

**NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS
PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
ESTRUCTURAS METÁLICAS**

ÍNDICE

**Normas Técnicas Complementarias para
Diseño y Construcción de Estructuras
Metálicas**.....

NOTACIÓN.....

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance

1.2 Unidades

1.3 Materiales

1.3.1 Acero estructural

1.3.2 Remaches

1.3.3 Tornillos

1.3.4 Metales de aportación y fundentes para soldadura

1.3.5 Conectores de cortante de barra con cabeza para construcción compuesta

1.3.6 Identificación

1.3.7 Acero estructural no identificado

1.4 Criterios de diseño

1.5 Tipos de estructuras y métodos de análisis

1.5.1 Métodos de análisis de estructuras tipo 1

1.5.1.1 Análisis elástico de segundo orden

1.5.1.2 Marcos contraventeados

1.5.1.3 Marcos sin contraventeo

2. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS

2.1 Áreas de las secciones transversales

2.1.1 Generalidades

2.1.2 Área neta de miembros en tensión

2.1.3 Área neta efectiva de miembros en tensión o compresión

2.1.4 Placas de unión

2.2 Estabilidad y relaciones de esbeltez

2.2.1 Relaciones de esbeltez

2.2.2 Factor de longitud efectiva y efectos de esbeltez de conjunto

2.2.3 Relaciones de esbeltez máximas

2.3 Relaciones ancho/groeso y pandeo local

2.3.1 Clasificación de las secciones

2.3.2 Relaciones ancho/groeso máximas

2.3.3 Ancho

2.3.3.1 Elementos planos no atiesados

2.3.3.2 Elementos planos atiesados

2.3.4 Groeso

2.3.5 Secciones circulares huecas

2.3.6 Secciones tipo 4 (esbeltas)

2.3.6.1 Anchos efectivos de elementos planos atiesados comprimidos uniformemente

2.3.6.2 Anchos efectivos de elementos planos no atiesados comprimidos uniformemente

3. RESISTENCIA

3.1 Miembros en tensión

3.1.1 Estados límite

3.1.2 Resistencia de diseño

3.2 Miembros en compresión

3.2.1 Estados límite

3.2.2 Resistencia de diseño

3.2.2.1 Estado límite de inestabilidad por flexión

3.2.2.2 Estados límite de pandeo por torsión o por flexotorsión

3.2.2.3 Estados límite de flexión, torsión o flexotorsión, y pandeo local, combinados

3.2.3 Columnas tubulares de sección transversal circular

3.3 Miembros en flexión (vigas y trabes armadas)

3.3.1 Estados límite

3.3.2 Resistencia de diseño en flexión

3.3.2.1 Miembros en los que el pandeo lateral no es crítico ($L \leq L_W$)

3.3.2.2 Miembros en los que el pandeo lateral es crítico ($L > L_W$)

3.3.2.3 Vigas tubulares de sección transversal circular

3.3.3 Resistencia de diseño al cortante

3.3.3.1 Vigas tubulares de sección transversal circular

3.3.4 Flexión y cortante combinados

3.4 Miembros flexocomprimidos

3.4.1 Estados límite

3.4.2 Determinación de los momentos de diseño

M_{uox} , M_{uoy} , M_{uox}^* y M_{uoy}^*

3.4.3 Dimensionamiento de columnas que forman parte de estructuras regulares

3.4.3.1 Revisión de las secciones extremas

3.4.3.2 Revisión de la columna completa

3.4.3.3 Momentos de diseño

3.4.4 Dimensionamiento de columnas que forman parte de estructuras irregulares

3.4.4.1 Revisión de las secciones extremas

3.4.4.2 Revisión de la columna completa

3.4.4.3 Determinación de los momentos de diseño M_{uox} , M_{uoy} , M_{uox}^* y M_{uoy}^*

3.5 Miembros en flexotensión

3.5.1 Estados límite

3.5.2 Dimensionamiento

3.6 Construcción compuesta

3.6.1 Miembros comprimidos

3.6.1.1 Limitaciones

3.6.1.2 Resistencia de diseño

3.6.1.3 Columnas con varios perfiles de acero

3.6.1.4 Transmisión de cargas

3.6.2	Miembros en flexión
3.6.2.1	Hipótesis de diseño y métodos de análisis
3.6.2.2	Ancho efectivo.....
3.6.2.3	Diseño de vigas compuestas con conectores de cortante.....
3.6.2.4	Losa con lámina de acero acanalada
3.6.2.5	Resistencia de diseño de vigas ahogadas en concreto.....
3.6.2.6	Resistencia durante la construcción
3.6.3	Resistencia de diseño en cortante
3.6.4	Flexocompresión
3.6.5	Conectores de cortante
3.6.5.1	Materiales.....
3.6.5.2	Fuerza cortante horizontal
3.6.5.3	Resistencia de conectores de barra de acero con cabeza
3.6.5.4	Resistencia de conectores de canal
3.6.5.5	Número de conectores.....
3.6.5.6	Colocación y espaciamiento de los conectores.....
3.6.6	Casos especiales
3.6.7	Refuerzo de la losa
3.6.7.1	Refuerzo paralelo
3.6.7.2	Refuerzo transversal
3.6.8	Propiedades elásticas aproximadas de vigas en construcción compuesta parcial
3.6.9	Deflexiones.....
3.6.9.1	Vigas de acero de alma llena.....
3.6.9.2	Armaduras y largueros de alma abierta
3.6.10	Estructuras compuestas que trabajan en dos direcciones.....
3.7	Almas y patines con cargas concentradas
3.7.1	Bases para el diseño
3.7.2	Flexión local de los patines
3.7.3	Flujo plástico local del alma
3.7.4	Estabilidad de almas delgadas.....
3.7.5	Pandeo del alma con desplazamiento lateral.....
3.7.6	Pandeo en compresión del alma.....
3.7.7	Fuerza cortante en el alma.....
3.7.8	Atiesadores.....
3.7.9	Placas adosadas al alma
4.	REQUISITOS ADICIONALES PARA DISEÑO
4.1	Miembros en flexión formados por dos o más vigas.....
4.2	Miembros en compresión compuestos por varios perfiles (miembros armados en compresión).....
4.2.1	Separación entre remaches, tornillos o soldaduras
4.2.2	Relaciones de esbeltez
4.2.3	Celosías y diafragmas.....
4.2.4	Montantes.....

4.3	Miembros en tensión compuestos por varios perfiles (miembros armados en tensión).....
4.3.1	Separación entre elementos de unión
4.3.2	Montantes
4.4	Bases de columnas.....
4.5	Trabes armadas y vigas laminadas
4.5.1	Dimensionamiento
4.5.2	Patines
4.5.3	Unión de alma y patines
4.5.4	Alma.....
4.5.5	Atiesadores bajo cargas concentradas.....
4.5.6	Refuerzo del alma
4.5.7	Atiesadores transversales intermedios.....
4.5.8	Reducción del momento resistente por esbeltez del alma
4.5.9	Uniones
5.	CONEXIONES.....
5.1	Generalidades.....
5.1.1	Conexiones mínimas
5.1.2	Excentricidades.....
5.1.3	Rellenos
5.1.4	Juntas cepilladas
5.1.5	Desgarramiento laminar (“Lamellar Tearing”).....
5.1.6	Remaches o tornillos en combinación con soldadura
5.1.7	Tornillos de alta resistencia en combinación con remaches
5.1.8	Empalmes en material grueso
5.2	Soldaduras
5.2.1	Generalidades.....
5.2.2	Metal de aportación
5.2.2.1	Soldadura compatible con el metal base.....
5.2.3	Tipos de soldaduras.....
5.2.4	Dimensiones efectivas de las soldaduras.....
5.2.5	Tamaño mínimo de soldaduras de penetración parcial.....
5.2.6	Soldaduras de filete
5.2.7	Soldaduras de tapón y de ranura
5.2.8	Resistencia de diseño.....
5.2.9	Combinación de soldaduras
5.3	Tornillos, barras roscadas y remaches.....
5.3.1	Tornillos de alta resistencia
5.3.2	Tornillos “al contacto” o pretensionados.....
5.3.3	Juntas por aplastamiento y juntas de fricción (o de deslizamiento crítico)
5.3.4	Tamaños de los agujeros.....
5.3.5	Agarres largos.....
5.3.6	Separaciones mínimas
5.3.7	Distancia mínima al borde
5.3.8	Separación y distancia al borde máximas
5.3.9	Tensión o cortante
5.3.10	Tensión y cortante combinados en conexiones por aplastamiento.....

5.3.11	Tornillos de alta resistencia en juntas que trabajan por fricción	6.1.3.1	Requisitos geométricos
5.3.12	Tensión y cortante combinados en conexiones por fricción	6.1.3.2	Resistencia mínima en flexión
5.3.13	Resistencia al aplastamiento en los agujeros para tornillos	6.1.3.3	Requisitos para fuerza cortante
5.4	Resistencia de diseño de ruptura	6.1.4	Uniones viga–columna
5.4.1	Ruptura por cortante	6.1.4.1	Contraventeo
5.4.2	Ruptura por tensión	6.1.5	Vigas de alma abierta (armaduras)
5.4.3	Resistencia de ruptura en bloque por cortante y tensión	6.2	Requisitos adicionales para sistemas estructurales comunes
5.5	Elementos de conexión	6.2.1	Marcos rígidos con ductilidad alta
5.5.1	Resistencia de diseño de elementos de conexión en tensión	6.2.1.1	Trabes
5.5.2	Otros elementos de conexión	6.2.1.2	Columnas
5.6	Empalmes	6.2.1.3	Uniones viga–columna
5.7	Resistencia de diseño por aplastamiento	6.2.2	Marcos rígidos con ductilidad reducida
5.8	Conexiones rígidas entre vigas y columnas	6.2.2.1	Uniones viga–columna
5.8.1	Definiciones	6.2.2.2	Requisitos para fuerza cortante
5.8.2	Propiedades del material para determinar la resistencia requerida en juntas y conexiones cuyo diseño queda regido por combinaciones de carga que incluyen sismo	6.2.3	Marcos con contraventeo concéntrico dúctil
5.8.2.1	Juntas atornilladas	6.2.3.1	Sistema de contraventeo
5.8.2.2	Juntas soldadas	6.2.3.2	Diagonales de contraventeo
5.8.3	Condiciones de carga de diseño	6.2.3.3	Conexiones de las diagonales de contraventeo
5.8.4	Resistencia de las conexiones	6.2.3.4	Consideraciones especiales para la configuración de las diagonales
5.8.4.1	Conexiones en cuyo diseño no interviene el sismo	6.2.4	Marcos con contraventeo concéntrico con ductilidad normal
5.8.4.2	Conexiones en cuyo diseño interviene el sismo	6.2.4.1	Diagonales de contraventeo
5.8.5	Placas de continuidad (atiesadores horizontales en la columna)	6.2.4.2	Conexiones de las diagonales de contraventeo
5.8.6	Revisión de los patines y del alma de la columna frente a los patines (o placas horizontales) de la viga	6.2.4.3	Consideraciones especiales para la configuración de las diagonales
5.8.7	Revisión del alma de la columna	6.2.5	Marcos dúctiles con contraventeos excéntricos
5.8.8	Patines de las vigas	6.2.6	Bases de columnas
5.8.9	Vigas conectadas al alma de la columna	7.	ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO
5.8.10	Relación entre los momentos en vigas y columnas	7.1	Contraflechas
5.9	Uniones con estructuras de concreto	7.2	Expansiones y contracciones
5.9.1	Bases de columnas y aplastamiento en concreto	7.3	Deflexiones, vibraciones y desplazamientos laterales
5.9.2	Anclas e insertos	7.4	Corrosión
6.	ESTRUCTURAS DÚCTILES	7.5	Fuego y explosiones
6.1	Requisitos generales	8.	EFFECTOS DE CARGAS VARIABLES REPETIDAS (FATIGA)
6.1.1	Materiales	9.	FALLA FRÁGIL
6.1.2	Miembros en flexión	10.	OTROS METALES
6.1.2.1	Requisitos geométricos	11.	EJECUCIÓN DE LAS OBRAS
6.1.2.2	Requisitos para fuerza cortante	11.1	Planos y dibujos
6.1.2.3	Contraventeo lateral	11.2	Fabricación
6.1.3	Miembros flexocomprimidos	11.2.1	Enderezado
		11.2.2	Cortes
		11.2.3	Estructuras soldadas
		11.2.3.1	Preparación del material
		11.2.3.2	Armado

11.2.3.3 Soldaduras de penetración completa	11.2.7 Pintura
11.2.3.4 Precalentamiento	11.3 Montaje
11.2.3.5 Inspección	11.3.1 Condiciones generales
11.2.4 Estructuras remachadas o atornilladas	11.3.2 Anclajes
11.2.4.1 Armado	11.3.3 Conexiones provisionales
11.2.4.2 Colocación de remaches y tornillos ordinarios A307	11.3.4 Tolerancias
11.2.4.3 Agujeros para construcción atornillada o remachada	11.3.5 Alineado y plomeado
11.2.5 Tolerancias en las dimensiones	11.3.6 Ajuste de juntas de compresión en columnas
11.2.6 Acabado de bases de columnas	

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas

NOTACIÓN

- A área de la sección transversal de una columna; área de la sección transversal de una viga tubular, mm^2 (cm^2)
- A_1, A_2 áreas que intervienen en la determinación del valor de diseño de la carga de aplastamiento en concreto, mm^2 (cm^2)
- A_a área del alma o almas de una viga o trabe armada; área de aplastamiento, mm^2 (cm^2)
- A_{at} área de la sección transversal de un atiesador o par de atiesadores transversales en el alma de una trabe armada; área total del par de atiesadores colocados en el alma de la columna frente a uno de los patines de la viga en una conexión viga–columna, mm^2 (cm^2)
- A_B área cargada en columnas compuestas; área cargada en un apoyo de concreto reforzado, mm^2 (cm^2)
- A_b área nominal de la parte del vástago no roscada de un tornillo o remache, mm^2 (cm^2)
- A_c área de concreto de una columna compuesta; área efectiva de la losa de concreto en una viga compuesta; área de la sección transversal de una columna, mm^2 (cm^2)
- A_{ci} área de la sección transversal de la cuerda inferior de una armadura o larguero que trabaja en construcción compuesta, mm^2 (cm^2)
- A_e área neta efectiva de la sección transversal de un miembro, mm^2 (cm^2)
- A_{MB} área de la sección transversal del metal base (para diseño de soldaduras), mm^2 (cm^2)
- A_n área neta de la sección transversal de un miembro, mm^2 (cm^2)
- A_{nt}, A_{nc} áreas netas sujetas a tensión y a cortante, respectivamente, a lo largo de una trayectoria de falla, mm^2 (cm^2)
- A_o parámetro para determinar el área efectiva de una columna de sección transversal circular hueca
- A_p área del patín comprimido de una viga o trabe armada, o de la placa de conexión, en el patín de la viga, de una unión viga–columna, mm^2 (cm^2)
- A_r área de las barras de refuerzo longitudinal de una columna compuesta; área de las barras de refuerzo longitudinal colocadas en el ancho efectivo de la losa de una viga compuesta, mm^2 (cm^2)
- A_s área de la sección transversal de la sección de acero de una viga compuesta; área efectiva de una soldadura, mm^2 (cm^2)
- A_{sc} área de la sección transversal del vástago de un conector de barra con cabeza, mm^2 (cm^2)
- A_t área total de la sección transversal de un miembro; área total de la sección transversal del elemento de acero estructural de una columna compuesta; área total de un apoyo de concreto, mm^2 (cm^2)
- A_{tc}, A_{tt} áreas totales sometidas a cortante y tensión, respectivamente, mm^2 (cm^2)
- a distancia entre sujetadores o entre soldaduras de un miembro armado; distancia entre atiesadores transversales en una viga o trabe armada; separación entre líneas de remaches, tornillos o soldaduras que conectan los montantes de columnas armadas; profundidad de la zona de concreto de una viga compuesta que trabaja en compresión; longitud de un tramo de viga con fuerza cortante constante o casi constante; tamaño de la pierna de una soldadura de filete, mm (cm)
- a' longitud en el extremo de una cubreplaca, mm (cm)
- a_r cociente del área del alma entre el área del patín comprimido de una trabe armada
- B_1, B_2 factores de amplificación de momentos para diseño de piezas flexocomprimidas
- b ancho total de un elemento plano comprimido; ancho de una cara de una sección tubular rectangular o cuadrada; ancho del patín de una sección I o H, mm (cm)
- b_c ancho del patín de una columna, mm (cm)
- b_e ancho efectivo de elementos planos comprimidos que forman parte de secciones tipo 4; ancho efectivo de una losa de concreto que trabaja en construcción compuesta, mm (cm)
- C coeficiente que depende de la ley de variación del momento flexionante a lo largo del eje de una barra en flexión o en flexocompresión
- C_1 incremento de la distancia al borde en agujeros sobredimensionados o alargados, mm
- C_1, C_2, C_3 coeficientes numéricos que se utilizan en la determinación de la resistencia de columnas compuestas
- C_a constante de torsión por alabeo, mm^6 (cm^6)

C_f	fuerza de compresión en la losa de concreto de una sección compuesta correspondiente a trabajo compuesto completo, N (kg)	F_n	esfuerzo crítico de pandeo nominal de un miembro completo, MPa (kg/cm ²)
C_r	resistencia en compresión, factorizada, de la parte del área de acero de una viga compuesta, que trabaja en compresión, N (kg)	F_n	resistencia nominal, N (kg)
C_r	coeficiente que se define en la sección 3.7.5	F_R	factor de reducción de la resistencia
C_r'	resistencia en compresión de la parte del área de concreto de una viga compuesta que trabaja en compresión, N (kg)	F_{RC}	factor de reducción de la resistencia del concreto
C_v	coeficiente que interviene en el cálculo del área de atiesadores de trabes armadas	F_s	resistencia nominal del metal de un electrodo; resistencia nominal de una soldadura de filete, MPa (kg/cm ²)
D	diámetro exterior de un tubo, mm (cm)	F_t	esfuerzo nominal de tensión en tornillos o remaches en juntas por aplastamiento, MPa (kg/cm ²)
D_a	coeficiente que interviene en el cálculo del área de atiesadores de trabes armadas	F_u	esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión, MPa (kg/cm ²)
d	ancho de una placa; peralte de una sección; ancho de una cara de una sección tubular rectangular o cuadrada; distancia entre centros de montantes de una columna armada; diámetro nominal de un remache o tornillo; diámetro del rodillo o mecedora de un apoyo libre, mm (cm)	F_v	resistencia nominal al cortante de tornillos en conexiones de deslizamiento crítico, MPa (kg/cm ²)
d_c	peralte del alma de una sección I o H, medido entre los puntos donde comienzan las curvas o las soldaduras que la unen con los patines; peralte total de una columna, mm (cm)	F_y	valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del acero, MPa (kg/cm ²)
d_v	peralte total de una viga, mm (cm)	F_{yc}	esfuerzo de fluencia del acero de una columna, MPa (kg/cm ²)
E	módulo de elasticidad del acero (200 000 MPa, 2 040 000 kg/cm ²)	F_{ye}	esfuerzo de fluencia esperado, MPa (kg/cm ²)
E_c	módulo de elasticidad del concreto, MPa (kg/cm ²)	F_{yr}	esfuerzo de fluencia mínimo especificado de las barras de refuerzo longitudinal de una columna compuesta, o de las barras de refuerzo longitudinal colocadas en el ancho efectivo de la losa de una viga compuesta, MPa (kg/cm ²)
E_m	módulo de elasticidad modificado que se emplea en el cálculo de la resistencia de columnas compuestas, MPa (kg/cm ²)	F_{yv}	esfuerzo de fluencia del acero de una viga, MPa (kg/cm ²)
EXXXX	clasificación de un electrodo para soldadura manual con electrodo recubierto	f	esfuerzo de compresión en un elemento plano, MPa (kg/cm ²)
e, e'	brazos de palanca de una viga compuesta, mm (cm)	f_a	esfuerzo normal en una columna, producido por la fuerza axial de diseño, MPa (kg/cm ²)
F_C	factor de carga	f_c'	resistencia especificada del concreto en compresión, MPa (kg/cm ²)
F_{EXX}	clasificación de un electrodo para soldadura al arco eléctrico, MPa (kg/cm ²)	f_c''	esfuerzo de compresión en el concreto de una viga compuesta en flexión positiva, MPa (kg/cm ²)
F_e	esfuerzo crítico de pandeo elástico por torsión o flexotorsión, MPa (kg/cm ²)	f_c^*	resistencia nominal del concreto en compresión, MPa (kg/cm ²)
F_{ex}, F_{ey}, F_{ez}	esfuerzos críticos de pandeo elástico por flexión o por torsión, MPa (kg/cm ²)	f_v	esfuerzo cortante en el área nominal del vástago de un tornillo o remache, producido por cargas de diseño, MPa (kg/cm ²)
F_{MB}	resistencia nominal del metal base (para diseño de soldaduras), MPa (kg/cm ²)	G	módulo de elasticidad al esfuerzo cortante del acero (77 200 MPa, 784 000 kg/cm ²)
F_{my}	esfuerzo de fluencia modificado que se emplea en el cálculo de la resistencia de columnas compuestas, MPa (kg/cm ²)	g	separación transversal centro a centro entre agujeros para tornillos o remaches (gramil), mm (cm)
		g	aceleración de la gravedad, m/s ²

H	constante que interviene en el cálculo de la resistencia al pandeo elástico por torsión o flexotorsión de una columna		secciones de una viga soportadas lateralmente; altura de un entrepiso; longitud de una soldadura; claro de una viga, mm (cm)
H _s	longitud de un conector soldado, mm (cm)	L _c	longitud de una canal utilizada como conector de cortante en construcción compuesta; distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde de un agujero para un tornillo y el borde del agujero adyacente, o del material, mm (cm)
h	peralte del alma de una viga o trabe armada (distancia libre entre patines, en secciones hechas con placas soldadas, y distancia entre los puntos donde comienzan las curvas de unión de alma y patines en secciones laminadas); distancia entre centroides de los elementos individuales que forman un miembro armado en compresión, mm (cm)	L _p	longitud máxima no soportada lateralmente para la que un miembro en flexión puede desarrollar el momento plástico M _p , y conservarlo durante las rotaciones necesarias para la formación del mecanismo de colapso, mm (cm)
h _c	peralte del alma de una columna, medido entre los puntos donde se inician las curvas (o las soldaduras) que la unen con los patines, mm (cm)	L _r	longitud no soportada lateralmente de un miembro en flexión que separa los intervalos de aplicación de las ecuaciones 3.22 y 3.23, mm (cm)
h _r	altura nominal de las nervaduras de una lámina acanalada, mm (cm)	L _u	longitud máxima no soportada lateralmente para la que un miembro en flexión puede desarrollar el momento plástico M _p ; no se exige capacidad de rotación, mm (cm)
I	índice de estabilidad de un entrepiso	L _x , L _y , L _z	longitudes libres de una columna para pandeo por flexión o torsión, mm (cm)
I, I _x , I _y	momentos de inercia, mm ⁴ (cm ⁴)	I	longitud de una soldadura; longitud de aplastamiento, mm (cm)
I _a	momento de inercia de la sección de acero de una viga compuesta, mm ⁴ (cm ⁴)	I/r	relación de esbeltez de un miembro en tensión; relación de esbeltez de atiesadores colocados en puntos de trabes armadas en los que haya fuerzas concentradas
I _a '	momento de inercia de una armadura, reducido por flexibilidad del alma, mm ⁴ (cm ⁴)	M	momento flexionante de diseño en el punto de aplicación de una carga concentrada (para el cálculo de conectores de cortante); momento de diseño de un montante de una columna armada, N-mm (kg-cm)
I _{ef}	momento de inercia efectivo de una viga parcialmente compuesta, mm ⁴ (cm ⁴)	M ₁	el menor de los momentos en los extremos de un tramo no soportado lateralmente de una viga o columna flexocomprimida, N-mm (kg-cm)
I _t '	momento de inercia de una armadura compuesta, reducido por flexibilidad del alma, mm ⁴ (cm ⁴)	M ₂	el mayor de los momentos en los extremos de un tramo no soportado lateralmente de una viga o columna flexocomprimida, N-mm (kg-cm)
I _{tr}	momento de inercia de una sección compuesta transformada no agrietada, mm ⁴ (cm ⁴)	M _D	momento flexionante de diseño, N-mm (kg-cm)
J	constante de torsión de Saint Venant, mm ⁴ (cm ⁴)	M _m	momento resistente de diseño aproximado de una sección H flexionada alrededor del eje X, N-mm (kg-cm)
K, K _x , K _y , K _z	factores de longitud efectiva de columnas	M _{máx}	momento flexionante máximo, positivo o negativo, para el cálculo de los conectores de cortante, N-mm (kg-cm)
KL	longitud efectiva de una columna, mm (cm)	M _n	momento resistente nominal de una sección compuesta, N-mm (kg-cm)
KL/r	relación de esbeltez de una columna	M _{ou}	momento máximo entre apoyos de un miembro flexocomprimido sobre el que actúan cargas
(KL/r) _e , (KL/r) _o , (KL/r) _i	relaciones de esbeltez necesarias para determinar la resistencia de un miembro armado en compresión		
k	coeficiente que interviene en el cálculo de la resistencia al cortante de almas de vigas y trabes armadas; coeficiente de pandeo de placas		
k	distancia de la cara exterior del patín a la terminación de la curva o de la soldadura de unión con el alma, mm (cm)		
L	longitud libre de una columna entre secciones soportadas lateralmente; longitud de una conexión en la dirección de la carga; longitud libre de un miembro en tensión; distancia entre		

	transversales aplicadas en puntos intermedios, N-mm (kg-cm)	N	longitud del apoyo o grueso de la placa que aplica una carga concentrada en una viga, mm (cm)
M_p	momento plástico resistente nominal de un miembro en flexión, N-mm (kg-cm)	N_b	número de tornillos que resisten una fuerza de tensión que reduce el apriete en una conexión de deslizamiento crítico
M_{pv}	momento plástico resistente nominal de una viga, N-mm (kg-cm)	N_r	número de conectores en una nervadura en la intersección con la viga de soporte
M_{px}, M_{py}	momentos plásticos resistentes nominales de una sección para flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente, N-mm (kg-cm)	N_s	número de planos de deslizamiento en una conexión de deslizamiento crítico
M_R	resistencia de diseño en flexión, N-mm (kg-cm)	n	coeficiente en la expresión para determinar la resistencia de diseño de miembros comprimidos; número de planos paralelos en los que están colocados los montantes de columnas armadas; número de conectores de cortante necesarios entre una sección de momento máximo y otra de momento nulo; relación entre los módulos de elasticidad del acero y el concreto
M_R'	momento resistente de una trabe armada reducido por esbeltez del alma, N-mm (kg-cm)	P	fuerza de compresión en una columna, N (kg)
M_r	momento resistente de diseño de la sección de acero de una viga compuesta, N-mm (kg-cm)	P_E	carga crítica nominal de pandeo elástico, N (kg)
M_{RC}	momento resistente de diseño de una sección compuesta con la losa en compresión, N-mm (kg-cm)	P_{EX}, P_{EY}	cargas críticas nominales de pandeo elástico alrededor de los ejes X y Y, respectivamente, N (kg)
M_{RX}, M_{RY}	resistencias de diseño en flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente, de columnas flexocomprimidas de sección transversal tipo 3 ó 4, N-mm (kg-cm)	P_p	valor nominal de la carga de aplastamiento en un apoyo de concreto, N (kg)
M_{ii}	momento de diseño en el extremo de una columna producido por cargas que no ocasionan desplazamientos laterales apreciables de los extremos, N-mm (kg-cm)	P_u	fuerza axial de diseño que obra en una columna comprimida axialmente o flexocomprimida; fuerza axial de diseño en una barra en flexotensión; fuerza axial de diseño en una barra en tensión, N (kg)
M_{ip}	momento de diseño en el extremo de una columna producido por cargas que ocasionan desplazamientos laterales apreciables de los extremos, N-mm (kg-cm)	P_{uc}	fuerza axial de compresión de diseño en una columna, N (kg)
M_u	momento resistente nominal de una sección de un miembro en flexión, cuando el pandeo lateral se inicia en el intervalo elástico, N-mm (kg-cm)	P_y	fuerza axial que ocasiona la plastificación de un miembro, igual al producto del área de su sección transversal por el esfuerzo de fluencia del material, N (kg)
M_{uox}, M_{uoy}	momentos de diseño que actúan alrededor de los ejes X y Y, respectivamente, de las secciones transversales extremas de una barra flexocomprimida; momentos de diseño en la sección considerada de una barra en flexotensión, N-mm (kg-cm)	Q	factor de comportamiento sísmico
M_{uox}^*, M_{uoy}^*	momentos de diseño amplificados que actúan alrededor de los ejes X y Y, respectivamente, de las secciones transversales de una barra flexocomprimida o en flexotensión, N-mm (kg-cm)	Q_n	resistencia nominal de un conector de cortante, N (kg)
M_y	momento nominal correspondiente a la iniciación de la fluencia en una sección (sin considerar esfuerzos residuales), N-mm (kg-cm)	R	resistencia de diseño de remaches, tornillos y barras roscadas, N (kg)
N	número de conectores de cortante colocados entre las secciones de momento máximo y momento nulo	R	parámetro para determinar el área efectiva de una columna de sección transversal circular hueca
		R	radio de una barra o placa doblada en la que se deposita soldadura, mm (cm)
		R_c	resistencia de diseño de un elemento estructural en compresión axial, N (kg)
		R_f	factor de reducción de la resistencia de un conector de cortante

R_N	resistencia nominal en flexión de un patín con carga lineal; resistencia nominal del alma de una sección I o H, N (kg)		de relleno; grueso de la parte conectada crítica en una junta atornillada, mm (cm)
R_n	resistencia nominal por aplastamiento, N (kg)	t_a	grueso del alma de una viga o trabe armada; grueso del alma de una canal utilizada como conector de cortante, mm (cm)
R_{nc}	resistencia nominal en compresión de una columna compuesta, N (kg)	t_c	grueso del alma de una columna, mm (cm)
R_t	resistencia de diseño de un elemento estructural en tensión, N (kg)	t_p	grueso del patín de una canal utilizada como conector de cortante; grueso del patín de una sección I o H, mm (cm)
R_V	resistencia nominal en cortante del alma de una sección sujeta a fuerzas cortantes, o a fuerzas axiales y cortantes, N (kg)	t_{pc}	grueso del patín de una columna, mm (cm)
R_y	factor de modificación del esfuerzo nominal de fluencia	U	coeficiente de reducción del área; se utiliza para calcular el área neta efectiva
r, r_x, r_y	radios de giro, mm (cm)	V	fuerza cortante de diseño de los montantes de una columna armada, N (kg)
r_i	radio de giro mínimo de un elemento individual de un miembro armado en compresión, mm (cm)	V_D	fuerza cortante de diseño, N (kg)
r_o	radio polar de giro, mm (cm)	V_N	resistencia nominal al cortante, N (kg)
r_{str}	resistencia nominal de diseño al deslizamiento por tornillo, N (kg)	V_R	resistencia de diseño al cortante, N (kg)
S	módulo de sección elástico, mm^3 (cm^3)	V_u	fuerza que se introduce en una columna compuesta, N (kg)
S_a	módulo de sección del perfil de acero de una sección compuesta, referido a su patín en tensión, mm^3 (cm^3)	V_u'	fuerza que debe transmitirse por medio de conectores de cortante en una columna compuesta, N (kg)
S_e	módulo de sección elástico efectivo de secciones cuyo patín comprimido es tipo 4, mm^3 (cm^3)	w_r	ancho medio de las nervaduras de una lámina acanalada, mm (cm)
S_{ef}	módulo de sección efectivo de una viga en construcción compuesta parcial, referido al patín en tensión de la viga de acero, mm^3 (cm^3)	X_r, X_u	coeficientes que se utilizan para determinar las longitudes L_u y L_r de vigas en flexión
S_{tr}	módulo de sección de una sección compuesta no agrietada transformada, referido al patín en tensión de la viga de acero, mm^3 (cm^3)	\bar{x}	excentricidad de una conexión, mm (cm)
s	separación longitudinal centro a centro entre agujeros consecutivos, para tornillos o remaches, en la dirección en que se transmiten las fuerzas (paso), mm (cm)	x_o, y_o	coordenadas del centro de torsión de una sección respecto a sus ejes centroidales y principales, mm (cm)
T	fuerza de tensión, de servicio, en un tornillo de una conexión de deslizamiento crítico, N (kg)	Y	cociente del esfuerzo de fluencia del acero del alma de una trabe armada entre el esfuerzo de fluencia del acero de los atiesadores
T_b	fuerza de pretensión en un tornillo de alta resistencia, N (kg)	y	distancia del centroide del área efectiva de la losa de concreto al eje neutro elástico de una sección compuesta, mm (cm)
T_r	resistencia en tensión, factorizada, de la parte del área de acero de una viga compuesta que trabaja en tensión, N (kg)	Z	módulo de sección plástico, mm^3 (cm^3)
T_u	fuerza de tensión que reduce el apriete en una conexión de deslizamiento crítico, N (kg)	Z_c	módulo de sección plástico de una columna, mm^3 (cm^3)
t	grueso de un elemento plano; grueso de la pared de una sección circular hueca; grueso del alma de una viga o trabe armada; grueso total del alma en una junta viga–columna; grueso de una losa de concreto que trabaja en construcción compuesta; grueso de una placa	Z_v	módulo de sección plástico de una viga, mm^3 (cm^3)
		Z_x, Z_y	módulos de sección plástico para flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente, mm^3 (cm^3)
		α	parámetro que interviene en la determinación de la resistencia de un miembro armado en compresión
		β	factor de reducción de la longitud de una soldadura de filete

- Δ, Δ_{OH} desplazamiento horizontal relativo de primer orden de los niveles que limitan un entrepiso, mm (cm)
- δ deflexión de un punto del eje de una columna deformada, medida respecto a la recta que une sus extremos, mm (cm)
- δ_o deflexión máxima entre apoyos en un miembro flexocomprimido cuyos extremos no se desplazan linealmente, sobre el que actúan cargas transversales, mm (cm)
- ϵ_f deformación unitaria del concreto producida por la contracción libre
- ζ cociente del diámetro de un conector de cortante entre el grueso del material al que se suelda
- θ ángulo entre la línea de acción de una fuerza y el eje longitudinal de una soldadura de filete, grados
- λ parámetro de esbeltez de una columna; parámetro que se usa para determinar el ancho efectivo de elementos planos comprimidos de paredes delgadas
- λ_e parámetro de esbeltez de una columna que falla por torsión o flexotorsión
- μ coeficiente de deslizamiento medio
- ρ parámetro que se usa para determinar el ancho efectivo de elementos planos comprimidos de paredes delgadas
- ΣH fuerza cortante de diseño en un entrepiso (suma de todas las fuerzas horizontales de diseño que obran encima de él), N (kg)
- ΣM_{pc}^* suma de momentos en las columnas que concurren en un nudo, N-mm (kg-cm)
- ΣM_{py}^* suma de momentos en las vigas que concurren en un nudo, N-mm (kg-cm)
- ΣP_u fuerza vertical de diseño en el entrepiso en consideración; incluye cargas muertas y vivas (suma de fuerzas axiales de diseño en todas las columnas del entrepiso), N (kg)
- ΣQ_n suma de las resistencias nominales de los conectores de cortante colocados entre las secciones de momento máximo y momento nulo, N (kg)
- τ cociente del diámetro del conector de cortante entre el grueso del material al que se suelda
- Ψ factor que interviene en el cálculo de C de miembros flexocomprimidos en los que obran cargas transversales intermedias

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance

En estas Normas se incluyen disposiciones para diseño y construcción de estructuras de acero para edificios urbanos y fabriles. Para puentes, tanques, torres para antenas, estructuras industriales no convencionales, y otras estructuras especiales, o de características poco comunes, pueden necesitarse reglas o recomendaciones adicionales.

1.2 Unidades

En las ecuaciones y expresiones que aparecen en estas Normas deben utilizarse las unidades siguientes, que corresponden al sistema internacional (SI):

Fuerza	N (newtons)
Longitud	mm (milímetros)
Momento	N-mm
Esfuerzo	MPa (megapascuales)

Siempre que es posible, las ecuaciones están escritas en forma adimensional; cuando no lo es, junto a las expresiones en sistema internacional se escriben, entre paréntesis, las expresiones equivalentes en sistema métrico decimal usual; en ese caso, las unidades son

Fuerza	kg (kilogramos)
Longitud	cm (centímetros)
Momento	kg-cm
Esfuerzo	kg/cm ²

Los valores correspondientes a los dos sistemas no son exactamente equivalentes, por lo que cada sistema debe utilizarse con independencia del otro, sin hacer combinaciones entre los dos.

Las unidades que se mencionan aquí son las básicas de los dos sistemas; sin embargo, no se pretende prohibir el uso de otras unidades empleadas correctamente, que en ocasiones pueden ser más convenientes; por ejemplo, en el sistema métrico usual puede ser preferible expresar las longitudes en m, las fuerzas en t y los momentos en t-m.

1.3 Materiales

Los aceros que pueden utilizarse en estructuras diseñadas de acuerdo con estas Normas, así como los remaches, tornillos, conectores de cortante, metales de aportación y fundentes para soldadura, son los que se indican en las secciones 1.3.1 a 1.3.7. Pueden utilizarse otros materiales y productos,

diferentes de los indicados, si son aprobados por el diseñador y la Administración. La aprobación puede basarse en especificaciones publicadas que establezcan las propiedades y características del material o producto, que lo hacen adecuado para el uso que se le pretende dar, o en ensayos realizados en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización.

En los Capítulos 5 (Conexiones) y 6 (Estructuras dúctiles) se incluyen recomendaciones adicionales.

Los valores del esfuerzo de fluencia, F_y , y de ruptura en tensión, F_u , que se utilizarán en el diseño, serán los mínimos especificados en la norma correspondiente. No se emplearán en el diseño los valores reportados en certificados de ensayos de los productos laminados.

