solicitaciones (10-9) y (10-10).

6 SISTEMAS ESTRUCTURALES EN ACERO

CAPÍTULO 11 REQUISITOS SISMORRESISTENTES PARA PÓRTICOS DE ACERO

11.4 Requisitos para pórticos de acero con Nivel de Diseño ND3

Se modificará la Sección 11.4.5 para que se lea:

(a) Fuerza cortante

La sollicitación mayorada de fuerza cortante, V_u , en la zona de panel se calculará aplicando las combinaciones de sollicitaciones (10-9) y (10-10) a las vigas que se conectan a la columna en el plano del pórtico. Sin embargo, el cortante mayorado V_u no excederá las fuerzas cortantes calculadas con $0.8\sum R_y M_p$ de las vigas conectadas a las alas de la columna.

La resistencia minorada al corte de la zona de panel, $\phi_v V_n$, se determinará con $\phi_v = 0.75$ y la siguiente fórmula:

Cuando $N_u \leq 0.75 N_y$

$$R_v = 0.6 F_y d_c t_p \left[1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \quad (11-1)$$

Cuando $N_u > 0.75 N_y$

$$R_v = 0.6 F_y d_c t_w \left[1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t} \right] \left(1.9 - \frac{1.2 N_u}{N_y} \right) \quad (11-1)$$

a)

En estas fórmulas

F_y = Resistencia especificada a la cedencia del acero en la zona de panel.

b_{cf} = Ancho del ala de la columna.

d_b = Altura total de la viga.

d_c = Altura total de la sección transversal de la columna.

t_{cf} = Espesor del ala de la columna.

t_p = Espesor total de la zona de panel, incluidas las planchas adosadas.

La Subsección 11.4.8.2 se modificará para que se lea:

11.4.8.2 Conexiones no restringidas

La sollicitación mayorada sobre la columna se calculará para la hipótesis de sollicitación

(10-7), siendo la acción sísmica S el menor valor entre:

- (a) La fuerza sísmica amplificada $\Omega_o S_H$
- (b) Ciento veinticinco por ciento (125 %) la resistencia minorada del pórtico, calculada como la resistencia minorada a flexión de la viga o la resistencia minorada a corte de la zona del panel.

11.5 REQUISITOS PARA PÓRTICOS DE ACERO RESISTENTES A MOMENTO CON VIGAS DE CELOSÍA

Se modificará el primer párrafo de la Subsección 11.5.3 para que se lea:

11.5.3 Arriostramiento lateral

Ambos cordones de la celosía estarán arriostrados lateralmente en los extremos de los segmentos especiales, y a lo largo de toda su longitud a intervalos que no excederán el valor de L_c calculado según la Sección 7.1.4.6a de la Norma venezolana COVENIN – MINDUR 1618-82 o Sección F1 de la norma AISC ASD 89.

Se modificará la primera parte de la Subsección 11.5.5 para que se lea:

11.5.5 Resistencia teórica de los miembros de la celosía fuera del segmento especial

Con la excepción indicada en la Cláusula 11.4.1.2.3, la resistencia minorada de todos los miembros y conexiones de un pórtico de momento con vigas de celosía será capaz de tomar las sollicitaciones mayoradas de las combinaciones (10-6) y (10-7) y las fuerzas laterales necesarias para desarrollar la resistencia teórica al corte esperado en todos los segmentos especiales, V_{ne} , calculado con la fórmula (11-4) [el resto del texto permanece sin cambios].

CAPÍTULO 12 REQUISITOS PARA PÓRTICOS DE ACERO CON DIAGONALES CONCÉNTRICAS

12.2 PÓRTICOS DE ACERO CON DIAGONALES CONCÉNTRICAS CON NIVEL DE DISEÑO ND1

12.2.3 Requisitos para configuraciones especiales de los arriostramientos

Se modificará para que se lea:

2. La viga intersectada por los arriostramientos deberá ser capaz de soportar las cargas gravitacionales tributarias que resulten de aplicar las acciones permanentes y variables, suponiendo que no están presente los arriostramientos.

