

II.2 ESFUERZOS PERMISIBLES Y RESISTENCIAS DE DISEÑO

- **II.2.1 ESPECIFICACIONES PARA EDIFICIOS DE ACERO**
- **II.2.2 DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES**
(DEP)
- **II.2.3 RESISTENCIAS DE DISEÑO**
(NTC-RCDF-2004)
- **II.2.4 MIEMBROS EN TENSIÓN**
- **II.2.5 MIEMBROS EN COMPRESIÓN**
(COLUMNA AISLADA)
- **II.2.6 MIEMBROS EN FLEXIÓN**
(VIGAS)
- **II.2.7 MIEMBROS FLEXOCOMPRESIONADOS**
(COLUMNAS)
- **II.2.8 DISEÑO DE MIEMBROS FLEXOCOMPRESIONADOS**
(COMPRESIÓN AXIAL Y FLEXIÓN)

II.2.1 ESPECIFICACIONES PARA EDIFICIOS DE ACERO

Introducción

Algunas normas vigentes en México, para diseño y construcción de estructuras de acero para edificios, se basan parcialmente en las Especificaciones del *American Institute of Steel Construction (AISC)*, organismo que agrupa a las principales empresas productoras de acero estructural de los Estados Unidos de América, diseñadores, fabricantes de estructuras metálicas, empresas dedicadas al montaje y a la supervisión de estructuras, profesores e investigadores; y que publica periódicamente manuales de construcción en acero. El *AISC* realiza eventos técnicos, nacionales e internacionales para promover y difundir la tecnología y el uso del acero en la industria de la construcción.

Tras los sismos de *Northridge, California, 1994* y *Kobe, Japón, 1995*, las *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* recientes del *AISC* prescriben disposiciones más estrictas desde el punto de vista de seguridad estructural de las edificaciones, y se han hecho modificaciones importantes en la práctica de diseño y construcción de estructuras de este tipo, por haberse demostrado un comportamiento diferente al esperado.

Los resultados de las investigaciones realizadas a lo largo de muchos años se han sintetizado en un procedimiento de diseño práctico y racional, para proporcionar una herramienta de diseño que permita obtener estructuras con niveles de seguridad, aceptables y económicas dentro de ciertos límites. El desarrollo de numerosos programas de computadoras para el análisis y diseño de estructuras ha permitido que las reglas de diseño se apliquen de manera versátil, con revisiones rápidas para optimizar el material y evitar cálculos laboriosos.

Las normas de diseño requieren revisiones periódicas y oportunas, de acuerdo con las nuevas experiencias e investigaciones que surgen en el campo de la ingeniería; se considera que un reglamento o norma se vuelve obsoleto después de no más de diez años de su publicación, o inmediatamente después de la ocurrencia de un sismo fuerte, que demuestre un comportamiento poco satisfactorio de las estructuras que fueron diseñadas y construidas con la normatividad vigente.

El uso de las Especificaciones *AISC-ASD* (diseño por esfuerzos permisibles) en México, durante aproximadamente un siglo, se debe principalmente a las siguientes razones:

- En varias ramas de la ingeniería, nuestra tecnología y evolución de la normatividad depende en buena medida del desarrollo de Estados Unidos.
- La industria siderúrgica mexicana inició operaciones hace aproximadamente un siglo, y se desarrolló con infraestructura y equipo de laminación de origen estadounidense, de manera que todos los perfiles estructurales mexicanos que se producían en el pasado y en la actualidad se presentan en unidades del sistema inglés. La fabricación de materiales utilizados en la estructura de acero (aceros estructurales, aceros de alta resistencia, tornillos, arandelas y tuercas, pernos de anclaje y barras roscadas, metales de aportación y fundentes para soldadura, pernos conectores de cortante, lámina acanalada para sistemas de piso) está regida por normas de carácter internacional de la *American Society of Testing Materials (ASTM)* y la *American Welding Society*

(AWS). Desde hace varios años, estos materiales se han normalizado en nuestro país de acuerdo con normas del Comité Consultivo de Normalización de la Industria Siderúrgica de la Cámara Nacional de la Industria del Hierro y el Acero (CANACERO).

- En el pasado, había poca literatura disponible para el diseño de este tipo de estructuras. La industria siderúrgica mexicana, encabezada principalmente por *Altos Hornos de México*, *Compañía Siderúrgica de Guadalajara*, *Hylsa, S. A.*, *Galvak* (ahora *Ternium*), realizó esfuerzos importantes para publicar catálogos de sus productos, con información técnica básica.
- En México, la investigación relacionada con el comportamiento del acero estructural, es prácticamente nula. Las únicas y notables contribuciones, aportaciones y actualización de normas y temas sobre el comportamiento y diseño de estructuras de acero, han sido hechas, a lo largo de más de sesenta años, por el Maestro Oscar de Buen y López de Heredia, Profesor emérito de la Universidad Nacional Autónoma de México y Director General de Colinas de Buen. El trabajo del Ing. De Buen ha fomentado desde los años cincuenta, el empleo del acero en la industria de la construcción, muchos edificios de mediana altura y altos de la Ciudad de México confirman su vasta experiencia.
- Los manuales de construcción en acero del *AISC* han sido, tradicionalmente, las herramientas disponibles más completas para el diseño, fabricación y montaje de estructuras de acero para edificios, las cuales están en permanente actualización, e incorporan resultados de investigación teóricos, experimentales y prácticos, que reflejan los avances tecnológicos en el campo de las estructuras metálicas, por lo que su gran contenido técnico permite aplicarlas de manera rápida.
- Los diseñadores mexicanos se han familiarizados más con el uso de las especificaciones *AISC*, principalmente con el método de diseño basado en esfuerzos permisibles (diseño elástico), por ser el método más simple, tradicional y conservador.
- La mayor parte de los programas de computadora especializados para el diseño de estructuras de acero que se emplean en México y en América Latina, se basan en las Especificaciones del *AISC*. En México, los programas que provienen de los Estados Unidos de América y de Europa han tenido buena aceptación. También existen programas de computadora desarrollados por ingenieros mexicanos que han también tenido aceptación en la ingeniería estructural mexicana.
- En los centros de enseñanza superior y universidades, donde se imparte la materia de estructuras de acero (cabe señalar que esta materia es optativa en la mayoría de ellos), los cursos se imparten con base en programas tradicionales, con apego a las Especificaciones *AISC*, diseño por esfuerzos permisibles.