1.3.1 Acero estructural

- B-254 (ASTM A36) Acero estructural.
- B-99 (ASTM A529) Acero estructural con límite de fluencia mínimo de 290 MPa (2 950 kg/cm²).
- B-282 (ASTM A242) Acero estructural de baja aleación y alta resistencia.
- B-284 (ASTM A572) Acero estructural de alta resistencia y baja aleación al manganeso–vanadio.
- (ASTM A588) Acero estructural de alta resistencia y baja aleación de hasta 100 mm de grueso, con límite de fluencia mínimo de 345 MPa (3 515 kg/cm²).
- (ASTM A913) Perfiles de acero de alta resistencia y baja aleación, de calidad estructural, producidos por un proceso de tratamiento térmico especial.
- (ASTM A992) Acero estructural para perfiles H laminados para uso en edificios.
- B-177 (ASTM A53, grado B) Tubos de acero, con o sin costura.
- B-199 (ASTM A500) Tubos de acero al carbono para usos estructurales, formados en frío, con o sin costura, de sección circular o de otras formas.

B-200 (ASTM A501) Tubos de acero al carbono para usos estructurales, formados en caliente, con o sin costura.

En la tabla 1.1 se indican los valores de los esfuerzos F_y y F_u de los aceros listados arriba.

Tabla 1.1 Esfuerzos F_y y F_u de aceros estructurales

Nomenclatura		F_y ⁽³⁾		F_u ⁽⁴⁾	
NMX ¹	ASTM ²	MPa	kg/cm ²	MPa	kg/cm ²
B-254	A36	250	2 530	400 a 550	4 080 a 5 620
B-99	A529	290	2 950	414 a 585	4 220 a 5 975
B-282	A242	290 320 345	2 950 3 235 3 515	435 460 485	4 430 4 710 4 920
B-284	A572	290 345 414 450	2 950 3 515 4 220 4 570	414 450 515 550	4 220 4 570 5 270 5 620
	A992	345	3 515	450 a 620	4 570 a 6 330
B-177	A53	240	2 460	414	4 220
B-199	A500 ⁽⁵⁾	320	3 235	430	4 360
B-200	A501	250	2 530	400	4 080
	A588	345 ⁽⁶⁾	3 515 ⁽⁶⁾	483 ⁽⁶⁾	4 920 ⁽⁶⁾
	A913	345 a 483 ⁽⁷⁾	3 515 a 4 920 ⁽⁷⁾	448 a 620 ⁽⁷⁾	4 570 a 6 330 ⁽⁷⁾

¹ Norma Mexicana

² American Society for Testing and Materials.

³ Valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del material.

⁴ Esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión. Cuando se indican dos valores, el segundo es el máximo admisible.

⁵ ASTM especifica varios grados de acero A500, para tubos circulares y rectangulares.

⁶ Para perfiles estructurales; para placas y barras, ASTM especifica varios valores, que dependen del grueso del material.

⁷ Depende del grado; ASTM especifica grados 50, 60, 65 y 70.

La dirección en que se laminan los perfiles y placas es la de mayor interés en el diseño de las estructuras, por lo que el esfuerzo de fluencia en esa dirección, determinado por medio de ensayos estándar de tensión, es la propiedad mecánica que decide, en la mayoría de los casos, el tipo de acero que ha de emplearse. Sin embargo, otras propiedades mecánicas, tales como anisotropía, ductilidad, tenacidad, facilidad de formado en frío, resistencia a la corrosión, pueden ser también importantes para el comportamiento correcto de algunas estructuras. Cuando éste sea el caso, habrá que remitirse a la literatura especializada para obtener la información que permita escoger el material más adecuado.

1.3.2 Remaches

ASTM A502 Remaches de acero estructural; esta especificación incluye tres grados:

- Grado 1 Remaches de acero al carbón para uso general;
- Grado 2 Remaches de acero al carbono-manganeso, para uso con aceros; y
- Grado 3 Semejante al Grado 2, pero con resistencia a la corrosión mejorada.

La certificación del fabricante constituye evidencia suficiente de conformidad con la norma.

1.3.3 Tornillos

H-118 (ASTM A307) Sujetadores de acero al carbono con rosca estándar exterior ($F_u = 414 \text{ MPa}$; $4\,220 \text{ kg/cm}^2$).

H-124 (ASTM A325) Tornillos de alta resistencia para conexiones entre elementos de acero estructural [$F_u = 830 \text{ MPa}$ ($8\,440 \text{ kg/cm}^2$) para diámetros de 13 a 25 mm ($1/2$ a 1 pulg.), $F_u = 725 \text{ MPa}$ ($7\,380 \text{ kg/cm}^2$) para diámetros de 29 y 38 mm ($1\,1/8$ y $1\,1/2$ pulg.)].

H-123 (ASTM A490) Tornillos de acero aleado tratado térmicamente para conexiones entre elementos de acero estructural ($F_u = 1\,035 \text{ MPa}$, $10\,550 \text{ kg/cm}^2$).

1.3.4 Metales de aportación y fundentes para soldadura

H-77 (AWS A5.1) Electrodo de acero al carbono, recubierto, para soldadura por arco eléctrico.

H-86 (AWS A5.5) Electrodo de acero de baja aleación, recubierto, para soldadura por arco eléctrico.

H-108 (AWS A5.17) Electrodo desnudo de acero al carbono y fundente para soldadura por arco eléctrico sumergido.

H-97 (AWS A5.18) Metales de aporte de acero al carbono para soldadura por arco eléctrico protegido con gas.

H-99 (AWS A5.20) Electrodo de acero al carbono para el proceso de soldadura por arco eléctrico con electrodo tubular continuo.

1.3.5 Conectores de cortante de barra con cabeza para construcción compuesta

Los conectores de cortante de barra con cabeza que se utilizan en la construcción compuesta (sección 3.6) deben fabricarse con barras que cumplan los requisitos de ASTM A108, "Especificación para barras de acero al carbón, terminadas en frío, de calidad estándar, grados 1010 a 1020".

Las propiedades mecánicas principales de los conectores son:

F_y 345 MPa (3 515 kg/cm²)
(correspondiente a una deformación permanente de 0.2 por ciento)

F_u 414 MPa (4 220 kg/cm²)

Elongación en 50 mm 20 por ciento, mínimo

Reducción de área 50 por ciento, mínimo

Las nomenclaturas B-XX o B-XXX y H-XX o H-XXX designan normas elaboradas por el Comité Técnico de Normalización de la Industria Siderúrgica, oficializadas por la Dirección General de Normas de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial; entre paréntesis se han indicado las normas correspondientes de la Sociedad Americana de Ensayos y Materiales (ASTM) y de la Sociedad Americana de la Soldadura (AWS).

1.3.6 Identificación

La especificación, incluyendo tipo o grado, en su caso, a que pertenecen los materiales o productos, se identificará de alguna de las maneras siguientes:

- a) Por medio de certificados proporcionados por el laminador o fabricante, debidamente correlacionados con el material o producto al que pertenecen; o
- b) Por medio de marcas legibles en el material o producto, hechas por el laminador o fabricante, de acuerdo con la especificación correspondiente.

1.3.7 Acero estructural no identificado

Con la aprobación del diseñador, puede utilizarse acero estructural no identificado en miembros o detalles poco importantes, en los que las propiedades físicas precisas y la soldabilidad del acero no afecten la resistencia de la estructura.

1.4 Criterios de diseño

El dimensionamiento de las estructuras y de los elementos que las componen se efectuará de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio establecidos en el Título Sexto del Reglamento y en estas Normas, o por algún procedimiento alternativo que cumpla con los requisitos del artículo 159 del mencionado Título Sexto.

Según el criterio de estados límite de falla, las estructuras deben dimensionarse de manera que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que actúe en ella (fuerza axial, fuerza cortante, momento flexionante, momento de torsión) o a la combinación de dos o más de ellos, sea igual o mayor que el o los valores de diseño de dicha fuerza o momento internos. Las resistencias de diseño deben incluir el factor de resistencia F_R correspondiente. Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen, en general, multiplicando por el factor de carga F_C correspondiente los valores de las fuerzas y momentos internos calculados bajo acciones nominales.

En los casos en que los efectos geométricos de segundo orden influyan significativamente en la respuesta de la estructura, las fuerzas y momentos internos de diseño deben obtenerse multiplicando las acciones nominales por los factores de carga antes

de efectuar el análisis, el que se lleva a cabo con las acciones nominales factorizadas.

Además de los estados límite de falla, deben revisarse también los estados límite de servicio; es decir, se comprobará que las respuestas de la estructura (deformaciones, vibraciones, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

1.5 Tipos de estructuras y métodos de análisis

Toda construcción debe contar con una estructura que tenga características adecuadas para asegurar su estabilidad bajo cargas verticales y que le proporcione resistencia y rigidez suficientes para resistir los efectos combinados de las cargas verticales y de las horizontales que actúen en cualquier dirección. Cuando sean significativos, deberán tomarse en cuenta también los efectos producidos por otras acciones, como se indica en el artículo 150 del Título Sexto del Reglamento.

Pueden utilizarse estructuras de alguno de los dos tipos básicos que se describen a continuación. En cada caso particular el análisis, diseño, fabricación y montaje deben hacerse de manera que se obtenga una estructura cuyo comportamiento corresponda al del tipo elegido. Debe prestarse particular atención al diseño y construcción de las conexiones.

Las estructuras tipo 1, comúnmente designadas marcos rígidos o estructuras continuas, se caracterizan porque los miembros que las componen están unidos entre sí por medio de conexiones rígidas, capaces de reducir a un mínimo las rotaciones relativas entre los extremos de las barras que concurren en cada nudo, de manera que el análisis puede basarse en la suposición de que los ángulos originales entre esos extremos se conservan sin cambio al deformarse la estructura. Las conexiones deben satisfacer todos los requisitos aplicables de la sección 5.8.

Las estructuras tipo 2 son las que están formadas por miembros unidos entre sí por medio de conexiones que permiten rotaciones relativas, y que son capaces de transmitir la totalidad de las fuerzas normales y cortantes, así como momentos no mayores del 20 por ciento de los momentos resistentes de diseño de los miembros considerados. En el análisis se ignoran las restricciones a las rotaciones.

Las estructuras tipo 1 pueden analizarse y diseñarse utilizando métodos elásticos o plásticos; estos

últimos son aplicables cuando se satisfacen los requisitos siguientes:

- a) El valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del acero, F_y , no es mayor que el 80 por ciento de su esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión, F_u , ni que 440 MPa (4 500 kg/cm²).
- b) La curva carga–deformación del acero tiene las características necesarias para que pueda presentarse la redistribución de momentos requerida para la formación del mecanismo de colapso. Para ello, debe tener una zona de cedencia, de deformación creciente bajo esfuerzo prácticamente constante, correspondiente a un alargamiento máximo no menor de uno por ciento, seguida de una zona de endurecimiento por deformación, y el alargamiento correspondiente a la ruptura no debe ser menor de 20 por ciento.
- c) Las relaciones ancho/grueso de los elementos planos que componen los perfiles cumplen los requisitos de las secciones tipo 1 ó 2 (sección 2.3.1), cuando los efectos sísmicos no son críticos, y de las secciones tipo 1 cuando sí son.
- d) Los miembros están contraventeados lateralmente de acuerdo con los requisitos de la sección 3.3.2.1.
- e) Se colocan atiesadores dobles, en los dos lados del alma, en las secciones de los miembros que reciben cargas concentradas en las que aparezcan articulaciones plásticas en el eventual mecanismo de colapso.
- f) Ninguno de los miembros de la estructura que interviene en el mecanismo de colapso está sometido a cargas que puedan producir fallas por fatiga, ni son posibles fallas de tipo frágil ocasionado por cargas de impacto, bajas temperaturas u otros factores.
- g) Se cumplen las condiciones indicadas en las secciones 1.5.1.2 y 1.5.1.3 para estructuras diseñadas plásticamente.

En las estructuras tipo 1 analizadas elásticamente se admite redistribuir los momentos obtenidos del análisis, satisfaciendo las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos en vigas, nudos y entrepisos, y de manera que ningún momento se reduzca en valor absoluto en más de 30 por ciento en vigas que cumplan con los requisitos para secciones tipo 1 ó 2 de la sección 2.3 y cuyo patín comprimido esté

soportado lateralmente en forma continua, o esté provisto de soportes laterales con separaciones no mayores que L_p (ecuaciones 3.33 y 3.34) en zonas de formación de articulaciones plásticas, ni en más de 15 por ciento en vigas tipo 3 provistas del soporte lateral mencionado arriba y en columnas tipo 1, 2 ó 3.

No se permite ninguna redistribución de momentos en vigas o columnas tipo 4.

Las estructuras tipo 2 pueden usarse en elementos secundarios, y se aceptan en la estructura principal si se utilizan muros, contraventeos, marcos rígidos, o una combinación de ellos que junto con las losas u otros diafragmas horizontales proporcionen a la construcción en conjunto rigidez lateral adecuada y capacidad para resistir las fuerzas horizontales que puedan obrar sobre ella.

Si se conocen las características de resistencia, rigidez y ductilidad de conexiones comprendidas entre las correspondientes a los dos tipos de estructuras mencionadas arriba, esas características pueden incorporarse en el análisis y diseño. Estas conexiones, “parcialmente restringidas”, pueden usarse en la estructura principal de edificios cuya altura no exceda de ocho pisos o 30 m, o de altura mayor, si se complementan con muros, contraventeos, marcos rígidos, o una combinación de ellos.

Las características de las conexiones parcialmente restringidas deben estar documentadas en la literatura; en caso contrario, se establecerán con métodos analíticos o experimentales.

1.5.1 Métodos de análisis de estructuras tipo 1

En el diseño de estructuras tipo 1 se tendrán en cuenta los efectos geométricos de segundo orden (P- Δ).

Si el diseño de la estructura se basa en un análisis plástico, las resistencias necesarias se determinarán por medio de un análisis plástico de segundo orden, que deberá satisfacer los requisitos de la sección 1.5.

Cuando las fuerzas y momentos internos de diseño se obtengan por medio de un análisis elástico, éste será de segundo orden, y en él se tomarán en cuenta, como mínimo, los incrementos de las acciones internas producidas por las cargas verticales al actuar sobre la estructura deformada lateralmente y, cuando sean significativos, los efectos de la plastificación parcial de la estructura.

Los factores que no se consideran en el análisis se incluyen, de manera indirecta, en las fórmulas de diseño, por lo que los métodos de diseño de elementos flexocomprimidos dependen del tipo de análisis que se haya efectuado. La dificultad del diseño está, en general, en razón inversa a la precisión del análisis.

1.5.1.1 Análisis elástico de segundo orden

El análisis elástico de las estructuras debe incluir los efectos que ocasionan las cargas gravitacionales al obrar sobre la estructura deformada lateralmente (efecto P-Δ); las deformaciones laterales pueden deberse a acciones horizontales, a asimetrías en la estructura o en las cargas verticales que obran sobre ella, o a una combinación de ambos factores. Deben tenerse en cuenta, también, las fuerzas ficticias horizontales que se indican en la sección 3.4.2. Los efectos mencionados deben determinarse, de preferencia, con un análisis de segundo orden.

Como una alternativa, los efectos elásticos de segundo orden de estructuras regulares pueden evaluarse como se indica a continuación.

Una manera aproximada de calcular los momentos de segundo orden en los extremos de las columnas de marcos regulares (para las condiciones de regularidad, ver la sección 3.4) cuyo diseño queda regido por la combinación de cargas verticales y horizontales, consiste en evaluar por separado los momentos producidos por los dos tipos de cargas, utilizando métodos de análisis convencional de primer orden, y en obtener los momentos finales como sigue:

Momentos de diseño en los extremos de las columnas:

$$M_{uo} = M_{ti} + B_2 M_{tp} \quad (1.1)$$

Momentos de diseño en la zona central de la columna:

$$M_{uo}^* = B_1 (M_{ti} + B_2 M_{tp}) \quad (1.2)$$

M_{ti} y M_{tp} son los momentos de diseño en los extremos de la columna producidos, respectivamente, por cargas que no ocasionan desplazamientos laterales apreciables de esos extremos y por acciones que sí ocasionan esos desplazamientos. En éstas, deben incluirse los efectos de las fuerzas ficticias horizontales que se describen en la sección 3.4.2.

Con la ecuación 1.1 se obtienen los momentos en los extremos, que incluyen el efecto P-Δ, y con la ecuación 1.2 se determinan los momentos en la zona central de la columna, amplificados por efecto P-δ cuando éste es significativo. El efecto P-δ se debe a que la fuerza normal deja de estar aplicada a lo largo del eje de la columna al deformarse ésta entre sus extremos.

En general, los momentos M_{ti} son producidos por cargas verticales y los M_{tp} por acciones horizontales, de viento o sismo, y por las fuerzas horizontales ficticias de la sección 3.4.2, aunque las cargas verticales pueden ocasionar momentos M_{tp} significativos en estructuras muy asimétricas en geometría o cargas.

En marcos que forman parte de estructuras que tienen rigidez suficiente, propia o proporcionada por su interacción con contraventeos o muros de cortante, para que puedan desprejarse los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos laterales de entrepiso (ver inciso 2.2.2.b), desaparece el término $B_2 M_{tp}$ de las ecuaciones 1.1 y 1.2, y los momentos M_{ti} son la suma de los producidos por las acciones verticales y horizontales.

Las estructuras pueden estar adecuadamente contraventeadas en una sola dirección, en cuyo caso los momentos de diseño se evaluarán de manera diferente en cada una de las direcciones.

Los factores de amplificación de los momentos, B_1 y B_2 , se calculan con las ecuaciones siguientes:

$$B_1 = \frac{C}{1 - \frac{P_u}{F_R P_{E1}}} \quad (1.3)$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - I} \quad (1.4)$$

o

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\Sigma P_{E2} / Q}} \quad (1.5)$$

Siempre que sea posible, se recomienda que B_2 se calcule con la ecuación 1.4.

$P_{E1} = A_t \pi^2 E / (KL/r)^2$ carga crítica de pandeo elástico de la columna que se está diseñando. Se calcula con un coeficiente K menor o igual que 1.0, que corresponde a columnas cuyos

extremos no se desplazan lateralmente, aún en los casos en que existen esos desplazamientos;

$P_{E2} = A_1 \pi^2 E / (KL/r)^2$ donde el coeficiente K corresponde a marcos sin contraventeo; la suma comprende todas las columnas del entrepiso en consideración;

L longitud no soportada lateralmente en el plano de la flexión;

r radio de giro correspondiente;

K factor de longitud efectiva en el plano de la flexión;

P_u fuerza axial de diseño en la columna en consideración;

ΣP_u suma de fuerzas axiales de diseño en todas las columnas del entrepiso en consideración;

I índice de estabilidad del entrepiso definido en el inciso 2.2.2.b;

F_R factor de resistencia que se toma igual a 0.9;

Q factor de comportamiento sísmico, definido en el Capítulo 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. En diseño por viento se toma $Q = 1.0$; y

C coeficiente que depende de la ley de variación del momento flexionante; se calcula como sigue:

a) Miembros flexocomprimidos que forman parte de marcos contraventeados o sin contraventeo, sobre los que no obran cargas transversales aplicadas en puntos intermedios

$C = 0.6 + 0.4 M_1/M_2$, para tramos que se flexionan en curvatura simple.

$C = 0.6 - 0.4 M_1/M_2$, para tramos que se flexionan en curvatura doble.

M_1 y M_2 son, respectivamente, el menor y el mayor de los momentos en los extremos del tramo de barra en consideración (puede ser la columna completa o una parte de ella, entre puntos soportados lateralmente), tomados en valor absoluto.

b) Miembros flexocomprimidos que forman parte de marcos contraventeados o sin contraventeo, sobre los que obran cargas transversales aplicadas en puntos intermedios, independientemente de que haya o no momentos en sus extremos (en esta categoría se incluyen las cuerdas comprimidas de armaduras sujetas a cargas

transversales aplicadas entre los nudos, y las columnas con cargas transversales entre los apoyos):

$$C = 1 + \Psi \frac{P_u}{P_E} \quad (1.6)$$

donde

$$\Psi = \frac{\pi^2 \delta_o E I}{M_{ou} L^2} - 1 \quad (1.7)$$

I momento de inercia alrededor de un eje normal al plano de la flexión;

δ_o y M_{ou} deflexión máxima y momento máximo entre apoyos, debidos a las cargas transversales y a los momentos en los extremos, cuando éstos son diferentes de cero.

En lugar de calcular C como se acaba de describir, pueden usarse los valores siguientes: si los extremos del miembro están restringidos angularmente, $C = 0.85$; si no lo están, $C = 1.0$.

Las ecuaciones 1.1 a 1.7 son aplicables para flexión alrededor de cualquiera de los ejes centroidales y principales, X y Y, de las secciones transversales de las columnas.

Todas las fuerzas internas y, en especial, los momentos en las trabes, deben incrementarse de manera que se satisfaga el equilibrio con los momentos amplificados en las columnas.

1.5.1.2 Marcos contraventeados

El sistema vertical de contraventeo de un construcción de varios pisos, debe ser adecuado para:

- Evitar el pandeo de la estructura bajo cargas verticales de diseño; y
- Conservar la estabilidad lateral de la estructura, incluyendo los efectos ocasionados por los desplazamientos laterales (efecto P- Δ), bajo cargas verticales y horizontales de diseño.

Si el edificio está provisto de muros de cortante ligados a los marcos por medio de losas de concreto u otros sistemas de piso de rigidez y resistencia adecuadas, esos muros de cortante forman parte del sistema vertical de contraventeo.

En estructuras diseñadas plásticamente, las fuerzas axiales en los miembros de los marcos contraventeados, producidas por las fuerzas verticales y horizontales de diseño, no deben exceder de $0.85P_y$, donde P_y es el producto del área de la sección transversal del miembro por el esfuerzo de fluencia del acero.

Las vigas incluidas en el sistema vertical de contraventeo se diseñarán como elementos flexocomprimidos, teniendo en cuenta las fuerzas de compresión axial originadas por las cargas horizontales.

1.5.1.3 Marcos sin contraventeo

La resistencia de los marcos que forman parte de edificios carentes de contraventeo y de muros de cortante se determina con un análisis racional que debe incluir los efectos producidos por desplazamientos laterales de los niveles (efecto $P-\Delta$) y por la deformación axial de las columnas, cuando sea significativa.

Los marcos deben ser estables bajo cargas verticales de diseño y bajo la combinación de éstas y las fuerzas horizontales de diseño. En estructuras diseñadas plásticamente, la fuerza axial de las columnas, producida por solicitaciones de diseño, no excederá de $0.75P_y$.

Cuando en la estructura haya columnas en las que las vigas se apoyen por medio de uniones que no transmitan momento flexionante y que, por consiguiente, no contribuyan a la rigidez lateral del conjunto, el efecto desestabilizador de las cargas verticales que obran sobre ellas se tomará en cuenta al diseñar las columnas de los marcos rígidos.

2. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS

2.1 Áreas de las secciones transversales

2.1.1 Generalidades

El área total de un miembro, A_t , es el área completa de su sección transversal, y las áreas netas, A_n , y neta efectiva, A_e , son las que se obtienen al hacer las deducciones que se especifican más adelante.

El área total A_t es igual a la suma de los productos del grueso por el ancho de todos los elementos que componen la sección, medidos en un plano perpendicular al eje del miembro.

2.1.2 Área neta de miembros en tensión

El área neta de un miembro en tensión, A_n , se obtiene sumando los productos del grueso de cada una de las partes que lo componen por su ancho neto, que se determina como sigue:

- En el cálculo del área neta de barras en tensión o en cortante, el ancho de los agujeros para remaches o tornillos se toma 1.5 mm ($1/16$ pulg.) mayor que el diámetro nominal del agujero, medido normalmente a la dirección de los esfuerzos.
- Cuando hay varios agujeros en una normal al eje de la pieza, el ancho neto de cada parte de la sección se obtiene restando al ancho total la suma de los anchos de los agujeros.
- Cuando los agujeros están dispuestos en una línea diagonal respecto al eje de la pieza o en zigzag, se deben estudiar todas las trayectorias posibles para determinar a cuál de ellas le corresponde el ancho neto menor, que es el que se utiliza para calcular el área neta. El ancho neto de cada una de las partes que forman la sección, correspondiente a cada trayectoria, se obtiene restando del ancho total la suma de los anchos de todos los agujeros que se encuentran sobre la trayectoria escogida, y sumando para cada espacio entre agujeros la cantidad $s^2/4g$, donde s es la separación longitudinal centro a centro entre los dos agujeros considerados (paso) y g la separación transversal centro a centro entre ellos (gramil).

El ancho total de ángulos se toma igual a la suma de los anchos de las dos alas menos el grueso. La distancia transversal entre agujeros situados en alas opuestas es igual a la suma de los dos gramiles, medidos desde los bordes exteriores del ángulo, menos el grueso de éste.

Al determinar el área neta a través de soldadura de tapón o de ranura no debe tenerse en cuenta el metal de aportación.

2.1.3 Área neta efectiva de miembros en tensión o compresión

El área neta efectiva de miembros en tensión o compresión se calcula como sigue:

Cuando la carga se transmite directamente a cada una de las partes que componen la sección transversal del miembro, por medio de remaches,

tornillos o soldaduras colocados en toda ellas, en proporción a sus áreas transversales, el área neta efectiva A_e es igual al área neta A_n en miembros en tensión, y el área total A_t en miembros comprimidos.

Cuando la carga se transmite por medio de tornillos o remaches colocados en algunas de las partes que componen la sección, pero no en todas, el área neta efectiva es igual a:

Miembros en tensión:

$$A_e = U A_n \quad (2.1)$$

Miembros en compresión:

$$A_e = U A_t \quad (2.2)$$

Cuando la carga se transmite por medio de soldaduras colocadas en algunas de las partes que componen la sección, pero no en todas, el área neta efectiva es igual a:

$$A_e = U A_t \quad (2.3)$$

donde U es un coeficiente de reducción del área, cuyos valores se indican a continuación; pueden utilizarse valores más grandes cuando se justifiquen con pruebas u otros criterios reconocidos.

$$U = 1 - (\bar{x}/L) \leq 0.9, \quad \text{excepto en los casos indicados más adelante} \quad (2.4)$$

donde

\bar{x} excentricidad de la conexión (distancia del centroide del miembro al plano en el que se transmite la fuerza cortante; las secciones I o H se tratan como dos tés); y

L longitud de la conexión en la dirección de la carga.

a) Conexiones remachadas o atornilladas

En lugar de los calculados con la ec. 2.4, pueden utilizarse los valores de U siguientes:

- 1) Secciones laminadas o soldadas H o I con patines de ancho no menor que $2/3$ del peralte y tés estructurales obtenidas de ellas o formadas por dos placas soldadas, conectadas por los patines con tres o más conectores en cada línea en la dirección de los esfuerzos: $U = 0.90$.
- 2) Secciones laminadas o soldadas H o I que no cumplan las condiciones del inciso anterior, tés estructurales obtenidas de ellas, o formadas por

dos placas soldadas, y todas las secciones restantes, incluidas las formadas por varias placas, con tres o más conectores en cada línea en la dirección de los esfuerzos: $U = 0.85$.

3) Todos los miembros que tengan sólo dos conectores en cada línea en la dirección de los esfuerzos: $U = 0.75$.

4) Angulos conectados por una sola ala con

- Cuatro o más conectores en la dirección de los esfuerzos: $U = 0.80$;
- Menos de cuatro conectores en la dirección de los esfuerzos: $U = 0.60$.

b) Conexiones soldadas

Cuando la fuerza de tensión o compresión se transmite por medio de soldaduras transversales colocadas en algunas de las partes que componen la sección, pero no en todas, el área neta efectiva es igual al área de los elementos conectados directamente.

Cuando la fuerza de tensión o compresión se transmite a una placa por medio de soldaduras colocadas a lo largo de sus dos bordes longitudinales, en el extremo de la placa,

$$U = 1.00, \quad \text{si } l \geq 2d$$

$$U = 0.87, \quad \text{si } 2d > l \geq 1.5d$$

$$U = 0.75, \quad \text{si } 1.5d > l \geq d \quad (2.5)$$

donde

l longitud de la soldadura, y

d ancho de la placa (distancia entre soldaduras).

2.1.4 Placas de unión

El diseño de placas que forman parte de juntas soldadas, remachadas o atornilladas, sometidas a tensión, tales como placas laterales en juntas a tope y placas de nudo en armaduras, se hará de acuerdo con la sección 5.5.1

2.2 Estabilidad y relaciones de esbeltez

En esta sección se especifican requisitos de carácter general para asegurar la estabilidad de la estructura en conjunto y la de cada uno de sus elementos.

2.2.1 Relaciones de esbeltez

La relación de esbeltez $K L/r$ de los miembros comprimidos axialmente o flexocomprimidos se determina con la longitud efectiva $K L$ 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 varios 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 .

2.2.2 Factor de longitud efectiva y efectos de esbeltez de conjunto

En la determinación del factor de longitud efectiva K deben considerarse las características generales de la estructura de la que forma parte el miembro que se está diseñando, y tenerse en cuenta las condiciones de sujeción en sus extremos. Se consideran tres casos:

a) Miembros con extremos fijos linealmente

Los efectos de esbeltez son ocasionados por las deformaciones del miembro entre sus extremos. El factor de longitud efectiva K suele tomarse igual a 1.0, pero pueden emplearse valores menores si se justifican con un estudio adecuado que tenga en cuenta las restricciones angulares en los extremos.

Los puntales de contraventeo y las barras comprimidas y flexocomprimidas que forman parte de armaduras se encuentran en este caso.

b) Miembros en los que pueden despreciarse los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos lineales de sus extremos

Estos efectos pueden despreciarse en las columnas de entresijos de marcos rígidos de cualquier altura que forman parte de estructuras regulares, cuando el índice de estabilidad del entresijo, I , no excede de 0.08.

El índice de estabilidad de un entresijo se calcula con la expresión

$$I = \frac{\sum P_u Q \Delta_{OH}}{(\sum H) L} \quad (2.6)$$

donde

$\sum P_u$ fuerza vertical de diseño en el entresijo en consideración (peso de la construcción por encima de él, multiplicado por el factor de carga correspondiente); incluye cargas muertas y vivas;

Q factor de comportamiento sísmico, definido en el Capítulo 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. En diseño por viento se toma $Q = 1.0$;

Δ_{OH} desplazamiento horizontal relativo de primer orden de los niveles que limitan el entresijo en consideración, en la dirección que se está analizando, producido por las fuerzas de diseño;

$\sum H$ suma de todas las fuerzas horizontales de diseño que obran encima del entresijo en consideración. (Fuerza cortante de diseño en el entresijo, en la dirección que se está analizando); y

L altura del entresijo.

En el cálculo de los desplazamientos se toma en cuenta la rigidez de todos los elementos que forman parte integrante de la estructura.

Cuando los desplazamientos son producidos por sismo, se determinan multiplicando por el factor Q los causados por las fuerzas sísmicas de diseño reducidas.

Las columnas de edificios regulares rigidizados lateralmente por medio de marcos contraventeados, muros, o una combinación de ambos, y la mayoría de las columnas de marcos rígidos de uno o dos pisos, aunque no tengan muros ni contraventeos, suelen estar en este caso.

En un edificio dado, los efectos de esbeltez producidos por los desplazamientos laterales de los niveles pueden ser despreciables en unos entresijos y en otros no. El comportamiento puede cambiar también de una a otra dirección de análisis.

El factor de longitud efectiva K para pandeo en el plano del marco suele tomarse igual a 1.0, pero pueden emplearse valores menores si se justifican por medio de un estudio adecuado. En el pandeo fuera del plano del marco deben considerarse la longitud libre de la columna y las condiciones de apoyo de sus extremos.

Una estructura sin muros de rigidez ni contraventeos puede tener rigidez propia suficiente para que los

efectos de esbeltez debidos a los desplazamientos laterales de sus niveles sean despreciables.

- c) Miembros en los que no pueden despreciarse los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos lineales de sus extremos

Estos efectos no pueden despreciarse en las columnas de marcos rígidos que forman parte de estructuras regulares, cuando el índice de estabilidad del entrepiso, I , excede el límite indicado en el inciso 2.2.2.b. Suelen estar en este caso las columnas de edificios de varios pisos cuya estabilidad lateral depende exclusivamente de la rigidez a la flexión de columnas y vigas unidas entre sí por medio de conexiones rígidas.

Los efectos de segundo orden producidos por la interacción de las cargas verticales con los desplazamientos laterales de los entrepisos se evalúan como se indica en la sección 1.5.1, y se incluyen en el diseño de columnas y vigas.

Si el índice de estabilidad I es mayor que 0.30 en alguno o algunos de los entrepisos, debe aumentarse la rigidez de la estructura completa, o de parte de ella, para disminuir los desplazamientos Δ_{OH} y reducir el valor de I , en todos los entrepisos, a no más de 0.30.

El factor de longitud efectiva K para pandeo en el plano del marco suele tomarse igual a 1.0, pero pueden emplearse valores menores si se justifican por medio de un estudio adecuado. Para pandeo fuera del plano del marco deben considerarse la longitud libre de la columna y las condiciones de apoyo de sus extremos.

2.2.3 Relaciones de esbeltez máximas

La relación de esbeltez $K L/r$ de miembros en compresión no excederá de 200.

La relación de esbeltez L/r de miembros en tensión puede tener cualquier valor, pero conviene que no pase de 240 en miembros principales, ni de 300 en contraventeos y otros miembros secundarios, especialmente cuando están sometidos a cargas que puedan ocasionar vibraciones.

Si el miembro en tensión es una varilla no se pone límite a su relación de esbeltez, pero se recomienda pretensionarla para evitar vibraciones o deformaciones transversales excesivas.

2.3 Relaciones ancho/grueso y pandeo local

2.3.1 Clasificación de las secciones

Las secciones estructurales se clasifican en cuatro tipos en función de las relaciones ancho/grueso máximas de sus elementos planos que trabajan en compresión axial, en compresión debida a flexión, en flexión o en flexocompresión, y de acuerdo con las condiciones que se especifican más adelante.

Las secciones tipo 1 (secciones para diseño plástico y para diseño sísmico con factores Q de 3 ó 4) pueden alcanzar el momento plástico en vigas, y el momento plástico reducido por compresión en barras flexocomprimidas, y conservarlo durante las rotaciones inelásticas necesarias para la redistribución de momentos en la estructura, y para desarrollar las ductilidades adoptadas en el diseño de estructuras construidas en zonas sísmicas.

Las secciones tipo 2 (secciones compactas, para diseño plástico y para diseño sísmico con factores Q no mayores de 2) pueden alcanzar el momento plástico como las secciones tipo 1, pero tienen una capacidad de rotación inelástica limitada, aunque suficiente para ser utilizadas en estructuras diseñadas plásticamente, bajo cargas predominantemente estáticas, y en zonas sísmicas, con factores de comportamiento sísmico reducidos.

Las secciones tipo 3 (secciones no compactas) pueden alcanzar el momento correspondiente a la iniciación del flujo plástico en vigas, o ese momento reducido por compresión en barras flexocomprimidas, pero no tienen capacidad de rotación inelástica.

Las secciones tipo 4 (secciones esbeltas) tienen como estado límite de resistencia el pandeo local de alguno de los elementos planos que las componen.

Para que una sección sea clasificada como tipo 1 ó 2, sus patines deben estar conectados al alma o almas en forma continua; además, las secciones tipo 1 sometidas a flexión deben tener un eje de simetría en el plano del alma, y si trabajan en compresión axial o en flexocompresión han de tener dos ejes de simetría. Las tipo 2 en flexión deben tener un eje de simetría en el plano de la carga, a menos que en el análisis se incluyan los efectos producidos por la asimetría.

En los miembros sometidos a compresión axial no existe la distinción basada en la capacidad de rotación, por lo que los límites de almas y patines comprimidos axialmente son los mismos para las secciones tipo 1 a 3.

El factor de comportamiento sísmico Q se define en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

2.3.2 Relaciones ancho/grueso máximas

Las relaciones ancho/grueso de los elementos planos de los tres primeros tipos de secciones

definidos arriba no deben exceder los valores de la tabla 2.1, lo que asegura que las secciones de los tipos 1 a 3 podrán alcanzar sus estados límite de resistencia sin que se presenten fenómenos prematuros de pandeo local. Las secciones en las que se exceden los límites correspondientes a las tipo 3 son tipo 4. Para que una sección clasifique en uno de los tipos, todos los elementos planos que la componen deben satisfacer las relaciones ancho/grueso propias de ese tipo.