12.3 PÓRTICOS DE ACERO CON DIAGONALES CONCÉNTRICAS CON NIVEL DE DISEÑO ND3

12.3.3 Requisitos para configuraciones especiales de los arriostramientos

Se modificará el siguiente requisito para que se lea :

2. La viga intersectada por los arriostramientos deberá ser capaz de soportar las cargas gravitacionales tributarias que resulten de aplicar las acciones permanentes y variables, suponiendo que no están presente los arriostramientos.

GUÍA PARA LAS CONSULTAS TÉCNICAS A LA COMISIÓN DE NORMAS DEL MINDUR

INTRODUCCIÓN

La Comisión de Normas del Ministerio del Desarrollo Urbano ha acordado que todas las interpretaciones oficiales de sus normas se tratarán de la misma manera formal. A tales efectos, todas las consultas deberán dirigirse por escrito a la sede de la Comisión.

Las consultas se tramitarán lo más pronto posible, pero debido a la complejidad del trabajo y a los procedimientos que han de seguirse, algunas interpretaciones y respuestas pueden consumir un tiempo considerable. La Comisión no responderá a las consultas planteadas telefónicamente ni a las que omitan las pautas siguientes.

RESPONSABILIDADES DE LA COMISIÓN

Las actividades de la Comisión en lo que respecta a las interpretaciones oficiales de las normas que le competen, están estrictamente limitadas a interpretar los requisitos de sus normas o a considerar revisiones de las disposiciones existentes que se fundamenten en nuevos datos o tecnologías. Ni la Comisión ni sus miembros están autorizados para ofrecer interpretaciones o servicios de consultoría sobre problemas particulares de una obra de ingeniería ni requisitos de las normas que se apliquen a la fabricación que no estén comprendidos en las mismas o asuntos no cubiertos específicamente por sus normas. En tales casos, el interpelador deberá buscar asistencia de un ingeniero experimentado en el campo particular de interés cuestionado.

PROCEDIMIENTO

Datos del Destinatario y del Remitente

Todas las consultas tiene que ser por escrito y dirigirse a la Comisión de Normas del MINDUR, cuya dirección es :

Comisión de Normas
MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO
Dirección de Proyectos
Torre Oeste, Piso 48
Av. Lecuna, Parque Central, Caracas 1015

Tel. 576.43.22, 571.12.22, Ext. 9500 y 9551
Fax: (02) 571.13.67

Las consultas contendrán el nombre o nombres de los solicitantes, profesión, el organismo que representa, cuando sea pertinente, su dirección, teléfonos, telefaxes, correo electrónico, así como la suficiente información como para que la Comisión pueda entender cabalmente el asunto consultado. Para facilitar la organización y agilizar la tramitación es muy importante aislar cada problema, anexando toda la documentación pertinente, de forma que cada asunto deberá ser consultado separadamente. Cuando el asunto consultado no esté definido claramente, o cuando se presenten cuestionamientos mezclados, la consulta será devuelta para ser aclarada.

A fin de lograr un procesamiento eficiente, todas las consultas serán presentadas en el orden y formato que se describe a continuación :

1 Alcance. Cada consulta se enfocará a una sola disposición de la norma, a menos que el asunto en cuestión relacione dos o más documentos. En el alcance de la pregunta se comenzará identificando la norma venezolana COVENIN - MINDUR, su año de edición y cuál (es) de sus Artículos, Secciones, Subsecciones abarca (n) el asunto consultado.

2 Objeto de la Consulta. En el objetivo de la consulta se manifestará claramente si se trata de obtener una interpretación de los requisitos normativos o de solicitar la revisión de una disposición particular fundamentada en nuevos criterios, datos o tecnologías.

3 Contenido de la Consulta. La consulta debe ser concisa pero completa, a fin de permitir que la Comisión comprenda rápida y cabalmente el asunto en cuestión. Cuando sea apropiado, se usarán dibujos y croquis, y han de citarse, con sus datos identificadores, todos los párrafos, figuras y tablas pertinentes a la consulta. Si el asunto consultado tiene como propósito una revisión de la norma, deberá anexarse las justificaciones y documentación técnicas pertinentes.

4 Solución Sugerida. El interpelador, según sea el objeto de la consulta, deberá redactar una proposición de solución sugerida, manifestando su interpretación de las disposiciones pertinentes al asunto cuestionado, o redactar el texto de la revisión propuesta.