No obstante, las *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 2004*, preparadas por un comité técnico, integrado por profesionistas reconocidos en nuestro medio y encabezados por el Ing. Oscar de Buen López de Heredia, son consideradas actualmente en México, la herramienta más completa y actualizada para el diseño con acero, ya que contiene estudios analíticos y experimentales relativos al comportamiento y diseño de estructuras de acero, de más de 30 años, así como algunas enseñanzas

derivadas de los sismos de la ciudad de México de 1985, *Northridge, Cal., 1994* y *Kobe, Japón, 1995*.

Lamentablemente, el empleo de estas normas en nuestro medio está limitado por las razones siguientes:

- Las *NTC-RCDF-2004*, como su nombre lo indica, tienen carácter oficial únicamente en el Distrito Federal, mientras que las Especificaciones del *AISC* son reconocidas y utilizadas en cualquier parte de nuestro país. (Las Especificaciones *AISC* cubren geográficamente un campo de aplicación mucho más grande que las Normas Técnicas Complementarias del *RCDF-2004*). Es común que en varios estados de la República Mexicana, especialmente en los estados del norte, se utilicen normas estadounidenses (*AISC, ACI, UBC, etc.*) para el diseño de estructuras, incluso para la definición de cargas vivas, viento o sismo, razón por la cual los diseños realizados en estos lugares difieren sustancialmente de los efectuados en la Ciudad de México.
- Pocos ingenieros, diseñadores y estructuristas profesionales suelen utilizarlas. El empleo correcto de las nuevas normas requerirá amplia difusión entre la comunidad ingenieril.

Consecuentemente, en este Manual se presentan disposiciones de diseño alternas para dimensionar y construir estructuras de acero, de acuerdo con varios métodos de diseño: diseño por esfuerzos permisibles, diseño por factores de carga y resistencia y diseño por estados límite.

Por supuesto, quedará a juicio del diseñador, el empleo de una u otra norma. Se advierte al usuario de estas normas, que la tendencia mundial es hacia el diseño por desempeño.

En las nuevas normas del *AISC*, que se publicaron en 2005, se incorporaron los dos métodos, *ASD* y *LRFD*, como lo ha hecho el *American Iron and Steel Institute (AISI)*.

El método de diseño elástico o por esfuerzos permisibles es muy útil cuando se revisan estructuras antiguas, su aplicación data de casi un siglo en los Estados Unidos de América y en México.

Especificaciones AISC para edificios de acero

ASD	Primera edición	1923
	Novena edición	1989
LRFD	Primera edición	1986
	Segunda edición	1993
	Tercera edición	1999
	Cuarta edición	2001
	Quinta edición	2005 (ASD y LRFD)

En marzo de 2005, el *American Institute of Steel Construction (AISC)* publicó una nueva edición del *Manual of Steel Construction*, que contiene disposiciones de diseño con los métodos *ASD* y *LRFD*.

Especificaciones AISC 2005 para edificios de acero estructural

- Normas de diseño convenientes para la industria de las estructuras de acero.
- Especialmente útiles para diseño por sismo, diseño de marcos rígidos con conexiones parcialmente restringidas y sistemas estructurales compuestos acero-concreto.
- Usos apropiados de combinaciones de carga para el criterio basado en resistencia y servicio.
- Consistente con el diseño por estados límite, aplicable a estructuras, miembros constitutivos y conexiones estructurales trabe-columna.

Formatos de diseño:

LRFD (*Load and Resistance Factor Design, Diseño por Factores de Carga y Resistencia, DFCR*)

y

ASD (*Allowable Stress Design, Diseño por Resistencia Permisible, DRP*)

LRFD (diseño por factores de carga y resistencia, DFCR)

Este método de diseño denominado también **diseño por estados límite o resistencia última**, consiste en determinar en primer termino, las acciones (cargas o momentos) que se presentan en las secciones críticas de un miembro estructural o estructura bajo el efecto de las acciones de diseño o cargas factorizadas.

En general, las cargas factorizadas se obtienen multiplicando las cargas de servicio o de trabajo por un factor de carga, que suele ser mayor que la unidad.

Ecuación básica de diseño:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

donde:

Q_i = efecto de las acciones calculado (M, V, P, etc.) bajo cargas de servicio i, donde i = D (carga muerta), L (carga viva), S (sismo), W (viento), etc.

γ_i = factor de carga; depende del tipo y combinación de carga (toma en cuenta las incertidumbres de los efectos de las cargas).

R_n = resistencia nominal = esfuerzo o fuerza correspondiente a la falla.

ϕ = factor de resistencia menor que la unidad, depende del tipo de resistencia (toma en cuenta las incertidumbres en la resistencia).

Comentarios:

El margen de seguridad se incorpora en los dos factores de carga y reducción de la resistencia (γ y ϕ), y se aplica a ambos lados de la ecuación básica de diseño: acciones contra resistencia.

Con LRFD, el margen de seguridad proporcionado en el diseño puede ser más realista y refleja la diferencia de niveles o incertidumbres asociadas con diferentes condiciones de carga. Por ejemplo, se usa un factor de carga menor para las cargas muertas (1.2) que para las cargas vivas (1.6), lo cual refleja una incertidumbre mayor en las cargas vivas.

Ventajas del formato LRFD

- LRFD proporciona un margen de seguridad más uniforme y confiable bajo diferentes condiciones de carga. Es decir, LRFD permite que el factor de seguridad sea más preciso para diferentes tipos de carga y combinaciones de las mismas.
- Las resistencias nominales (R_n) se indican explícitamente en las Especificaciones LRFD. El diseñador cuenta con mayor información sobre el comportamiento real de la estructura.
- Cuando sea posible, las resistencias nominales se dan en términos de fuerzas en vez de esfuerzos. Esto frecuentemente proporciona una mejor representación del comportamiento estructural real.

Ecuación básica de diseño LRFD:

Efecto de las acciones (Fuerzas, esfuerzos, deflexiones, etc.) [Q]	\leq	Resistencia a los efecto de las acciones (Resistencia, rigidez, ductilidad) [R]
---	--------	--

Los dos lados de la ecuación básica de diseño están asociados a varias incertidumbres.

Incertidumbres en las acciones (dependiendo del tipo de carga).

Incertidumbres en las combinaciones de carga.