Tabla 2.1 Valores máximos admisibles de las relaciones ancho/gueso

Descripción del elemento	Clasificación de las secciones		
	Tipo 1 (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q = 3$ ó 4)	Tipo 2 Compactas (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q \leq 2$)	Tipo 3 No Compactas
Alas de ángulos sencillos y de ángulos dobles con separadores, en compresión; elementos comprimidos soportados a lo largo de uno solo de los bordes longitudinales	— — —	— — —	$0.45 \sqrt{E/F_y}$
Atiesadores de travesaños armados, soportados a lo largo de un solo borde longitudinal	— — —	— — —	$0.56 \sqrt{E/F_y}$
Alas de secciones T	— — —	$0.38 \sqrt{E/F_y}$	$0.77 \sqrt{E/F_y}$
Patines de secciones I, H o T, en flexión	$0.32 \sqrt{E/F_y}$	$0.38 \sqrt{E/F_y}$	$0.58 \sqrt{E/F_y}$
Patines de secciones I o H, en compresión pura; placas que sobresalen de miembros comprimidos ¹	$0.58 \sqrt{E/F_y}$	$0.58 \sqrt{E/F_y}$	$0.58 \sqrt{E/F_y}$
Patines de canales	— — —	— — —	$0.58 \sqrt{E/F_y}$
Patines de secciones en cajón, laminadas o soldadas, en flexión; cubreplacas entre líneas de remaches, tornillos o soldaduras, atiesadores soportados a lo largo de los dos bordes paralelos a la fuerza	$1.12 \sqrt{E/F_y}$	$1.12 \sqrt{E/F_y}$	$1.47 \sqrt{E/F_y}$
Alas de secciones I o H y placas de secciones en cajón, en compresión pura ¹	$1.47 \sqrt{E/F_y}$	$1.47 \sqrt{E/F_y}$	$1.47 \sqrt{E/F_y}$
Alas en flexión	$2.45 \sqrt{E/F_y}$	$3.71 \sqrt{E/F_y}$	$5.60 \sqrt{E/F_y}$
Alas flexocomprimidas ²	$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left(1 - 0.4 \frac{P_u}{P_y}\right)}$	$3.75 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left(1 - 0.6 \frac{P_u}{P_y}\right)}$	$5.6 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left(1 - 0.74 \frac{P_u}{P_y}\right)}$

Secciones circulares huecas en compresión axial ³	$0.065E/F_y$	$0.090E/F_y$	$0.115E/F_y$
Secciones circulares huecas en flexión	$0.045E/F_y$	$0.071E/F_y$	$0.309E/F_y$

¹ En miembros sometidos a compresión axial no existe la distinción basada en capacidad de rotación, por lo que los límites de almas y patines de perfiles comprimidos axialmente son los mismos para las secciones tipo 1 a 3;

² P_u fuerza axial de diseño;

³ Ver sección 2.3.5.

2.3.3 Ancho

2.3.3.1 Elementos planos no atiesados

Reciben el nombre de elementos planos no atiesados los que están soportados a lo largo de uno solo de los bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión. Su ancho se toma igual a:

- En placas, la distancia del borde libre a la primera línea de soldaduras, remaches o tornillos;
- En alas de ángulos, patines de canales y zetas, la dimensión nominal total;
- En almas de té, el peralte nominal total;
- En patines de secciones I, H y T la mitad de la dimensión nominal total; y
- En perfiles hechos con lámina doblada, la distancia del borde libre a la iniciación de la curva que une el elemento considerado con el resto del perfil.

2.3.3.2 Elementos planos atiesados

Reciben el nombre de elementos planos atiesados los que están soportados a lo largo de los dos bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión. Su ancho se toma igual a:

- En almas de secciones laminadas, la distancia libre entre patines menos los radios de las curvas de unión con los patines;
- En patines de secciones en cajón hechas con cuatro placas, la distancia entre líneas adyacentes de soldaduras, remaches o tornillos;
- En patines de secciones laminadas en cajón, la distancia libre entre almas, menos los radios de las dos curvas de unión. Si no se conocen los radios, el ancho total de la sección menos tres veces el grueso de sus paredes;
- En almas de secciones formadas por placas, H, I o en cajón, la distancia entre líneas adyacentes de remaches o tornillos o, en secciones soldadas, la distancia libre entre patines; y
- En almas de secciones de lámina delgada laminadas en caliente o dobladas en frío, la distancia entre las iniciaciones de las curvas de unión con los elementos de soporte. Si no se conocen los radios de las esquinas, el peralte total de la sección menos tres veces el grueso de sus paredes.

2.3.4 Grueso

En elementos de grueso uniforme, se toma igual al valor nominal. En patines de espesor variable se toma el grueso nominal medido a la mitad de la distancia entre el borde y la cara del alma.

2.3.5 Secciones circulares huecas

En secciones circulares huecas la relación ancho/grueso se sustituye por el cociente del diámetro exterior entre el grueso de la pared.

2.3.6 Secciones tipo 4 (esbeltas)

En la determinación de las propiedades geométricas necesarias para calcular la resistencia de diseño de miembros estructurales que contienen elementos planos comprimidos de relación ancho/grueso mayor que el límite correspondiente a secciones tipo 3, deben utilizarse anchos efectivos reducidos b_e , que se calculan como se indica en las secciones siguientes.

2.3.6.1 Anchos efectivos de elementos planos atiesados comprimidos uniformemente

Los anchos efectivos, b_e , de elementos planos atiesados comprimidos uniformemente, se determinan con las expresiones:

$$b_e = b \quad \text{si } \lambda \leq 0.673 \quad (2.7)$$

$$b_e = \rho b \quad \text{si } \lambda > 0.673 \quad (2.8)$$

donde

$$\rho = (1 - 0.22/\lambda)/\lambda \quad (2.9)$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (2.10)$$

b ancho total del elemento plano;

t grueso del elemento plano; y

k coeficiente de pandeo de placas igual a 4.0 para elementos atiesados soportados por un alma en cada borde longitudinal.

Para placas que formen parte de miembros en compresión

f se toma igual a F_n , que es el esfuerzo crítico de pandeo nominal del miembro completo (ver sección 3.2.2.3).

2.3.6.2 Anchos efectivos de elementos planos no atiesados comprimidos uniformemente

Los anchos efectivos, b_e , de elementos planos no atiesados comprimidos uniformemente se determinan con las ecuaciones 2.7 a 2.10, haciendo $k = 0.43$ en la ecuación 2.10.

3. RESISTENCIA

En este capítulo se proporcionan fórmulas y recomendaciones para determinar la resistencia de diseño de miembros de acero estructural y de miembros compuestos, formados por perfiles de acero que trabajan en conjunto con elementos de concreto reforzado o con recubrimientos o rellenos de este material, sometidos a las sollicitaciones más comunes en las estructuras.

3.1 Miembros en tensión

Esta sección se refiere 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.

3.1.1 Estados límite

En el diseño de miembros en tensión se consideran los estados límite de flujo plástico en la sección total y de fractura en el área neta.

3.1.2 Resistencia de diseño

La resistencia de diseño R_t de un elemento estructural en tensión es la menor de las calculadas con alguna de las ecuaciones 3.1 y 3.2.

a) Estado límite de flujo plástico en la sección total:

$$R_t = A_t F_y F_R \quad (3.1)$$

donde

F_R factor de resistencia, igual a 0.9.

b) Estado límite de fractura en la sección neta:

$$R_t = A_e F_u F_R \quad (3.2)$$

donde

F_R factor de resistencia, igual a 0.75.

A_t área total de la sección transversal del miembro;

A_e área neta efectiva, calculada de acuerdo con la sección 2.1.3;

F_y valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del material; y

F_u esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión.

En miembros sin agujeros, conectados por medio de soldaduras colocadas en todas las partes que componen su sección transversal, en proporción a sus áreas, el área neta efectiva de la ecuación 3.2 es igual al área total.

3.2 Miembros en compresión

Esta sección se refiere a miembros prismáticos sometidos a compresión axial producida por fuerzas que actúan a lo largo de sus ejes centroidales.

3.2.1 Estados límite

En el diseño de miembros comprimidos hechos con secciones tipo 1, 2 ó 3 con dos ejes de simetría, en cajón, o de cualquier otra forma, para los que pueda demostrarse que no es crítico el pandeo por torsión o flexotorsión, se considera el estado límite de inestabilidad por flexión. En columnas de sección transversal con uno o ningún eje de simetría, como ángulos o térs, o con dos ejes de simetría, pero baja rigidez torsional, como las secciones en forma de cruz o formadas por placas de pequeño espesor, se tendrán en cuenta, además, los estados límite de pandeo por torsión y por flexotorsión. En secciones tipo 4 se consideran los estados límite combinados de flexión, torsión o flexocompresión y pandeo local.

En columnas compuestas, del tipo de las formadas por cuatro ángulos ligados entre sí por celosías, se consideran los estados límite del miembro completo y de cada uno de los elementos comprimidos que lo forman.

3.2.2 Resistencia de diseño

La resistencia de diseño R_c de un elemento estructural de eje recto y de sección transversal constante sometido a compresión axial se determina como se indica a continuación. En cada caso particular deben revisarse todos los estados límite pertinentes para identificar el crítico, al que corresponde la resistencia de diseño.

3.2.2.1 Estado límite de inestabilidad por flexión

- a) Miembros de sección transversal H, I o rectangular hueca

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n})^{1/n}} A_t F_R \leq F_y A_t F_R \quad (3.3)$$

donde

F_R factor de resistencia, igual a 0.9;

A_t área total de la sección transversal de la columna;

λ parámetro de esbeltez, que vale

$$\lambda = \frac{K L}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} \quad (3.4)$$

donde $K L/r$ es la relación de esbeltez efectiva máxima de la columna; y

n coeficiente adimensional, que tiene alguno de los valores siguientes:

- 1) Columnas de sección transversal H o I, laminadas y flexionadas alrededor de cualquiera de sus ejes de simetría, o hechas con tres placas soldadas obtenidas cortándolas con oxígeno de placas más anchas, flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia, de acero con límite de fluencia no menor de 414 MPa (4 220 kg/cm²) y con patines de no más de 50 mm de grueso, columnas de sección transversal rectangular hueca, laminadas en caliente o formadas en frío y tratadas térmicamente, o hechas con cuatro placas soldadas, de acero con límite de fluencia no menor de 414 MPa (4 220 kg/cm²), y todos los perfiles con dos ejes de simetría relevados de esfuerzos, que cumplen con los requisitos de las secciones 1, 2 ó 3 de la sección 2.3.1: $n = 2.0$.
- 2) Columnas de sección transversal H o I, laminadas o hechas con tres placas soldadas obtenidas cortándolas con oxígeno de placas más anchas, y columnas de sección transversal rectangular hueca, laminadas o hechas con cuatro placas soldadas, que cumplen con los requisitos de las secciones tipo 1, 2 ó 3 de la sección 2.3.1: $n = 1.4$.

- 3) Columnas de sección transversal H o I, hechas con tres placas laminadas soldadas entre sí, que cumplen con los requisitos de las secciones tipo 1, 2 ó 3 de la sección 2.3.1: $n = 1.0$.

- b) Miembros cuya sección transversal tiene una forma cualquiera, no incluida en 3.2.2.1.a:

R_c se calcula con la ecuación 3.3, con $n = 1.4$; y

F_R factor de resistencia, igual a 0.9;

3.2.2.2 Estados límite de pandeo por torsión o por flexotorsión

Los estados límite de pandeo por torsión o por flexotorsión deben revisarse en miembros comprimidos de sección transversal con uno o ningún eje de simetría, tales como ángulos y tés, o con dos ejes de simetría pero muy baja rigidez torsional, como las secciones en forma de cruz y las hechas con placas muy delgadas.

Cuando la sección transversal de la columna es tipo 1, 2 ó 3, la resistencia de diseño, R_c , se determina con la ec. 3.3, con $n = 1.4$ y $F_R = 0.85$, sustituyendo λ por λ_e , dada por

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (3.5)$$

donde F_e es el menor de los esfuerzos críticos de pandeo elástico por torsión o flexotorsión; se determina de acuerdo con los incisos 3.2.2.2.a al 3.2.2.2.c.

- a) Columnas de sección transversal con dos ejes de simetría:

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_a}{(K_z L_z)^2} + G J \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad (3.6)$$

- b) Columnas de sección transversal con un eje de simetría:

$$F_e = \frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 F_{ey} F_{ez} H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] \quad (3.7)$$

En esta ecuación se ha supuesto que el eje de simetría es el Y; cuando sea el X, se harán los cambios de subíndices apropiados.

c) Columnas cuyas secciones transversales no tienen ningún eje de simetría:

F_e es la menor de las raíces de la ecuación cúbica:

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2(F_e - F_{ey})\left(\frac{x_o}{r_o}\right)^2 - F_e^2(F_e - F_{ex})\left(\frac{y_o}{r_o}\right)^2 = 0 \quad (3.8)$$

donde

$$r_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A} \quad (3.9)$$

$$H = 1 - \left(\frac{x_o^2 + y_o^2}{r_o^2}\right) \quad (3.10)$$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2} \quad (3.11)$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(K_y L_y / r_y)^2} \quad (3.12)$$

$$F_{ez} = \left[G J + \frac{\pi^2 E C_a}{(K_z L_z)^2} \right] \frac{1}{A r_o^2} \quad (3.13)$$

F_{ex} y F_{ey} se calculan respecto a los ejes centroidales y principales.

Las literales que aparecen en las ecuaciones 3.6 a 3.13 tienen los significados siguientes:

- E módulo de elasticidad;
- G módulo de elasticidad al esfuerzo cortante;
- J constante de torsión de Saint Venant;
- C_a constante de torsión por alabeo;
- I_x, I_y momentos de inercia de la sección transversal de la columna alrededor de cada uno de sus ejes centroidales y principales X y Y;
- L_x, L_y, L_z longitudes libres para pandeo por flexión alrededor de los ejes X y Y y para pandeo por torsión;
- K_x, K_y, K_z factores de longitud efectiva para pandeo por flexión alrededor de los ejes X y Y y para pandeo por torsión;

x_o, y_o coordenadas del centro de torsión con respecto a un sistema de ejes centroidales y principales;

r_x, r_y radios de giro de la sección transversal de la columna respecto a los ejes centroidales y principales X y Y; y

r_o radio polar de giro de la sección transversal respecto al centro de torsión.

3.2.2.3 Estados límite de flexión, torsión o flexotorsión, y pandeo local, combinados

Cuando la sección transversal de la columna es tipo 4, la resistencia de diseño R_c se determina, cualquiera que sea la forma de la sección, pero siempre que esté formada por elementos planos, con la ecuación 3.3, con $n = 1.4$ y $F_R = 0.85$, sustituyendo λ por λ_e (ec. 3.5), y A_t por A_e , que es el área efectiva correspondiente al esfuerzo F_n . Se determina de acuerdo con las secciones 2.3.6.1. y 2.3.6.2.

$$F_n = \frac{F_y}{(1 + \lambda_e^{2.8} - 0.15^{2.8})^{1/1.4}} \quad (3.14)$$

donde F_e tiene alguno de los valores siguientes:

a) Columnas de sección transversal con dos ejes de simetría, en cajón, o cualquier otra sección para la que pueda demostrarse que el pandeo por torsión o flexotorsión no es crítico:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad (3.15)$$

b) Columnas de sección transversal con dos ejes de simetría, sujetas a pandeo por torsión:

F_e es el menor de los valores calculados con las ecuaciones 3.6 y 3.15.

c) Columnas de sección transversal con un eje de simetría, sujetas a pandeo por flexotorsión:

F_e es el menor de los valores calculados con las ecuaciones 3.7 y 3.15.

d) Columnas cuyas secciones transversales no tienen ningún eje de simetría:

F_e se calcula con la ecuación 3.8.

En la determinación de F_e se utilizan los radios de giro de la sección transversal completa.

3.2.3 Columnas tubulares de sección transversal circular

La resistencia de diseño de columnas de sección transversal circular hueca, de paredes delgadas, sometidas a compresión axial, cuyas relaciones diámetro exterior/grueso de pared (D/t) son mayores que $0.115E/F_y$, pero no exceden de $0.448E/F_y$, se calcula como se indica en la sección 3.2.2.3, tomando para F_e el valor dado por la ec. 3.15 (en secciones circulares huecas no es crítico el pandeo por torsión o flexocompresión), y determinando A_e como sigue:

$$A_e = [1 - (1 - R^2)(1 - A_o/A_t)] A_t \quad (3.16)$$

$$R = \sqrt{F_y/2F_e} \quad (3.17)$$

$$A_o = \left[\frac{0.037 E}{F_y (D/t)} + \frac{2}{3} \right] A_t \quad (3.18)$$

donde

D diámetro exterior de la sección;

t grueso de la pared; y

A_t área total, no reducida, de su sección transversal.

3.3 Miembros en flexión (vigas y trabes armadas)

Esta sección es aplicable a vigas laminadas, vigas formadas con lámina delgada^{1[1]} y trabes hechas 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 fuerzas cortantes.

3.3.1 Estados límite

En el diseño de miembros en flexión deben considerarse los estados límite de falla siguientes:

^{1[1]} Los perfiles de lámina delgada doblados en frío tienen algunas características que no se incluyen en estas Normas.

- Formación de un mecanismo con articulaciones plásticas;
- Agotamiento de la resistencia a la flexión en la sección crítica, en miembros que no admiten redistribución de momentos;
- Iniciación del flujo plástico en la sección crítica;
- Pandeo lateral por flexotorsión;
- Pandeo local del patín comprimido;
- Pandeo local del alma, producido por flexión;
- Plastificación del alma por cortante;
- Pandeo local del alma por cortante;
- Tensión diagonal en el alma;
- Flexión y fuerza cortante combinadas;
- Otras formas de pandeo del alma, producidas por fuerzas transversales; y
- Fatiga.

Además, deben considerarse también estados límite de servicio, de deformaciones y de vibraciones excesivas.

3.3.2 Resistencia de diseño en flexión

La resistencia de diseño en flexión, M_R , de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante se determina como se indica en los incisos siguientes.

3.3.2.1 Miembros en los que el pandeo lateral no es crítico ($L \leq L_u$)

Cuando el sistema de piso proporciona soporte lateral al patín superior de las vigas, debe tenerse en cuenta que en algunos tramos el patín comprimido es el inferior. Este punto puede ser de especial importancia en diseño sísmico.

La resistencia de diseño de miembros en flexión cuyo patín comprimido está soportado lateralmente en forma continua, o está provisto de soportes laterales con separación L no mayor que L_u , es igual a:

- Para secciones tipo 1 ó 2

$$M_R = F_R Z F_y = F_R M_p \leq F_R (1.5 M_y) \quad (3.19)$$

donde

Z módulo de sección plástico; y

$M_p = Z F_y$ momento plástico resistente nominal de la sección en consideración.

b) Para secciones tipo 3

$$M_R = F_R S F_y = F_R M_y \quad (3.20)$$

donde

S módulo de sección elástico;

$M_y = S F_y$ momento nominal correspondiente a la iniciación de la fluencia (sin considerar esfuerzos residuales), en la sección en consideración;

L distancia entre secciones de la viga soportadas lateralmente de manera adecuada; y

L_u longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico M_p ; no se exige capacidad de rotación.

L_u se calcula con la ecuación 3.25 ó 3.29.

En secciones I o H cuyos patines tienen relaciones ancho/grueso comprendidas entre las correspondientes a secciones tipo 2 y 3, flexionadas alrededor de cualquiera de sus ejes centroidales y principales, puede tomarse un valor de M_R comprendido entre $F_R M_p$ y $F_R M_y$ calculado por interpolación lineal, teniendo en cuenta que esos valores corresponden, respectivamente, a relaciones

$$\text{ancho/grueso de los patines de } 0.38 \sqrt{E/F_y} \text{ y } 0.58 \sqrt{E/F_y}.$$

Si la flexión es alrededor del eje de mayor momento de inercia se comprobará que la relación ancho/grueso del alma no excede de la que corresponde al valor calculado de M_R , para lo que se interpolará linealmente entre las relaciones

$$3.71 \sqrt{E/F_y} \text{ y } 5.60 \sqrt{E/F_y}, \text{ correspondientes a } F_R M_p \text{ y } F_R M_y, \text{ respectivamente.}$$

No hay límites en la longitud sin soporte lateral, en secciones tipo 1, 2 ó 3, cuando la sección transversal es circular o cuadrada, hueca o maciza, o cuando la viga, cualquiera que sea la forma de su sección transversal, se flexiona alrededor del eje de menor momento de inercia. Por consiguiente, en estos casos la resistencia de diseño se determina con las ecuaciones 3.19 ó 3.20.

c) Para secciones tipo 4

Cuando tanto el alma como el patín comprimido corresponden al tipo 4, de acuerdo con las secciones 2.3.1 y 2.3.2, el valor de M_R se determina con los

criterios para diseño de perfiles de lámina delgada doblados en frío. No se incluyen en estas Normas.

Cuando los patines cumplen los requisitos de las secciones tipo 1, 2 ó 3 y las almas son tipo 4, el valor de M_R se obtiene de acuerdo con la sección 4.5.8.

Cuando las almas cumplen los requisitos de las secciones tipo 1, 2 ó 3, y los patines son tipo 4:

$$M_R = F_R S_e F_y \quad (3.21)$$

donde S_e , que es el módulo de sección elástico efectivo del elemento, se calcula con el ancho efectivo del patín comprimido determinado de acuerdo con la sección 2.3.6, en vez del ancho total. El módulo de sección de perfiles simétricos respecto al eje de flexión puede calcularse, conservadoramente, utilizando el mismo ancho efectivo en el patín en tensión.

Como una alternativa, S_e puede determinarse

usando un ancho efectivo de $1.47 t \sqrt{E/F_y}$ en patines soportados a lo largo de sus dos bordes paralelos a

la dirección del esfuerzo, y de $0.58 t \sqrt{E/F_y}$ cuando sólo está apoyado uno de los bordes; en este último caso, b/t no debe exceder de 60.

En las ecuaciones 3.19 a 3.21, F_R se toma igual a 0.9.

3.3.2.2 Miembros en los que el pandeo lateral es crítico ($L > L_u$)

La resistencia de diseño de miembros en flexión cuyas secciones transversales están provistas de soportes laterales con separaciones mayores que L_u , es igual a:

a) Para secciones tipo 1 ó 2 con dos ejes de simetría, flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia:

$$\text{Si } M_u > \frac{2}{3} M_p$$

$$M_R = 1.15 F_R M_p \left(1 - \frac{0.28 M_p}{M_u} \right) \leq F_R M_p \quad (3.22)$$

$$\text{Si } M_u \leq \frac{2}{3} M_p$$

$$M_R = F_R M_u \quad (3.23)$$

En vigas de sección transversal I o H, laminadas o hechas con tres placas soldadas, M_u , momento resistente nominal de la sección, cuando el pandeo lateral se inicia en el intervalo elástico, es igual a:

$$M_u = \frac{\pi}{CL} \sqrt{E I_y G J + \left(\frac{\pi E}{L}\right)^2 I_y C_a} = \frac{\pi E}{CL} \sqrt{I_y \left[\frac{J}{2.6} + \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 C_a\right]} \quad (3.24)$$

donde

F_R factor de resistencia, igual a 0.9;

I_y momento de inercia respecto al eje de simetría situado en el plano del alma;

J constante de torsión de Saint Venant; y

C_a constante de torsión por alabeo de la sección.

C , que puede tomarse conservadoramente igual a la unidad, está dado por:

$C = 0.60 + 0.40 M_1/M_2$ para tramos que se flexionan en curvatura simple.

$C = 0.60 - 0.40 M_1/M_2$ pero no menor que 0.4, para tramos que se flexionan en curvatura doble.

$C = 1.0$ cuando el momento flexionante en cualquier sección dentro del tramo no soportado lateralmente es mayor que M_2 , o cuando el patín no está soportado lateralmente de manera efectiva en uno de los extremos del tramo.

M_1 y M_2 son, respectivamente, el menor y el mayor de los momentos en los extremos del tramo en estudio, tomados en valor absoluto.

En miembros de sección transversal en cajón (rectangular hueca) se toma $C_a = 0$.

L_u se ha definido con anterioridad, y L_r es la longitud que separa los intervalos de aplicación de las ecuaciones 3.22 y 3.23 (la ecuación 3.22 es válida para $L \leq L_r$ y la 3.23 para $L > L_r$).

L_u y L_r se calculan con las expresiones siguientes:

1) Miembros de sección transversal I

$$L_u = \frac{\sqrt{2} \pi}{X_u} \sqrt{\frac{E C_a}{G J}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}} \quad (3.25)$$

$$L_r = \frac{\sqrt{2} \pi}{X_r} \sqrt{\frac{E C_a}{G J}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}} \quad (3.26)$$

donde

E módulo de elasticidad del acero, igual a 200 000 MPa (2 040 000 kg/cm²); y

G módulo de elasticidad al esfuerzo cortante, igual a 77 200 MPa (784 000 kg/cm²).

En las ecuaciones anteriores

$$X_u = 4.293 C \frac{Z F_y}{G J} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}} = 3.220 X_r \quad (3.27)$$

$$X_r = \frac{4}{3} C \frac{Z F_y}{G J} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}} \quad (3.28)$$

2) Miembros de sección transversal rectangular, maciza o hueca:

$$L_u = 0.91 \frac{E}{C Z F_y} \sqrt{I_y J} \quad (3.29)$$

$$L_r = 2.92 \frac{E}{C Z F_y} \sqrt{I_y J} = 3.22 L_u \quad (3.30)$$

Las ecuaciones 3.22 y 3.23 pueden utilizarse sin calcular las longitudes características L_u y L_r .

b) Para secciones tipo 3 ó 4 con dos ejes de simetría y para canales en las que está impedida la rotación alrededor del eje longitudinal, flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia:

$$\text{Si } M_u > \frac{2}{3} M_y$$

$$M_R = 1.15 F_R M_y \left(1 - \frac{0.28 M_y}{M_u}\right) \quad (3.31)$$

pero no mayor que $F_R M_y$ para secciones tipo 3 ni que el valor dado por la ecuación 3.21 cuando las almas cumplen los requisitos de las secciones 1, 2 ó 3 y los patines son tipo 4.

$$\text{Si } M_u \leq \frac{2}{3} M_y$$

$$M_R = F_R M_u \quad (3.32)$$

M_u se calcula con la ecuación 3.24, que es también aplicable para canales, haciendo igual a cero el segundo término contenido en el radical.

Los límites de aplicación de las diversas ecuaciones se determinan también con las ecuaciones 3.25 y 3.26, pero al calcular X_u y X_r y al aplicar las ecuaciones 3.29 y 3.30 a miembros de sección transversal rectangular hueca debe sustituirse Z por S .

Cuando los patines cumplen los requisitos de las secciones tipo 1, 2 ó 3 y las almas son tipo 4, el momento resistente de diseño no debe exceder el valor obtenido de acuerdo con la sección 4.5.8.

En miembros de sección transversal en cajón (rectangular hueca) se toma $C_a = 0$.

Puede utilizarse la teoría plástica cuando las secciones son tipo 1 ó 2 y la distancia entre secciones transversales soportadas lateralmente de manera adecuada no excede de L_p , en zonas de formación de articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso.

L_p es la longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico M_p , y conservarlo durante las rotaciones necesarias para la formación del mecanismo de colapso.

Se calcula como sigue:

Secciones I

$$L_p = \left[0.12 + 0.076 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \quad (3.33)$$

Secciones rectangulares, macizas o en cajón

$$L_p = \left[0.17 + 0.10 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \geq 0.1 \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \quad (3.34)$$

En la región adyacente a la última articulación plástica, y en zonas que se conserven en el intervalo elástico al formarse el mecanismo de colapso, la separación entre secciones no soportadas lateralmente debe ser tal que se cumplan los requisitos de las secciones 3.3.2.1 ó 3.3.2.2 en vigas y de la sección 3.4 en columnas.

En las expresiones anteriores:

M_2 mayor de los momentos en los extremos del tramo no soportado lateralmente; es con frecuencia el momento plástico resistente del miembro en estudio;

M_1 menor de los momentos en los extremos del tramo no soportado lateralmente; y

r_y radio de giro alrededor del eje de menor momento de inercia.

El cociente M_1/M_2 es positivo cuando el segmento de viga entre puntos soportados lateralmente se flexiona en curvatura doble, y negativo cuando lo hace en curvatura simple.

Deben soportarse lateralmente todas las secciones en que aparezcan articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso.

3.3.2.3 Vigas tubulares de sección transversal circular

La resistencia de diseño de miembros en flexión de sección transversal circular hueca se determina como sigue:

Si $D/t \leq 0.071E/F_y$ (para diseño plástico este límite se reduce a $0.0448E/F_y$),

$$M_R = F_R M_p = F_R Z F_y \quad (3.35)$$

Si $0.071E/F_y < D/t \leq 0.309E/F_y$

$$M_R = F_R \left(1 + \frac{0.0207}{D/t} \frac{E}{F_y} \right) S F_y \quad (3.36)$$

Si $0.309E/F_y < D/t \leq 0.448E/F_y$

$$M_R = F_R \frac{0.330E}{D/t} S \quad (3.37)$$

donde

S módulo de sección elástico de la sección transversal completa; y

F_R factor de resistencia, igual a 0.9, en todos los casos.

No se admiten relaciones D/t mayores que $0.448E/F_y$.

3.3.3 Resistencia de diseño al cortante

Esta sección se aplica al alma (o almas, en el caso de miembros de alma múltiple, como las secciones en cajón) de vigas y traveses de sección transversal con dos ejes de simetría, sometidas a fuerzas cortantes alojadas en uno de los planos de simetría, que coincide con el alma cuando ésta es única o es paralelo a ellas en miembros con más de un alma, cuando el diseño queda regido por alguno de los estados límite de resistencia al cortante.

La resistencia de diseño al cortante, V_R , de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante, de sección I, C o en cajón es

$$V_R = V_N F_R \quad (3.38)$$

donde

F_R factor de resistencia, igual a 0.9; y

V_N es la resistencia nominal, que se determina como se indica a continuación.

Al evaluar V_N se tendrá en cuenta si la sección tiene una o más almas.

h es el peralte del alma; se toma igual a la distancia libre entre patines en secciones hechas con placas soldadas, y a la distancia entre los puntos donde comienzan las curvas de unión de alma y patines en secciones laminadas.

a) Si $\frac{h}{t} \leq 0.98 \sqrt{\frac{E k}{F_y}}$

$$V_N = 0.66 F_y A_a \quad (3.39)$$

El alma falla por cortante en el intervalo de endurecimiento por deformación.

b) Si $0.98 \sqrt{\frac{E k}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E k}{F_y}}$

$$V_N = \frac{0.65 \sqrt{E F_y k}}{h/t} A_a \quad (3.40)$$

La falla es por plastificación del alma por cortante.

c) Si $1.12 \sqrt{\frac{E k}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 1.40 \sqrt{\frac{E k}{F_y}}$ se consideran dos casos:

- 1) Estado límite de iniciación del pandeo del alma

$$V_N = \frac{0.65 \sqrt{E F_y k}}{h/t} A_a \quad (3.41)$$

- 2) Estado límite de falla por tensión diagonal

$$V_N = \left[\frac{0.65 \sqrt{E F_y k}}{h/t} \left(1 - \frac{0.870}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right) + \frac{0.50 F_y}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right] A_a \quad (3.42)$$

- d) Si $1.40 \sqrt{\frac{E k}{F_y}} < \frac{h}{t}$ se consideran dos casos:

- 1) Estado límite de iniciación del pandeo del alma

$$V_N = \frac{0.905 E k}{(h/t)^2} A_a \quad (3.43)$$

- 2) Estado límite de falla por tensión diagonal

$$V_N = \left[\frac{0.905 E k}{(h/t)^2} \left(1 - \frac{0.870}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right) + \frac{0.50 F_y}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right] A_a \quad (3.44)$$

Para que pueda tomarse como estado límite la falla por tensión diagonal (ecuaciones 3.42 y 3.44) la sección debe tener una sola alma (secciones I laminadas o formadas por placas) y estar reforzada con atiesadores transversales, diseñados de acuerdo con la sección 4.5.7. Además, a/h no debe exceder de 3.0 ni de $[260/(h/t)]^2$.

En las expresiones anteriores:

A_a área del alma, igual al producto de su grueso, t , por el peralte total de la sección, d ;

h peralte del alma;

t grueso del alma;

a separación entre atiesadores transversales; y

k coeficiente sin dimensiones, que se calcula con la ecuación 3.45.

$$k = 5.0 + \frac{5.0}{(a/h)^2} \quad (3.45)$$

k se toma igual a 5.0 cuando la relación a/h es mayor que 3.0 o que $[260/(h/t)]^2$, y cuando no se emplean atiesadores. En almas no atiesadas h/t no debe exceder de 260.

En estructuras diseñadas plásticamente la resistencia de diseño al cortante de las vigas es

$$V_R = 0.55 F_R A_a F_y \quad (3.46)$$

donde F_R se toma igual a 0.9.

Cuando la sección tiene dos o más almas, A_a es la suma de las áreas de todas ellas.

3.3.3.1 Vigas tubulares de sección transversal circular

La resistencia de diseño al cortante de miembros de sección transversal circular hueca es

$$V_R = V_N F_R \quad (3.47)$$

donde F_R se toma igual a 0.9 y V_N es la resistencia nominal, que se calcula como sigue

$$\text{Si } \frac{a}{D} \leq \frac{3.2 (E/F_y)^2}{(D/t)^{2.5}} \text{ y } D/t \leq 0.309E/F_y$$

$$V_N = 0.3A F_y \quad (3.48)$$

donde

A área total de la sección transversal del miembro; y

a longitud del tramo de viga con fuerza cortante constante o casi constante.

3.3.4 Flexión y cortante combinados

En vigas con almas no reforzadas, debe satisfacerse la condición

$$\frac{M_D}{M_R} + \frac{V_D}{V_R} \leq 1.0 \quad (3.49)$$

Cuando se necesitan atiesadores transversales en vigas de sección I cuya alma se ha diseñado tomando en cuenta la contribución del campo de

tensión diagonal, y V_D y M_D están comprendidos entre los límites

$$0.6V_R \leq V_D \leq V_R \text{ y } 0.75M_R \leq M_D \leq M_R$$

debe cumplirse la condición

$$0.727 \frac{M_D}{M_R} + 0.455 \frac{V_D}{V_R} \leq 1.0 \quad (3.50)$$

donde

M_R resistencia de diseño en flexión, calculada de acuerdo con las secciones 3.3.2.1, 3.3.2.2 ó 4.5.8;

V_R resistencia de diseño al cortante, sección 3.3.3; y

M_D y V_D momento flexionante y fuerza cortante de diseño, respectivamente.

3.4 Miembros flexocomprimidos

En esta sección se trata el diseño de 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".

Para los fines de esta sección, las estructuras de las que forman parte los miembros flexocomprimidos se clasifican en "regulares" e "irregulares".

Una estructura "regular" se caracteriza porque está formada por un conjunto de marcos planos, que son parte de dos familias, frecuentemente perpendiculares entre sí, provistos o no de contraventeo vertical, con o sin muros de rigidez, paralelos o casi paralelos, ligados entre sí, en todos los niveles, por sistemas de piso de resistencia y rigidez suficientes para obligar a que todos los marcos y muros trabajen en conjunto para soportar las fuerzas laterales, producidas por viento o sismo, y para proporcionar a la estructura la rigidez lateral necesaria para evitar problemas de pandeo de conjunto bajo cargas verticales y de inestabilidad bajo acciones verticales y horizontales combinadas. Además, todos los marcos planos deben tener características geométricas semejantes y todas las columnas de cada entrepiso deben ser de la misma altura, aunque ésta varíe de un entrepiso a otro.

Una estructura se considera "irregular" cuando los elementos que la componen no constituyen marcos planos, cuando éstos no pueden considerarse paralelos entre sí, cuando los sistemas de piso no

tienen resistencia o rigidez adecuada, cuando zonas importantes de los entrepisos carecen de diafragmas horizontales, cuando la geometría de los marcos planos difiere substancialmente de unos a otros, cuando las alturas de las columnas que forman parte de un mismo entrepiso son apreciablemente diferentes, o cuando se presentan simultáneamente dos o más de estas condiciones.

Una construcción puede ser regular en una dirección e irregular en la otra, y algunos entrepisos pueden ser regulares y otros no.

La mayor parte de los edificios urbanos, de departamentos y oficinas, tienen estructuras regulares. Son irregulares las estructuras de muchos salones de espectáculos (cines, teatros, auditorios) y de buena parte de las construcciones industriales.

Son también irregulares las estructuras especiales como péndulos invertidos (tanques elevados, por ejemplo).

En las secciones 3.4.3 y 3.4.4 se indica cómo dimensionar columnas que forman parte, respectivamente, de estructuras regulares y de estructuras irregulares.

También se incluye aquí el diseño de miembros flexocomprimidos del tipo de las cuerdas en compresión de armaduras sobre las que obran cargas transversales aplicadas entre los nudos, aunque tengan un solo eje de simetría.

3.4.1 Estados límite

En el diseño de miembros flexocomprimidos deben considerarse los siguientes estados límite de falla:

- a) Pandeo de conjunto de un entrepiso, bajo carga vertical;
- b) Pandeo individual de una o algunas columnas, bajo carga vertical;
- c) Inestabilidad de conjunto de un entrepiso, bajo cargas verticales y horizontales combinadas;
- d) Falla individual de una o algunas columnas, bajo cargas verticales y horizontales combinadas, por inestabilidad o porque se agote la resistencia de alguna de sus secciones extremas; y
- e) Pandeo local.

Debe considerarse también un estado límite de servicio, de deformaciones laterales de entrepiso, que dependen, en buena parte, aunque no

exclusivamente, de las características de las columnas.

En lo que sigue se dan recomendaciones para evitar que se alcancen los estados límite de falla anteriores, excluyendo el pandeo local, que se trata en la sección 2.3.

3.4.2 Determinación de los momentos de diseño

$$M_{uox}, M_{uoy}, M_{uox}^* \text{ y } M_{uoy}^*$$

En todos los casos que se describen a continuación (excepto en el análisis de primer orden de estructuras irregulares), ya sea que el diseño quede regido exclusivamente por cargas verticales, o por su combinación con acciones horizontales, producidas por viento o sismo, las estructuras, sean regulares o irregulares, deben analizarse bajo la acción combinada de las fuerzas reales que actúan sobre ellas y de fuerzas ficticias horizontales que se aplican en la misma dirección y sentido que las fuerzas de viento o sismo, o, en estructuras asimétricas bajo carga vertical, en el sentido en que sus efectos se sumen con los debidos a la asimetría, de manera que

los momentos de diseño M_{uo} y M_{uo}^* incluyan contribuciones de los dos tipos de cargas, reales y ficticias.

Las fuerzas ficticias horizontales, que se aplican en cada uno de los niveles de la estructura y en todas las combinaciones de cargas, se toman iguales a 0.005 veces la carga vertical de diseño (factorizada) que actúe en el nivel, correspondiente a la combinación de cargas en estudio.

3.4.3 Dimensionamiento de columnas que forman parte de estructuras regulares

Los miembros flexocomprimidos que forman parte de estructuras regulares se dimensionan de manera que se satisfagan los requisitos que se indican a continuación.