INTERPRETACIÓN Y REVISIÓN DE LAS DISPOSICIONES NORMATIVAS

Las interpretaciones oficiales de las disposiciones de las normas venezolanas COVENIN —MINDUR las efectuará la Comisión. El Presidente de la Comisión referirá la consulta a los miembros que tengan más experiencia sobre el tema. Una vez redactada la contestación será presentada a la Comisión en pleno para su revisión y aprobación. Luego de ser sancionada, el texto pasará a ser una interpretación oficial, y la Secretaría de la Comisión enviará la respuesta a los solicitantes, a las dependencias oficiales involucradas y a FONDONORMA para su publicación.

PUBLICACIÓN DE LAS INTERPRETACIONES

Todas estas interpretaciones oficiales deberán ser publicadas en el Boletín de FONDONORMA, Fondo para la Normalización y Certificación de la Calidad e incorporadas en la futura edición de la norma venezolana correspondiente, así como en el Informe Anual de la Comisión.

PUBLICACIONES DE LA COMISION PERMANENTE DE NORMAS PARA ESTRUCTURAS DE EDIFICACIONES DEL MINDUR

NORMAS COVENIN - MINDUR

- 1618-82 **Estructuras de Acero para Edificaciones. Proyecto, Fabricación y Construcción.** 1980, 345 págs.
- 1618-98 **Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites.** 1999, 565 págs.
- 1753-85 **Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño.** 1985, 425 págs.
- 1755-82 **Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero.** 1982, 97 págs.
- 1756-82 **Edificaciones Antisísmicas.** 1982, 198 págs.
- 1756-98 **Edificaciones Sismorresistentes.** 1999, 117 págs.
- 2000-92 **Sector Construcción. Mediciones y Codificación de Partidas para Estudio, Proyectos y Construcción. Parte II-A Edificaciones.** 1993, 375 págs.
Suplemento No. 1 , 1999, 166 págs.
- 2002-88 **Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones.** 1989, 108 págs.
- 2003-87 **Acciones del Viento sobre las Construcciones.** 1988, 158 págs.
- 2004-98 **Terminología de las Normas COVENIN – MINDUR de Edificaciones.** 1998, 122 págs.
- 2733-90 **Proyecto, Construcción y Adaptación de Edificaciones de Uso Público Accesibles a Personas con Impedimentos Físicos.** 1991, 44 págs.
- 3400-98 **Impermeabilización de Edificaciones.** 1999, 242 págs.

MANUALES

- * Epelboim, Salomón; Arnal, Henrique. **Manual para el Proyecto de Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones.** 2ª Edición . 1996. 950 págs.
- * Marín, Joaquín; Güell, Antonio. **Manual para el Cálculo de Columnas de Concreto Armado.** 2ª. Impresión revisada, 1991, 222 págs.

Distribución y Venta:

FONDONORMA

Fondo para la Normalización y Certificación de la Calidad
Torre Fondocomún, Piso 12
Av.. Andrés Bello, Caracas Tels. (02) 575.44.98, 575.41.11

FUNVISIS

FUNDACIÓN VENEZOLANA DE INVESTIGACIONES SISMOLÓGICAS
Centro de Documentación e Información, CEDI
Prolongación Calle Mara, El Llanito, Caracas
Tels. (02) 257.51.53, 258.98.60
Faxes: (582) 257.99.77, 257.98.60
<http://www.internet.ve/funvisis>
e-mail: dptodi@funvisis.internet.ve

Librería Técnica Vega.

Plaza de las Tres Gracias, Los Chaguaramos. Caracas
Tels. (02) 662.13.97, 662.18.71, 662.28.48
Fax (582) 662.20.92

**COVENIN
1618:1998**

**CATEGORÍA
I**

FONDONORMA
Av. Andrés Bello Edif. Torre Fondo Común Pisos 11 y 12
Telf. 575.41.11 Fax: 574.13.12
CARACAS

publicación de:



FONDONORMA

ICS: 91.080.10

RESERVADOS TODOS LOS DERECHOS
Prohibida la reproducción total o parcial, por cualquier medio

ISBN: 980-06-2

Descriptores: Estructuras de acero, edificaciones, ingeniería civil