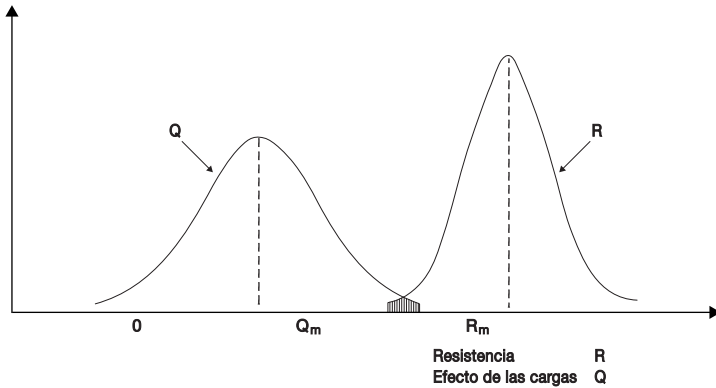
Incertidumbres en el modelaje y análisis estructural.

Incertidumbres en la resistencia

Incertidumbres en las propiedades de los miembros (propiedades del material, dimensiones, imperfecciones iniciales, esfuerzos residuales).

Incertidumbres en la predicción del comportamiento estructural (depende del modo de falla de un elemento estructural, es decir, pandeo general de una columna, pandeo local de patines o del alma, pandeo por flexotorsión, fractura en la sección neta, ruptura por cortante y tensión combinadas, etc.)

Vista gráfica de incertidumbres



Frecuencia versus Resistencia-Efecto de las cargas.

Debido a las incertidumbres en los efectos de las cargas (Q) y en la resistencia (R), se requiere un margen de seguridad entre Q y R.

La diferencia fundamental entre los métodos de diseño ASD (Diseño por Esfuerzos Permisible) y LRFD (Diseño por Factores de Carga y Resistencia) consiste en la manera en que se incorpora el margen de seguridad en el proceso de diseño.

ASD (diseño elástico o diseño por esfuerzos permisibles, Allowable Stress Design, DEP)

Este método de diseño denominado también diseño elástico, consiste en determinar, en primer término, los esfuerzos que se presentan en las secciones críticas de un miembro estructural bajo la acción de las cargas de servicio o de trabajo, considerando un comportamiento elástico del material. Se considera que un miembro está diseñado correctamente cuando los esfuerzos de trabajo, ocasionados por las cargas de servicio que obran en el miembro no exceden los esfuerzos permisibles.

Los esfuerzos permisibles se estipulan en las especificaciones de diseño de acuerdo con el tipo de elemento estructural, tipo de acero y solicitaciones que obran en la estructura. En general, los esfuerzos permisibles se obtienen dividiendo los esfuerzos de falla del material y tipo de sollicitación entre un factor de seguridad. En general, los esfuerzos permisibles son una fracción del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia (esfuerzo de fluencia, F_y), o del esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión, F_u , del acero utilizado en el diseño de la estructura o del esfuerzo crítico de un elemento.

Ecuación básica de diseño:

$$F_{calc.} \leq F_{perm.}$$

donde:

$f_{\text{calc.}}$ = esfuerzo calculado en un componente estructural bajo las cargas de servicio o de trabajo, en kg/cm^2 .

$F_{\text{perm.}}$ = esfuerzo permisible, en kg/cm^2 .

$$F_{\text{perm}} = \frac{F_n}{F_s} = \frac{\text{Esfuerzo de falla}}{\text{Factor de seguridad}}$$

Comentarios:

El margen de seguridad se representa mediante el factor de seguridad (F.S.) y se aplica en el mismo lado de la resistencia de la ecuación básica de diseño. Típicamente, $FS = 1.67$ para diseño de miembros estructurales en tensión y $FS = 2.0$ para diseño de conexiones estructurales trabe-columna.

El factor de seguridad no refleja las diferencias de niveles de las incertidumbres asociadas con las diferentes combinaciones de carga. Por ejemplo, se usa el mismo factor de seguridad para las cargas muertas y vivas.

Factores de carga y combinaciones de carga

Bases: ASCE-7 (formalmente ANSI A58.1)

Las cargas nominales que deben considerarse en el diseño de estructuras de acero son las siguientes:

- D: Carga muerta debida al peso propio de los miembros estructurales y acciones permanentes en la estructura.
- L: Carga viva debida a la ocupación y equipo
- L_r : Carga viva de techo
- W: Carga de viento
- S: Carga de nieve
- E: Carga sísmica determinada de acuerdo con la parte 1 del *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*.
- R: Carga debida al agua pluvial o hielo, exclusiva de la contribución del encharcamiento.

De acuerdo con la Sección de las especificaciones *AISC-LRFD* las combinaciones de carga y cargas factorizadas son las indicadas en la siguiente tabla. El diseño de un miembro estructural o conexión, se efectuará con la combinación de carga crítica.

Tabla. Cargas y combinaciones de cargas.

Combinación de carga	Acciones de diseño (cargas factorizadas)
(CC-1)	1.4D
(CC-2)	1.2D + 1.6L + 0.5 (L _r o S o R)
(CC-3)	1.2D + 1.6L (L _r o S o R) + (0.5L o 0.8 W)
(CC-4)	1.2D + 1.6W + 0.5L + 0.5 (L _r o S o R)
(CC-5)	1.2D + 1.0E + 0.5L + 0.25
(CC-6)	0.9 + 1.6W
(CC-7)	0.9D + 1.0E

Tabla. Diversos factores de reducción de la resistencia.

Factor de resistencia ϕ	Estado límite
0.90	Flujo plástico en la sección total.
0.75	Fractura (fractura en la sección neta, ruptura por cortante y tensión, fractura de tornillos, fracturas de soldaduras, etc.).
0.85	Pandeo de columnas aisladas.
0.90	Flexión y cortante (vigas).
0.90	Miembros sujetos a compresión axial y flexión (miembros flexocomprimidos ó columnas).

Terminología LRFD

Resistencia requerida = Fuerza máxima en un miembro o conexión bajo cargas factorizadas.

Resistencia nominal = Fuerza que causa la falla del miembro o de la conexión.

Resistencia de diseño = Resistencia nominal multiplicada por un factor de resistencia.