En todos los casos debe revisarse la resistencia de las dos secciones extremas y de la columna completa, incluyendo efectos de segundo orden. Las secciones extremas se revisan con las ecuaciones 3.51 ó 3.52 y 3.53, 3.54 ó 3.55, según el tipo de sección de que se trate, y la revisión de la columna completa se efectúa con la ecuación 3.56 ó 3.57. Las dimensiones de las columnas se obtienen de manera que se cumplan, simultáneamente, las condiciones de resistencia de las secciones extremas y de la columna completa.

3.4.3.1 Revisión de las secciones extremas

a) Secciones tipo 1 y 2

En cada uno de los extremos de la columna debe satisfacerse la condición:

Secciones H o I

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (3.51)$$

Secciones en cajón, cuadradas

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.80M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.80M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (3.52)$$

donde

F_R se toma igual a 0.9;

P_u , M_{uox} y M_{uoy} fuerza axial de diseño que obra sobre la columna y momentos de diseño en el extremo considerado, calculados de acuerdo con las secciones 1.5.1 ó 3.4.2;

$M_{px} = Z_x F_y$ y $M_{py} = Z_y F_x$ momentos plásticos resistentes nominales de la sección, para flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente; y

$P_y = A_t F_y$ fuerza axial nominal que, obrando por sí sola, ocasionaría la plastificación de una columna corta cuyas secciones transversales tienen un área A_t .

Cuando se emplee alguna de las dos ecuaciones anteriores para revisar columnas de sección transversal H, I o en cajón, cuadrada, ha de comprobarse que se cumpla, además, la condición.

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (3.53)$$

Si la sección transversal de la columna no es ninguna de las mencionadas arriba, las ecuaciones 3.51 y 3.52 se sustituyen por

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (3.54)$$

b) Secciones tipo 3 y 4

En cada uno de los extremos de la columna debe satisfacerse la condición:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{M_{uox}}{M_{RX}} + \frac{M_{uoy}}{M_{RY}} \leq 1.0 \quad (3.55)$$

donde M_{RX} y M_{RY} se calculan como se indica en los incisos 3.3.2.1.b y 3.3.2.1.c, y las otras cantidades que aparecen en la ecuación se han definido arriba.

3.4.3.2 Revisión de la columna completa

a) Secciones tipo 1 y 2

Debe satisfacerse la condición:

$$\frac{P_u}{R_C} + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (3.56)$$

donde

F_R se toma igual a 0.9;

P_u , M_{uox}^* y M_{uoy}^* fuerza axial de diseño que obra sobre la columna y momentos de diseño, calculados de acuerdo con las secciones 1.5.1, 3.4.2 ó 3.4.3.3. En la ecuación 3.56, lo mismo que en las ecuaciones 3.58 y 3.59, se utilizan siempre los momentos de diseño máximos, alrededor de los ejes X y Y, aunque los dos no se presenten en el mismo extremo de la columna.

M_m momento resistente de diseño, para flexión alrededor del eje X; se calcula como se indica en la sección 3.3.2 o, en forma aproximada, con la ecuación (válida para secciones I o H):

$$M_m = F_R \left(1.07 - \frac{(L/r_y) \sqrt{F_y / E}}{18.55} \right) M_{px} \leq F_R M_{px} \quad (3.57)$$

En las ecuaciones de la sección 3.3.2, debe hacerse $C = 1.0$.

M_m puede tomarse igual a $F_R M_{px}$ cuando la columna está soportada lateralmente en forma continua, o cuando está provista de soportes laterales con separación L no mayor que L_u , dada por alguna de las ecuaciones 3.25 ó 3.29, si no se requiere capacidad de rotación, o no mayor que L_p , ecuaciones 3.33 ó 3.34, cuando sí se requiera capacidad de rotación.

R_c , resistencia de diseño en compresión, se determina de acuerdo con la sección 3.2.2. Se calcula con $K = 1.0$, lo mismo que las fuerzas P_{E2} de la ecuación 1.5.

b) Secciones tipo 3 y 4

Debe cumplirse la condición:

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_{RX}} + \frac{M_{uoy}^*}{M_{RY}} \leq 1.0 \quad (3.58)$$

donde

M_{RX} y M_{RY} momentos resistentes de diseño alrededor del eje X y del Y, se calculan de acuerdo con la sección 3.3.2, haciendo $C = 1.0$. R_c y P_{E2} , ecuación 1.5, se calculan con $K = 1.0$.

En lugar de las ecuaciones 3.51, 3.52 y 3.56 pueden usarse expresiones más refinadas, que aparecen en la literatura técnica, que son aplicables a columnas de sección transversal H o en cajón.

3.4.3.3 Momentos de diseño

a) Análisis elástico de primer orden

Si las fuerzas normales y los momentos se obtienen por medio de un análisis convencional de primer orden, basado en la geometría inicial de la estructura, los momentos de diseño se determinan con las ecuaciones 1.1 y 1.2, como se indica en la sección 1.5.1.1.

Las ecuaciones 3.51 a 3.55 se aplican dos veces, a los dos extremos de la columna, con los momentos M_{uo} calculados en cada uno de ellos, y la 3.56 y 3.58

una sola, con los momentos M_{uox}^* y M_{uoy}^* máximos, aunque no se presenten en el mismo extremo.

- Entrepisos cuyo diseño queda regido por cargas verticales únicamente

En columnas que forman parte de entrepisos cuyo diseño queda regido por cargas verticales únicamente, lo que es frecuente en edificios de poca altura y en los entrepisos superiores de edificios altos, los momentos M_{tp} suelen ser nulos en la condición de carga de diseño (la única excepción la constituyen las estructuras muy asimétricas, en geometría y/o carga, en las que las cargas verticales pueden ocasionar desplazamientos laterales de entreciso significativos). De todos modos, los posibles

efectos traslacionales debidos a asimetrías no intencionales en cargas y rigideces se tienen en cuenta por medio de las fuerzas horizontales ficticias mencionadas en la sección 3.4.2.

Debe demostrarse que el índice de estabilidad I no es mayor que 0.30 en ningún entreciso.

b) Análisis elástico de segundo orden

Si las fuerzas normales y los momentos se obtienen por medio de un análisis de segundo orden^{2[2]}, en el que se tienen en cuenta, por lo menos, los efectos indicados en la sección 1.5.1 y las fuerzas ficticias de la sección 3.4.2, o si se demuestra, de acuerdo con el inciso 2.2.2.b, que pueden desprejiciarse los efectos de segundo orden, los momentos de diseño se determinan como sigue:

$$M_{uo} = M_{ti} + M_{tp} \quad (3.59)$$

$$M_{uo}^* = B_1 (M_{ti} + M_{tp}) \quad (3.60)$$

Todas las cantidades que aparecen en estas ecuaciones tienen los mismos significados que en las ecuaciones 1.1 y 1.2.

3.4.4 Dimensionamiento de columnas que forman parte de estructuras irregulares

Los miembros flexocomprimidos que forman parte de estructuras irregulares se dimensionan de manera que se satisfagan los requisitos que se indican a continuación.

En todos los casos debe revisarse la resistencia de las dos secciones extremas y la de la columna completa, incluyendo efectos de segundo orden y las fuerzas ficticias horizontales que se describen en la sección 3.4.2. Las dimensiones de las columnas se obtienen de manera que se cumplan, simultáneamente, las condiciones de resistencia de las secciones extremas y de la columna completa.

3.4.4.1 Revisión de las secciones extremas

Se lleva a cabo como se indica en la sección 3.4.3.1.

^{2[2]} En éste debe tenerse en cuenta que cuando los desplazamientos laterales son producidos por sismo, se determinan multiplicando por el factor Q los causados por las fuerzas sísmicas de diseño reducidas.

3.4.4.2 Revisión de la columna completa

Se lleva a cabo como se indica en la sección 3.4.3.2.

3.4.4.3 Determinación de los momentos de diseño

$$M_{uox}, M_{uoy}, M_{uox}^* \text{ y } M_{uoy}^*$$

a) Análisis elástico de primer orden

Si las fuerzas normales y los momentos se obtienen por medio de un análisis convencional de primer orden, basado en la geometría inicial de la estructura, los momentos de diseño se determinan como sigue:

$$M_{uo} = M_{ti} + M_{tp} \quad (3.61)$$

$$M_{uo}^* = B_1 (M_{ti} + M_{tp}) \quad (3.62)$$

En la ecuación 3.61, M_{ti} y M_{tp} tienen el mismo significado que en la ecuación 1.1, y en la ecuación 3.62 significan lo mismo que en la ecuación 1.2. B_1 está dado por la ecuación 1.3.

Las literales que aparecen en la ecuación 1.3 conservan sus significados, pero los valores indicados para C sólo son aplicables a columnas que formen parte de marcos en los que puedan desprejarse los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos lineales de sus niveles, porque estén provistos de contraventeo vertical o muros de cortante de rigidez y resistencia adecuadas o por su propia rigidez; en caso contrario se tomará $C = 1.0$. De manera análoga, en el cálculo del factor de longitud efectiva K , necesario para evaluar B_1 y R_c en las ecuaciones 3.56 y 3.58, se tendrá en cuenta si hay, o no, contraventeos verticales adecuados. Por consiguiente, K puede ser menor o mayor que 1.0.

b) Análisis elástico de segundo orden

Si las fuerzas normales y los momentos se obtienen por medio de un análisis de segundo orden en el que se tienen en cuenta, por lo menos, los efectos indicados en la sección 1.5.1, y las fuerzas ficticias horizontales de la sección 3.4.2, los momentos de diseño se determinan con las ecuaciones 3.61 y 3.62, pero ahora C tiene el valor indicado con relación a la ecuación 1.3, y P_E se determina con un factor de longitud efectiva K menor o igual que 1.0, lo mismo que R_c en las ecuaciones 3.56 y 3.58.

Se recomienda que, siempre que sea posible, el diseño de las columnas de estructuras irregulares se base en las acciones determinadas con un análisis de segundo orden.

3.5 Miembros en flexotensión

En esta sección 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.

3.5.1 Estados límite

Son los correspondientes a miembros en tensión (sección 3.1.1), a miembros en flexión (sección 3.3.1) o a la combinación de las dos solicitaciones. Los estados límite de pandeo, local o lateral, no suelen ser críticos, pero pueden serlo si los efectos de la fuerza de tensión axial son pequeños en comparación con los ocasionados por la flexión, o si la fuerza cortante es elevada y el alma esbelta.

3.5.2 Dimensionamiento

Los miembros que trabajan en flexotensión, y que cumplen los requisitos de la sección 3.5, deben dimensionarse de manera que satisfagan las condiciones siguientes:

a) Revisión de las secciones extremas

Secciones tipo 1 y 2. Deben cumplirse las que sean aplicables de las expresiones 3.51 a 3.54.

Secciones tipo 3 y 4. Debe cumplirse la expresión 3.55.

b) Revisión del miembro completo

Debe satisfacerse la condición

$$\frac{P_u}{R_t} + \frac{M_{uox}}{M_{RX}} + \frac{M_{uoy}}{M_{RY}} \leq 1.0 \quad (3.63)$$

donde

P_u , M_{uox} y M_{uoy} fuerza axial de diseño que obra sobre la barra y momentos de diseño en la sección considerada, amplificados por efectos de segundo orden, como se indica en la sección 1.5.1.1, pero tomando $B_1 = 1.0$;

R_t resistencia de diseño en tensión, determinada de acuerdo con la sección 3.1; y

M_{RX} y M_{RY} resistencias de diseño en flexión, calculadas como se indica en la sección 3.3.

En lugar de utilizar la ecuación 3.63, el diseño puede basarse en un estudio más preciso de la interacción de tensión y flexión.

3.6 Construcción compuesta

Esta sección se refiere al diseño de miembros estructurales formados por perfiles de acero que trabajan en conjunto con elementos de concreto reforzado, o con recubrimientos o rellenos de este material. Se tratan en ella columnas compuestas, formadas por perfiles de acero, laminados o hechos con secciones o placas remachadas, atornilladas o soldadas, o por tubos o miembros de sección transversal rectangular hueca de acero, ahogados en concreto reforzado o rellenos de este material, y vigas o trabes, armaduras o largueros de alma abierta ("joists") de acero, ahogados en concreto reforzado o que soportan una losa, interconectados de manera que los dos materiales trabajen en conjunto.

Se incluyen vigas compuestas libremente apoyadas o continuas, ligadas con la losa de concreto por medio de conectores de cortante, o ahogadas en concreto.

3.6.1 Miembros comprimidos

Son columnas compuestas las que están formadas por un perfil de acero, laminado o hecho con placas, ahogado en concreto, o por un elemento de acero, de sección transversal hueca, circular o rectangular, relleno de concreto, que cumplen las condiciones que se indican a continuación.

3.6.1.1 Limitaciones

Para que un miembro comprimido pueda considerarse una columna compuesta ha de cumplir las condiciones siguientes:

- El área de la sección transversal del elemento de acero es, cuando menos, el cuatro por ciento del área de la sección transversal compuesta total.
- El concreto que recubre la sección de acero está reforzado con barras longitudinales de carga, barras longitudinales para restringir el concreto, y estribos transversales. Las barras longitudinales de carga son continuas a través de los pisos; las

que restringen el concreto pueden interrumpirse en ellos. La separación entre estribos no excede de $2/3$ de la dimensión menor de la sección compuesta ni de 300 mm. El área de la sección transversal de cada una de las barras que forman el refuerzo, longitudinal y transversal, no es menor de 9 mm² por cada 50 mm de separación entre barras. El recubrimiento del refuerzo es, cuando menos, de 40 mm medidos al borde exterior de las barras colocadas por fuera, sean longitudinales o estribos.

- Si el concreto es de peso volumétrico normal, su resistencia especificada en compresión, f'_c , no es menor de 20 MPa (200 kg/cm²) ni mayor de 54 MPa (550 kg/cm²); si es ligero tendrá una resistencia no menor de 29 MPa (300 kg/cm²).
- Si el límite de fluencia del acero, sea estructural o de refuerzo, es mayor de 412 MPa (4 200 kg/cm²), en el cálculo de resistencia se tomará ese valor.

- El grueso t de las paredes de las secciones tubulares de acero estructural rellenas de

concreto no es menor que $b\sqrt{F_y/3E}$ para cada cara de ancho b en secciones rectangulares o

cuadradas, ni que $D\sqrt{F_y/8E}$ en secciones circulares de diámetro exterior D , ni que 3 mm en cualquier caso. E es el módulo de elasticidad del acero y F_y corresponde al acero del perfil.

3.6.1.2 Resistencia de diseño

La resistencia de diseño R_c de las columnas compuestas comprimidas axialmente se determina con las ecuaciones 3.3 y 3.4 de la sección 3.2, con $n = 1.4$, en las que se hacen las modificaciones siguientes:

F_R se toma igual a 0.85;

- A_t es el área total de la sección transversal del elemento de acero estructural;

r es el radio de giro del elemento de acero estructural; cuando se trate de una sección ahogada en concreto, no se tomará menor que 0.3 veces la dimensión total de la sección compuesta, en el plano en que se estudie el pandeo.

- F_y y E se sustituyen por los valores modificados F_{my} y E_m :

$$F_{my} = F_y + C_1 F_{yr} \frac{A_r}{A_t} + C_2 f_c^* \frac{A_c}{A_t} \quad (3.64)$$

$$E_m = E + C_3 E_c \frac{A_c}{A_t} \quad (3.65)$$

donde

A_c área de concreto;

A_t área del elemento de acero estructural;

A_r área de las barras de refuerzo longitudinales;

E módulo de elasticidad del acero;

E_c módulo de elasticidad del concreto. Para concretos clase 1 se supondrá igual a

$4\,400 \sqrt{f_c'}$, para concretos con agregado

grueso calizo y $3\,500 \sqrt{f_c'}$ si el agregado grueso es basáltico; y para los clase 2, igual a

$2\,500 \sqrt{f_c'}$; en cualquiera de los casos, tomando f_c' en MPa, se obtiene E_c en esas

mismas unidades ($14\,000 \sqrt{f_c'}$, $11\,000 \sqrt{f_c'}$ y

$8\,000 \sqrt{f_c'}$, respectivamente, si se usan

kg/cm²). Para concreto ligeros, se determinará de acuerdo con lo prescrito en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, donde también se dan las características de los concretos clase 1 y 2;

F_y esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero del perfil o sección tubular;

F_{yr} esfuerzo de fluencia mínimo especificado de las barras de refuerzo longitudinal;

f_c' resistencia especificada del concreto en compresión;

f_c^* resistencia nominal del concreto en compresión, igual a $0.8f_c'$; y

C_1, C_2, C_3 coeficientes numéricos;

para secciones tubulares rellenas de concreto,

$C_1 = 1.0, C_2 = 0.85, C_3 = 0.4$;

para perfiles ahogados en concreto,

$C_1 = 0.7, C_2 = 0.6, C_3 = 0.2$.

3.6.1.3 Columnas con varios perfiles de acero

Si la sección compuesta está formada por dos o más perfiles de acero, éstos deben unirse entre sí por medio de diagonales o placas interrumpidas, que satisfagan los requisitos aplicables de la sección 4.2.

3.6.1.4 Transmisión de cargas

Las cargas aplicadas en columnas compuestas formadas por una sección de acero ahogada en concreto, en compresión axial, se transmitirán entre el acero y el concreto de acuerdo con los requisitos siguientes:

- a) Cuando la fuerza exterior se aplica directamente a la sección de acero, se colocarán los conectores de cortante necesarios para transmitir la fuerza V_u' dada por

$$V_u' = V_u \left(1 - \frac{A_t F_y}{R_{nc}} \right) \quad (3.66)$$

- b) Cuando la fuerza exterior se aplica directamente al concreto, se colocarán los conectores de cortante necesarios para transmitir la fuerza V_u' dada por

$$V_u' = V_u \frac{A_t F_y}{R_{nc}} \quad (3.67)$$

donde

V_u fuerza que se introduce en la columna;

A_t y F_y área y esfuerzo de fluencia de la sección de acero; y

R_{nc} resistencia nominal en compresión de la columna compuesta, calculada dividiendo entre $F_R = 0.85$ la resistencia de diseño R_c determinada como se indica en la sección 3.6.1.2.

Los conectores de cortante que transmiten la fuerza V_u' deben distribuirse a lo largo del miembro. La separación entre ellos no será mayor de 400 mm, y se colocarán, cuando menos, en dos caras de la sección de acero, con una configuración simétrica con respecto a los ejes de esa sección.

Cuando el área del concreto de soporte en el que se apoya la carga es más ancha que la zona cargada directamente, en uno o más de sus lados, y su expansión lateral está restringida en los restantes, la resistencia máxima de diseño del concreto se toma igual a $1.7 F_R f_c' A_B$, donde $F_R = 0.65$ es el factor de resistencia para aplastamiento del concreto, y A_B es el área cargada.

3.6.2 Miembros en flexión

Esta sección se aplica a vigas compuestas formadas por secciones I, armaduras o largueros de alma

abierta ("joists"), de acero estructural, interconectadas con una losa de concreto reforzado que se apoya directamente en el elemento de acero, o con una lámina acanalada sobre la que se cuela una losa de concreto, y a los mismos elementos de acero ahogados en concreto reforzado.

Las vigas compuestas con armaduras o largueros de alma abierta sólo pueden utilizarse en elementos libremente apoyados, que no formen parte del sistema que resiste las acciones laterales, a menos que en el diseño se tenga en cuenta la estabilidad de las cuerdas inferiores en las conexiones.

3.6.2.1 Hipótesis de diseño y métodos de análisis

a) Distribuciones de esfuerzos en zonas donde se alcanza la resistencia última de la sección por plastificación completa de la misma

1) Cuando la losa, que está ligada a la viga, armadura o larguero de alma abierta de acero, por medio de conectores de cortante, forma parte del patín comprimido de la sección compuesta (zonas de momento positivo), se supone que el esfuerzo de compresión en el concreto tiene un valor f_c igual a

$$0.85f_c^* \quad (3.68)$$

uniforme en toda la zona comprimida, y se desprecia su resistencia a la tensión. Se considera, además, que la sección de acero completa está sometida a un esfuerzo uniforme igual a F_y , tanto en la zona que trabaja en tensión como en la zona comprimida, cuando ésta existe. La fuerza de tensión neta en la sección de acero debe ser igual a la fuerza de compresión en la losa de concreto.

2) Cuando la losa, que está ligada a la viga de acero por medio de conectores de cortante, se encuentra junto al patín en tensión (zonas de momento negativo), se supone que las barras de refuerzo paralelas a la viga contenidas en el ancho efectivo de la losa trabajan a un esfuerzo de tensión igual a F_{yt} , siempre que se satisfagan los requisitos de anclaje contenidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, y se desprecia la resistencia a la tensión del concreto. Se considera que todo el perfil de acero está sometido a un esfuerzo uniforme, igual a F_y , ya sea en tensión o en compresión. La fuerza neta de compresión en

la sección de acero debe ser igual a la fuerza total de tensión en las barras de refuerzo.

b) Distribución de esfuerzos en el intervalo elástico

Para determinar la distribución de esfuerzos en el intervalo elástico se supone que las deformaciones unitarias en el acero y el concreto varían linealmente con la distancia al eje neutro. Los esfuerzos se obtienen multiplicando las deformaciones unitarias por el módulo de elasticidad del material que se esté considerando.

Los esfuerzos máximos en el acero, de tensión o compresión, y las compresiones en el concreto, correspondientes a solicitaciones de diseño, no deben exceder de F_y y f_c , respectivamente. Se desprecia la resistencia a la tensión del concreto.

c) Construcción compuesta completa

La viga trabaja en construcción compuesta completa cuando el número y la resistencia de los conectores de cortante son suficientes para desarrollar la resistencia máxima a la flexión de la sección compuesta. En este caso, al calcular distribuciones de esfuerzos en el intervalo elástico se supone que no hay deslizamiento entre la losa y el perfil de acero.

d) Construcción compuesta parcial

Si la resistencia al cortante de los conectores es menor que la necesaria para la construcción compuesta completa, son los conectores los que gobiernan la resistencia a la flexión de la viga, que en estas condiciones trabaja en construcción compuesta parcial. En el cálculo de deflexiones y vibraciones bajo cargas de trabajo, en el estudio de fenómenos de fatiga, y en otros cálculos que se hagan en régimen elástico, debe incluirse el efecto del deslizamiento entre la losa y el perfil de acero.

e) Vigas, armaduras y largueros de alma abierta, ahogados en concreto

Puede suponerse que las vigas, armaduras y largueros de alma abierta, ahogados por completo en concreto colado al mismo tiempo que la losa están interconectados con él por adherencia natural, de manera que trabajan en construcción compuesta sin necesidad de conectores de cortante; para que esta suposición sea correcta han de cumplirse las condiciones siguientes:

- 1) Las vigas, armaduras o largueros de alma abierta no están pintados;
- 2) El recubrimiento de concreto en los lados y en la parte inferior del elemento de acero debe ser, como mínimo, de 50 mm;
- 3) El borde superior del elemento de acero está, cuando menos, 40 mm debajo del borde superior y 50 mm encima del borde inferior de la losa; y
- 4) El concreto que rodea al elemento de acero está provisto de una malla u otro acero de refuerzo adecuado para evitar que se desconche.

f) Métodos de análisis

Al efectuar el análisis de estructuras que contengan vigas compuestas deben considerarse las propiedades efectivas de las secciones en el instante en que se aplica cada incremento de carga, las que dependerán de que el concreto haya o no fraguado en ese instante. Este aspecto se tendrá en cuenta, entre otros casos, al determinar las rigideces relativas de miembros en estructuras continuas.

g) Análisis elástico

Para realizar análisis elásticos de vigas compuestas continuas no acarteladas es aceptable suponer que la rigidez de cada tramo es constante en toda su longitud; esta rigidez puede calcularse con el promedio pesado de los momentos de inercia en las zonas de momento positivo y negativo.

Si el elemento de acero estructural es de alma abierta, deben tenerse en cuenta las recomendaciones del segundo párrafo de la sección 3.6.2.

h) Análisis plástico

Cuando se utiliza análisis plástico, la resistencia de miembros compuestos en flexión se determina tomando como base las distribuciones de esfuerzos en secciones completamente plastificadas, dadas arriba.

Si el elemento de acero estructural es de alma abierta, deben tenerse en cuenta las recomendaciones del segundo párrafo de la sección 3.6.2.

3.6.2.2 Ancho efectivo

El ancho efectivo b_e de la losa de concreto, medido a cada lado del eje del elemento de acero, se toma igual a la menor de las distancias siguientes:

- a) Un octavo del claro de la viga, medido entre centros de los apoyos;
- b) La mitad de la distancia al eje de la viga adyacente; o
- c) La distancia al borde de la losa.

3.6.2.3 Diseño de vigas compuestas con conectores de cortante

- a) Losa de concreto en compresión (zonas de momento positivo)

La viga compuesta está formada por el perfil, armadura o larguero de acero, los conectores de cortante y la losa de concreto o la lámina acanalada con el concreto colado sobre ella.

Las propiedades de la sección compuesta se determinan despreciando el concreto que trabaja en tensión.

Las armaduras y los largueros de alma abierta sólo pueden utilizarse en construcción compuesta completa; el eje neutro de la sección transformada debe estar dentro de la losa, de manera que todo el elemento de acero trabaje en tensión (caso 1); el área de la cuerda superior no se toma en cuenta al determinar las propiedades de la sección compuesta.

El momento resistente de diseño, M_{RC} , de una sección compuesta con la losa en compresión, es igual a $F_R M_n$, donde F_R se toma igual a 0.85 y M_n es el momento resistente nominal, que se calcula como se indica a continuación.

Caso 1. Construcción compuesta completa y eje neutro plástico en la losa; $\Sigma Q_n > A_s F_y$ y $A_s F_y \leq b_e t f_c$, donde ΣQ_n es la suma de las resistencias nominales de todos los conectores de cortante colocados entre los puntos de momento máximo y de momento nulo, b_e el ancho efectivo y t el grueso de la losa de concreto.

$$M_n = T_r e' = A_s F_y e' \quad (3.69)$$

e' , brazo del par resistente, se calcula con

$$a = \frac{A_s F_y}{b_e f_c''} \quad (3.70)$$

Caso 2. Construcción compuesta completa y eje neutro en la sección de acero.

$$\Sigma Q_n \geq b_e t f_c'' \text{ y } b_e t f_c'' < A_s F_y$$

$$M_n = C_r e + C_r' e' \quad (3.71)$$

$$C_r' = b_e t f_c'' \quad (3.72)$$

$$C_r = \frac{A_s F_y - C_r'}{2} \quad (3.73)$$

Caso 3. Construcción compuesta parcial;
 $\Sigma Q_n < b_e t f_c'' \text{ y } < A_s F_y$

$$M_{RC} = C_r e + C_r' e' \quad (3.74)$$

$$C_r' = \Sigma Q_n \quad (3.75)$$

$$C_r = \frac{A_s F_y - C_r'}{2} \quad (3.76)$$

e' , brazo del par resistente, se calcula con

$$a = \frac{C_r'}{b_e f_c''} = \frac{\Sigma Q_n}{b_e f_c''} \quad (3.77)$$

No se considera acción compuesta en el cálculo de resistencias en flexión cuando ΣQ_n es menor que 0.4 veces el menor de los valores $0.85 b_e t f_c''$ y $A_s F_y$, ni en el cálculo de deflexiones cuando ΣQ_n es menor que 0.25 veces el menor de los valores $0.85 b_e t f_c''$ y $A_s F_y$.

En las expresiones anteriores

A_s área de la sección transversal de la sección de acero;

T_r resistencia en tensión de la parte del área de acero que trabaja en tensión, aplicada en el centroide de esa parte;

C_r resistencia en compresión de la parte del área de acero que trabaja en compresión, aplicada en el centroide de esa parte;

C_r' resistencia en compresión de la parte del área de concreto que trabaja en compresión, aplicada en el centroide de esa parte;

a profundidad de la zona de concreto que trabaja en compresión;

e brazo de palanca entre la resistencia en compresión del acero, C_r , y su resistencia en tensión, T_r ; y

e' brazo de palanca entre la resistencia en compresión del concreto, C_r' , y la resistencia en tensión del acero, T_r .

b) Pandeo local del alma

El pandeo local del alma puede limitar la resistencia en flexión de una sección compuesta, que trabaja en flexión positiva, cuando el alma de la viga es esbelta, y una parte importante de ella trabaja en compresión.

Si $h/t_a \leq 3.71 \sqrt{E/F_y}$, F_R se toma igual a 0.85, y M_n , momento resistente nominal de la sección compuesta, se determina utilizando la distribución de esfuerzos en secciones compuestas completamente plastificadas.

Si $h/t_a > 3.71 \sqrt{E/F_y}$, F_R se toma igual a 0.9, y M_n se determina por superposición de esfuerzos elásticos, teniendo en cuenta, en su caso, el efecto del apuntalamiento durante la construcción.

h y t_a son el peralte y el grueso del alma de la sección.

c) Losa de concreto en tensión (zonas de momento negativo)

El momento resistente de diseño M_R de las zonas que trabajan en flexión negativa puede tomarse igual al de la sección de acero sola (sección 3.3) o, si la viga es tipo 1 ó 2 (sección 2.3), y está contraventeada adecuadamente, puede calcularse con $F_R = 0.85$ y con el momento M_n correspondiente a las hipótesis del inciso 3.6.2.1.a.2.

3.6.2.4 Losa con lámina de acero acanalada

a) Generalidades

La resistencia de diseño en flexión, $M_{RC} = F_R M_n$, de elementos compuestos formados por una losa de concreto colada sobre una lámina de acero acanalada conectada a vigas, armaduras o largueros de alma abierta (en el resto de esta sección se les da el nombre general de vigas), se determina como se indica en las secciones 3.6.2.1 a 3.6.2.3, con las modificaciones que siguen.

Esta sección se aplica a láminas acanaladas con nervaduras de altura nominal no mayor de 76 mm y ancho medio de 50 mm o más, pero en los cálculos no se tomará el ancho de las costillas de concreto mayor que la distancia libre mínima en la parte superior de la nervadura. En el inciso 3.6.2.4.c se indican restricciones adicionales.

La losa de concreto se unirá a la viga de acero por medio de conectores de cortante de barras de acero con cabeza ("headed steel studs"), de diámetro no mayor de 19 mm, que se soldarán a la viga directamente o a través de la lámina y, una vez instalados, sobresaldrán no menos de 38 mm del borde superior de la lámina.

Los conectores se pueden soldar a través de un máximo de dos láminas en contacto, cada una de ellas de no más de 1.71 mm de grueso total, incluyendo recubrimientos (1.52 mm de grueso nominal de la lámina de acero más un recubrimiento de zinc no mayor que el proporcionado por 275 g/m²). En caso contrario se utilizarán los procedimientos y se tomarán las precauciones indicadas por el fabricante de los conectores, o las láminas se perforarán previamente.

El grueso de la losa de concreto, por encima de la lámina, será, como mínimo, de 50 mm.

b) Nervaduras perpendiculares a la viga de acero

Cuando las nervaduras de la lámina acanalada son perpendiculares a la viga de acero, en la determinación de las propiedades de la sección y en el cálculo de A_c se desprecia el concreto colocado debajo de la parte superior de la lámina. A_c es el área efectiva de la losa de concreto.

La separación de los conectores de cortante colocados a lo largo de la viga no debe ser mayor de 900 mm.

La resistencia nominal de un conector de cortante de barra con cabeza se obtiene multiplicando el valor estipulado en la sección 3.6.5 por el factor de reducción siguiente:

$$\frac{0.85}{\sqrt{N_r}} (w_r / h_r) [(H_s / h_r) - 1.0] \leq 1.0 \quad (3.78)$$

donde

h_r y w_r altura nominal y ancho medio de la nervadura, respectivamente;

H_s longitud del conector después de soldarlo (se toma igual o menor que $h_r + 76$ mm, aunque la altura real sea mayor); y

N_r número de conectores en una nervadura en su intersección con la viga (en los cálculos, no más de tres, aunque haya más conectores).

Cuando se coloca un solo conector en una nervadura perpendicular a la viga de acero, el factor de resistencia de la ec. 3.78 no debe ser mayor de 0.75.

Para evitar que se levante y se separe de los elementos que la soportan, la lámina debe estar anclada a ellos en puntos separados no más de 450 mm; el anclaje puede ser proporcionado por los conectores de cortante, una combinación de conectores y puntos de soldadura al arco eléctrico, u otros medios especificados por el diseñador.

c) Nervaduras paralelas a la viga de acero

Cuando las nervaduras de la lámina acanalada son paralelas a la viga de acero, en la determinación de las propiedades de la sección puede incluirse el concreto colocado debajo de la parte superior de la lámina, y en el cálculo de A_c (sección 3.6.5), debe incluirse ese concreto.

Las nervaduras de la lámina que quedan sobre la viga de soporte pueden cortarse longitudinalmente y separarse, para formar una costilla de concreto más ancha.

Cuando la altura nominal de la lámina acanalada es de 38 mm o más, el ancho promedio w_r de la costilla apoyada en la viga no será menor de 50 mm para el primer conector en una hilera transversal, más cuatro diámetros por cada conector adicional.

La resistencia nominal de un conector de cortante de barra de acero con cabeza es el valor estipulado en la sección 3.6.5, pero cuando w_r/h_r es menor que 1.5, ese valor se multiplica por el factor de reducción

$$0.6(w_r / h_r) [(H_s / h_r) - 1.0] \leq 1.0 \quad (3.79)$$

donde w_r , h_r y H_s se definieron arriba.

3.6.2.5 Resistencia de diseño de vigas ahogadas en concreto

La resistencia de diseño en flexión, $F_R M_n$, se evaluará tomando F_R igual a 0.9 y determinando M_n por superposición de esfuerzos elásticos, teniendo

en cuenta, en su caso, el efecto del apuntalamiento durante la construcción.

Como una alternativa, cuando el elemento de acero es una viga de alma llena, la resistencia en flexión, $F_R M_n$, puede determinarse tomando F_R igual a 0.9 y calculando M_n con la suposición de que la sección de acero está completamente plastificada, sin considerar ninguna resistencia adicional por el recubrimiento de concreto.

Si se colocan los conectores de cortante necesarios, y el concreto satisface los requisitos aplicables del inciso 3.6.1.1.b, la resistencia de diseño en flexión, $F_R M_n$, puede considerarse igual a la que corresponde a la plastificación completa de la sección compuesta, con F_R igual a 0.85.

3.6.2.6 Resistencia durante la construcción

Cuando no se emplea apuntalamiento provisional durante la construcción, la sección de acero debe tener la resistencia necesaria para soportar, por sí sola, todas las cargas aplicadas antes de que el concreto adquiera el 75 por ciento de su resistencia especificada, f_c' .

La resistencia de diseño en flexión de la sección de acero se determina de acuerdo con los requisitos de la sección 3.3.

3.6.3 Resistencia de diseño en cortante

La resistencia de diseño en cortante de las vigas compuestas es la del alma de la viga de acero, determinada de acuerdo con los requisitos de la sección 3.3.3, o del sistema de alma de la armadura o larguero de alma abierta. Por consiguiente, el alma y las conexiones de los extremos de la viga de acero deben diseñarse para soportar la reacción total.

En el diseño de elementos del alma de armaduras y largueros de alma abierta que trabajen en compresión se toma F_R igual a 0.75.

3.6.4 Flexocompresión

El diseño de miembros compuestos flexocomprimidos se efectuará con las ecuaciones 3.51 y 3.56, en las que se harán las modificaciones siguientes:

M_m , M_{px} y M_{py} resistencias nominales en flexión determinadas suponiendo que la sección transversal compuesta está completamente

plastificada, excepto en el caso que se indica abajo;

$P_E = A_t \pi^2 E_m / (KL/r)^2$ carga crítica nominal de pandeo elástico;

R_c resistencia nominal bajo fuerza axial, calculada como se indica en la sección 3.6.1.2;

F_R factor de resistencia; en flexión se tomarán los valores dados en la sección 3.6.2.3; en compresión, F_R se toma igual a 0.85; y

λ parámetro de esbeltez de la columna definido en la sección 3.2.2, calculado teniendo en cuenta las secciones 3.6.1.1 y 3.6.1.2.

Cuando el primer término de la ecuación 3.56, que corresponde a la fuerza axial, es menor que 0.3, la resistencia nominal en flexión M_m , M_{px} o M_{py} , se determina por interpolación lineal entre los valores que corresponden a la plastificación completa de la sección transversal compuesta, con $P_u/F_R R_c = 0.3$, y los calculados de acuerdo con la sección 3.6.2 para $P_u = 0$.

Si se emplean conectores de cortante cuando $P_u = 0$, deben colocarse siempre que $P_u/F_R R_c$ sea menor que 0.3.

3.6.5 Conectores de cortante

Esta sección se refiere al diseño de conectores de cortante consistentes en segmentos de canal o barras de acero con cabeza soldados al patín de la viga, armadura o larguero de alma abierta. Para utilizar conectores de otros tipos, véase la sección 3.6.6.

3.6.5.1 Materiales

Los conectores de cortante serán canales de alguno de los aceros estructurales indicados en la sección 1.3.1, laminadas en caliente, o barras de acero con cabeza, que deben satisfacer los requisitos de la sección 1.3.5 cuya longitud, después de su colocación, no será menor de cuatro diámetros del vástago. Los conectores de cortante deberán estar ahogados en losas hechas con un concreto de peso volumétrico no menor que 15 kN/m³ (1 500 kg/m³).

3.6.5.2 Fuerza cortante horizontal

Excepto en el caso de elementos de acero ahogados en concreto, que se trata en las secciones 3.6.2.1 y 3.6.2.5, toda la fuerza cortante horizontal que se desarrolla en la superficie de contacto entre el elemento de acero y la losa de concreto debe ser transmitida por conectores de cortante.

Cuando el concreto trabaja en compresión producida por flexión, la fuerza cortante horizontal que debe ser resistida entre el punto de momento positivo máximo y el punto donde el momento es nulo se toma igual al menor de los valores siguientes:

a) $0.85 f_c' A_c$

b) $A_s F_y$

c) ΣQ_n

donde

f_c' resistencia especificada del concreto en compresión;

A_c área efectiva de la losa de concreto;

A_s área de la sección transversal del perfil de acero;

F_y esfuerzo de fluencia especificado del acero del perfil; y

ΣQ_n suma de las resistencias nominales de los conectores de cortante colocados entre los puntos de momento máximo positivo y de momento nulo. Este valor es aplicable sólo a vigas que trabajan en construcción compuesta parcial.

En vigas continuas compuestas en las que el acero de refuerzo longitudinal de las zonas de momento negativo trabaja junto con el perfil de acero, la fuerza cortante horizontal que debe ser resistida entre los puntos de momento negativo máximo y de momento nulo se toma igual al menor de los valores:

a) $A_r F_{yr}$

b) ΣQ_n

donde

A_r área de las barras de refuerzo longitudinal, colocadas en el ancho efectivo de la losa, que satisfagan los requisitos de anclaje contenidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto;

F_{yr} esfuerzo de fluencia mínimo especificado de las barras de refuerzo longitudinal; y

ΣQ_n se ha definido arriba. Este valor es aplicable sólo a vigas que trabajan en construcción compuesta parcial.

3.6.5.3 Resistencia de conectores de barra de acero con cabeza

La resistencia nominal¹ de un conector de barra de acero con cabeza, ahogado en una losa maciza de concreto, es:

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f_c^* E_c} \leq A_{sc} F_u \quad (3.80)$$

donde

A_{sc} área de la sección transversal del vástago del conector;

f_c^* resistencia nominal del concreto en compresión = $0.8f_c'$;

F_u esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del acero del conector ($F_u = 414$ MPa; 4220 kg/cm², para los conectores que se usan generalmente; ver sección 1.3.4); y

E_c módulo de elasticidad del concreto, que puede calcularse como se indica en la sección 3.6.1.2.

Cuando los conectores están ahogados en una losa de concreto colada sobre una lámina de acero acanalada, la resistencia calculada con la ecuación 3.80 se reduce multiplicándola por el que sea aplicable de los factores dados por las ecuaciones 3.78 y 3.79. Los factores de reducción se aplican

sólo al término $0.5 A_{sc} \sqrt{f_c^* E_c}$ de la ecuación 3.80.

3.6.5.4 Resistencia de conectores de canal

La resistencia nominal de una canal embebida en una losa maciza de concreto, utilizada como conector de cortante, es:

$$Q_n = 0.3(t_p + 0.5t_a)L_c \sqrt{f_c^* E_c} \quad (3.81)$$

donde

t_p grueso del patín;

t_a grueso del alma; y

L_c longitud de la canal.

La resistencia de la soldadura que une los conectores con el patín de la viga será, cuando menos, igual a la resistencia del conector.

¹ No se especifica un factor de resistencia para los conectores porque el que se emplea para determinar la resistencia de diseño en flexión de las vigas compuestas tiene en cuenta todas las fuentes de variabilidad, incluyendo las asociadas con los conectores de cortante.

3.6.5.5 Número de conectores

El número de conectores de cortante que se colocarán entre la sección de momento máximo, positivo o negativo, y la sección adyacente de momento nulo, será igual a la fuerza cortante horizontal calculada de acuerdo con la sección 3.6.5.2 dividida entre la resistencia nominal de cada conector, determinada como se indica en la sección 3.6.5.3 ó 3.6.5.4, o en los incisos 3.6.2.4.b y 3.6.2.4.c.

Cuando el elemento de acero es una armadura o larguero, deben colocarse los conectores de cortante necesarios para obtener un trabajo en construcción compuesta completa, de acuerdo con la ecuación

$$\sum Q_n = N Q_n = 1.3 A_{ci} F_y \quad (3.82)$$

donde

N número de conectores colocados entre el punto de momento máximo y el punto más cercano de momento nulo;

Q_n resistencia al corte de un conector; y

A_{ci} área de la sección transversal de la cuerda inferior de la armadura o larguero.

3.6.5.6 Colocación y espaciado de los conectores

Los conectores de cortante que se necesitan a cada lado del punto de momento flexionante máximo, positivo o negativo, $M_{m\acute{a}x}$, pueden distribuirse uniformemente entre ese punto y el punto adyacente de momento nulo, con la salvedad de que el número de conectores requeridos entre cualquier carga concentrada aplicada en esa zona y el punto más cercano de momento nulo no será menor que el calculado con la expresión

$$N \left(\frac{M - M_r}{M_{m\acute{a}x} - M_r} \right) \quad (3.83)$$

donde

M momento flexionante de diseño en el punto de aplicación de la carga concentrada;

M_r momento resistente de diseño de la sección de acero; y

N se ha definido arriba.

Los conectores colocados en losas macizas de concreto deben tener, como mínimo, 25 mm de recubrimiento lateral de concreto. El diámetro del

vástago de los conectores de barra con cabeza no excederá de 2.5 veces el grueso de la parte a la que se suelden, excepto en los casos en que se coloquen en el patín de una sección I o H, exactamente sobre el alma.

Cuando el elemento de acero es una armadura o larguero, el cociente τ del diámetro del conector entre el grueso del material al que se suelda no debe ser mayor de 4.0. Si $4.0 \geq \tau > 2.5$, la resistencia del conector se multiplica por un factor de reducción $R_f = 2.67 - 0.67\tau \leq 1.0$.

La separación mínima centro a centro de los conectores de barra con cabeza será de seis diámetros a lo largo del eje longitudinal de la viga de apoyo y de cuatro diámetros en la dirección perpendicular a ese eje, pero cuando se coloquen en costillas de láminas acanaladas perpendiculares a la viga, esas separaciones serán de cuatro diámetros en cualquier dirección. La separación máxima entre centros de conectores de cortante no excederá de ocho veces el grueso total de la losa, ni de 900 mm. En losas coladas sobre una lámina acanalada, en el grueso total se incluye el peralte de las nervaduras.

3.6.6 Casos especiales

Si la construcción compuesta no cumple alguno de los requisitos de las secciones 3.6.1 a 3.6.5, la resistencia de los conectores de cortante y los detalles constructivos se determinarán por medio de un programa adecuado de ensayos, aprobado por la Administración.

3.6.7 Refuerzo de la losa

Las losas deben reforzarse adecuadamente para soportar todas las cargas y para controlar tanto las grietas normales al eje de la viga compuesta como las longitudinales sobre el elemento de acero.

3.6.7.1 Refuerzo paralelo

El refuerzo paralelo al eje de la viga en regiones de momento flexionante negativo (losa en el borde en tensión) de vigas compuestas debe anclarse ahogándolo en concreto en compresión. Debe prestarse especial atención al refuerzo de losas continuas sobre apoyos flexibles (libres o articulados) de los elementos de acero.

3.6.7.2 Refuerzo transversal

a) Losas macizas

Debe colocarse refuerzo transversal sobre el perfil, armadura o larguero de acero, a menos que se sepa, por experiencia, que es poco probable que se formen grietas longitudinales, debidas a la acción compuesta, directamente sobre ellos. El refuerzo adicional se colocará en la parte inferior de la losa, y se anclará de manera que desarrolle su resistencia al flujo plástico. Su área no será menor que 0.002 veces el área de concreto que se está reforzando, y las barras que lo componen se distribuirán uniformemente.

b) Losas sobre lámina acanalada

Cuando las nervaduras son paralelas al eje de la viga, el área del refuerzo transversal no será menor que 0.002 veces el área de concreto sobre la lámina; se colocará uniformemente distribuido.

Cuando las nervaduras son perpendiculares al eje de la viga, el área del refuerzo transversal no será menor que 0.001 veces el área de concreto sobre la lámina; se colocará uniformemente distribuido.

3.6.8 Propiedades elásticas aproximadas de vigas en construcción compuesta parcial

En el cálculo de esfuerzos y deformaciones en régimen elástico de vigas de alma llena en construcción compuesta parcial deben incluirse los efectos del deslizamiento entre la losa y el perfil de acero.

El momento de inercia efectivo I_{ef} de una viga parcialmente compuesta, con la losa de concreto apoyada y conectada directamente al perfil de acero, o colada sobre una lámina acanalada y conectada a la viga a través de ella, se calcula aproximadamente con la ecuación

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{(\Sigma Q_n / C_f)} (I_{tr} - I_a) \quad (3.84)$$

donde

- I_a momento de inercia de la sección de acero;
- I_{tr} momento de inercia de la sección compuesta transformada no agrietada completa;
- ΣQ_n suma de resistencia de todos los conectores de cortante colocados entre los puntos de momento máximo y momento nulo; y
- C_f fuerza de compresión en la losa de concreto correspondiente a trabajo compuesto completo, o sea el menor de los valores $0.85f_c' A_c$ y $A_s F_y$ (sección 3.6.5.2).

El módulo de sección efectivo S_{ef} , referido al patín de tensión de la viga en construcción compuesta parcial, con o sin lámina acanalada, es aproximadamente igual a

$$S_{ef} = S_a + \sqrt{(\Sigma Q_n / C_f)} (S_{tr} - S_a) \quad (3.85)$$

donde S_a y S_{tr} son los módulos de sección del perfil de acero estructural y de la sección compuesta no agrietada transformada, ambos referidos al patín en tensión de la sección de acero.

Las fórmulas anteriores no son aplicables cuando la relación $\Sigma Q_n / C_f$ es menor que 0.25; la relación mencionada no debe ser menor que ese límite, pues en caso contrario pueden presentarse deslizamientos excesivos, acompañados por disminuciones importantes de la rigidez de la viga compuesta.

3.6.9 Deflexiones

3.6.9.1 Vigas de acero de alma llena

En el cálculo de las deflexiones deben incluirse los efectos del flujo plástico y la contracción del concreto, y la pérdida de rigidez ocasionada, en su caso, en vigas de alma llena en construcción compuesta parcial, así como el deslizamiento entre los dos materiales, acero y concreto. También deben tenerse en cuenta los efectos de la continuidad, completa o parcial, en la viga de acero y la losa de concreto, que reduce las deflexiones calculadas suponiendo vigas apoyadas libremente.

Los efectos del trabajo compuesto parcial y el deslizamiento, el flujo plástico y la contracción del concreto, pueden tenerse en cuenta, de una manera aproximada, como sigue:

- a) Para considerar la pérdida de rigidez producida por el trabajo compuesto parcial y el deslizamiento, las deflexiones se calculan usando el momento de inercia efectivo dado por la ecuación 3.84.
- b) La deflexión adicional producida por la contracción del concreto en vigas apoyadas libremente se determina con la expresión

$$\Delta_s = \frac{\epsilon_f A_c L^2 y}{8n I_{tr}} \quad (3.86)$$

donde

- ϵ_f deformación unitaria del concreto producida por la contracción libre (varía entre

400×10^{-6} y 1100×10^{-6} , con un promedio de alrededor de 800×10^{-6});

- A_c área efectiva de la losa de concreto;
- L claro de la viga;
- n relación modular, E/E_c ;
- y distancia del centroide del área efectiva de la losa de concreto al eje neutro elástico de la sección compuesta; y
- I_{tr} momento de inercia de la sección compuesta transformada no agrietada.

3.6.9.2 Armaduras y largueros de alma abierta

- a) Por carga viva. Las deflexiones por carga viva de las armaduras compuestas pueden determinarse utilizando el momento de inercia efectivo

$$I_{ef} = I_a' + 0.77(I_t' - I_a') \quad (3.87)$$

con lo que se tiene en cuenta la flexibilidad de los conectores y el deslizamiento entre el concreto y el acero.

I_a' e I_t' son los momentos de inercia de la armadura de acero y de la armadura compuesta, basados en el área de las cuerdas de la armadura y en la sección transformada de concreto, divididos entre 1.10, para incluir el efecto de la flexibilidad de los elementos del alma de la armadura.

- b) Por contracción del concreto. Se utiliza el procedimiento dado en el inciso 3.6.9.1.b.

3.6.10 Estructuras compuestas que trabajan en dos direcciones

Cuando se use construcción compuesta en sistemas formados por vigas que trabajan en dos direcciones, generalmente ortogonales, deberán satisfacerse todos los requisitos de este capítulo, con las modificaciones correspondientes al sistema estructural empleado.

3.7 Almas y patines con cargas concentradas

3.7.1 Bases para el diseño

Las almas de los miembros de sección transversal H o I sobre los que actúan cargas concentradas aplicadas en un solo patín que producen compresiones en el alma, deben satisfacer los requisitos de las secciones 3.7.3, 3.7.4 y 3.7.5, que corresponden, respectivamente, a resistencia a la

iniciación del flujo plástico, al aplastamiento, y a pandeo con desplazamiento lateral. Cuando las cargas están aplicadas en los dos patines de una misma sección transversal, las almas cumplirán los requisitos de las secciones 3.7.3, 3.7.4 y 3.7.6, referentes a resistencias y a pandeo.

Para el diseño de almas sujetas a fuerzas cortantes elevadas véase la sección 3.7.7, y para el de atiesadores de apoyo, la sección 3.7.8.

Cuando actúen cargas concentradas aplicadas en uno o en los dos patines, que traten de que éstos se deformen flexionándose localmente hacia afuera, y producen tensiones en el alma, deberán cumplirse los requisitos de las secciones 3.7.2 y 3.7.3.

Los atiesadores transversales o en diagonal, y las placas adosadas al alma, de las secciones 3.7.2 a 3.7.7 deben satisfacer, además, los requisitos de las secciones 3.7.8 y 3.7.9, respectivamente.

3.7.2 Flexión local de los patines

Esta sección se refiere a la flexión local de los patines producida por una carga lineal, normal al eje del alma, que trata de deformarlos flexionándolos hacia afuera. Un ejemplo de este tipo de carga es la producida, en el patín de una columna, por el patín en tensión de una viga conectada rígidamente a ella.

La resistencia de diseño en flexión de un patín sometido a una carga lineal de tensión del tipo de la indicada en el párrafo anterior, es $F_R R_N$, donde F_R se toma igual a 0.9 y R_N está dada por:

$$R_N = 6.25 t_p^2 F_y \quad (3.88)$$

donde t_p es el grueso del patín en el que está aplicada la carga.

Si la fuerza exterior de diseño no es mayor que $F_R R_N$, donde R_N está dada por la ecuación anterior, los patines no requieren ningún refuerzo. En caso contrario, debe utilizarse un par de atiesadores, colocados en los dos lados del alma y ligados a ella y a los patines, que coincidan con el elemento que aplica la fuerza exterior. La longitud de los atiesadores debe ser, como mínimo, la mitad del peralte del alma.

Los atiesadores se sueldan al patín cargado, para desarrollar la fuerza que les corresponde, y al alma, para transmitirle esa fuerza.

Si la fuerza exterior está aplicada a una distancia del extremo del miembro menor que $10t_p$, R_N se reduce en 50 por ciento.

Cuando la longitud de la carga lineal, medida normalmente al alma de la sección que la recibe, no excede de $0.15b$, donde b es el ancho del patín, no es necesario revisar la ecuación 3.88.

3.7.3 Flujo plástico local del alma

La región crítica del alma es la que corresponde, en secciones laminadas, a la iniciación de las curvas de unión con los patines, y en secciones soldadas, a los bordes de las soldaduras de unión entre alma y patines.

La resistencia de diseño en la región crítica del alma de miembros de sección transversal H o I en los que actúan cargas concentradas que producen tensiones o compresiones en el alma es $F_R R_N$, donde F_R se toma igual a 1.0 y R_N se determina como sigue:

- a) Cuando la fuerza que debe ser resistida es una carga concentrada que produce tensión o compresión en el alma del elemento que la recibe, aplicada en un punto o a lo largo de una recta normal al alma de ese elemento, situada a una distancia del extremo del elemento no menor que su peralte,

$$R_N = (5k + N) F_y t_a \quad (3.89)$$

donde

F_y esfuerzo de fluencia especificado del acero del alma;

N longitud del apoyo o grueso de la placa que aplica la fuerza lineal;

k distancia de la cara exterior del patín a la región crítica del alma definida arriba; y

t_a grueso del alma.

- b) Cuando la fuerza que debe ser resistida cumple las condiciones del inciso 3.7.3.a, pero está aplicada en el extremo del elemento que la recibe, o a una distancia del extremo del elemento menor que su peralte,

$$R_N = (2.5k + N) F_y t_a \quad (3.90)$$

Las ecuaciones 3.89 y 3.90 se aplican, entre otros casos, a los apoyos de vigas o trabes, siendo la fuerza exterior la reacción en el apoyo, a conexiones rígidas entre vigas y columnas, en las que la fuerza exterior es la aplicada en la

columna por el patín, en tensión o compresión, de la viga, y a las zonas de vigas en que haya cargas concentradas producidas por otras vigas o columnas que se apoyan en ellas.

Si la fuerza exterior factorizada excede el valor dado por la ecuación 3.89 ó 3.90 ha de aumentarse la longitud del apoyo, repartirse la carga en una zona más amplia, reforzar el alma por medio de placas adosadas a ella o colocar atiesadores en pares, en los dos lados del alma. Cuando la fuerza es tensión, los atiesadores deben soldarse al patín cargado, para desarrollar la fuerza que les corresponda; cuando es compresión, se sueldan o se ajustan al patín; en uno u otro caso, la soldadura que los une con el alma debe transmitirle a ésta la fuerza en el atiesador.

3.7.4 Estabilidad de almas delgadas

La compresión producida en el alma por una carga concentrada aplicada a través de un patín que no está soportado por atiesadores, no debe ser mayor que $F_R R_N$, donde F_R se toma igual a 0.75, y R_N se determina como sigue:

- a) Cuando la fuerza concentrada de compresión está aplicada a una distancia del extremo del miembro que es mayor o igual que $d/2$,

$$R_N = 0.80 t_a^2 \left[1 + 3 \frac{N}{d} \left(\frac{t_a}{t_p} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_p}{t_a}} \quad (3.91)$$

- b) Cuando la fuerza concentrada de compresión está aplicada a una distancia del extremo del miembro menor que $d/2$,

Si $N/d \leq 0.2$

$$R_N = 0.40 t_a^2 \left[1 + 3 \frac{N}{d} \left(\frac{t_a}{t_p} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_p}{t_a}} \quad (3.92)$$

Si $N/d > 0.2$

$$R_N = 0.40 t_a^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{d} - 0.2 \right) \left(\frac{t_a}{t_p} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_p}{t_a}} \quad (3.93)$$

donde

d peralte total del miembro; y

t_p grueso de sus patines. t_a y N se han definido arriba.

Si no se cumplen las condiciones anteriores, se colocará un par de atiesadores o una placa adosada al alma. Los atiesadores estarán en contacto con el patín que recibe la carga, para resistirla por aplastamiento, o soldados a él; la soldadura que los conecta con el alma se dimensionará para transmitirle la fuerza en los atiesadores.

3.7.5 Pandeo del alma con desplazamiento lateral

Cuando el desplazamiento lateral relativo entre el patín cargado, en compresión, y el patín en tensión, no está restringido en el punto de aplicación de la carga concentrada, por medio de atiesadores o de contraventeo lateral, la resistencia del alma de miembros sujetos a cargas concentradas de compresión es $F_R R_N$, donde F_R se toma igual a 0.85 y la resistencia nominal R_N se determina como sigue:

a) Cuando la rotación del patín cargado, en compresión, está restringida:

Si $(d_c/t_a)/(L/b) \leq 2.3$

$$R_N = \frac{C_r t_a^3 t_p}{d_c^2} \left[1 + 0.4 \left(\frac{d_c/t_a}{L/b} \right)^3 \right] \quad (3.94)$$

Si $(d_c/t_a)/(L/b) > 2.3$, no es necesario revisar este estado límite.

Si se requiere una resistencia del alma mayor que $F_R R_N$, el patín inferior debe soportarse lateralmente, o deben colocarse, frente a la fuerza concentrada de compresión, un par de atiesadores o una placa adosada al alma, que ocupen, cuando menos, la mitad del peralte del alma.

Los atiesadores estarán en contacto con el patín que recibe la carga, para resistirla por aplastamiento, o soldados a él para desarrollar la fuerza exterior completa; la soldadura que los conecta con el alma se dimensionará para transmitir la fuerza en los atiesadores.

Como una alternativa, pueden utilizarse placas adosadas al alma, dimensionadas para resistir la fuerza aplicada total.

b) Cuando la rotación del patín cargado, en compresión, no está restringida:

Si $(d_c/t_a)/(L/b) \leq 1.7$

$$R_N = \frac{C_r t_a^3 t_p}{d_c^2} \left[0.4 \left(\frac{d_c/t_a}{L/b} \right)^3 \right] \quad (3.95)$$

Si $(d_c/t_a)/(L/b) > 1.7$, no es necesario revisar este estado límite.

En las ecuaciones anteriores

L mayor longitud no contraventeada lateralmente en la zona donde está aplicada la carga, medida a lo largo de cualquiera de los patines;

b y t_p ancho y grueso del patín;

t_a grueso del alma;

d_c peralte del alma entre las regiones críticas definidas en la sección 3.7.3;

Si $M_u < M_y$ en el punto de aplicación de la carga:

$$C_r = 6.62 \times 10^6 \text{ MPa (67 500 000 kg/cm}^2\text{); y}$$

Si $M_u \geq M_y$ en el punto de aplicación de la carga:

$$C_r = 3.31 \times 10^6 \text{ MPa (33 750 000 kg/cm}^2\text{).}$$

Si se requiere una resistencia del alma mayor que $F_R R_N$, los dos patines se soportarán lateralmente en la sección en que está aplicada la carga concentrada.

3.7.6 Pandeo en compresión del alma

La resistencia de diseño en compresión de porciones no atiesadas del alma de miembros en los que actúan cargas concentradas aplicadas en los dos patines es $F_R R_N$, donde F_R se toma igual a 0.9 y

$$R_N = \frac{24 t_a^3 \sqrt{E F_y}}{d_c} \quad (3.96)$$

d_c se define en la sección 3.7.5.

Cuando el par de fuerzas concentradas de compresión está aplicada a una distancia del extremo del miembro menor que $d/2$, R_N se reduce en 50 por ciento.

El valor de R_N puede incrementarse por medio de un atiesador o un par de atiesadores, ligados al alma, o de una placa adosada a ella, de peralte completo. Los atiesadores pueden ajustarse o soldarse al patín cargado, para desarrollar la fuerza que les corresponde; en uno u otro caso, la soldadura que

los uno con el alma debe transmitir a ésta la fuerza en el atiesador.

3.7.7 Fuerza cortante en el alma

La resistencia de diseño en cortante del alma comprendida entre las fronteras de las conexiones rígidas de miembros cuyas almas se encuentran en un mismo plano es $F_R R_V$, donde F_R se toma igual a 0.9 y R_V se determina como sigue:

- a) Cuando no se tiene en cuenta en el análisis el efecto de la deformación del tablero de alma en la estabilidad de la estructura,

$$\text{Si } P_u \leq 0.4P_y$$

$$R_V = 0.60F_y d_c t_a \quad (3.97)$$

$$\text{Si } P_u > 0.4P_y$$

$$R_V = 0.60F_y d_c t_a \left(1.4 - \frac{P_u}{P_y} \right) \quad (3.98)$$

- b) Cuando se tiene en cuenta la inestabilidad de la estructura en el análisis, incluyendo deformaciones plásticas en el tablero de alma.

$$\text{Si } P_u \leq 0.75P_y$$

$$R_V = 0.60F_y d_c t_{ac} \left(1 + \frac{3b_{pc} t_{pc}^2}{d_v d_c t_{ac}} \right) \quad (3.99)$$

$$\text{Si } P_u > 0.75P_y$$

$$R_V = 0.60F_y d_c t_{ac} \left(1 + \frac{3b_{pc} t_{pc}^2}{d_v d_c t_{ac}} \right) \left(1.9 - \frac{1.2P_u}{P_y} \right) \quad (3.100)$$

donde

d_c peralte total de la sección que se está revisando por cortante (generalmente una columna);

t_{ac} , t_{pc} y b_{pc} grueso del alma y grueso y ancho del patín de esa sección, respectivamente;

P_u fuerza de compresión de diseño en la sección; y

d_v peralte de la sección que aplica las fuerzas (generalmente una viga).

Si se requiere una resistencia del alma mayor que $F_R R_V$, se reforzará con placas adosadas a ella o con atiesadores en diagonal. Unas u otros, y sus soldaduras, se diseñarán para desarrollar la parte de la fuerza cortante total que les corresponde.

3.7.8 Atiesadores

Se colocarán atiesadores en pares, en los dos lados del alma, en todos los extremos libremente apoyados de vigas y trabes, y en los apoyos intermedios de vigas continuas; estos atiesadores ocuparán el peralte completo del alma, y se diseñarán como se indica en la sección 4.5.5. También se colocarán pares de atiesadores o placas adosadas al alma en puntos intermedios de vigas, trabes o columnas, en los que actúen cargas concentradas que produzcan acciones de diseño en el alma mayores que la resistencia de diseño $F_R R_N$ dada en la que sea aplicable de las secciones 3.7.2 a 3.7.7.

Además, se cumplirán los requisitos siguientes (algunos de ellos se han mencionado con anterioridad):

- Los atiesadores que trabajan en compresión se dimensionarán de manera que no fallen por pandeo local. Para ello deben satisfacer los requisitos de la sección 2.3;
- La suma del ancho de cada atiesador más la mitad del grueso del alma del miembro sobre el que actúa la carga concentrada no será menor que un tercio del ancho del patín o de la placa de conexión a través de los que se aplica esa carga;
- El grueso de los atiesadores no será menor que la mitad del grueso del patín o placa a través de la que se aplica la carga concentrada;
- Cuando la carga concentrada actúa en un solo patín del elemento que la recibe, basta con que los atiesadores lleguen a la mitad del peralte del alma;
- La soldadura que une los atiesadores con el alma del elemento sobre el que actúan cargas concentradas debe dimensionarse para que transmita la fuerza en los atiesadores ocasionada por los momentos diferentes que obran en los lados opuestos del elemento atiesado; y
- Cuando la carga normal al patín es de tensión, los atiesadores deben soldarse al patín cargado; cuando la carga es de compresión, pueden soldarse o ajustarse al patín cargado; en el segundo caso la carga se transmite por contacto

directo entre el patín y los atiesadores. Cuando se utilice soldadura, debe dimensionarse para que transmita al atiesador la totalidad de la fuerza aplicada en el patín.

3.7.9 Placas adosadas al alma

Cuando se empleen placas adosadas al alma, deberán satisfacer los requisitos siguientes:

- a) El grueso y tamaño de la placa, o placas, serán los necesarios para proporcionar el material requerido para igualar, o exceder, la demanda de resistencia.
- b) Las soldaduras de las placas transmitirán la parte de la fuerza total que les corresponda.

Pueden colocarse dos placas, a uno y otro lado del alma, o una sola. Esta solución suele ser más económica.

4. REQUISITOS ADICIONALES PARA DISEÑO

En este capítulo se incluyen requisitos que deben satisfacerse al diseñar diversos tipos de elementos estructurales.

4.1 Miembros en flexión formados por dos o más vigas

Cuando un miembro en flexión está formado por dos o más vigas o canales colocadas lado a lado, éstas deben conectarse entre sí a intervalos no mayores de 1.50 m. Los separadores utilizados para unir vigas de 300 mm o más de peralte tendrán, como mínimo, dos remaches o tornillos en cada extremo. Cuando haya cargas concentradas que deban transmitirse de una viga a otra, o distribuirse entre varias, se colocarán entre ellas diafragmas de rigidez suficiente; si la torsión es significativa, se tendrá en cuenta en el diseño. Las vigas expuestas al intemperismo se sellarán para evitar la corrosión de las superficies interiores, o se espaciarán lo suficiente para poderlas limpiar y pintar.

4.2 Miembros en compresión compuestos por varios perfiles (miembros armados en compresión)

Los miembros comprimidos completos, y todas las partes que los constituyen, deben satisfacer los requisitos de las secciones 2.2 y 2.3. Los elementos componentes de miembros deben estar unidos entre sí, en sus extremos, de una manera que asegure el trabajo de conjunto; si están en contacto, se colocará

entre ellos una soldadura de longitud no menor que el ancho máximo del miembro, o tornillos o remaches, separados longitudinalmente no más de cuatro diámetros, en una distancia igual a 1.5 veces el ancho mínimo del miembro.

4.2.1 Separación entre remaches, tornillos o soldaduras

Entre las conexiones en los extremos indicados arriba, y exceptuando los casos en que se requiera una separación menor para transmitir las cargas o para sellar superficies inaccesibles, la separación longitudinal entre remaches o tornillos intermedios, medida a lo largo de la línea en que están colocados, o la separación longitudinal libre entre soldaduras intermitentes, en miembros armados en compresión, no excederá al que sea aplicable de los valores siguientes:

- a) $0.75 t \sqrt{E / F_y}$, sin exceder de 300 mm, para placas que constituyen el elemento componente exterior de la sección en los casos en que están conectadas por medio de remaches o tornillos colocados en todas las líneas de gramil, o de soldaduras intermitentes depositadas a lo largo de los bordes.

- b) $1.16 t \sqrt{E / F_y}$, sin exceder de 450 mm, para placas que constituyen el elemento componente exterior de la sección, en los casos en que los remaches, tornillos o soldaduras intermitentes que los conectan están colocados alternados en líneas paralelas.

donde

- t grueso de la placa exterior; y
 F_y esfuerzo de fluencia mínimo garantizado de la placa exterior.

Los requisitos anteriores no siempre proporcionan un ajuste continuo entre los elementos en contacto. Cuando la corrosión pueda constituir un problema serio, puede ser necesario disminuir la separación entre remaches, tornillos o soldaduras, o colocar soldaduras a todo lo largo de los bordes.

4.2.2 Relaciones de esbeltez

En miembros comprimidos formados por dos o más perfiles laminados, en contacto o separados unos de otros, unidos por medio de elementos intermitentes (miembros armados), la relación de esbeltez de cada perfil, basada en su radio de giro mínimo y la

distancia entre puntos de unión, no será mayor que la del miembro compuesto completo.

La resistencia en compresión del miembro armado se basará en:

- a) La relación de esbeltez del miembro armado completo, con respecto al eje apropiado, cuando la forma de pandeo no produce deformaciones relativas que ocasionen fuerzas cortantes en los elementos de conexión entre perfiles individuales (Ejemplo: dos canales unidas entre sí por los patines, con placas interrumpidas, que se pandean por flexión alrededor del eje paralelo a las placas).
- b) Una relación de esbeltez equivalente, respecto al eje normal al considerado en el inciso 4.2.2.a, cuando la forma de pandeo produce deformaciones relativas que ocasionan fuerzas cortantes en los elementos de unión; su valor es
- 1) Cuando los sujetadores intermedios son tornillos no pretensionados:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_e = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{KL}{r}\right)_i^2} \quad (4.1)$$

- 2) Cuando los conectores intermedios son soldaduras o tornillos pretensionados:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_e = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + 0.82 \frac{\alpha^2}{1 + \alpha^2} \left(\frac{a}{r_i}\right)^2} \quad (4.2)$$

donde

$(KL/r)_e$ relación de esbeltez equivalente del miembro armado;

$(KL/r)_0$ relación de esbeltez del miembro armado, suponiendo que trabaja como una unidad;

$(KL/r)_i$ relación de esbeltez máxima entre elementos de unión, de una parte componente del miembro armado;

a distancia entre sujetadores o distancia libre entre soldaduras;

r_i radio de giro mínimo de un elemento individual, respecto a su eje centroidal paralelo al eje de pandeo del miembro completo;

$$\alpha = h / 2r_i$$

h distancia entre centroides de los elementos individuales, perpendicular al eje de pandeo del miembro completo.

- c) Cuando el miembro armado está formado por dos perfiles laminados unidos entre sí, en contacto o separados solamente por una placa, tales como ángulos o canales espalda con espalda, la relación de esbeltez máxima de las partes componentes, entre conectores o soldaduras, se basará en un factor de longitud efectiva de 1.0 cuando los conectores son tornillos no pretensionados y de 0.65 cuando se usa soldadura o tornillos pretensionados.
- d) Cuando el miembro armado está formado por dos perfiles laminados, unidos entre sí con celosía o placas interrumpidas, la relación de esbeltez máxima de las partes componentes, entre conectores o soldaduras, se basará en un factor de longitud efectiva de 1.0, tanto para tornillos sin pretensión o con ella, como para soldaduras.

Si el miembro en compresión consiste en dos ángulos en estrella, unidos entre sí cuando menos en los tercios de su longitud, no es necesario revisar si se satisfacen los requisitos de esta sección.

Los sujetadores y las placas de unión, si las hay, del inciso 4.2.2.c, se diseñan para que resistan una fuerza no menor que el uno por ciento de la compresión total en el miembro armado.

4.2.3 Celosías y diafragmas

Los lados abiertos de miembros comprimidos formados por placas o perfiles se conectarán entre sí por medio de celosías o placas interrumpidas.

La celosía constituirá un sistema triangulado completo. Puede estar formada por soleras, varillas o perfiles. La separación de los puntos en los que los elementos de la celosía se conectan con los componentes principales será tal que la relación de esbeltez de cada elemento principal, determinada entre esos puntos de conexión, no sea mayor que la relación de esbeltez que gobierna el diseño del miembro completo. La celosía debe diseñarse para resistir una fuerza cortante, normal al eje longitudinal del miembro completo, no menor que el 2.5 por ciento de la fuerza de compresión total en el miembro, más la fuerza cortante producida por fuerzas transversales, cuando las haya.

La relación de esbeltez de los elementos que forman la celosía no excederá de 140, si la celosía es sencilla, ni de 200, cuando es doble.

Cuando se emplee celosía sencilla, la longitud efectiva será la distancia entre conexiones con los elementos principales. Si la celosía es doble, los elementos que la forman deben estar unidos entre sí en sus intersecciones; la longitud efectiva es, en ese caso, el 70 por ciento de la distancia anterior.

El ángulo que forman los elementos de la celosía con el eje longitudinal del miembro completo será, de preferencia, no menor de 45 grados para celosía doble, ni de 60 grados para la sencilla.

En los extremos de las celosías y en puntos intermedios en que éstas se interrumpan se colocarán diafragmas en el plano de la celosía, formados por placas o perfiles. Los diafragmas se colocarán tan cerca de los extremos como sea posible.

Las placas utilizadas como diafragmas en los extremos de las columnas tendrán una longitud no menor que la distancia entre las líneas de remaches, tornillos o soldaduras, que las conectan a los elementos principales del miembro. La longitud de las placas intermedias será, como mínimo, la mitad de la prescrita para las extremas. El grueso de las placas no será menor que 1/60 de la distancia entre las líneas de remaches, tornillos o soldaduras que las conectan a los elementos principales, y la separación longitudinal entre remaches o tornillos, o la distancia libre entre soldaduras, no excederá de 150 mm. Se colocarán, cuando menos, tres remaches o tornillos en cada extremo de la placa, o soldadura con una longitud total no menor de un tercio de la longitud de la placa.

La longitud y el grueso de las placas extremas o intermedias pueden ser menores que los especificados en el párrafo anterior, o pueden utilizarse perfiles en vez de placas, si se efectúa un estudio que justifique estas modificaciones.

Los perfiles utilizados como diafragmas deben dimensionarse y conectarse para transmitir, de un componente principal al otro, una fuerza cortante igual a cinco por ciento de la compresión axial total en el miembro.

4.2.4 Montantes

En las caras abiertas de miembros armados comprimidos que no soportan flexión primaria,

además de la carga axial, pueden utilizarse montantes perpendiculares al eje longitudinal de la columna, constituidos por placas o perfiles, en vez de la celosía. Deben colocarse montantes en los extremos del miembro, en puntos intermedios donde la columna esté soportada lateralmente, y en todas las posiciones adicionales que sean necesarias para que se satisfagan los requisitos de la sección 4.2.3.

Cuando los montantes están formados por placas planas (placas interrumpidas) su longitud, medida a lo largo del eje de la columna, no debe ser menor que la distancia entre las líneas de tornillos, remaches o soldaduras, que los conectan a los componentes principales del miembro, ni su grueso menor que 1/60 de esa distancia. Los montantes y sus conexiones deben dimensionarse de manera que resistan, simultáneamente, una fuerza cortante V y un momento M dados por

$$V = 0.025P_u d/n a \quad (4.3)$$

$$M = 0.025P_u d/2n \quad (4.4)$$

donde

- d distancia entre centros de montantes, medida a lo largo del eje de la columna;
- a separación entre líneas de remaches, tornillos o soldaduras, que conectan los montantes con los componentes principales del miembro;
- n número de planos paralelos en los que están colocados los montantes; y
- P_u fuerza axial de diseño que actúa en el miembro.

4.3 Miembros en tensión compuestos por varios perfiles (miembros armados en tensión)

4.3.1 Separación entre elementos de unión

Los elementos intermitentes que unen entre sí los dos o más perfiles, placas o barras, que forman un miembro armado en tensión, deben colocarse con separaciones tales que la relación de esbeltez de cada elemento componente, determinada entre puntos de interconexión, no exceda de 300.

Los elementos que constituyen los miembros en tensión formados por dos placas en contacto, o por un perfil y una placa, deben estar conectados entre sí de manera que la separación entre remaches o tornillos, o la distancia libre entre soldaduras, no exceda de 36 veces el grueso de la placa más delgada ni de 450 mm.

Si los miembros están formados por dos o más perfiles en contacto la separación entre remaches o

tornillos, o la distancia libre entre soldaduras, no deben exceder de 600 mm, excepto cuando se demuestre que una separación mayor no afecta el comportamiento satisfactorio del miembro.

En cualquiera de los dos casos anteriores pueden requerirse separaciones menores que las indicadas, ya sea por exigencias de la transmisión de carga o para sellar superficies inaccesibles.