Ecuación básica de diseño:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

Resistencia requerida \leq Resistencia de diseño

Ecuaciones de diseño.

$$\begin{aligned} T_u &\leq \phi T_n && \text{Tensión} \\ P_u &\leq \phi P_n && \text{Compresión} \\ M_u &\leq \phi M_n && \text{Flexión} \\ V_u &\leq \phi V_n && \text{Cortante} \end{aligned}$$

Estado límite = Un límite de utilidad estructural = un modo de falla.

Resistencia por estados límite (se revisa utilizando cargas factorizadas):

Un modo de falla que afecta la seguridad de la estructura.

La resistencia por estados límite en estructuras de acero, generalmente involucra uno de los tres fenómenos siguientes:

- Fractura.
- Inestabilidad (local, de miembro o de conjunto).
- Flujo plástico (generalmente tratado como un estado límite de resistencia cuando resulta en una deformación excesiva; la fluencia localizada no se considera un estado límite de resistencia).

Estados límite de servicio (se revisan con las cargas de servicio, sin factorizar).

Un modo de falla que afecta la función u operación de un edificio, pero no su seguridad estructural). Ejemplos:

- Deflexiones excesivas que causan fisuras en elementos no estructurales o inseguridad a los ocupantes.
- Vibraciones excesivas que causan molestias a los ocupantes originadas por un equipo mecánico en operación.

Contenido de las especificaciones para edificios de acero estructural AISC 2005

Capítulo A	Disposiciones generales
Capítulo B	Requisitos de diseño
Capítulo C	Marcos y otras estructuras
Capítulo D	Diseño de miembros en tensión
Capítulo E	Diseño de miembros en compresión
Capítulo F	Diseño de miembros en flexión
Capítulo G	Diseño de miembros en cortante
Capítulo H	Miembros flexocomprimidos
Capítulo I	Diseño de miembros compuestos
Capítulo J	Diseño de conexiones
Capítulo K	Diseño de conexiones de miembros en cajón y HSS
Capítulo L	Consideraciones de servicio
Capítulo M	Fabricación, montaje y control de calidad

En este manual se hará referencia exclusivamente a los capítulos relacionados con el diseño de miembros estructurales aislados.

II.2.2 DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES

DISEÑO ELÁSTICO O DISEÑO POR ESFUERZO DE TRABAJO (DEP)

Este método de diseño tradicional, que se ha utilizado desde principios del siglo XIX, sigue siendo empleado en la actualidad en nuestro país para el dimensionamiento de estructuras de acero para edificios. Consiste en calcular por medio de un análisis elástico, las acciones internas que producen las sollicitaciones de servicio (nominales o de trabajo) en los diversos miembros estructurales, y en comparar los esfuerzos ocasionados por esas acciones, determinados también por métodos elásticos, con los permisibles o de trabajo, que se obtienen dividiendo ciertos esfuerzos característicos (de fluencia, de falla por inestabilidad, etc.) entre un coeficiente de seguridad.

El DEP es útil para predecir el comportamiento de las estructuras en condiciones de servicio, pero en muchos casos no permite calcularlas en las cercanías del colapso, ya que éste se presenta con frecuencia fuera del intervalo elástico, cuando la *Ley de Hooke* ya no rige las relaciones entre esfuerzos y deformaciones. Cuando esto ocurre no puede determinarse el coeficiente de seguridad real de la estructura respecto a la falla.

A continuación se presentan los esfuerzos permisibles estipulados en las Especificaciones del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (especificaciones *AISC-ASD-1989*) y que se utilizan en el diseño de miembros estructurales de acero, sujetos a tensión (placas, barras y tirantes), compresión (columna aislada), miembros en flexión y en cortante (vigas) y miembros flexocomprimidos (columnas).

II.2.2.1 Esfuerzos permisibles de miembros en tensión

Los esfuerzos permisibles son aplicables a miembros prismáticos sujetos a tensión axial producida por fuerzas que actúan a lo largo de su eje centroidal. Cuando haya excentricidades importantes en las conexiones, sus efectos deben tenerse en cuenta en el diseño del miembro.

Cuando se espere que el elemento estructural en estudio vaya a quedar sometido durante su vida útil a un número muy elevado de ciclos de carga, en el cálculo de su resistencia se tendrá en cuenta la posibilidad de una falla por fatiga.

El esfuerzo de tensión permisible, F_t , no será mayor de $0.60 F_y$ en el área total.

$$F_t = 0.60 F_y$$

El esfuerzo de tensión permisible no será mayor de $0.50 F_u$ en el área neta efectiva.

$$F_t = 0.50 F_u$$

El esfuerzo permisible en el área neta a tensión del agujero para miembros conectados con pasador es de $0.45 F_y$.

$$F_t = 0.45 F_y$$

Los miembros con pasadores deberán cumplir los requisitos de la Sección *D3.1* en la sección del agujero.

Las barras de ojo cumplirán los requisitos de la Sección *D3.1*.

El esfuerzo permisible en barras de ojo que cumplen con los requisitos de la sección *D3.3* es $0.60 F_y$ en el área del cuerpo.

$$F_t = 0.60 F_y$$

II.2.2.2 Esfuerzos permisibles miembros en compresión

La columna aislada es un miembro prismático con secciones compactas o no compactas, sometido a compresión axial producida por fuerzas que actúan a lo largo de sus ejes centroidales.

El diseño de miembros formados por elementos planos esbeltos en compresión se efectúa con las disposiciones del Apéndice C, Manual IMCA, última edición.

Los miembros sujetos a compresión axial y flexión combinadas se dimensionan de acuerdo con lo estipulado en el Capítulo *H*.

Los miembros de sección variable o de alma trapezoidal se dimensionarán de acuerdo con el Apéndice *D* de las Especificaciones (*IMCA-2003*).

Longitud efectiva

La longitud efectiva de los miembros comprimidos axialmente es igual al producto del factor de longitud efectiva K , que se determinará de acuerdo con la Sección *1.8*, por la longitud libre de la columna. El factor K depende de las condiciones de apoyo de la columna.

Relaciones de esbeltez

La relación de esbeltez Kl/r de los miembros comprimidos axialmente se determina con la longitud efectiva Kl y el radio de giro r correspondiente. l es la longitud libre de la columna, entre secciones soportadas lateralmente, y K es el factor de longitud efectiva, que se calcula como se indica más adelante. Debe tenerse cuidado, en todos los casos, de utilizar la relación de esbeltez máxima del miembro, ya que K , l , y r , o cualquiera de esas cantidades, pueden tener valores diferentes en un mismo elemento, dependiendo del eje de las secciones transversales alrededor del que se presente el pandeo, de las condiciones en sus extremos y de la manera en que esté soportado lateralmente.