4.3.2 Montantes

Cuando los miembros en tensión están formados por dos componentes principales separados, éstos deben unirse entre sí por medio de montantes colocados en las caras abiertas de la sección completa. Los montantes, incluyendo los colocados en los extremos del miembro, deben tener una longitud no menor que dos tercios de la distancia transversal entre los remaches, tornillos o soldaduras que los unen a los componentes principales del miembro, y la separación entre ellos será tal que la relación de esbeltez de los componentes principales, calculada entre montantes, no exceda de 300. El grueso de los montantes, cuando sean placas, no será menor que 1/60 de la distancia transversal entre remaches, tornillos o soldaduras, y la separación longitudinal entre los elementos de unión no excederá de 150 mm.

4.4 Bases de columnas

Se tomarán todas las medidas necesarias para lograr una transmisión correcta de las fuerzas y momentos que soporta una columna a los elementos sobre los que se apoya, mediante el empleo de placas de base perfectamente asentadas sobre ellos y de anclas diseñadas para resistir todas las tensiones y fuerzas cortantes que puedan presentarse, tanto durante el montaje como en la estructura terminada. Pueden utilizarse también anclas combinadas con llaves de cortante, u otros dispositivos.

4.5 Trabes armadas y vigas laminadas

4.5.1 Dimensionamiento

Las dimensiones de trabes armadas remachadas, atornilladas o soldadas, de vigas con cubreplacas y de vigas laminadas o soldadas, se determinan, en general, tomando como base el momento de inercia de su sección transversal total.

Cuando alguno de los patines tiene agujeros para remaches o tornillos, no se hace reducción en su área si la reducción, calculada de acuerdo con la sección 2.1, no excede de 15 por ciento del área total

del patín; en caso contrario, se reduce únicamente el área de agujeros que pase del 15 por ciento mencionado.

4.5.2 Patines

Los patines de las trabes armadas soldadas estarán constituidos, de preferencia, por una sola placa, y no por dos o más placas superpuestas. La placa única puede estar formada por varios tramos de distintos gruesos o anchos, unidos entre sí por medio de soldadura a tope de penetración completa.

El área total de la sección transversal de las cubreplacas de trabes armadas remachadas o atornilladas no excederá de 70 por ciento del área total del patín.

Todos los empalmes soldados de taller, necesarios en cada una de las partes que componen una trabe armada (alma o patines), se harán antes de que esa parte se una a las otras componentes de la trabe. Las trabes armadas muy largas pueden hacerse por tramos, cada uno de ellos fabricado de acuerdo con el párrafo anterior. Cuando se unen los tramos, sea en el taller o en el campo, la secuencia de colocación de la soldadura debe estar razonablemente balanceada entre alma y patines, y respecto a los dos ejes principales de las secciones transversales del miembro.

En estructuras con carga cíclica, los empalmes entre secciones de vigas laminadas o trabes armadas se harán, de preferencia, en un mismo plano transversal. Los empalmes de taller de almas y patines de trabes armadas, hechos antes de que patines y almas se unan entre sí, pueden localizarse en uno solo o en varios planos transversales. En todos los casos, se tendrá en cuenta la posibilidad de una falla por fatiga.

4.5.3 Unión de alma y patines

Los remaches, tornillos o soldaduras que conectan los patines al alma, las cubreplacas a los patines o las cubreplacas entre sí, deben proporcionarse para resistir la fuerza cortante horizontal de diseño en el plano en consideración, ocasionada por la flexión de la trabe. La distribución longitudinal de los remaches, tornillos o soldaduras intermitentes debe hacerse en proporción a la intensidad de la fuerza cortante, pero su separación longitudinal no debe exceder de la máxima permitida en las secciones 5.2.6 ó 5.3.8 para miembros en compresión o tensión. Además, los remaches, tornillos o soldaduras que conectan los patines al alma deben ser capaces de transmitir,

simultáneamente, todas las cargas aplicadas directamente a los patines, a menos que el diseño se haga de manera que esas cargas puedan transmitirse por apoyo directo en atiesadores.

Si se utilizan cubreplacas de longitud parcial, deben extenderse más allá del punto teórico de corte, en una longitud que permita colocar el número de remaches o tornillos, o la soldadura, necesarios para desarrollar la parte de la fuerza normal, debida a la flexión, que corresponde a la cubreplaca en el punto teórico de corte. Esa fuerza normal se calcula con la sección completa, incluida la cubreplaca. Además, las soldaduras que conectan los extremos de cubreplacas soldadas con la viga o trabe en la longitud a' que se define más adelante, deben ser adecuadas para resistir la parte de la fuerza ocasionada por la flexión que corresponde a la cubreplaca, a la distancia a' de su extremo. Esto puede obligar a terminar la cubreplaca en un punto de la viga o trabe en el que el momento flexionante sea menor que en el punto teórico de corte.

La longitud a' , medida desde el extremo de la cubreplaca, es:

- Una distancia igual al ancho de la cubreplaca cuando hay una soldadura continua de tamaño igual o mayor que tres cuartos del grueso de la cubreplaca en el extremo de ésta, continuada con soldaduras del mismo tamaño a lo largo de los dos bordes, en la longitud a' ;
- Una distancia igual a una y media veces el ancho de la cubreplaca cuando hay la misma soldadura que en el inciso 4.5.3.a, pero de tamaño menor que tres cuartos del grueso de la cubreplaca; o
- Una distancia igual a dos veces el ancho de la cubreplaca cuando no hay soldadura en el extremo, pero sí cordones continuos en ambos bordes, en la longitud a' .

4.5.4 Alma

La relación h/t del peralte al grueso del alma no debe

ser mayor que $\frac{0.48E}{\sqrt{F_y(F_y + 114)}}$ si se usan MPa ($\frac{0.48E}{\sqrt{F_y(F_y + 1150)}}$ si se usan kg/cm²)

pero puede aumentarse hasta $11.7\sqrt{E/F_y}$ cuando hay atiesadores transversales con separaciones no mayores de una y media veces el peralte del alma de la trabe. En trabes sin atiesadores la relación h/t no debe exceder de 260.

En secciones laminadas, h es la distancia libre entre patines menos las curvas de unión con el alma; en secciones formadas por placas la distancia entre líneas adyacentes de sujetadores, o la libre entre patines cuando se utiliza soldadura.

4.5.5 Atiesadores bajo cargas concentradas

Se colocarán pares de atiesadores en el alma de las trabes armadas que tengan una sola alma en todos los puntos en que haya fuerzas concentradas, ya sean cargas o reacciones, excepto en los extremos de las trabes que estén conectadas a otros elementos de la estructura de manera que se evite la deformación de su sección transversal, y bajo cargas concentradas o reacciones si la fuerza de compresión en el alma excede la resistencia de diseño dada por las secciones 3.7.3, 3.7.4, 3.7.5 ó 3.7.6.

En trabes armadas en cajón pueden utilizarse diafragmas diseñados para que trabajen como atiesadores de apoyo.

Los atiesadores deben ser simétricos respecto al alma, y dar apoyo a los patines de la trabe hasta sus bordes exteriores, o lo más cerca de ellos que sea posible. Se diseñan como columnas de sección transversal formada por el par de atiesadores y una faja de alma de ancho no mayor que 25 veces su grueso, colocada simétricamente respecto al atiesador, cuando éste es intermedio, y de ancho no mayor que 12 veces su grueso cuando el atiesador está colocado en el extremo del alma.

Al obtener la relación L/r para diseñar los atiesadores, el radio de giro, r , se toma alrededor del eje del alma de la trabe, y la longitud L se considera igual a tres cuartos de la longitud del atiesador.

Los bordes horizontales de cada par de atiesadores en los que se apoya el patín de la trabe armada se dimensionan de manera que en el área de contacto no se sobrepase la resistencia al aplastamiento, calculada multiplicando el área de contacto por $1.8F_y F_R$; F_R se toma igual a 0.75. Además, debe colocarse el número adecuado de remaches o tornillos, o la cantidad necesaria de soldadura, para transmitir al alma de la trabe la totalidad de la reacción o de la carga concentrada. Si se usan aceros diferentes en patín y atiesadores, la resistencia al aplastamiento se calcula con el esfuerzo de fluencia menor de los dos. Los atiesadores deben estar en contacto directo con el patín o patines de los que reciben la carga y

ajustados a ellos, a menos que la transmisión se haga por medio de soldadura.

Los atiesadores pueden soldarse al patín en tensión o en compresión. En traveses sujetas a cargas dinámicas, deben revisarse las condiciones de fatiga en las uniones con el patín en tensión y con las porciones del alma en tensión. Pueden usarse soldaduras de filete transversales para unir los atiesadores con los patines.

En traveses remachadas o atornilladas se colocarán las placas de relleno que sean necesarias para lograr un ajuste correcto con los ángulos de los patines, y por ningún motivo se doblarán los atiesadores.

4.5.6 Refuerzo del alma

Si h/t no es mayor que $2.45\sqrt{E/F_y}$ y la fuerza cortante que obra sobre la trabe no es mayor que su resistencia dada por las ecuaciones 3.38, 3.39 ó 3.40, sección 3.3.3, no se necesita reforzar el alma, excepto en las secciones en que reciba fuerzas exteriores concentradas y se requieran atiesadores de acuerdo con la sección 4.5.5.

Si h/t no es mayor que $2.45\sqrt{E/F_y}$, pero la fuerza cortante que obra sobre la trabe es mayor que su resistencia dada por las ecuaciones 3.38, 3.39 ó 3.40, el exceso debe tomarse mediante placas adosadas al alma o atiesadores verticales y en diagonal que trabajen en forma semejante a los montantes y diagonales de una armadura. Al aplicar las ecuaciones 3.39 y 3.40 debe tenerse en cuenta que en almas no atiesadas $k = 5.0$.

4.5.7 Atiesadores transversales intermedios

Cuando h/t es mayor que $2.45\sqrt{E/F_y}$ debe revisarse si es necesario reforzar el alma por medio de atiesadores transversales, perpendiculares al eje de la trabe.

No se necesitan atiesadores transversales en los tramos de las traveses en los que la fuerza cortante de diseño, V_D , es menor o igual que la resistencia de diseño al cortante, V_R , calculada con la ecuación 3.38 y la que sea aplicable de las ecuaciones 3.41 y 3.43, de la sección 3.3.3, haciendo en ellas $k = 5.0$.

Cuando se necesitan atiesadores intermedios, la separación entre ellos será tal que la fuerza cortante de diseño en el alma no sobrepase su resistencia de

diseño, calculada con la ecuación 3.38 y alguna de las ecuaciones 3.41 a 3.44. Si la relación a/h es mayor que 3.0 o que $[260/(h/t)]^2$ no se permite que se forme campo de tensión diagonal, y la resistencia nominal se calcula con la ecuación 3.41 o con la ecuación 3.43; además, k se toma igual a 5.0.

En traveses diseñadas con la ecuación 3.42 ó 3.44, la separación entre los atiesadores que limitan los tableros extremos, o tableros contiguos a agujeros de grandes dimensiones, debe ser tal que la resistencia de diseño al cortante de la trabe, calculada con la ecuación 3.41 ó 3.43 y la ecuación 3.38, no sea menor que la fuerza cortante de diseño existente en el tablero. Este requisito no es necesario cuando las secciones extremas del alma están ligadas directamente a una columna u otro elemento de rigidez adecuada.

Los atiesadores intermedios pueden colocarse por pares, a uno y otro lado del alma, o puedan alternarse en lados opuestos de la misma. Las dimensiones de la sección transversal de los atiesadores intermedios deben ser tales que se cumplan las condiciones que se indican a continuación.

a) Cuando el diseño del alma se hace con alguna de las ecuaciones 3.42 ó 3.44, tomando como base el estado límite de falla por tensión diagonal, deben satisfacerse las condiciones siguientes:

- 1) El área total de cada atiesador o par de atiesadores será igual o mayor que:

$$A_{at} = Y \left[0.15D_a h t (1 - C_v) \frac{V_D}{V_R} - 18t^2 \right] \geq 0 \quad (4.5)$$

donde

Y cociente del esfuerzo de fluencia del acero del alma entre el esfuerzo de fluencia del acero de los atiesadores;

C_v es igual a $\left[1.12/(h/t) \right] \sqrt{E k / F_y}$ cuando el diseño del alma se hace con la ecuación 3.42, e igual a $1.57E k / [F_y (h/t)^2]$ cuando se utiliza la ecuación 3.44. En ambos casos, F_y corresponde al acero del alma;

D_a es igual a 1.0 para atiesadores colocados en pares, 1.8 para atiesadores formados por un solo ángulo, y 2.4 para los formados por una sola placa; y

V_D y V_R fuerza cortante de diseño y resistencia de diseño al cortante en el punto de colocación del atiesador. V_R se calcula con las ecuaciones 3.38 y 3.42 ó 3.44.

- 2) El momento de inercia de cada par de atiesadores, o de cada atiesador sencillo, con respecto a un eje en el plano del alma, debe ser igual o mayor que:

$$at^3 \left[\frac{2.5}{(a/h)^2} - 2 \right] \geq 0.5at^3 \quad (4.6)$$

donde t es el grueso del alma.

- b) Cuando el diseño del alma se hace con alguna de las ecuaciones 3.41 ó 3.43, tomando como base el estado límite de iniciación del pandeo, basta con que se satisfaga el inciso 4.5.7.a.2.

No es necesario que los atiesadores intermedios lleguen hasta el patín de tensión, excepto cuando se necesite un apoyo directo para transmisión de una carga concentrada o reacción. La soldadura que los liga con el alma debe terminarse a una distancia de la soldadura entre el patín de tensión y el alma no menor de cuatro ni mayor de seis veces del grueso del alma.

Cuando se emplean atiesadores de un solo lado del alma, deben ligarse al patín de compresión.

Si se conecta contraventeo lateral en un atiesador o par de atiesadores, las uniones entre ellos y el patín de compresión deben ser capaces de transmitir uno por ciento de la fuerza total en el patín.

Los atiesadores intermedios diseñados de acuerdo con el inciso 4.5.7.a deben conectarse al alma de manera que sean capaces de transmitir una fuerza por unidad de longitud, de cada atiesador o par de atiesadores, no menor que

$$0.054 F_C h \sqrt{F_y^3/E} \quad (4.7)$$

donde

F_y corresponde al acero del alma;

h peralte del alma; y

F_C factor de carga que se utilice en el diseño.

La ecuación 4.7 da una fuerza en newtons por milímetro lineal si se usan MPa y mm (o en kg por cm lineal si se usan kg/cm² y cm). Esta fuerza puede reducirse en la misma proporción que el área de los atiesadores cuando la fuerza cortante de diseño mayor de las existentes en los dos tableros situados a uno y otro lado del atiesador en estudio es menor que la resistencia de diseño calculada con las ecuaciones 3.38 y 3.42 ó 3.44.

Esta condición no tiene que revisarse en el caso del inciso 4.5.7.b.

Los elementos de liga de atiesadores intermedios que transmiten al alma una carga concentrada o reacción deben tener como capacidad mínima la correspondiente a esa carga o reacción.

4.5.8 Reducción del momento resistente por esbeltez del alma

Si la relación h/t del peralte al grueso del alma de secciones I o H excede de

$$5.60 \sqrt{ES/M_R} \quad (4.8)$$

y el patín comprimido cumple las relaciones ancho/grueso de las secciones tipo 1, 2 ó 3 de la sección 2.3.2, la resistencia de diseño en flexión, reducida por esbeltez del alma, M'_R , se calcula con la ecuación:

$$M'_R = M_R \left[1 - \frac{a_r}{1200 + 300 a_r} \left(\frac{h}{t} - 5.60 \sqrt{\frac{ES}{M_R}} \right) \right] \leq M_R \quad (4.9)$$

donde

a_r cociente de las áreas del alma y del patín comprimido ($a_r \leq 10$);

h y t peralte y grueso del alma, respectivamente;

S módulo de sección de la sección completa, respecto al patín comprimido; y

M_R resistencia de diseño en flexión, calculada de acuerdo con la sección 3.3.2, pero sin exceder de $F_R M_y$.

Cuando sobre la trabe armada actúa una fuerza de compresión P_u , además de la flexión, la constante 5.60 de la ecuación 4.9 se multiplica por $1 - 0.65P_u/P_y$.

Al calcular el momento reducido de secciones en cajón debe tenerse en cuenta la existencia de dos o más almas.

4.5.9 Uniones

Las uniones en los patines y en el alma deben desarrollar la resistencia total de cada uno de ellos, o la requerida para transmitir 1.25 veces las fuerzas internas de diseño.

En traveses armados soldados sometidas a cargas repetidas que puedan producir fallas por fatiga, las uniones en los patines y en el alma serán de preferencia soldaduras de penetración completa, y se tendrá en cuenta en el diseño la posible disminución de la resistencia debida a fenómenos de fatiga.

5. CONEXIONES

5.1 Generalidades

Las conexiones deben ser capaces de transmitir los elementos mecánicos calculados en los miembros que ligan, satisfaciendo, al mismo tiempo, las condiciones de restricción y continuidad supuestas en el análisis de la estructura. Las conexiones están formadas por las partes afectadas de los miembros conectados (por ejemplo, almas de vigas), por elementos de unión (atiesadores, placas, ángulos, ménsulas), y por conectores (soldaduras, tornillos y remaches). Los elementos componentes se dimensionan de manera que su resistencia de diseño sea igual o mayor que la sollicitación de diseño correspondiente, determinada:

- a) Por medio de un análisis de la estructura bajo cargas de diseño;
- b) Como un porcentaje especificado de la resistencia de diseño de los miembros conectados.

Cuando una conexión se considere flexible se diseñará, en general, para transmitir únicamente fuerza cortante. En ese caso se utilizarán elementos de unión que puedan aceptar las rotaciones que se presentarán en el extremo del miembro conectado, para lo que se permiten deformaciones inelásticas autocontroladas en los elementos de unión, y se dejarán holguras en los bordes, con la misma finalidad. Cuando sea el caso, se tendrán en cuenta las flexiones ocasionadas por excentricidades en los apoyos.

Las conexiones en los extremos de vigas, traveses o armaduras que forman parte de estructuras continuas se diseñarán para el efecto combinado de las fuerzas y momentos originados por la rigidez de las uniones.

5.1.1 Conexiones mínimas

Las conexiones diseñadas para transmitir fuerzas calculadas, deben ser capaces de resistir una fuerza de diseño no menor de 50 kN (5 000 kg).

El número mínimo de remaches o tornillos en una conexión es dos.

Los tamaños y longitudes mínimos de soldaduras son los permitidos en las secciones 5.2.5 y 5.2.6.

Los límites de los tres párrafos anteriores pueden disminuirse en conexiones de diagonales de celosías de secciones armadas, tirantes para soporte lateral de largueros, apoyos de largueros, y otros casos en que las fuerzas que deben transmitirse no se calculan o son de magnitud muy pequeña.

5.1.2 Excentricidades

Deben tenerse en cuenta en el diseño las excentricidades que se generen en las conexiones, incluso cuando provengan de que los ejes de los miembros no concurren en un punto.

El centro de gravedad del grupo de remaches, tornillos o soldaduras colocados en el extremo de un miembro sometido a la acción de una fuerza axial debe coincidir con el eje de gravedad del miembro; cuando esto no suceda, debe tomarse en cuenta el efecto de las excentricidades resultantes, excepto en conexiones de ángulos sencillos, ángulos dobles y otros elementos similares cargados estáticamente, en las que no es necesario balancear las soldaduras para lograr la coincidencia indicada arriba, ni tener en cuenta la excentricidad entre el eje del miembro y las líneas de gramil de remaches o tornillos.

5.1.3 Rellenos

Cuando un tornillo pasa a través de placas de relleno de grueso no mayor de 6 mm, no se reduce su resistencia de diseño al cortante. Si el grueso de las placas de relleno es mayor de 6 mm, debe satisfacerse alguno de los requisitos siguientes:

- a) Si el grueso de los rellenos no excede de 19 mm, se reduce la resistencia de diseño de los tornillos

multiplicándola por el factor $1-0.0154(t-6)$, donde t es el grueso total de los rellenos, en mm.

- b) Los rellenos se prolongan más allá de la junta, y la prolongación se asegura con tornillos suficientes para distribuir uniformemente, en la sección transversal combinada del elemento conectado y los rellenos, la fuerza total en el elemento conectado.
- c) Se aumenta el tamaño de la junta, para colocar un número de tornillos equivalente al número total requerido en el inciso 5.1.3.b.
- d) La junta se diseña como de deslizamiento crítico, con tornillos de alta resistencia

Cuando se utilicen placas de relleno de 6 mm de grueso o más en juntas soldadas, deberán prolongarse fuera de los bordes de la placa de conexión, y unirse a la parte en la que se colocan con soldadura suficiente para transmitir la fuerza de la placa de conexión, aplicada en la superficie de la de relleno como una fuerza excéntrica. Las soldaduras que unen la placa de conexión con la de relleno deben ser capaces de transmitir la fuerza de la placa de conexión, y su longitud será suficiente para evitar esfuerzos excesivos en la placa de relleno a lo largo del borde de la soldadura.

Cuando se utilicen placas de relleno de menos de 6 mm de grueso, sus bordes se recortarán de manera que coincidan con los de los elementos que soportan las cargas, y el tamaño de las soldaduras de filete colocadas en esos bordes se aumentará sobre el requerido por el cálculo en una cantidad igual al grueso del relleno.

5.1.4 Juntas cepilladas

Pueden usarse juntas cepilladas en miembros en compresión, que transmitan la fuerza de compresión por contacto directo, siempre que se coloquen los elementos de unión necesarios para transmitir cualquier otro tipo de solicitación que pueda aparecer durante el montaje de la estructura o durante su operación posterior.

Además, se colocarán los elementos de unión necesarios para asegurar que las distintas partes que forman la junta se conservarán en posición correcta; esos elementos serán capaces de transmitir, como mínimo, 50 por ciento de la fuerza de compresión de diseño que obre en el miembro.

5.1.5 Desgarramiento laminar (“Lamellar Tearing”)

Siempre que sea posible, deben eliminarse las juntas en esquina o en te de elementos estructurales o placas, en las que haya transmisión de fuerzas de tensión a través del grueso del material, producidas por la contracción de soldaduras colocadas en condiciones que restringen su contracción libre. Cuando esas juntas no puedan evitarse, se tomarán medidas para reducir a un mínimo la posibilidad de fallas por desgarramiento laminar.

5.1.6 Remaches o tornillos en combinación con soldadura

- a) En obras nuevas

Cuando en una obra nueva se especifique el uso de remaches o tornillos, ordinarios o de alta resistencia, diseñados para transmitir las cargas por aplastamiento, en combinación con soldadura, ésta se dimensionará para resistir las fuerzas completas a que estén sujetos los miembros conectados, no dándoles más cargas a los remaches o tornillos que las que tomen durante el proceso de montaje.

Cuando se emplean tornillos de alta resistencia diseñados para transmitir las fuerzas por fricción sí puede considerarse que las solicitaciones se reparten entre ellos y las soldaduras. Los cálculos deben hacerse con fuerzas factorizadas.

- b) En obras ya construidas

Cuando se utilice la soldadura para hacer modificaciones o refuerzos de estructuras, los remaches y los tornillos de alta resistencia, diseñados para trabajar en una conexión de deslizamiento crítico, de la estructura original, pueden utilizarse para resistir los efectos de las cargas muertas existentes antes de la modificación, y la soldadura para proporcionar la resistencia adicional requerida.

5.1.7 Tornillos de alta resistencia en combinación con remaches

Tanto en obras nuevas como en modificaciones de estructuras existentes puede suponerse que los tornillos de alta resistencia, diseñados para trabajar en conexiones de deslizamiento crítico, trabajan en conjunto con los remaches, y que las cargas se reparten entre los dos tipos de conectores.

5.1.8 Empalmes en material grueso

Esta sección es aplicable a empalmes de perfiles laminados, o hechos con placas soldadas, que tienen paredes de más de 50 mm de grueso, sujetos a esfuerzos primarios de tensión, producidos por tensión axial o flexión.

Cuando las fuerzas de tensión en esas secciones se transmiten a través de soldaduras de penetración completa, deben especificarse requisitos de tenacidad del material, de precalentamiento, y de preparación e inspección de las superficies cortadas con soplete, y utilizarse agujeros de acceso de tamaño generoso para colocar la soldadura en las intersecciones de almas y patines. Además, deben quitarse todas las placas de respaldo y extensión, y esmerilarse todas las superficies expuestas al hacerlo.

Cuando los miembros hechos con material de más de 50 mm de grueso trabajan principalmente en compresión, los agujeros de acceso para soldar deben ser semejantes a los de los elementos en tensión.

Como una alternativa, los empalmes de miembros comprimidos, incluyendo los que pueden trabajar en tensión, ocasionalmente, por efecto de viento o sismo, pueden hacerse utilizando detalles que no ocasionen grandes contracciones en las soldaduras, por ejemplo, soldaduras de penetración parcial en los patines, combinados con placas soldadas al alma con soldadura de filete, placas atornilladas, o placas soldadas con filetes a un tramo y atornilladas al otro.

5.2 Soldaduras

5.2.1 Generalidades

Las recomendaciones que se dan aquí se complementan con las de la última versión de "Structural Welding Code—Steel", AWS D1.1, de la Sociedad Americana de la Soldadura (American Welding Society).

El tipo de soldadura aplicable en la construcción metálica es el de arco eléctrico con electrodo metálico, aplicado manual, semiautomática o automáticamente. Los procesos aprobados en estas Normas son la soldadura manual con electrodo recubierto, la soldadura automática de arco sumergido, la protegida con gases y la soldadura con electrodo con corazón de fundente. Pueden utilizarse otros procesos si se califican adecuadamente para los casos en que se vayan a usar.

5.2.2 Metal de aportación

Se usará el electrodo, o la combinación de electrodo y fundente, adecuados al material base que se esté soldando, teniendo especial cuidado en aceros con altos contenidos de carbón u otros elementos aleados, y de acuerdo con la posición en que se deposite la soldadura. Se seguirán las instrucciones del fabricante respecto a los parámetros que controlan el proceso de soldadura, como son voltaje, amperaje, polaridad y tipo de corriente. La resistencia del material depositado con el electrodo será compatible con la del metal base (ver sección 5.2.2.1).

5.2.2.1 Soldadura compatible con el metal base

Para que una soldadura sea compatible con el metal base, tanto el esfuerzo de fluencia mínimo como el esfuerzo mínimo de ruptura en tensión del metal de aportación depositado, sin mezclar con el metal base, deben ser iguales o ligeramente mayores que los correspondientes del metal base. Por ejemplo, las soldaduras manuales obtenidas con electrodos E60XX o E70XX^{3[3]}, que producen metal de aportación con esfuerzos mínimos especificados de fluencia de 331 y 365 MPa (3 400 y 3 700 kg/cm²), respectivamente, y de ruptura en tensión de 412 y 481 MPa (4 200 y 4 900 kg/cm²), son compatibles con el acero A36, cuyos esfuerzos mínimos especificados de fluencia y ruptura en tensión son 250 y 400 MPa (2 530 y 4 080 kg/cm²), respectivamente.

5.2.3 Tipos de soldaduras

En estas Normas se consideran cuatro tipos de soldaduras:

- a) Soldaduras de filete. Se obtienen depositando un cordón de metal de aportación en el ángulo diedro formado por dos piezas. Su sección transversal es aproximadamente triangular.
- b) Soldaduras de penetración. Se obtienen depositando metal de aportación entre dos placas que pueden, o no, estar alineadas en un mismo plano. Pueden ser de penetración completa o parcial, según que la fusión de la soldadura y el metal base abarque todo o parte

^{3[3]} Los dos o tres primeros dígitos que siguen a la letra E en la notación AWS (por ejemplo 70 en E70XX) indican la resistencia a la ruptura en tensión del metal depositado por el electrodo, en Kips/pulg².

del espesor de las placas, o de la más delgada de ellas.

- c) Soldaduras de tapón, y
- d) Soldaduras de ranura. Las soldaduras de tapón y de ranura se hacen en placas traslapadas, relleno por completo, con metal de aportación, un agujero, circular o alargado, hecho en una de ellas, cuyo fondo está constituido por la otra.

5.2.4 Dimensiones efectivas de las soldaduras

- a) El área efectiva de una soldadura de penetración o de filete es el producto de su longitud efectiva por el tamaño efectivo de su garganta.
- b) El área efectiva de soldaduras de tapón o de ranura es el área de la sección transversal nominal del tapón o la ranura, medida en el plano de la superficie de falla.
- c) La longitud efectiva de una soldadura de penetración entre dos piezas a tope es igual al ancho de la pieza más angosta, aun en el caso de soldaduras inclinadas respecto al eje de la pieza.
- d) La longitud efectiva de una soldadura de filete recta es igual a la longitud total del filete de tamaño completo, incluyendo retornos, cuando los haya. Si la soldadura de filete es curva, la longitud es igual a la del eje del cordón, trazado por el centroide del plano que pasa por la garganta, pero si el filete está depositado en un agujero circular o en una ranura, el área efectiva no será mayor que el área nominal de la sección transversal del agujero o la ranura, medida en el plano de la superficie de falla.
- e) El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura de filete es la distancia más corta de la raíz a la cara de la soldadura diagramática, sin incluir el refuerzo de la misma. En soldaduras de filete depositadas por el proceso de arco sumergido, el tamaño efectivo de la garganta puede tomarse igual a la pierna del cordón cuando ésta no excede de 10 mm ($\frac{3}{8}$ pulg.), e igual a la garganta teórica más 2.5 mm para filetes mayores de 10 mm.
- f) El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura de penetración completa, depositada por un lado, con placa de respaldo, o por los dos, limpiando el segundo lado hasta descubrir metal sano antes de colocar la soldadura (backgouging), es igual al grueso de la más delgada de las placas unidas.

Si no se usa placa de respaldo, o no se limpia adecuadamente el segundo lado antes de depositar la soldadura, la junta se considerará de penetración parcial.

- g) El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura de penetración parcial es el indicado en la tabla 5.1.

Tabla 5.1 Tamaño efectivo de la garganta de soldaduras de penetración parcial

Proceso de soldadura	Posición	Ángulo en la raíz de la ranura	Tamaño efectivo de la garganta
Soldadura manual con electrodo recubierto, o automática de arco sumergido	Todas ¹	En U o J	Profundidad del bisel
Soldadura protegida con gases	Todas ¹	Bisel sencillo o en $V \geq 60^\circ$	Profundidad del bisel
Soldadura con electrodo con corazón de fundente	Todas ¹	Bisel sencillo o en $V < 60^\circ$ pero $\geq 45^\circ$	Profundidad del bisel menos 3 mm

¹ Posición plana, horizontal, vertical o sobre cabeza.

- h) El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura acampanada, depositada entre dos barras de sección transversal circular, o entre una barra y una placa, cuya cara exterior esté al nivel de la superficie de la barra, es el indicado en la tabla 5.2. Para verificar que la garganta se obtiene de una manera consistente se obtendrán muestras de secciones transversales en puntos determinados al azar.

Pueden utilizarse tamaños de la garganta efectiva mayores que los de la tabla 5.2, si el fabricante demuestra que puede obtener esas gargantas efectivas. Para ello se cortará la soldadura normalmente a su eje, en la sección media y en los extremos, y se medirá la garganta. Se preparará un número de muestras suficiente para asegurarse de que se obtiene el tamaño de la garganta deseado.

Tabla 5.2 Tamaño efectivo de la garganta de soldaduras acampanadas

Tipo de soldadura	Radio, R, de la barra o placa doblada	Tamaño efectivo de la garganta
Ranura acampanada ⁽¹⁾	Cualquiera	0.3R
Ranura acampanada en V ⁽²⁾	Cualquiera	0.5R ⁽³⁾

¹ Ranura acampanada $\left\{ \right\}$

² Ranura acampanada en V: $\left\{ \right\}$

³ 0.38R para soldadura protegida con gases cuando $R \geq 25.4$ mm (1 pulg.).

5.2.5 Tamaño mínimo de soldaduras de penetración parcial

El tamaño efectivo mínimo de la garganta de una soldadura de penetración parcial es el que se indica en la tabla 5.3. El tamaño de la soldadura queda determinado por la más gruesa de las partes unidas, pero no es necesario que exceda el grueso de la parte más delgada.

5.2.6 Soldaduras de filete

a) Tamaño mínimo

Los tamaños mínimos admisibles de soldaduras de filete son los que se muestran en la tabla 5.4. El tamaño de la soldadura queda determinado por la más gruesa de las partes unidas, pero no es necesario que exceda el grueso de la parte más delgada. El objeto de este requisito es evitar cambios perjudiciales en la estructura cristalina del acero, producidos por el rápido enfriamiento de las soldaduras pequeñas depositadas en material grueso.

Tabla 5.3 Tamaños mínimos efectivos de la garganta de soldaduras de penetración parcial

Espesor de la más gruesa de las partes unidas mm (pulg.)	Tamaño efectivo mínimo de la garganta mm (pulg.)
menor o igual que 6.3 ($\leq 1/4$)	3.2 ($1/8$)
más de 6.3 hasta 12.7 ($1/4$ a $1/2$)	4.8 ($3/16$)

más de 12.7 hasta 19.1 ($1/2$ a $3/4$)	6.3 ($1/4$)
más de 19.1 hasta 38.1 ($3/4$ a $1 1/2$)	7.9 ($5/16$)
más de 38.1 hasta 57 ($1 1/2$ a $2 1/4$)	9.5 ($3/8$)
más de 57 hasta 152 ($2 1/4$ a 6)	12.7 ($1/2$)
mayor que 152 (> 6)	15.9 ($5/8$)

Tabla 5.4 Tamaños mínimos de soldaduras de filete

Espesor de la más gruesa de las partes unidas mm (pulg.)	Tamaño ¹ mínimo del filete mm (pulg.)
menor o igual que 6.3 ($\leq 1/4$)	3.2 ($1/8$)
más de 6.3 hasta 12.7 ($1/4$ a $1/2$)	4.8 ($3/16$)
más de 12.7 hasta 19.1 ($1/2$ a $3/4$)	6.3 ($1/4$)
mayor que 19.1 ($> 3/4$)	7.9 ($5/16$)

¹ Dimensión de la pierna del filete de soldadura. Deben usarse soldaduras depositadas en un solo paso.

b) Tamaño máximo

El tamaño máximo de las soldaduras de filete colocadas a lo largo de los bordes de placas o perfiles es:

En los bordes de material de grueso menor que 6.3 mm. ($1/4$ pulg.), el grueso del material.

En los bordes de material de grueso igual o mayor que 6.3 mm ($1/4$ pulg.), el grueso del material menos 1.5 mm ($1/16$ pulg.), excepto cuando se indique en los dibujos de fabricación que la soldadura deberá depositarse tomando las medidas necesarias para obtener un tamaño igual al grueso del material. La distancia entre el borde de la soldadura depositada y el de la placa puede ser menor que 1.5 mm, pero el tamaño de la soldadura debe poderse verificar sin dificultad.

c) Longitud

La longitud mínima efectiva de una soldadura de filete utilizada para transmitir fuerzas será no menor que cuatro veces su tamaño nominal. En caso contrario, se considerará que el tamaño de la soldadura no excede de un cuarto de su longitud efectiva.

Cuando se usan filetes de soldadura depositados únicamente en los bordes longitudinales de conexiones de placas en tensión, la longitud de cada filete no debe ser menor que la distancia entre ellos, medida perpendicularmente a su eje. La separación transversal de filetes longitudinales utilizados en conexiones en extremos de los miembros no debe exceder de 200 mm, a menos que se tomen medidas especiales para evitar una flexión transversal excesiva, como colocar una soldadura transversal en el extremo o usar soldaduras intermedias de tapón o ranura. Si no se toman esas medidas, deben satisfacerse los requisitos de la sección 2.1.

La longitud efectiva de las soldaduras de filete paralelas a la dirección de la fuerza, utilizadas para transmitir una carga axial al extremo de un miembro, es igual a la longitud total cuando ésta no excede de 100 veces el tamaño de la pierna. Si es más larga, la longitud efectiva se obtiene multiplicando la real por un factor de reducción β , que vale

$$\beta = 1.2 - 0.002(L/a) \leq 1.0 \quad (5.1)$$

donde

L longitud real de la soldadura; y
a tamaño de su pierna.

Si $L > 300a$, β se toma igual a 0.60.

Ejemplos de las soldaduras mencionadas arriba son los cordones longitudinales de juntas traslapadas en el extremo de miembros cargados axialmente, y las soldaduras que unen atiesadores de apoyo al alma de las vigas.

El factor de reducción no se aplica, entre otros casos, a soldaduras que unen entre sí placas o perfiles para formar una sección compuesta, o a las soldaduras que unen los atiesadores intermedios al alma de las vigas, cuando no se usa la resistencia posterior al sondeo, pues no están sujetas a esfuerzos axiales, ya que su único objeto es mantener el alma plana.

d) Soldaduras intermitentes

Pueden usarse soldaduras de filete intermitentes cuando la resistencia requerida es menor que la de una soldadura de filete continua del tamaño permitido más pequeño; también pueden utilizarse para unir elementos componentes de miembros compuestos. La longitud efectiva de un

segmento de una soldadura intermitente no será nunca menor que cuatro veces el tamaño de la soldadura, con un mínimo de 40 mm. La separación longitudinal entre cordones interrumpidos de soldadura colocados en los bordes de placas o patines o alas de perfiles cumplirá los requisitos indicados en las secciones 4.2.1 y 4.3.1.

e) Juntas traslapadas

El traslape no será menor que cinco veces el grueso de la más delgada de las partes que se estén uniendo, con un mínimo de 25 mm. Las juntas traslapadas de placas o barras sometidas a esfuerzos axiales, que utilizan solamente soldaduras transversales, deben soldarse con cordones colocados a lo largo de los extremos de las dos partes, excepto en los casos en que la deflexión de las partes traslapadas está adecuadamente restringida para evitar que la junta se abra.

f) Terminación de los cordones de las soldaduras de filete

Estas soldaduras pueden llegar hasta los extremos o bordes de las partes en las que están colocadas, o interrumpirse antes de llegar a ellos, de acuerdo con las condiciones siguientes:

- 1) En juntas traslapadas sujetas a esfuerzos de tensión calculados, en las que una de las partes unidas se extiende más allá del borde de la otra, los cordones de soldadura deben terminar a una distancia del borde no menor que el tamaño del filete (Ejemplo: los elementos del alma de una armadura que se unen, con soldaduras de filete, a las cuerdas o a placas de nudo).
- 2) En conexiones sujetas a esfuerzos máximos en los extremos de las soldaduras, producidos por fuerzas y/o momentos cíclicos de magnitud y frecuencia suficientes para ocasionar una falla progresiva por fatiga, que se inicie en un punto de esfuerzo máximo en el extremo de la soldadura, los filetes deben rematarse dando vuelta a la esquina en forma continua, en una longitud no menor que dos veces el tamaño nominal de la soldadura o, si es menor, el ancho de la parte unida.
- 3) En conexiones simples, con ángulos o placas extremas, que dependen de la flexibilidad de las piernas de los ángulos o de la placa, si se

da vuelta a la soldadura en la esquina, se hará en una longitud no mayor que cuatro veces el tamaño nominal del filete.

- 4) Las soldaduras de filete entre atiesadores transversales intermedios y el alma de las trabes armadas deben terminarse a una distancia de la soldadura entre el alma y el patín de la trabe comprendida entre cuatro y seis veces el grueso del alma.
- 5) Las soldaduras de filete que se colocan en lados opuestos de un plano común deben interrumpirse en la esquina común a ambas.

g) Soldaduras de filete en agujeros y ranuras

Pueden utilizarse soldaduras de filete depositadas en la periferia de agujeros o ranuras, en juntas traslapadas, para transmitir fuerzas cortantes o para evitar el pandeo o la separación de las partes. Pueden utilizarse también para unir elementos componentes de miembros compuestos. Estas soldaduras no deben confundirse con las de tapón o ranura.

5.2.7 Soldaduras de tapón y de ranura

Se utilizan para transmitir fuerzas cortantes en juntas traslapadas, para evitar el pandeo de las partes conectadas y para unir elementos componentes de miembros compuestos.

El diámetro de los agujeros para soldaduras de tapón no será menor que el grueso de la parte que los contiene más 8 mm, pero no excederá de 2.25 veces el espesor del metal de soldadura.

La distancia mínima entre centros de soldaduras de tapón será de cuatro veces el diámetro de los agujeros.

La longitud de la ranura para una soldadura de ranura no excederá de diez veces el grueso de la soldadura. El ancho de la ranura no será menor que el grueso de la parte que la contiene más 8 mm, sin exceder de 2.25 veces el espesor del metal de soldadura. Los extremos de la ranura serán semicirculares o tendrán las esquinas redondeadas con un radio no menor que el grueso de la parte que la contiene, exceptuando el caso en que la ranura se extiende hasta el borde de esa parte.

La separación mínima de líneas de soldaduras de ranura en una dirección transversal a su longitud será de cuatro veces el ancho de la ranura. La distancia mínima entre centros en una dirección

longitudinal en cualquier línea será de dos veces la longitud de la ranura.

La separación transversal máxima entre tapones o ranuras será de 200 mm, a menos que se compruebe que las placas tienen capacidad adecuada para flexión transversal.

Cuando los tapones o ranuras se hagan en material de grueso no mayor de 16 mm ($\frac{5}{8}$ pulg.), deberán rellenarse por completo con metal de soldadura. Si el grueso del material es mayor de 16 mm se rellenarán cuando menos hasta la mitad, pero el espesor del metal de soldadura no será nunca menor de 16 mm.

5.2.8 Resistencia de diseño

a) La resistencia de diseño de las soldaduras es igual al menor de los productos $F_R F_{MB} A_{MB}$ y $F_R F_S A_S$, donde F_{MB} y F_S son, respectivamente, las resistencias nominales del metal base y del metal del electrodo, y A_{MB} y A_S son el área de la sección transversal del metal base y el área efectiva de la soldadura. F_R es el factor de resistencia.

En la tabla 5.5 se proporcionan los valores de F_R , F_{MB} , F_S y demás información pertinente.

b) En lugar de utilizar las resistencias de diseño, constantes, de la tabla 5.5, la resistencia de las soldaduras de filete puede determinarse con el procedimiento alterno que se describe a continuación.

1) La resistencia de diseño de un grupo de soldaduras lineales, cargadas en un plano, a través del centro de gravedad del grupo, es $F_R F_S A_s$, donde

$$F_s = 0.60F_{EXX} (1.0 + \sin^{1.5} \theta) \quad (5.2)$$

donde

F_R se toma igual a 0.75;

F_s resistencia nominal de la soldadura;

F_{EXX} número de clasificación del electrodo;

θ ángulo entre la línea de acción de la carga y el eje longitudinal de la soldadura, en grados; y

A_s área efectiva de la soldadura.

2) El conjunto de soldaduras cargadas en su plano puede diseñarse utilizando un método basado en el empleo de un centro instantáneo de rotación

Las soldaduras utilizadas en estructuras que deban ser capaces de soportar un número grande de repeticiones de carga durante su vida útil se diseñarán teniendo en cuenta la posibilidad de falla por fatiga.

5.2.9 Combinación de soldaduras

Si en una junta se combinan dos o más soldaduras de tipos diferentes (penetración, filete, tapón o ranura), la resistencia de diseño de la combinación se determina calculando por separado la resistencia de cada una de ellas, con respecto al eje del grupo.

Tabla 5.5 Resistencias de diseño de soldaduras

Tipos de soldaduras y forma de trabajo ¹	Material	Factor de resistencia F_R	Resistencia nominal F_{MB} o F_S	Requisitos del metal de aportación ^{2,3}
a) Soldaduras de penetración completa ⁴				
Tensión normal al área efectiva	Metal base	0.90	F_y	Debe usarse metal de aportación compatible con el metal base.
Compresión normal al área efectiva	Metal base	0.90	F_y	Puede usarse metal de aportación de resistencia igual o menor que la del metal de aportación compatible con el metal base
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura				
Cortante en el área efectiva	Metal base	0.90	$0.60F_y$	
	Soldadura	0.80	$0.60F_{EXX}$	
b) Soldaduras de penetración parcial ⁴				
Tensión normal al área efectiva	Metal base	0.90	F_y	Puede usarse metal de aportación de resistencia igual o menor que la del metal de aportación compatible con el metal base
	Soldadura	0.80	$0.60F_{EXX}$	
Compresión normal al área efectiva	Metal base	0.90	F_y	
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura ⁵				
Cortante paralelo al eje de la soldadura	Metal base	0.75	$0.60F_{EXX}$	
	Soldadura			
c) Soldaduras de filete ⁴				
Cortante en el área efectiva	Metal base ⁶	0.75	F_y	Puede usarse metal de aportación de resistencia igual o menor que la del metal de aportación compatible con el metal base.
	Soldadura	0.75	$0.60F_{EXX}$	
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura ⁵	Metal base	0.90	F_y	
d) Soldaduras de tapón o de ranura ⁴				
Cortante paralelo a las superficies de falla (en el área efectiva)	Metal base ⁶	0.75	$0.60F_{EXX}$	Puede usarse metal de aportación de resistencia igual o menor que la del metal de aportación compatible con el metal base.
	Soldadura			

F_y Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del metal base.

F_{EXX} Clasificación del electrodo, MPa (kg/cm²).

¹ Para definición de áreas y tamaños efectivos véase la sección 5.2.4.

² Para "metal de aportación compatible con el metal base" véase la sección 5.2.2.1.

³ Puede utilizarse metal de aportación cuya resistencia corresponda a una clasificación un nivel más alto (68 MPa, 700 kg/cm²) que el compatible con el metal base.

⁴ Para los distintos tipos de soldadura véase la sección 5.2.3.

⁵ Las soldaduras de filete o de penetración parcial que unen entre sí elementos componentes de miembros compuestos, tales como las que unen el alma y los patines de las trabes armadas, se diseñan sin tener en cuenta los esfuerzos de tensión o compresión, paralelos al eje de las soldaduras, que hay en los elementos conectados.

⁶ El diseño del metal base queda regido por la parte de estas Normas que es aplicable en cada caso particular. Cuando la falla sea por ruptura a lo largo de una trayectoria de cortante, la resistencia de diseño será igual a $F_R (0.6F_u) A_{ne}$, donde F_R se toma igual a 0.75 y A_{ne} es el área neta en cortante (sección 5.4).

5.3 Tornillos, barras roscadas y remaches

Esta sección se refiere al diseño de tornillos, barras roscadas y remaches, utilizados como conectores.

Los remaches fueron los elementos de unión de estructuras de acero más comunes en el siglo XIX y hasta mediados del XX, pero en la actualidad no se emplean en construcciones nuevas, ni en el taller ni en la obra, pues han sido sustituidos, con ventaja, por la soldadura y los tornillos de alta resistencia. Sin embargo, la importancia, cada vez mayor, de la evaluación, rehabilitación y refuerzo de estructuras existentes, hace que sea indispensable el conocimiento de las uniones remachadas.

La evaluación y diseño de juntas remachadas no se tratan en estas Normas. Para llevarlos a cabo, es necesario recurrir a especificaciones y libros de texto antiguos.

Si se conoce la época en que se construyó una estructura remachada, puede ser posible obtener las propiedades mecánicas de los remaches utilizados en ella, recurriendo a literatura técnica de entonces; en caso contrario, será necesario efectuar ensayos de laboratorio para determinar esas propiedades.

5.3.1 Tornillos de alta resistencia

Estas recomendaciones se complementan con las de la última versión de "Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts", del Consejo de Investigación en Conexiones Estructurales (Research Council on Structural Connections).

Los tornillos que se consideran aquí deben satisfacer los requisitos de alguna de las especificaciones H-124 (ASTM-A325) o H-123 (ASTM-A490).

Dependiendo del tipo de conexión, puede, o no, requerirse que los tornillos se instalen apretándolos hasta que haya en ellos una tensión especificada mínima, no menor que la dada en la tabla 5.6. El apriete puede hacerse por alguno de los métodos siguientes: vuelta de la tuerca, con un indicador directo de tensión, una llave calibrada, o con un tornillo de diseño especial.

5.3.2 Tornillos "al contacto" o pretensionados

Los tornillos de alta resistencia apretados "al contacto" pueden utilizarse en todas las conexiones, excepto las que se indican a continuación.

El apriete "al contacto" se define como el que existe cuando todas las partes de una junta están en contacto firme; puede obtenerse con unos cuantos impactos de una llave de impacto o con el esfuerzo máximo de un trabajador con una llave de tuercas ordinaria.

Tabla 5.6 Tensión mínima en tornillos de alta resistencia, kN (kg) ¹

Diámetro del tornillo, mm (pulg.)	Tornillos A325	Tornillos A490
12.7 (¹ / ₂)	53 (5400)	67 (6800)
15.9 (⁵ / ₈)	84 (8600)	107 (10900)
19.1 (³ / ₄)	125 (12700)	156 (15900)
22.2 (⁷ / ₈)	174 (17700)	218 (22200)
25.4 (1)	227 (23100)	284 (29000)
28.6 (1 ¹ / ₈)	249 (25400)	356 (36300)
31.8 (1 ¹ / ₄)	316 (32200)	454 (46300)
34.9 (1 ³ / ₈)	378 (38600)	538 (54900)
38.1 (1 ¹ / ₂)	458 (46700)	658 (67100)

¹ Igual a 0.7 veces la resistencia mínima de ruptura en tensión de los tornillos, de acuerdo con las especificaciones ASTM para tornillos A325 y A490.

Para diseñar tornillos apretados al contacto deben utilizarse las resistencias nominales para conexiones por aplastamiento de la tabla 5.7.

En conexiones de deslizamiento crítico en las que la carga se dirija hacia un borde de una parte conectada, se deberá proporcionar una resistencia de diseño al aplastamiento adecuada, de acuerdo con los requisitos aplicables de la sección 5.3.13.

Deben utilizarse tornillos de alta resistencia pretensionados en:

- a) Empalmes de columnas en todas las estructuras de 60 m de altura, o más;
- b) Empalmes de columnas de estructuras comprendidas entre 50 y 60 m de altura, si su dimensión horizontal más pequeña es menor que el 40 por ciento de la altura;
- c) Empalmes de columnas en estructuras de menos de 30 m de altura, si su dimensión horizontal más pequeña es menor que el 25 por ciento de la altura;
- d) Todas las conexiones entre vigas y columnas, y de cualquier otra viga, de las que depende el contraventeo de las columnas, en estructuras de más de 40 m de altura;
- e) Conexiones en las que no puede admitirse el deslizamiento relativo de las partes unidas, como las sujetas a fatiga o a inversiones frecuentes de cargas, o las que forman parte de estructuras muy sensibles a las deflexiones;

Tabla 5.7 Resistencia de diseño de remaches, tornillos y barras roscadas

Elementos de unión	Resistencia en tensión		Resistencia al cortante en conexiones por aplastamiento	
	Factor de resistencia, F_R	Resistencia nominal, MPa (kg/cm ²)	Factor de resistencia, F_R	Resistencia nominal, MPa (kg/cm ²)
Tornillos A307		310 (3160) ⁽¹⁾		165 (1690) ^(2, 3)
Tornillos A325, cuando la rosca no está fuera de los planos de corte		620 (6330)		330 (3380) ⁽³⁾
Tornillos A325, cuando la rosca está fuera de los planos de corte		620 (6330)		414 (4220) ⁽³⁾
Tornillos A490, cuando la rosca no está fuera de los planos de corte		775 (7900)		414 (4220) ⁽³⁾
Tornillos A490, cuando la rosca está fuera de los planos de corte	0.75	775 (7900)	0.75	518 (5280) ⁽³⁾
Partes roscadas, cuando la rosca no está fuera de los planos de corte		$0.75F_u$ ⁽¹⁾		$0.4F_u$ ⁽¹⁾
Partes roscadas, cuando la rosca está fuera de los planos de corte		$0.75F_u$ ⁽¹⁾		$0.5F_u$ ⁽¹⁾
Remaches A502, grado 1, colocados en caliente		310 (3160) ⁽¹⁾		172 (1760) ⁽³⁾
Remaches A502, grados 2 y 3, colocados en caliente		412 (4200) ⁽¹⁾		228 (2320) ⁽³⁾

¹ Carga estática únicamente.

² Se permite que la rosca esté en los planos de corte.

³ Cuando para unir miembros en tensión se empleen conexiones por aplastamiento con tornillos o remaches colocados en una longitud, medida paralelamente a la dirección de la fuerza, mayor que 1.25 m, los valores tabulados se reducirán en 20 por ciento.

La nomenclatura utilizada para designar a los tornillos y remaches es de la ASTM.

- f) Estructuras que soportan grúas viajeras de más de cinco toneladas de capacidad; uniones entre elementos que las soportan; uniones entre partes de las armaduras de techo y entre ellas y las columnas, uniones entre tramos de columnas, contraventeo de columnas y apoyos de las grúas;
- g) Conexiones para soportes de máquinas móviles u otras cargas vivas que produzcan impacto o inversión de esfuerzos;
- h) Conexiones en las que tornillos H-123 (ASTM-A490) trabajan en tensión, o tensión y cortante combinados;
- i) Conexiones en las que se usen agujeros sobredimensionados o alargados, excepto cuando se

empleen específicamente para permitir movimientos; y

- j) Cualquier otra conexión indicada en los planos de diseño.

En los casos restantes, las conexiones pueden hacerse con tornillos H-118 (ASTM A307), o de alta resistencia, apretados al contacto.

Los dibujos de diseño, fabricación y montaje, deben indicar el tipo o tipos de los tornillos, y especificar si deben, o no, pretensionarse.

5.3.3 Juntas por aplastamiento y juntas de fricción (o de deslizamiento crítico)

Las juntas que transmiten fuerza cortante entre las partes conectadas se diseñan para que la transmisión se haga por aplastamiento entre los tornillos y las partes conectadas, o por fricción entre éstas. Las primeras se denominan juntas "por aplastamiento" (bearing type joints), y las segundas "de fricción" o de "deslizamiento crítico" (slip-critical joints).

En los planos debe indicarse si los tornillos de juntas por aplastamiento han de apretarse hasta darles la tensión mínima especificada.

Los valores de las resistencias nominales de las tablas 5.7 y 5.10 corresponden a tornillos apretados al contacto.

5.3.4 Tamaños de los agujeros

- a) En la tabla 5.8 se indican los tamaños máximos de los agujeros que pueden utilizarse en juntas remachadas o atornilladas. Los agujeros de placas de base de columnas pueden ser mayores si se requiere por las tolerancias admisibles en la colocación de anclas en cimientos de concreto reforzado.
- b) Siempre se utilizarán agujeros estándar, excepto cuando el diseñador especifique, en conexiones atornilladas, el uso de agujeros sobredimensionados o alargados. En conexiones remachadas, no se permite el uso de agujeros sobredimensionados o alargados.
- c) Los agujeros sobredimensionados pueden usarse en cualquiera o en todas las partes unidas en una conexión por fricción, pero su empleo está prohibido en conexiones por aplastamiento. Si las partes exteriores tienen agujeros sobredimensionados, deben colocarse roldanas endurecidas.

d) Los agujeros alargados cortos pueden usarse en cualquiera o en todas las partes unidas en una conexión por fricción o por aplastamiento. En conexiones por fricción los agujeros pueden tener cualquier dirección, pero en conexiones por aplastamiento su dimensión mayor debe ser perpendicular a la dirección de la carga. Si las partes exteriores tienen agujeros alargados cortos deben colocarse roldanas, las que serán endurecidas cuando los tornillos sean de alta resistencia.

e) Los agujeros alargados largos pueden usarse sólo en una de las partes comunes a cada superficie de falla individual, tanto en juntas de fricción como de aplastamiento. En conexiones por fricción los agujeros pueden tener cualquier dirección, pero en conexiones por aplastamiento su dimensión mayor debe ser perpendicular a la dirección de la carga. Cuando se usan agujeros alargados largos en una parte exterior, deben colocarse roldanas de placa o una solera continua, con agujeros estándar, de tamaño suficiente para cubrir por completo los agujeros alargados.

En conexiones con tornillos de alta resistencia, las roldanas de placa o las soleras continuas serán de acero de grado estructural, de no menos de 8 mm de grueso; no es necesario que estén endurecidas. Si en algún caso se requieren roldanas endurecidas con tornillos de alta resistencia, se colocarán sobre la cara exterior de la roldana de placa o de la solera.

5.3.5 Agarres largos

Cuando la longitud de agarre de remaches, o tornillos de acero ASTM-A307, sea mayor que cinco veces su diámetro, su número se aumentará en uno por ciento por cada 1.5 mm de longitud adicional.

5.3.6 Separaciones mínimas

La distancia entre centros de agujeros para remaches o tornillos, sean estándar, sobredimensionados o alargados, no será, en general, menor que tres veces el diámetro nominal del conector; de ser necesario, esta distancia puede disminuirse a $2\frac{2}{3}$ veces el diámetro nominal.

5.3.7 Distancia mínima al borde

La distancia del centro de un agujero estándar al borde de una parte conectada no será menor que el valor aplicable de la tabla 5.9, ni que la requerida en la sección 5.3.13.

Si el agujero es sobredimensionado o alargado, la distancia del centro al borde de una parte conectada no será menor que la requerida para un agujero estándar, de acuerdo con la primera parte de esta sección, más el incremento C_1 indicado en la tabla 5.12. Véanse los requisitos de la sección 5.3.13 para resistencia por aplastamiento.

5.3.8 Separación y distancia al borde máximas

La distancia máxima del centro de un tornillo o remache al borde más cercano de las partes en contacto será 12 veces el grueso de la parte conectada en consideración, sin exceder de 150 mm.

La separación longitudinal entre conectores colocados en elementos en contacto continuo, consistentes en una placa y un perfil, o dos placas, será la siguiente:

- a) Para elementos, pintados o sin pintar, no sujetos a corrosión, no excederá de 24 veces el grueso de la placa más delgada, o 300 mm.
- b) Para miembros no pintados de acero intemperizable, sujetos a corrosión atmosférica, no será mayor que 14 veces el grueso de la placa más delgada, o 180 mm.

5.3.9 Tensión o cortante

La resistencia de diseño de remaches, tornillos y barras roscadas que trabajen en tensión o cortante es igual al producto del factor de resistencia, F_R , por el área nominal de la sección transversal de la parte de vástago no roscada, A_b , y por la resistencia nominal que corresponde a esta parte del vástago, F_n .

Tabla 5.8 Tamaños máximos de agujeros para remaches y tornillos ¹

Diámetro nominal del remache o tornillo, d		Dimensiones de los Agujeros							
		Estándar (Diámetro)		Sobredimensionados ² (Diámetro)		Alargados Cortos ² (Ancho × Longitud)		Alargados Largos ² (Ancho × Longitud)	
mm	pulg.	mm	pulg.	mm	pulg.	mm	pulg.	mm	pulg.
12.7	1/2	14.3	9/16	15.9	5/8	14.3 × 17.5	9/16 × 11/16	14.3 × 31.8	9/16 × 1 1/4
15.9	5/8	17.5	11/16	20.6	13/16	17.5 × 22.2	11/16 × 7/8	17.5 × 39.7	11/16 × 2 9/16
19.1	3/4	20.6	13/16	23.8	15/16	20.6 × 25.4	13/16 × 1	20.6 × 47.6	13/16 × 2 7/8
22.2	7/8	23.8	15/16	27.0	1 1/16	23.8 × 28.6	1 5/16 × 1 1/8	23.8 × 55.6	15/16 × 2 3/16
25.4	1	27.0	1 1/16	31.8	1 1/4	27.0 × 33.3	1 1/16 × 1 5/16	27.0 × 63.5	1 1/16 × 2 1/2
≥ 28.6	≥ 1 1/8	d + 1.5	d + 1/16	d + 7.9	d + 5/16	(d+1.5)×(d+9.5)	(d+1/16)×(d+3/8)	(d+1.5)×(2.5d)	(d+1/16)×(2.5d)

¹ Los tamaños son nominales.

² No se permiten en conexiones remachadas.

Tabla 5.9 Distancia mínima del centro de un agujero estándar ¹ al borde de la parte conectada ²

Diámetro nominal del remache o tornillo		Bordes cortados con cizalla		Bordes laminados de perfiles, placas o soleras, o bordes cortados con soplete ³	
		mm	pulg.	mm	pulg.
12.7	1/2	22.2	7/8	19.1	3/4
15.9	5/8	28.6	1 1/8	22.2	7/8
19.1	3/4	31.8	1 1/4	25.4	1
22.2	7/8	38.1	1 1/2 ⁽⁴⁾	28.6	1 1/8
25.4	1	44.5	1 3/4 ⁽⁴⁾	31.8	1 1/4
28.6	1 1/8	50.8	2	38.1	1 1/2
31.8	1 1/4	57.2	2 1/4	41.3	1 5/8
mayor que 31.8	mayor que 1 1/4	1.75 × Diámetro		1.25 × Diámetro	

¹ Pueden utilizarse distancias menores si se satisfacen las ecuaciones pertinentes de la sección 5.3.13.

² Para agujeros sobredimensionados o alargados los valores de esta tabla se incrementarán en las cantidades C₁ dadas en la tabla 5.12.

³ Todas las distancias al borde de esta columna pueden reducirse en 3 mm (1/8 pulg.) cuando el agujero está en un punto en el que los esfuerzos no exceden del 25 por ciento del esfuerzo máximo permisible en el elemento.

⁴ Pueden reducirse a 31.8 mm (1 1/4 pulg.) en los extremos de ángulos y placas de cortante de conexión de vigas.

$$R = F_R A_b F_n \quad (5.3)$$

Los factores de resistencia y las resistencias nominales a la tensión o al cortante son los de la tabla 5.7.

Los tornillos de alta resistencia que trabajen en tensión directa se dimensionarán de manera que la fuerza de tensión de diseño, calculada sin incluir la producida por el apriete inicial, cuando lo haya, no exceda la resistencia de diseño. La fuerza en el tornillo se tomará igual a la suma de la producida por las fuerzas externas factorizadas, más la tensión que

pueda resultar de la acción de palanca ocasionada por la deformación de las partes conectadas.

Si la conexión está sujeta a cargas repetidas, deben evitarse las fuerzas por acción de palanca, y los tornillos han de pretensionarse.

El esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión, F_u , de los tornillos de alta resistencia, se da en la sección 1.3.3, y se repite aquí.

- Tornillos A325 de diámetro no mayor de 25 mm (1 pulg.); $F_u = 830$ MPa (8 440 kg/cm²);
- Tornillos A325 de diámetro mayor de 25 mm (1 pulg.); $F_u = 725$ MPa (7 380 kg/cm²); y
- Tornillos A490, de cualquier diámetro $F_u = 1 035$ MPa (10 550 kg/cm²).

5.3.10 Tensión y cortante combinados en conexiones por aplastamiento

Los tornillos y remaches sujetos a tensión y cortante combinados se dimensionan de manera que la fuerza de tensión de diseño no sea mayor que la resistencia de diseño, $F_R F_t A_b$, donde F_R se toma igual a 0.75, y el esfuerzo nominal de tensión F_t se determina con las ecuaciones de la tabla 5.10, en función de f_v , esfuerzo cortante producido por las cargas de diseño. f_v no debe exceder el valor $F_R F_v$ dado en la tabla 5.7.

5.3.11 Tornillos de alta resistencia en juntas que trabajan por fricción

El diseño por cortante de tornillos de alta resistencia en juntas que no deben deslizar se hace de acuerdo con el inciso 5.3.11.a ó 5.3.11.b, y se revisa por cortante de acuerdo con la sección 5.3.9 ó 5.3.10, y por aplastamiento según las secciones 5.3.4 y 5.3.13.

- Conexiones de deslizamiento crítico diseñadas bajo cargas de diseño (factorizadas)

La resistencia de diseño al deslizamiento por tornillo, $F_R r_{str}$, debe ser igual o mayor que la resistencia requerida por tornillo, debida a cargas factorizadas.

$$r_{str} = 1.13\mu T_b N_s \quad (5.4)$$

donde

T_b tensión mínima por tornillos dada en la tabla 5.6;

N_s número de planos de deslizamiento; y

μ coeficiente de deslizamiento medio; éste puede determinarse por medio de ensayos, o tomar los valores siguientes:

- $\mu = 0.33$, para superficies clase A (superficies de acero sin pintar, libres de escamas de laminado, o superficies con recubrimientos de clase A sobre acero limpiado con chorro de arena);
- $\mu = 0.50$, para superficies clase B (superficies de acero sin pintar, limpiadas con chorro de arena, o superficies con recubrimientos de clase B sobre acero limpiado con chorro de arena); o
- $\mu = 0.35$, para superficies clase C (galvanizadas con superficie rugosa).

F_R factor de resistencia que se toma igual a:

- $F_R = 1.0$, para agujeros estándar;
- $F_R = 0.85$, para agujeros sobredimensionados y alargados cortos;
- $F_R = 0.70$, para agujeros alargados largos transversales a la dirección de la carga; o
- $F_R = 0.60$, para agujeros alargados largos paralelos a la dirección de la carga

- Conexiones de deslizamiento crítico diseñadas bajo cargas de servicio

La resistencia de diseño al cortante por tornillo, $F_R F_v A_b$, bajo cargas de servicio, debe ser igual o mayor que la fuerza cortante que producen esas cargas en cada tornillo.

F_R se toma igual a 1.0 para agujeros estándar, sobredimensionados, alargados cortos y alargados largos cuando el agujero alargado es perpendicular o paralelo a la línea de acción de la fuerza.

F_v es la resistencia nominal al cortante de tornillos en conexiones de deslizamiento crítico (tabla 5.11).

Cuando la combinación de cargas incluye viento o sismo, además de las cargas muertas y vivas, la fuerza cortante en el tornillo, producida por las acciones de servicio combinadas, puede multiplicarse por 0.9.

5.3.12 Tensión y cortante combinados en conexiones por fricción

El diseño de conexiones de deslizamiento crítico sujetas a fuerzas de tensión se hará de acuerdo con los incisos 5.3.12.a y 5.3.11.a, o con los incisos 5.3.12.b y 5.3.11.b.

- a) Conexiones de deslizamiento crítico diseñadas bajo cargas factorizadas

Cuando una conexión de deslizamiento crítico está sujeta a una fuerza de tensión T_u que reduce la fuerza de apriete, la resistencia $F_R f_{str}$,

calculada de acuerdo con el inciso 5.3.11.a, debe multiplicarse por el factor $1 - T_u / (1.13 T_b N_b)$, donde T_b es la pretensión mínima en el tornillo (tabla 5.6), y N_b es el número de tornillos que resisten la fuerza de tensión factorizada T_u .

Tabla 5.10 Esfuerzos de tensión nominales, F_t , para tornillos o remaches en juntas por aplastamiento, MPa (kg/cm²)

Descripción de los elementos de unión	La rosca está en el plano de corte		La rosca está fuera del plano de corte
Tornillos A307	410 – 2.5 $f_v \leq 310$ (4 150 – 2.5 $f_v \leq 3 200$)		
Tornillos A325	804 – 2.5 $f_v \leq 620$ (8 200 – 2.5 $f_v \leq 6 300$)		804 – 2.0 $f_v \leq 620$ (8 200 – 2.0 $f_v \leq 6 300$)
Tornillos A490	1 010 – 2.5 $f_v \leq 775$ (10 300 – 2.5 $f_v \leq 7 900$)		1 010 – 2.0 $f_v \leq 775$ (10 300 – 2.0 $f_v \leq 7 900$)
Partes roscadas Tornillos A449 con diámetro mayor que 38.1 mm (1 1/2 pulg.)	0.98 F_u – 2.5 $f_v \leq 0.75F_u$		0.98 F_u – 2.0 $f_v \leq 0.75F_u$
Remaches A502, Grado 1	407 – 2.4 $f_v \leq 314$ (4 150 – 2.4 $f_v \leq 3 200$)		
Remaches A502, Grado 2	540 – 2.4 $f_v \leq 412$ (5 500 – 2.4 $f_v \leq 4 200$)		

Tabla 5.11 Resistencia nominal al cortante, F_v , en MPa (kg/cm²), de tornillos en conexiones en las que el deslizamiento es crítico^{1, 2}

Tipo de tornillo	Agujeros estándar	Agujeros sobredimensionados y alargados cortos	Agujeros alargados largos	
			Perpendiculares a la línea de acción de la fuerza	Paralelos a la línea de acción de la fuerza
A325	117 (1200)	103 (1050)	83 (840)	69 (700)
A490	145 (1480)	124 (1270)	103 (1050)	90 (915)

¹ Los valores de la tabla están basados en superficies clase A con coeficiente de deslizamiento $\mu = 0.33$.

² Para cada plano de corte.

- b) Conexiones de deslizamiento crítico diseñadas bajo cargas de servicio

Cuando una conexión de deslizamiento crítico está sujeta a una fuerza de tensión T que reduce la fuerza de apriete, la resistencia al deslizamiento por tornillo, $F_R F_v A_b$, calculada según el inciso 5.3.11.b, debe multiplicarse por el factor $1 - T / (0.8 T_b N_b)$, donde T_b se ha definido

arriba, y N_b es el número de tornillos que resisten la fuerza de tensión de servicio T .

5.3.13 Resistencia al aplastamiento en los agujeros para tornillos

La resistencia al aplastamiento en agujeros para tornillos es $F_R R_n$, donde F_R se toma igual a 0.75 y R_n es la resistencia nominal al aplastamiento del

material conectado, que se calcula como se indica más adelante.

La resistencia al aplastamiento debe revisarse en los dos tipos de conexiones con tornillos de alta resistencia, por aplastamiento y de deslizamiento crítico.

Los agujeros sobredimensionados y alargados, cortos o largos, paralelos a la línea de fuerza, sólo pueden utilizarse en conexiones por fricción, de acuerdo con la sección 5.3.4.

Tabla 5.12 Valores del incremento de la distancia al borde, C_1

Diámetro nominal del tornillo, d		Agujeros sobredimensionados		Agujeros alargados			
				Perpendiculares al borde		Paralelos al borde	
mm	pulg.	mm	pulg.	Cortos	Largos ¹		
≤ 22.2	$\leq 7/8$	1.5	$1/16$	3.2	$1/8$		
25.4	1	3.2	$1/8$	3.2	$1/8$	0.75d	0
≥ 28.6	$\geq 1 1/8$	3.2	$1/8$	4.8	$3/16$		

¹ Cuando la longitud del agujero es menor que la máxima permisible (ver tabla 5.8), C_1 puede disminuirse en la mitad de la diferencia entre la longitud máxima permisible y la longitud real del agujero.

En las ecuaciones siguientes:

L_c distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde de un agujero y el borde del agujero adyacente o del material;

d diámetro nominal del tornillo;

F_u esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del material conectado; y

t grueso de la parte conectada crítica.

R_n se determina como sigue:

- a) Para un tornillo en una conexión con agujeros estándar, sobredimensionados o alargados cortos, independientemente de la dirección de la carga, o con agujeros alargados largos paralelos a la dirección de la fuerza de aplastamiento:

Si la deformación alrededor de los agujeros, bajo cargas de servicio, es una consideración de diseño,

$$R_n = 1.2L_c t F_u \leq 2.4d t F_u \quad (5.5)$$

Si no lo es

$$R_n = 1.5L_c t F_u \leq 3.0d t F_u \quad (5.6)$$

- b) Para un tornillo en una conexión con agujeros alargados largos perpendiculares a la línea de fuerza,

$$R_n = 1.0L_c t F_u \leq 2.0d t F_u \quad (5.7)$$

La resistencia total al aplastamiento de una conexión es igual a la suma de las resistencias al aplastamiento de los tornillos individuales que hay en ella.

5.4 Resistencia de diseño de ruptura

5.4.1 Ruptura por cortante

La resistencia de diseño correspondiente al estado límite de ruptura a lo largo de una trayectoria de falla por cortante, en los elementos afectados de los miembros conectados, es igual a $F_R F_n A_{nc}$, donde F_R se toma igual a 0.75, $F_n = 0.60F_u$, y A_{nc} es el área neta de corte a lo largo de la trayectoria de falla.

5.4.2 Ruptura por tensión

La resistencia de diseño correspondiente al estado límite de ruptura a lo largo de una trayectoria de falla por tensión, en los elementos afectados de los miembros conectados, es igual a $F_R F_n A_{nt}$, donde F_R se toma igual a 0.75, $F_n = F_u$, y A_{nt} es el área neta sujeta a tensión.

5.4.3 Resistencia de ruptura en bloque por cortante y tensión

En el estado límite de ruptura en bloque por cortante y tensión la resistencia es igual a la suma de las resistencias de ruptura en una o más trayectorias de cortante y la resistencia a la ruptura en tensión en un segmento perpendicular a ellas. Debe revisarse en los extremos de vigas en los que se haya cortado un patín para conectarlas, y en situaciones similares, como conexiones de miembros en tensión y placas de nudo.

Cuando se emplea la resistencia de ruptura en la sección neta para determinar la resistencia de un

segmento, en el perpendicular a él se utiliza el esfuerzo de fluencia en la sección total.

La resistencia por ruptura del bloque por cortante y tensión, $F_R R_n$, se determina como sigue:

a) Si $F_u A_{nt} \geq 0.60 F_u A_{nc}$

$$F_R R_n = F_R (0.6 F_y A_{tc} + F_u A_{nt}) \leq F_R (0.6 F_u A_{nc} + F_u A_{nt}) \quad (5.8)$$

b) Si $F_u A_{nt} < 0.60 F_u A_{nc}$

$$F_R R_n = F_R (0.6 F_u A_{nc} + F_y A_{tt}) \leq F_R (0.6 F_u A_{nc} + F_u A_{nt}) \quad (5.9)$$

donde

F_R se toma igual a 0.75;

A_{tt} área total sujeta a tensión;

A_{tc} área total sujeta a cortante;

A_{nt} área neta sujeta a tensión; y

A_{nc} área neta sujeta a cortante.

5.5 Elementos de conexión

Esta sección se aplica al diseño de elementos de conexión, como placas de nudo en armaduras, ángulos, ménsulas, y la zona común a los dos miembros en conexiones viga-columna.

5.5.1 Resistencia de diseño de elementos de conexión en tensión

La resistencia de diseño, $F_R R_n$, de elementos de conexión cargados estáticamente en tensión (por ejemplo, placas de nudo y de empalme) soldados, atornillados o remachados, es el valor más pequeño de los correspondientes a los estados límite de flujo plástico o ruptura en tensión, o de ruptura en bloque de cortante.

a) Cuando el elemento fluye en tensión, F_R se toma igual a 0.9, $R_n = A_t F_y$;

b) Cuando el elemento se fractura en tensión, F_R se toma igual a 0.75, $R_n = A_n F_u$, donde A_n es el área neta, que no debe tomarse mayor que $0.85 A_t$, y

c) Para ruptura en bloque de cortante, ver la sección 5.4.3.

5.5.2 Otros elementos de conexión

Se determinará la resistencia de diseño, $F_R R_n$, correspondiente al estado límite aplicable, que debe ser igual o mayor que la resistencia requerida. R_n es la resistencia nominal apropiada a la geometría y tipo de carga del elemento de conexión. Para flujo plástico por cortante,

$$R_n = 0.60 A_t F_y \quad (5.10)$$

donde F_R se toma igual a 0.9.

5.6 Empalmes

Las uniones entre tramos de vigas y trabes armadas realizadas por medio de soldaduras de penetración deben desarrollar la resistencia completa de la menor de las secciones empalmadas. Si se usan otros elementos de unión, las conexiones deberán desarrollar, cuando menos, la resistencia requerida para transmitir las fuerzas existentes en la sección donde se haga el empalme.

5.7 Resistencia de diseño por aplastamiento

La resistencia de diseño de superficies que transmiten fuerzas por aplastamiento de una en otra es $F_R R_n$, donde F_R se toma igual a 0.75 y R_n se define en seguida para varios casos.

a) Superficies cepilladas o con un acabado semejante.