La relación de esbeltez l/r de miembros en tensión se determina con su longitud libre l .

Para relaciones de esbeltez máximas permisibles, ver la Sección *1.8.4 B*, Especificaciones *IMCA-2003*.

II.2.2.3 Esfuerzos permisibles

El esfuerzo permisible en la sección total de miembros comprimidos axialmente cuyas secciones transversales cumplen los requisitos de la Sección 1.9, Especificaciones IMCA, cuando Kl/r , la mayor relación de esbeltez efectiva de cualquier segmento no arriostrado, es menor que C_c , es:

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(Kl/r)^2}{2C_c^2} \right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(Kl/r)}{8C_c} - \frac{(Kl/r)^3}{8C_c^3}} \quad (1.5-1)$$

donde:

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = 126.1 \text{ (acero con } F_y = 2\,530 \text{ kg/cm}^2\text{)}$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = 107 \text{ (acero con } F_y = 3\,515 \text{ kg/cm}^2\text{)}$$

El esfuerzo permisible en la sección total de miembros comprimidos axialmente, cuando Kl/r excede de C_c , es:

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23(Kl/r)^2} \quad (1.5-2)$$

Pandeo por flexotorsión

El pandeo es un concepto teórico y está asociado a la característica que tienen los elementos esbeltos de deformarse transversalmente respecto a la línea de acción de la carga aplicada, cuando ésta excede un valor determinado denominado carga crítica.

La carga crítica que ocasiona el pandeo de la columna depende de las dimensiones de la sección transversal, de las condiciones de apoyo y de su longitud libre. Por lo tanto, las secciones muy robustas o de menor longitud incrementan el valor de la carga crítica.

El tipo de pandeo más común es el que ocurre en barras sujetas a una fuerza de compresión axial.

Otros tipos de pandeo en columnas de acero, es el pandeo por torsión o pandeo por flexotorsión. El pandeo por torsión es una característica de las columnas que tienen secciones cruciformes, formadas por placas muy delgadas. Si las cuatro placas se pandean por flexión simultáneamente y en la misma dirección, ocurre el pandeo por torsión.

El pandeo por flexotorsión, característico de las columnas con uno o ningún eje de simetría, tales como las formadas por ángulos o tes, y las doblemente simétricas, como

las de sección transversal en forma de cruz, o las columnas compuestas de paredes muy delgadas, puede originarse como resultado de la combinación de pandeo por torsión y por flexión y pueden requerir consideraciones de diseño por pandeo por flexo-torsión o por torsión.

Esfuerzos cortantes en el alma de columnas

Deberá investigarse la introducción de fuerzas concentradas en las conexiones de columnas.

II.2.2.4 Esfuerzos permisibles de miembros en flexión (vigas)

Los esfuerzos permisibles son aplicables a vigas laminadas y travesaños hechos con placas soldadas, de sección *I* o en cajón, con dos ejes de simetría, cargadas en uno de los planos de simetría, y a canales con las cargas situadas en un plano paralelo al alma que pasa por el centro de torsión o restringidas contra la rotación alrededor del eje longitudinal en las secciones en las que están aplicadas las cargas y en los apoyos.

También es aplicable a barras de sección transversal maciza, circular, cuadrada o rectangular, estas últimas flexionadas alrededor de su eje de menor momento de inercia, y a barras de sección transversal circular hueca.

Todos los elementos mencionados trabajan principalmente en flexión, producida por cargas transversales o por momentos aplicados en sus extremos; la flexión se presenta, casi siempre, acompañada por fuerza cortante.

Flexión alrededor del eje de mayor momento de inercia de miembros de sección transversal *I* y canales

1. Miembros con secciones compactas

Para miembros con secciones compactas simétricos con respecto, y cargados, en el plano de su eje de menor momento de inercia, el esfuerzo permisible es:

$$F_b = 0.66 F_y$$

Para que una sección se califique como compacta, los patines estarán conectados en forma continua al alma o almas y la longitud no soportada lateralmente del patín en compresión L_b no exceda el valor de L_c , dado por el valor menor calculado con las siguientes fórmulas:

$$\frac{640b_f}{\sqrt{F_y}} \text{ ó } \frac{1\,410\,000}{(d/A_f)F_y}$$

2. Miembros con secciones no compactas

Para miembros que cumplan los requisitos de la Sección *F1.1*, excepto que sus patines no sean compactos (sin incluir miembros compuestos y miembros que tengan esfuerzos de fluencia mayor de $4\,570 \text{ kg/cm}^2$), el esfuerzo permisible es:

$$F_b = F_y \left[0.79 - 0.00024 \frac{b_f}{2t_f} \sqrt{F_y} \right] \tag{1.5-5a}$$

Para miembros compuestos que cumplan los requisitos de la sección *F1.1*, excepto que sus patines no sean compactos y sus almas sean compactas o no, (excluyendo vigas híbridas y miembros con esfuerzos de fluencia mayores que $4\,570\text{ kg/cm}^2$), el esfuerzo permisible es:

$$F_b = F_y \left[0.79 - 0.00024 \frac{b_f}{2t_f} \sqrt{\frac{F_y}{k_c}} \right]$$

donde:

$$K_c = \frac{4.05}{(h/t_w)^{0.46}} \quad \text{si } h/t_w > 70, \text{ en caso contrario, } K_c = 1.0$$

Para miembros con secciones compactas pero no incluidos anteriormente, y cargados a través del centro de cortante y arriostrados lateralmente en la región de esfuerzos de compresión a intervalos que no excedan de $76\, b_f / \sqrt{F_y}$, el esfuerzo permisible es:

$$F_b = 0.60 F_y$$

3. Miembros con secciones compactas o no compactas con longitud no arriostrada mayor que l_c

Para miembros en flexión con secciones compactas o no compactas y con longitudes no arriostradas mayores que L_c , el esfuerzo de flexión permisible en tensión se determina con la ecuación siguiente:

$$F_b = 0.60 F_y$$

Para miembros con un eje de simetría en, y cargados en el plano de su alma, el esfuerzo de flexión permisible en compresión se determina con el valor mayor de las ecuaciones (1.5-6a) o (1.5-6b) y (1.5-7), excepto que la ecuación (1.5-7) es aplicable únicamente a secciones cuyo patín en compresión sea sólido y de sección transversal aproximadamente rectangular y que tenga un área no menor que la del patín en tensión.

Para canales flexionadas con respecto a su eje mayor, el esfuerzo de compresión permisible se determina con la ecuación (F1-6).

Cuando:

$$\sqrt{\frac{717 \times 10^4 C_b}{F_y}} \leq \frac{l}{r_T} \leq \sqrt{\frac{3\,590 \times 10^4 C_b}{F_y}}$$

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y (l/r_T)^2}{1\,080 \times 10^5 C_b} \right] F_y \leq 0.60 F_y \quad (1.5-6a)$$

Cuando:

$$\frac{l}{r_T} \geq \sqrt{\frac{3\,590 \times 10^4 C_b}{F_y}}$$

$$F_b = \frac{120 \times 10^5 C_b}{(l/r_T)^2} \leq 0.60 F_y \quad (1.5-6b)$$

Para cualquier valor de l/r_T :

$$F_b = \frac{845 \times 10^3 C_b}{l/A_f} \leq 0.60 F_y \quad (1.5-7)$$

donde :

l = distancia entre secciones transversales arriostradas contra desplazamiento lateral del patín en compresión, en cm. Para vigas en voladizo arriostradas contra giro en cualquier soporte, l puede tomarse conservadoramente como la longitud real.

r_T = radio de giro de una sección que comprende el patín en compresión más $1/3$ del área del alma en compresión, tomado con respecto a un eje en el plano del alma, en cm.

A_f = área del patín de compresión, en cm^2 .

$C_b = 1.75 + 1.05 (M_1/M_2) + 0.3 (M_1/M_2)^2$, pero no mayor que 2.3. Es conservador tomar C_b igual a 1. Para los valores menores que 2.3, ver la *Tabla 6*, en la sección de valores numéricos.

donde:

M_1 es el menor y M_2 el mayor de los momentos de flexión en los extremos de la longitud no arriostrada, tomada con respecto al eje de mayor resistencia del miembro, y en donde M_1/M_2 , la relación de los momentos extremos, es positiva cuando M_1 y M_2 tienen el mismo signo (flexión con curvatura doble) y negativa cuando los momentos tienen signos contrarios (flexión con curvatura simple).

Cuando el momento de flexión en cualquier punto dentro de una longitud no arriostrada es mayor que en ambos extremos de esta longitud, el valor de C_b se tomará igual a la unidad. Para el uso de valores mayores que C_b , ver Galambos (1988).

Cuando se calcula F_{bx} para usarse en la ecuación (1.6-1a), C_b puede calcularse por medio de la ecuación dada anteriormente para marcos sometidos a translación de juntas, y se tomará igual a la unidad para marcos arriostrados contra translación de juntas. C_b puede tomarse conservadoramente igual a la unidad para vigas en voladizo.

Esfuerzos permisibles: flexión alrededor del eje de menor resistencia de miembros de sección transversal I, barras sólidas y placas rectangulares

El contraventeo lateral no se requiere en miembros cargados en el centro de cortante

con respecto a su eje de menor momento de inercia ni en miembros de resistencia igual con respecto a los dos ejes.

Miembros con secciones compactas

Para miembros de sección transversal I o H doblemente simétricos con patines compactos conectados en forma continua al alma y flexionados con respecto a los ejes de menor momento de inercia (excepto miembros con esfuerzos de fluencia mayor que $4\ 570\text{ kg/cm}^2$); redondos sólidos, barras cuadradas, y secciones sólidas rectangulares flexionadas con respecto a su eje de menor momento de inercia, el esfuerzo permisible es:

$$F_b = 0.75 F_y$$

Miembros con secciones no compactas

Para miembros que no cumplen los requisitos para secciones compactas de la sección $B5$ y no cubiertos en la sección $F3$, flexionados con respecto a su eje de menor momento de inercia, el esfuerzo permisible es:

$$F_b = 0.60 F_y$$

Para miembros de sección transversal I o H doblemente simétricos flexionados con respecto a su eje de menor momento de inercia (excepto miembros que tengan un esfuerzo de fluencia mayor de $4\ 570\text{ kg/cm}^2$) con patines no compactos conectados en forma continua al alma podrán diseñarse sobre la base de un esfuerzo permisible de:

$$F_b = F_y \left[1.075 - 0.0006 \left(\frac{b_f}{2t_f} \right) \sqrt{F_y} \right] \quad (1.5-5b)$$

Esfuerzos permisibles: flexión de miembros en cajón, tubos circulares y rectangulares

1. Miembros con secciones compactas

Para miembros flexionados con respecto a su eje de mayor momento de inercia, miembros con secciones compactas y patines conectados en forma continua a las almas, el esfuerzo permisible es:

$$F_b = 0.66 F_y$$

Para clasificar una sección como compacta, un miembro de sección en cajón tendrá, además de cumplir los requisitos de la Sección 1.5.1.4, *Inciso 6*, un peralte no mayor que 6 veces el ancho, un espesor de patín no mayor que 2 veces el espesor del alma y una longitud sin soporte lateral L_b menor o igual a :

$$L_c = \left(137\ 100 + 84\ 400 \frac{M_1}{M_2} \right) \frac{b}{F_y}$$

Excepto que es necesario que no sea menor que $84\ 360 (b/F_y)$, en donde M_1 es el menor y M_2 el mayor de los momentos de flexión en los extremos de la longitud no arrios-

trada, tomada con respecto al eje de mayor momento de inercia, y en donde M_1/M_2 , la relación de los momentos en los extremos, es positiva cuando M_1 y M_2 tienen el mismo signo (flexión con curvatura doble) y negativa cuando tienen signos contrarios (flexión con curvatura simple).

2. Miembros con secciones no compactas

Para miembros tipo cajón y secciones tubulares que cumplan los requisitos de secciones no compactas, de la Sección B5, el esfuerzo permisible es:

$$F_b = 0.60 F_y$$

El contraventeo lateral no se requiere para secciones en cajón cuyo peralte es menor que 6 veces su ancho.

Los requisitos de soporte lateral para secciones en cajón de relaciones peralte-ancho más grandes, deben determinarse por medio de un análisis especial.

Esfuerzo cortante permisible

Para relaciones $h/t_w \leq 3 185/\sqrt{F_y}$, el esfuerzo cortante permisible es:

$$F_v = 0.40 F_y$$

Para relaciones $h/t_w > 3 185/\sqrt{F_y}$, el esfuerzo cortante permisible es, en la distancia libre entre patines el espesor del alma:

$$F_v = \frac{F_y}{2.89} (C_v) \leq 0.40 F_y \quad (1.10-1)$$

donde:

$$C_v = \frac{3 160 000 k_c}{F_y (h/t_w)^2}, \text{ cuando } C_v \text{ es menor que } 0.8$$

$$= \frac{1 590}{h/t_w}, \text{ cuando } C_v \text{ es mayor que } 0.8$$

$$k_v = 4.0 + \frac{5.34}{(a/h)^2}, \text{ cuando } a/h \text{ es menor que } 1.0$$

$$= 5.34 + \frac{4.00}{(a/h)^2}, \text{ cuando } a/h \text{ es mayor que } 1.0$$

t_w = espesor del alma, en cm.

a = distancia libre entre atiesadores transversales, en cm.

h = distancia libre entre patines en la sección considerada, en cm.

Para la falla de ruptura por cortante en conexiones extremas de vigas en las que se haya cortado un patín, ver la Sección 1.5.1.2.2, Especificaciones IMCA.

Los límites máximos de la relación h/t_w , se indican en la Sección 1.10 travesas armadas de alma llena y vigas laminadas.

En el Capítulo G se indica otro método de diseño para travesas armadas, que utiliza la acción del campo de tensión.

II.2.2.5 Atiesadores transversales

Se requieren atiesadores intermedios cuando la relación h/t_w es mayor que 260 y el esfuerzo cortante máximo en el alma f_v es mayor que el permitido por medio de la ecuación (1.10-1).

El espaciamiento de atiesadores intermedios, cuando se requieran, deberá ser tal que el esfuerzo cortante en el alma no exceda el valor de F_v dado por la ecuación (F4-2) o (G3-1), la que sea aplicable, y

$$\frac{a}{h} \leq \left[\frac{260}{(h/t_w)} \right]^2 \leq 3.0$$

II.2.2.6 Esfuerzos permisibles de elementos flexocomprimidos (columnas: compresión axial y flexión)

Las ecuaciones de interacción que se presentan en esta parte, basadas en el diseño por esfuerzos permisibles son aplicables a miembros de eje recto y sección transversal constante, con dos ejes de simetría, sujetos a compresión y a flexión producida por momentos que obran alrededor de uno o de los dos ejes de simetría. Se designan, indistintamente, con las palabras “columna” o “elemento flexocomprimido”.

La primera edición de las especificaciones del AISC, adoptada en junio de 1923, y revisada en 1928 y 1934, contiene el párrafo siguiente: “Los miembros sometidos a esfuerzos directos y de flexión simultáneos se dimensionarán de manera que los esfuerzos combinados máximos no excedan los límites admisibles”. Eso es todo, aparte de proporcionar fórmulas para calcular los esfuerzos permisibles en compresión y en flexión puras.

En ediciones posteriores de las especificaciones del AISC aparece la ecuación de interacción que sigue siendo en la actualidad, la base del diseño de los miembros flexocomprimidos o columnas. En un principio era muy sencilla, y así se conservó durante varias décadas; empezó a complicarse en las especificaciones de 1961, al tratar de incorporar en ella un número mayor de los muchos factores que intervienen en el problema.

De acuerdo con las especificaciones de 1949 los miembros flexocomprimidos o columnas, así como los que trabajan en flexotensión (tensión axial y flexión), se dimensionan como sigue:

Los miembros sujetos a esfuerzos axiales y de flexión combinados de manera que la siguiente ecuación:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0$$

No exceda la unidad.

F_a = esfuerzo de compresión axial que se permitiría si la barra estuviese sometida únicamente a fuerza axial, en kg/cm^2 .

F_b = esfuerzo de compresión por flexión que se permitiría si en la barra sólo existiera momento flexionante, en kg/cm^2 .

f_a = esfuerzo axial calculado, en kg/cm^2 . Esfuerzo producido por la fuerza axial, que actúa sobre la barra (cociente de la fuerza axial entre el área de la sección transversal de la columna)

f_b = esfuerzo de compresión producido por la flexión en el punto en consideración, en kg/cm^2 . Cociente del momento flexionante máximo entre el módulo de sección de la columna.

Cuando las columnas están sujetas a flexión alrededor de los ejes centroidales y principales de sus secciones transversales, la ecuación anterior se convierte en

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0$$

F_{bx} = es el esfuerzo permisible por flexión para flexión alrededor del eje de mayor momento de inercia, calculado teniendo en cuenta una posible falla por pandeo lateral, y F_{by} el esfuerzo permisible básico, sin disminuir, ya que la flexión alrededor del eje de menor momento de inercia no produce inestabilidad lateral

F_{by} = es el cociente del momento flexionante máximo alrededor de y dividido entre el módulo de sección S_y .

Si solo hay flexión alrededor del eje y , además de la fuerza axial, desaparece el segundo miembro de la ecuación (3).

En las especificaciones actuales en México (especificaciones *IMCA*) en vigor desde 1987, se indica que los miembros sometidos a esfuerzos combinados de compresión axial y de flexión se dimensionarán de manera que se cumplan los requisitos siguientes:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F_{ex}}\right) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F_{ey}}\right) F_{by}} \leq 1.0 \quad (1.6-1a)$$

$$\frac{f_a}{0.60 F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (1.6-1b)$$

Cuando $f_a/F_a \leq 0.15$, se permite utilizar la ecuación (1.6-2) en lugar de las ecuaciones anteriores:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (1.6-2)$$

En las ecuaciones (1.6-1a), (1.6-1b) y (1.6-2), los subíndices x y y , combinados con b , m y e , indican el eje de flexión con respecto al cual se calcula un esfuerzo o una propiedad de diseño, y

$$F'_e = \frac{12 \pi^2 E}{23 (K l_b / r_b)^2}$$

El significado de los términos f_a , f_{bx} , f_{by} , F_a , F_{bx} y F_{by} es el mismo que en la ecuación (1.6-2)

F'_e = esfuerzo crítico de Euler en el plano en que se considere la flexión dividido entre un factor de seguridad, en kg/cm². (En la expresión para calcular F'_e , l_b es la longitud real no arriostrada en el plano de la flexión y r_b es el radio de giro correspondiente. K es el factor de longitud efectiva en el plano de la flexión). Como F_a , F_b y $0.60 F_y$, F'_e puede aumentarse en un 33% de acuerdo con la sección 1.5.6.

C_m = coeficiente cuyo valor se toma como sigue:

- a. Para miembros en compresión en marcos sujetos a traslación lateral de sus juntas,

$$C_m = 0.85$$

- b. Para miembros en compresión con restricciones a las rotaciones de sus extremos, que forman parte de marcos contraventeados contra la traslación de las uniones, y no están sometidos a cargas entre sus apoyos en el plano de la flexión,

$$C_m = 0.60 - 0.40 (M_1/M_2)$$

M_1/M_2 es el cociente del menor entre el mayor de los momentos en los extremos de la porción del miembro no arriostrada en el plano de la flexión que se está considerando. M_1/M_2 es positivo cuando el miembro se flexiona en curvatura doble y negativo cuando se flexiona en curvatura simple.

- c. Para miembros en compresión que formen parte de marcos contraventeados contra la traslación de sus uniones en el plano de carga, que estén sometidos a cargas transversales entre sus apoyos, el valor de C_m puede determinarse por medio de un análisis racional. Sin embargo, en lugar de dicho análisis, se permiten los siguientes valores:

- i. Miembros cuyos extremos están restringidos contra la rotación en el plano de la flexión

$$C_m = 0.85$$

- ii. Miembros cuyos extremos no están restringidos contra la rotación en el plano de la flexión

$$C_m = 0.100$$

En las especificaciones para diseño plástico de miembros flexocomprimidos (Capítulo *N*, especificaciones *AISC-ASD-1989* y parte 2, especificaciones *IMCA*), se proporcionan expresiones similares a las anteriores, escritas en términos de solicitaciones factorizadas y de resistencias, en vez de esfuerzos producidos por las cargas de trabajo y esfuerzos permisibles.

Con la ecuación (1.6-1a) se revisa la columna cuando la flexión es máxima en la zona central y con la ecuación (1.6-1b), que debe aplicarse a los dos extremos, se comprueba que los esfuerzos no sean excesivos en ninguno de ellos.

La tercera ecuación tiene como único objeto simplificar los cálculos cuando la compresión directa es de poca importancia, pues en ese caso los términos $C_m (1-f_a/F'_e)$ se reducen a un valor muy cercano a la unidad.

El empleo de las ecuaciones de interacción constituye un método muy versátil y útil para el diseño de columnas flexocomprimidas, que se recomienda en muchos reglamentos modernos; sin embargo, tiene graves inconvenientes: como es en buena parte empírico, proporciona resultados con un grado desconocido de seguridad, y aunque se revisan los estados límite de falla más importantes, la revisión se lleva a cabo de una manera poca clara, lo que propicia que se cometan errores.

Las fórmulas que propone el *IMCA* (ecuaciones 1.6-1a y 1.6-1b) son, en realidad, mucho más que ecuaciones de interacción para el diseño de columnas aisladas; por ejemplo, el empleo del factor de longitud efectiva, K_x ó K_y , en el cálculo del esfuerzo permisible en la columna comprimida axialmente, F_a , tiene por objeto evitar la falla por inestabilidad, bajo carga vertical, del marco del que forma parte esa columna, en su plano o fuera de él, y con los términos $C_m (1-f_a/F'_e)$ se toman en cuenta, aproximadamente, los efectos de segundo orden producidos por la interacción carga desplazamiento. Se están, pues, revisando simultáneamente varios estados límite, pero las características de la ecuación no permiten individualizarlos.

No hay ninguna manera racional de relacionar la resistencia real de las columnas, o de la estructura completa, con los resultados que se obtienen al aplicar las ecuaciones de interacción; sin embargo, se ha demostrado que conducen a diseños aceptables, aunque a menudo excesivamente conservadores.

Aún en la forma muy elaborada que tienen en las especificaciones de *IMCA* (formulas (1.6-1a) y (1.6-1b)), cuando las ecuaciones de interacción se aplican a cada columna por separado, en marcos en los que no están impedidos los desplazamientos laterales de entrepiso, se cometen varios errores de importancia, el mayor se debe a que no se tiene en cuenta que el pandeo de un entrepiso, con desplazamientos laterales relativos de los niveles que lo limitan, es un fenómeno de conjunto que involucra a todas las columnas; se comete otro error al utilizar el mismo factor de amplificación para los momentos por carga vertical que para los ocasionados por fuerzas horizontales (sismo principalmente), y no se amplifican los momentos en las traveses que llegan a los extre-

mos de las columnas, con lo que se viola una condición de equilibrio. Esto ha dado lugar a que se empiece a recomendar que el factor $C_m (1-f_a/F_e)$ de cada uno de los términos que corresponden a flexión se divida en dos, que afecten, por separado, los momentos producidos por cargas verticales y fuerzas horizontales.

Con ello, el empleo de las ecuaciones de interacción se complican más, y el objetivo múltiple que se persigue al utilizarlas se hace todavía más confuso. Además, al aplicar el concepto de longitud efectiva a estructuras que fallan por inestabilidad bajo cargas verticales y horizontales combinadas se extrapola un concepto válido para pandeo bajo carga vertical a un caso en que el mecanismo de falla es completamente diferente, y los resultados obtenidos del estudio de estructuras elásticas se han aplicado, con frecuencia, a casos en que el colapso está precedido por deformaciones inelásticas importantes.

II.2.2.7 Esfuerzos permisibles para miembros en flexotensión (tensión axial y flexión combinadas)

En esta parte se dan recomendaciones para el diseño de miembros de eje recto y sección transversal constante, con dos ejes de simetría, sometidos a la acción simultánea de una fuerza de tensión axial y flexión producida por momentos que actúan alrededor de uno o de los dos ejes de simetría.

Los miembros en flexotensión se dimensionarán de manera que en todas las secciones a lo largo de su longitud se satisfaga la siguiente ecuación.

$$\frac{f_a}{F_t} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0$$

donde f_b es el esfuerzo de tensión producido por la flexión, f_a el esfuerzo de tensión producido por la fuerza axial, F_b el esfuerzo permisible en flexión y F_t el esfuerzo de tensión permisible de acuerdo con la sección 1.5.