Para superficies cepilladas, pasadores en agujeros escariados o barrenados, y extremos ajustados de atiesadores de apoyo:

$$R_n = 1.8 F_y A_a \quad (5.11)$$

b) Rodillos o mecedoras en apoyos libre

Si $d \leq 600$ mm

$$R_n = 1.2 (F_y - 88) l d / 20 \quad (5.12)$$

$$\left(R_n = 1.2 (F_y - 900) l d / 20 \right)$$

Si $d > 600$ mm

$$R_n = 29.4 (F_y - 88) l \sqrt{d} / 20 \quad (5.13)$$

$$\left(R_n = 9.3 (F_y - 900) l \sqrt{d} / 20 \right)$$

En las ecuaciones 5.11 a 5.13:

F_y menor de los esfuerzos de fluencia de los dos materiales en contacto, en MPa (kg/cm² en las expresiones en paréntesis);

A_a área de aplastamiento;

d diámetro del rodillo o la mecedora, en mm (cm en las expresiones en paréntesis); y

l longitud de aplastamiento, en mm (cm en las expresiones en paréntesis).

R_n se obtiene en N (kg en las expresiones en paréntesis).

5.8 Conexiones rígidas entre vigas y columnas

Las recomendaciones de esta sección son aplicables al diseño de conexiones entre vigas y columnas en estructuras del tipo 1, sección 1.5. Pueden ser soldadas o con tornillos de alta resistencia.

5.8.1 Definiciones

Se da el nombre de conexión al conjunto de elementos que unen cada miembro a la junta: placas o ángulos por patines o alma, soldaduras, tornillos.

Junta es la zona completa de intersección de los miembros; en la mayoría de los casos, esta zona es la parte de la columna, incluyendo atiesadores y placas de refuerzo del alma, cuando los haya, que queda comprendida entre los planos horizontales que pasan por los bordes superior e inferior de la viga de mayor peralte.

Las placas de refuerzo del alma de la columna pueden estar en contacto con ella o separadas; en el primer caso pueden ser sencillas, en un solo lado del alma, o dobles, en los dos lados; en el segundo caso deben ser dobles, colocadas a distancias iguales del alma.

5.8.2 Propiedades del material para determinar la resistencia requerida en juntas y conexiones cuyo diseño queda regido por combinaciones de carga que incluyen sismo

La resistencia requerida de una junta o conexión se determina utilizando el esfuerzo de fluencia esperado, F_{ye} , del miembro conectado:

$$F_{ye} = R_y F_y \quad (5.14)$$

donde R_y es un factor que tiene en cuenta que la resistencia de fluencia de los perfiles reales suele ser mayor que la mínima especificada.

Para perfiles laminados y barras, R_y se toma igual a 1.5 para acero NMX-B-254 (ASTM A36), y a 1.3 para acero NMX-B-284 con $F_y = 290$ MPa (2 950 kg/cm²) (ASTM A572 Grado 42); para perfiles laminados y

barras de otros aceros, como ASTM A992 y NMX-B-284 con $F_y = 345$ MPa (3 515 kg/cm²) (A572 Grado 50), y para placas, se toma igual a 1.1. Pueden usarse otros valores de R_y si F_{ye} se determina por medio de ensayos hechos de acuerdo con los requisitos del tipo de acero especificado.

5.8.2.1 Juntas atornilladas

Se diseñan como juntas de deslizamiento crítico, con tornillos de alta resistencia pretensionados; sin embargo, la resistencia de diseño puede calcularse como si los tornillos trabajasen por aplastamiento.

Los agujeros para los tornillos deben ser estándar o alargados cortos, con la dimensión mayor perpendicular a la línea de fuerza.

Las juntas y conexiones se configurarán de manera que el diseño quede regido por un estado límite de falla dúctil en los miembros que concurren en ellas.

No se permite utilizar tornillos en combinación con soldaduras en la misma superficie de falla.

5.8.2.2 Juntas soldadas

Si en algún entrepiso de la estructura las conexiones rígidas de las que depende la resistencia ante fuerzas sísmicas son menos del 50 por ciento de las conexiones entre vigas y columnas que hay en él, todas las soldaduras de penetración completa de ese entrepiso se harán con un metal de aportación con tenacidad no menor que 27.5 Joules (2.75 kgm) a una temperatura de 244 K (-29° C), determinada con un ensayo Charpy en V.

Cuando el número de conexiones rígidas es mayor que el indicado en el párrafo anterior, no es necesario cumplir el requisito indicado en él.

Si las conexiones rígidas en algún entrepiso son menos del 25 por ciento de las conexiones entre vigas y columnas que hay en él, o si cada una de las conexiones rígidas existentes contribuye en más del 30 por ciento a la resistencia total del entrepiso, su diseño se basará en los resultados de ensayos bajo cargas cíclicas que demuestren que la conexión puede desarrollar una rotación inelástica no menor de 0.03 radianes. Las conexiones reales se construirán utilizando materiales, configuraciones, procesos y métodos de control de calidad que se acerquen, tanto como sea posible, a los empleados en las juntas ensayadas.

Pueden utilizarse también conexiones documentadas en la literatura, que hayan demostrado poseer la capacidad de rotación mencionada arriba.

5.8.3 Condiciones de carga de diseño

Debe tenerse en cuenta si el diseño de las conexiones queda regido por cargas muertas y vivas únicamente, por cargas muertas, vivas y de viento, o por una combinación en la que intervenga el sismo.

5.8.4 Resistencia de las conexiones

5.8.4.1 Conexiones en cuyo diseño no interviene el sismo

Cuando en el diseño no interviene el sismo, la resistencia de la conexión de cada viga debe ser suficiente para transmitir, como mínimo, 1.25 veces las acciones internas de diseño que haya en el extremo de la viga, sin que sea necesario exceder la menor de las cantidades siguientes:

- a) La resistencia en flexión de la viga, teniendo en cuenta el efecto de la fuerza cortante.
- b) El momento requerido para producir, en el alma de la columna, una fuerza cortante igual a $0.85F_{yc}d_c t_c$, donde F_{yc} es el esfuerzo de fluencia del acero de la columna, y d_c y t_c son su peralte total y el grueso del alma.

La conexión del alma se diseña para transmitir la fuerza cortante. No es necesario retirar las placas de respaldo requeridas para efectuar las soldaduras a tope de los patines.

5.8.4.2 Conexiones en cuyo diseño interviene el sismo

Cuando el diseño queda regido por una condición de carga que incluye sismo, la resistencia de la conexión de cada viga será suficiente para transmitir el menor de los momentos siguientes:

- a) Un momento M_u igual, como mínimo, a $1.1R_y M_{pv}$, donde M_{pv} es el momento plástico nominal de la viga, y R_y corresponde al acero de la misma.
- b) El momento máximo que pueda ser transmitido por el sistema.

Cuando los patines de las vigas estén unidos a las columnas con soldaduras de penetración completa, éstas se harán en posición horizontal, con placas de

respaldo y de extensión; las placas de extensión se removerán en todos los casos, procurando no dañar ni la viga ni la columna, y reparándolas, de ser necesario, dándoles un acabado liso.

La placa de respaldo del patín inferior se removerá siempre; además, se limpiará la raíz de la soldadura, hasta descubrir metal sano, se resoldará, y se reforzará con una soldadura de filete.

La placa de respaldo del patín superior puede dejarse, pero si se hace así, debe colocarse una soldadura de filete, continua, entre su borde inferior y el patín de la columna, debajo de la soldadura de penetración completa. Si se quita, se procederá igual que con la placa del patín inferior.

El alma de la viga se conectará a la columna directamente, por medio de soldaduras que resistan la fuerza cortante en la viga y la porción del momento plástico de su sección que corresponda al alma, o a través de una placa vertical, que se unirá a la columna con soldaduras semejantes a las que se acaban de mencionar; en el segundo caso, la viga se unirá a la placa con soldaduras o tornillos de alta resistencia de resistencia adecuada.

No se permite el uso de soldaduras de penetración parcial ni de filete en la unión de patines o placas horizontales con la columna

En cualquier caso, sea que en la condición de diseño intervenga o no el sismo, la unión entre viga y columna puede hacerse por medio de placas horizontales colocadas encima del patín superior de la viga, y debajo del inferior, tomando todas las medidas y cuidados mencionados arriba.

Para permitir la colocación de la placa de respaldo en el patín superior, y soldar el patín inferior completo, incluyendo la parte que se une con el alma, se harán agujeros de acceso, de dimensiones adecuadas, en el alma de la viga, cuidando que no sean mayores que lo necesario.

5.8.5 Placas de continuidad (atiesadores horizontales en la columna)

Cuando el diseño queda regido por una condición de carga que incluye sismo, deben colocarse placas de continuidad (atiesadores horizontales en los dos lados del alma de la columna) que satisfagan los requisitos que se mencionan a continuación.

Si las conexiones se hacen soldando directamente a la columna los patines o las placas horizontales, las

placas de continuidad deben transmitir las fuerzas de los patines de la viga al alma, o almas, de la columna; el grueso y ancho total de las placas de continuidad no serán menores que los del patín de la viga o de la placa horizontal.

La unión entre las placas de continuidad y las caras interiores de los patines de la columna se hará con soldaduras de penetración, o con filetes colocados en los dos lados de la placa, que tendrán una resistencia de diseño no menor que la del área de contacto de la placa con los patines de la columna.

Las soldaduras entre las placas de continuidad y el alma de la columna tendrán una resistencia de diseño al corte no menor que la más pequeña de las cantidades siguientes:

- La suma de las resistencias de diseño de las uniones entre las placas de continuidad y los patines de la columna.
- La resistencia de diseño al cortante del área de contacto de la placa con el alma de la columna.
- La resistencia de diseño al cortante del alma de la columna en la junta.
- La fuerza que transmite el atiesador.

Las placas de continuidad deben dimensionarse de manera que no fallen por pandeo local; para ello, deben satisfacer los requisitos de la sección 2.3.

5.8.6 Revisión de los patines y del alma de la columna frente a los patines (o placas horizontales) de la viga

Deben satisfacerse las condiciones siguientes:

- Frente al patín en tensión de la viga. Deben satisfacerse las condiciones indicadas en las secciones 3.7.2 y 3.7.3.
- Frente al patín comprimido de la viga. Deben satisfacerse las condiciones indicadas en las secciones 3.7.3 y 3.7.6.

Ha de tenerse en cuenta que los momentos en los extremos de las columnas, debidos a viento o sismo, pueden cambiar de signo.

Las acciones de diseño con las que se comparan las resistencias determinadas de acuerdo con las secciones 3.7.2, 3.7.3 y 3.7.6 son:

- Cuando el diseño queda regido por cargas muertas y vivas únicamente, o por cargas muertas, vivas y de viento, la fuerza transmitida por el patín o la placa de conexión, producida por las acciones de diseño multiplicadas por 1.25, sin exceder la correspondiente a la resistencia máxima en flexión de la viga.
- Cuando en la combinación de cargas de diseño interviene el sismo, el menor de los valores $1.1R_y M_{pv}/d_v$ y $1.1R_y A_p F_{yv}$, donde M_{pv} es el momento plástico resistente de la viga, d_v su peralte, A_p y F_{yv} el área y el esfuerzo de fluencia del patín de la viga, o de la placa horizontal, que transmite la fuerza a la columna.

En conexiones en cuyo diseño no interviene el sismo, deben satisfacerse los requisitos de la sección 3.7.8.

5.8.7 Revisión del alma de la columna

Las almas de las vigas conectadas a los patines de las columnas de sección H deben estar en el mismo plano que el alma de la columna.

- La resistencia al cortante del alma de la columna en la junta, calculada como se indica a continuación, debe ser suficiente para resistir las fuerzas cortantes horizontales producidas por las acciones de diseño indicadas en los incisos 5.8.6.c y 5.8.6.d, sin exceder de $0.8 \sum R_y M_p$ de las vigas que conectan con los patines de la columna.

La resistencia nominal R_v del alma de la columna se determina con la que sea aplicable de las ecuaciones 3.99 y 3.100 de la sección 3.7.7, y la resistencia de diseño es $F_R R_v$, donde F_R se toma igual a 0.75.

En el grueso del alma se incluyen las placas adosadas a ella, cuando las haya.

- La suma del peralte más el ancho de la zona del alma de la columna comprendida en la junta, dividida entre su grueso, no debe exceder de 90. En este cálculo, el grueso sólo incluye las placas adosadas al alma de la columna cuando están ligadas a ella con soldaduras de tapón, que impiden el pandeo de las placas aisladas.
- Las placas de refuerzo del alma de la columna se sueldan a los patines de ésta con soldaduras de penetración completa, o con soldaduras de filete que desarrollen la resistencia de la placa al cortante. Cuando están adosadas al alma, debe colocarse soldadura suficiente, en sus bordes superior e inferior, para transmitir al alma la

fuerza total en las placas. Si están separadas del alma de la columna, deben ser dos, simétricas respecto al alma, unidas a las placas de continuidad con soldadura suficiente para transmitirles la fuerza total que hay en ellas.

5.8.8 Patines de las vigas

En las regiones donde se formarán articulaciones plásticas no se permiten cambios bruscos en el área de los patines de las vigas, ni tampoco agujeros para tornillos, a menos que el cociente F_y/F_u sea menor que 0.67.

5.8.9 Vigas conectadas al alma de la columna

Cuando las vigas lleguen al alma de la columna, será necesario que ésta reciba también vigas en los dos o, al menos, en uno de sus patines. La viga o vigas que lleguen al alma se conectarán, en los dos patines, por medio de placas horizontales que sirvan, al mismo tiempo, como atiesadores de la columna, por lo que, de preferencia, estarán al mismo nivel que los patines o las placas horizontales de conexión de la viga o vigas que se apoyan en los patines de la columna.

Si la columna recibe una sola viga por el alma, el otro lado de ésta se rigidizará adecuadamente.

5.8.10 Relación entre los momentos en vigas y columnas

Cuando en el diseño intervienen las acciones sísmicas, en las juntas debe satisfacerse la relación siguiente:

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pv}^*} > 1.0 \quad (5.15)$$

donde

ΣM_{pc}^* suma de los momentos en las dos columnas que concurren en la junta, determinada en la intersección de los ejes de vigas y columnas; se obtiene sumando las proyecciones, en el eje de las vigas, de las resistencias nominales en flexión de las dos columnas, reducidas por fuerza axial. Cuando los ejes de las vigas que llegan a la junta no coinciden, se utiliza la línea media entre ellos.

Puede tomarse $\Sigma M_{pc}^* = \Sigma Z_c (F_{yc} - P_{uc}/A_c)$,

ΣM_{pv}^* suma de los momentos en la viga, o vigas, que concurren en la junta, determinada en la intersección de los ejes de vigas y columnas; se obtiene sumando las proyecciones, en el eje de las columnas, de las resistencias nominales en flexión de las vigas en los puntos en los que se forman las articulaciones plásticas.

$\Sigma M_{pv}^* = \Sigma (1.1R_y M_{pv} + M_v)$, donde M_v es el momento adicional que se obtiene multiplicando la fuerza cortante en la articulación plástica por la distancia de ésta al eje de la columna.

En las expresiones anteriores,

A_c y Z_c área total y módulo de sección plástico de la columna, respectivamente;

P_{uc} fuerza axial de compresión de diseño en ella (un número positivo); y

F_{yc} esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la misma.

La condición dada por la ec. 5.15 no se aplica a edificios de un solo piso ni al nivel superior de edificios altos.

5.9 Uniones con estructuras de concreto

5.9.1 Bases de columnas y aplastamiento en concreto

Deben tomarse todas las medidas necesarias para asegurar una transmisión correcta de cargas y momentos de las columnas a los cimientos de concreto en los que se apoyan.

Los valores de diseño en las áreas de aplastamiento son $F_R P_p$, donde F_R se toma igual a 0.6 y P_p vale:

Cuando la carga está aplicada sobre el área total del apoyo de concreto, A_t ,

$$P_p = 0.85 f_c' A_t \quad (5.16)$$

Cuando la carga está aplicada sobre un área menor que la total del apoyo de concreto

$$P_p = 0.85 f_c' A_t \sqrt{A_2 / A_1} \quad (5.17)$$

donde

f_c' esfuerzo de ruptura en compresión del concreto;

A_1 área de contacto; y

A_2 área de la figura de mayor tamaño, semejante al área de contacto y concéntrica con ella, que puede inscribirse en la superficie de concreto que recibe la carga.

$$\sqrt{A_2 / A_1} \leq 2.$$

5.9.2 Anclas e insertos

Se tomarán las medidas necesarias para que la estructura de concreto resista las cargas transmitidas por las anclas o insertos metálicos con un factor de seguridad adecuado para que la resistencia de diseño de las anclas o insertos no se vea disminuida por fallas locales o generalizadas de la estructura de soporte. El diseño de ésta se hará de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

Las anclas se diseñarán para transmitir las fuerzas cortantes que aparezcan en las bases de las columnas, a menos que se utilicen otros mecanismos de transmisión; también deberán transmitir a la estructura de soporte todas las fuerzas de tensión, incluyendo las que resulten de momentos debidos al empotramiento completo o parcial de las columnas.

El diseño de los elementos de acero estructural del inserto se hará de acuerdo con estas Normas.

Los pernos y barras que se utilicen como anclas, y que deban transmitir fuerzas de tensión, estarán ahogados en el concreto una longitud suficiente, y/o tendrán placas de anclaje en el extremo, para transmitir la fuerza de diseño al concreto por adherencia, cortante, aplastamiento, o una combinación de varios de esos efectos.

Las fuerzas cortantes se transmitirán del inserto al concreto por medio de pernos de cortante o por cortante-fricción.

Cuando se suelden elementos a insertos ya instalados, que estén en contacto con el concreto, se tomarán las precauciones necesarias para evitar una expansión térmica excesiva del inserto, que pueda ocasionar descascaramiento o agrietamiento del concreto o esfuerzos excesivos en las anclas del inserto.

El anclaje a estructuras de concreto puede hacerse por medio de elementos postensados de acero de alta resistencia. El material y los requisitos de diseño

de los elementos de acero de alta resistencia y de sus anclajes y accesorios, así como los procedimientos de fabricación e instalación, estarán de acuerdo con las especificaciones de los códigos aplicables.

6. ESTRUCTURAS DÚCTILES

En este capítulo se indican los requisitos mínimos que deberán cumplirse para que puedan adoptarse valores del factor de comportamiento sísmico Q mayores o iguales que 2, de acuerdo con el Capítulo 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. También se abarcan algunos casos que no están incluidos en ese Capítulo 5.

Las estructuras que satisfagan los requisitos señalados en este capítulo podrán diseñarse con el factor de comportamiento sísmico indicado en la tabla 6.1. Para sistemas estructurales diferentes a los indicados en la tabla, se deberá presentar a la Administración un estudio en el que se soporte el valor del factor de comportamiento sísmico utilizado.

Tabla 6.1 Factores de comportamiento sísmico Q

Sistema estructural	Descripción	Factor de comportamiento sísmico, Q
a) Edificios industriales	Edificios con marcos rígidos en una dirección (X), y contraventeados con diagonales que trabajan exclusivamente a tensión en la dirección ortogonal (Y).	$Q_x \geq 2$ ⁽¹⁾ $Q_y = 1$
	Edificios con marcos rígidos en una dirección (X), y contraventeados con diagonales que pueden trabajar en tensión o compresión en la dirección ortogonal (Y).	$Q_x \geq 2$ ⁽¹⁾ $Q_y = 1.5$
b) Sistemas contraventeados	Contraventeo excéntrico.	4
	Contraventeo concéntrico dúctil.	3
	Contraventeo concéntrico con ductilidad normal.	2

c) Marcos rígidos ²	Marcos rígidos de acero con ductilidad alta.	4 ó 3
	Marcos rígidos de acero con ductilidad reducida.	2

¹ Quedará a juicio del diseñador, el demostrar que pueden utilizarse valores de Q mayores que 2.

² Ver la sección 6.1.5 para marcos dúctiles con vigas de alma abierta (armaduras).

6.1 Requisitos generales

En los casos en que la estructura está formada por una combinación de marcos rígidos y muros o contravientos, cada uno de los marcos que componen la estructura deberá diseñarse para resistir no menos del 50 por ciento de la fuerza lateral que le correspondería si estuviera aislado. Este porcentaje es aplicable también a los marcos con contravientos excéntricos.

6.1.1 Materiales

La gráfica esfuerzo de tensión–deformación del acero empleado deberá tener una zona de cedencia (deformación creciente con esfuerzo prácticamente constante) correspondiente a un alargamiento máximo no menor de uno por ciento, seguida de una zona de endurecimiento por deformación. El alargamiento correspondiente al esfuerzo de ruptura no deberá ser menor de 20 por ciento.

6.1.2 Miembros en flexión

Se considerará un miembro en flexión cuando trabaja predominantemente a esta solicitación, y la fuerza axial no excede de $0.1P_y$, donde $P_y = A F_y$.

6.1.2.1 Requisitos geométricos

El claro libre de las vigas no será menor que cinco veces el peralte de la sección transversal, ni el ancho de sus patines mayor que el ancho del patín o el peralte de la columna a la cual se conectan.

El eje de las vigas no deberá separarse horizontalmente del eje de las columnas más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga.

Las secciones transversales deberán tener dos ejes de simetría, uno vertical, en el plano en que actúan las cargas gravitacionales, y otro horizontal. Cuando se utilicen cubreplacas en los patines para aumentar la resistencia del perfil, deben conservarse los dos ejes de simetría.

Si las vigas están formadas por placas soldadas, la soldadura entre almas y patines debe ser continua en toda la longitud de la viga, y en las zonas de formación de articulaciones plásticas debe ser capaz de desarrollar la resistencia total en cortante de las almas.

Cuando se empleen vigas de resistencia variable, ya sea por adición de cubreplacas en algunas zonas o porque su peralte varíe a lo largo del claro, el momento resistente no será nunca menor, en ninguna sección, que la cuarta parte del momento resistente máximo, que se tendrá en los extremos.

En estructuras soldadas deben evitarse los agujeros, siempre que sea posible, en las zonas de formación de articulaciones plásticas. En estructuras atornilladas o remachadas, los agujeros que sean necesarios en la parte del perfil que trabaje en tensión se punzonarán a un diámetro menor y se agrandarán después, hasta darles el diámetro completo, con un taladro o escarificador. Este mismo procedimiento se seguirá en estructuras soldadas, si se requieren agujeros para montaje o por algún otro motivo.

No se harán empalmes de ningún tipo, en la viga o en sus cubreplacas, en las zonas de formación de articulaciones plásticas.

Para los fines de los dos párrafos anteriores, se considerará que las articulaciones plásticas tienen una longitud igual a un peralte, en los extremos de las vigas, y a dos peraltes, medidos uno a cada lado de la sección teórica en la que aparecerá la articulación plástica, en zonas intermedias.

En aceros cuyo esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión, F_u , es menor que 1.5 veces el esfuerzo de fluencia mínimo garantizado, F_y , no se permitirá la formación de articulaciones plásticas en zonas en que se haya reducido el área de los patines, ya sea por agujeros para tornillos o por cualquier otra causa.

6.1.2.2 Requisitos para fuerza cortante

Los elementos que trabajan principalmente en flexión se dimensionarán de manera que no se presenten fallas por cortante antes de que se formen las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso. Para ello la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del miembro entre las secciones en que se forman las articulaciones plásticas, en las que se supondrá que actúan

momentos del mismo sentido y de magnitudes iguales a los momentos plásticos resistentes del elemento en esas secciones, sin factores de reducción, y evaluados tomando el esfuerzo de fluencia del material igual a $1.1F_{ye}$ (sección 5.3.2). Al plantear la ecuación de equilibrio para calcular la fuerza cortante se tendrán en cuenta las cargas transversales que obran sobre el miembro, multiplicadas por el factor de carga.

Como opción, se permite hacer el dimensionamiento tomando como base las fuerzas cortantes de diseño obtenidas en el análisis, pero utilizando un factor de resistencia F_R igual a 0.7, en lugar de 0.9 especificado en la sección 3.3.3.

Las articulaciones plásticas se forman, en la mayoría de los casos, en los extremos de los elementos que trabajan en flexión. Sin embargo, hay ocasiones, frecuentes en las vigas de los niveles superiores de los edificios, en que una de ellas se forma en la zona central del miembro. Cuando esto suceda, la fuerza cortante debe evaluarse teniendo en cuenta la posición real de la articulación plástica.

6.1.2.3 Contraventeo lateral

Deben soportarse lateralmente todas las secciones transversales de las vigas en las que puedan formarse articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso. Además, la distancia entre cada una de estas secciones y la siguiente sección soportada lateralmente no será mayor que $0.086r_y (E/F_y)$. Este requisito se aplica a un solo lado de la articulación plástica cuando ésta se forma en un extremo de la viga, y a ambos lados cuando aparece en una sección intermedia. La expresión anterior es válida para vigas de sección transversal I o H, flexionadas alrededor de su eje de mayor momento de inercia.

En zonas que se conservan en el intervalo elástico al formarse el mecanismo de colapso la separación entre puntos no soportados lateralmente puede ser mayor que la indicada en el párrafo anterior, pero no debe exceder de L_u , calculada de acuerdo con la sección 3.3.2.2.

Los elementos de contraventeo proporcionarán soporte lateral, directo o indirecto, a los dos patines de las vigas. Cuando el sistema de piso proporcione soporte lateral al patín superior, el desplazamiento lateral del patín inferior puede evitarse por medio de atiesadores verticales de rigidez adecuada, soldados a los dos patines y al alma de la viga.

6.1.3 Miembros flexocomprimidos

6.1.3.1 Requisitos geométricos

Si la sección transversal es rectangular hueca, la relación de la mayor a la menor de sus dimensiones exteriores no debe exceder de 2.0, y la dimensión menor será mayor o igual que 200 mm.

Si la sección transversal es H, el ancho de los patines no será mayor que el peralte total, la relación peralte–ancho del patín no excederá de 1.5, y el ancho de los patines será de 200 mm o más. Sin embargo, se permite el uso de perfiles laminados que no cumplen rigurosamente estas condiciones.

La relación de esbeltez máxima de las columnas no excederá de 60.

6.1.3.2 Resistencia mínima en flexión

La resistencia en flexión de las columnas que concurren en un nudo debe satisfacer las condiciones dadas por la ec. 5.15 de la sección 5.8.10, con las excepciones que se indican en esta sección.

Como una opción, se permite hacer el dimensionamiento tomando como base los elementos mecánicos de diseño obtenidos en el análisis, pero reduciendo el factor de resistencia F_R utilizado en flexocompresión de 0.9 a 0.7.

6.1.3.3 Requisitos para fuerza cortante

Los elementos flexocomprimidos se dimensionarán de manera que no fallen prematuramente por fuerza cortante. Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del miembro, considerando su longitud igual a la altura libre y suponiendo que en sus extremos obran momentos del mismo sentido y de magnitud igual a los momentos máximos resistentes de las columnas en el plano en estudio, que valen $Z_c(F_{yc} - f_a)$.

Cuando las columnas se dimensionen por flexocompresión con el procedimiento optativo de la sección 6.1.3.2, la revisión por fuerza cortante se realizará con la fuerza de diseño obtenida en el análisis pero utilizando un factor de resistencia de 0.7.

6.1.4 Uniones viga–columna

Las uniones viga–columna deben satisfacer las recomendaciones de la sección 5.8, con las

modificaciones pertinentes cuando las columnas sean de sección transversal rectangular hueca.

6.1.4.1 Contraventeo

Si en alguna junta de un marco dúctil no llegan vigas al alma de la columna, por ningún lado de ésta, o si el peralte de la viga o vigas que llegan por alma es apreciablemente menor que el de las que se apoyan en los patines de la columna, éstos deberán ser soportados lateralmente al nivel de los patines inferiores de las vigas.

6.1.5 Vigas de alma abierta (armaduras)

En esta sección se indican los requisitos especiales que deben satisfacerse cuando se desea emplear vigas de alma abierta (armaduras) en marcos dúctiles. Deben cumplirse, además, todas las condiciones aplicables de este capítulo.

Podrá adoptarse un factor de comportamiento sísmico, $Q = 3$, en edificios de no más de tres pisos o 12 m de altura total, y en el último entrepiso de cualquier edificio. En todos los demás, deberá utilizarse $Q = 2$.

Las armaduras pueden usarse como miembros horizontales en marcos dúctiles, si se diseñan de manera que la suma de las resistencias en flexión ante fuerzas sísmicas de las dos armaduras que concurren en cada nudo intermedio sea igual o mayor que 1.25 veces la suma de las resistencias en flexión ante fuerzas sísmicas de las columnas que llegan al nudo; esta resistencia debe calcularse con el esfuerzo de fluencia esperado de la columna, F_{ye} . En nudos extremos, el requisito anterior debe ser satisfecho por la única armadura que forma parte de ellos.

Además, deben cumplirse las condiciones siguientes:

- Los elementos de las armaduras que trabajan en compresión o en flexocompresión, sean cuerdas, diagonales o montantes, se diseñarán con un factor de resistencia, F_R , igual a 0.7. Al determinar cuales elementos trabajan en compresión, habrán de tenerse en cuenta los dos sentidos en que puede actuar el sismo.
- Las conexiones entre las cuerdas de las armaduras y las columnas deben ser capaces de desarrollar la resistencia correspondiente a 1.2 la resistencia calculada de las cuerdas.
- En edificios de más de un piso, el esfuerzo en las columnas producido por las fuerzas axiales de

diseño no será mayor de $0.3F_y$, y la relación de esbeltez máxima de las columnas no excederá de 60.

6.2 Requisitos adicionales para sistemas estructurales comunes

6.2.1 Marcos rígidos con ductilidad alta

Los marcos rígidos dúctiles tienen la capacidad de formar articulaciones plásticas donde sean necesarias, de preferencia en miembros a flexión, y mantener su resistencia en dichas articulaciones. Estas estructuras deberán satisfacer los requisitos adicionales indicados en esta sección.

Las trabes, columnas y uniones viga–columna deberán ser diseñadas y arriostradas para soportar deformaciones plásticas importantes, a menos que se pueda demostrar que el elemento considerado permanecerá en el intervalo elástico mientras uno o varios elementos del nudo experimentan deformaciones plásticas importantes.

Se deberá considerar que un elemento que experimenta deformaciones plásticas importantes ejerce una fuerza en el nudo correspondiente a su esfuerzo de fluencia esperado, F_{ye} .

6.2.1.1 Trabes

Las secciones transversales de las vigas deberán ser tipo 1. Sin embargo, se permite que la relación

ancho/grueso del alma llegue hasta $3.71 \sqrt{E/F_y}$ si en las zonas de formación de articulaciones plásticas se toman las medidas necesarias (reforzando el alma mediante atiesadores transversales o placas adosadas a ella, soldadas adecuadamente) para impedir que el pandeo local se presente antes de la formación del mecanismo de colapso.

Deberá tenerse en cuenta la contribución de la losa cuando trabaja en acción compuesta con las vigas, para calcular la resistencia a flexión de las mismas, o las fuerzas producidas por ellas.

No deberán existir cambios importantes o abruptos en la sección transversal de las vigas en las zonas de formación de articulaciones plásticas.

6.2.1.2 Columnas

Las secciones de las columnas deberán ser tipo 1 cuando sean los elementos críticos en un nudo; de lo contrario, podrán ser de tipo 1 ó 2. Todas las

columnas deberán estar arriostradas lateralmente. Para estructuras del grupo A, localizadas en las zonas II o III, las columnas deberán tener una carga axial factorizada no mayor de $0.3A_t F_y$, para cualquier combinación sísmica.

Las uniones entre tramos de columnas, efectuadas con soldadura de penetración completa, deberán localizarse a una distancia no menor de $L/4$, ni de un metro, de las uniones viga–columna; L es la altura libre de la columna.

6.2.1.3 Uniones viga–columna

Deberán satisfacerse todos los requisitos aplicables de la sección 5.8.

6.2.2 Marcos rígidos con ductilidad reducida

Los marcos rígidos con ductilidad reducida podrán resistir deformaciones inelásticas limitadas cuando se vean sometidos a las fuerzas que resulten de un movimiento sísmico intenso; para ello, deberán cumplir con los requisitos que se establecen a continuación.

6.2.2.1 Uniones viga–columna

Las conexiones viga–columna se harán por medio de soldadura o tornillos de alta resistencia; pueden ser tipo 1 o “parcialmente restringidas”, y deberán satisfacer los requisitos de la sección 1.5.

- a) Cuando los marcos sean del tipo 1, se cumplirán todos los requisitos aplicables de la sección 5.8, con las modificaciones siguientes:
 - 1) El momento M_u de la sección 5.8.4.2 debe ser igual, como mínimo, a M_{pv} ;
 - 2) La rotación inelástica que se indica en la sección 5.8.2.2 puede reducirse a 0.02 radianes.
- b) Se permitirá el uso de conexiones parcialmente restringidas cuando se cumplan los requisitos siguientes, además de los indicados en la sección 1.5.
 - 1) Las conexiones suministran la resistencia de diseño especificada en el inciso 6.2.2.1.a;
 - 2) La resistencia nominal a la flexión de la conexión es igual o mayor que el 50 por ciento del más pequeño de los momentos plásticos nominales de la viga o columna conectadas.

- 3) La conexión deberá demostrar una capacidad de rotación adecuada, mediante pruebas cíclicas con deformaciones angulares correspondientes a la deformación lateral relativa del entrepiso.
- 4) En el diseño se tendrán en cuenta la rigidez y resistencia de las conexiones, y se incluirá el efecto de la estabilidad global.

6.2.2.2 Requisitos para fuerza cortante

Se cumplirán los requisitos de la sección 6.1.2.2, con las modificaciones siguientes:

En conexiones rígidas, los momentos en las articulaciones plásticas de las vigas se tomarán iguales a $F_y Z_{yv}$.

En conexiones parcialmente restringidas, los momentos en los extremos se tomarán iguales a los momentos máximos que resistan las conexiones.

6.2.3 Marcos con contraventeo concéntrico dúctil

Los marcos con contraventeo concéntrico dúctil tienen la capacidad de disipar energía mediante fluencia de las diagonales o de sus conexiones. Los marcos de este tipo deberán satisfacer, además, los requisitos específicos indicados en esta sección.

6.2.3.1 Sistema de contraventeo

Las diagonales deberán orientarse de tal forma que, para cualquier dirección y sentido del sismo, en cada nivel y en cada marco al menos 30 por ciento de la fuerza cortante que le corresponde sea tomada por las diagonales en tensión, y al menos 30 por ciento por las diagonales en compresión. No es necesario cumplir esta condición cuando la suma de las resistencias nominales de las diagonales comprimidas es mayor que la resistencia total requerida, correspondiente a la condición de carga utilizada para el diseño.

En marcos con contraventeo concéntrico no se permite usar:

- a) Diagonales en “V”, conectadas en un solo punto, y en un solo lado, cercano a la zona central de la trabe, a menos que se cumplan los requisitos de la sección 6.2.3.4.
- b) Diagonales en “K”, conectadas en un solo punto y en un solo lado de la columna.

6.2.3.2 Diagonales de contraventeo

Todas las secciones utilizadas en las diagonales serán tipo 1 (sección 2.3). Su relación de esbeltez

efectiva, KL/r , no será mayor que $5.88\sqrt{E/F_y}$.

En diagonales armadas, la relación de esbeltez de los elementos que las conforman no será mayor de la mitad de la relación de esbeltez del elemento armado.

La resistencia al corte de los elementos de sujeción será, como mínimo, igual a la resistencia de diseño en tensión de cada una de las barras que unen. Su separación será uniforme, y se emplearán, como mínimo, dos elementos de sujeción. En el cuarto central de la diagonal no se permite utilizar elementos de sujeción atornillados.

6.2.3.3 Conexiones de las diagonales de contraventeo

Deberán minimizarse las excentricidades.

a) Resistencia requerida. Las conexiones de diagonales de estructuras ubicadas en las zonas II y III deberán tener una resistencia no menor que la más pequeña de las siguientes:

- 1) La resistencia nominal en tensión del elemento de contraventeo, calculada como $R_y F_y A$.
- 2) La fuerza máxima, indicada por el análisis, que puede ser transmitida a la diagonal.

b) Resistencia en tensión. La resistencia de diseño en tensión de los elementos de contraventeo y sus conexiones, basada en los estados límite de fractura en la sección neta (inciso 3.1.2.b) y de ruptura en bloque por cortante y tensión (sección 5.4.3), será igual o mayor que la resistencia requerida determinada en el inciso 6.2.3.3.a.

c) Resistencia en flexión. En la dirección en la que, de acuerdo con el análisis, se pandeará la diagonal, la resistencia de diseño en flexión de la conexión será igual o mayor que la resistencia nominal esperada en flexión del contraventeo alrededor del eje de pandeo, $1.1R_y M_p$.

d) En el diseño de las placas de conexión deben considerarse sus posibles formas de pandeo.

6.2.3.4 Consideraciones especiales para la configuración de las diagonales

a) Los contraventeos en V y en V invertida deben satisfacer los requisitos siguientes:

- 1) Las vigas interceptadas por contravientos deben ser continuas entre columnas.
- 2) Las vigas interceptadas por contravientos deben diseñarse para que resistan los efectos de todas las cargas tributarias, muertas y vivas, suponiendo que el contraventeo no existe.
- 3) Las vigas interceptadas por contravientos deben diseñarse para que resistan los efectos de las cargas verticales, muertas y vivas, más una carga vertical aplicada por las diagonales, calculada considerando una fuerza mínima igual a P_y en la diagonal en tensión y una fuerza máxima de $0.3F_c R_c$ en la comprimida.
- 4) Los patines superior e inferior de las vigas, en el punto de intersección de las diagonales de contraventeo, deben diseñarse para que soporten una fuerza lateral igual a dos por ciento de la resistencia nominal del patín, igual al producto de su área por F_y .

6.2.4 Marcos con contraventeo concéntrico con ductilidad normal

Son aquellos en los que las diagonales de contraviento pueden resistir fuerzas de tensión y compresión importantes, mientras permiten deformaciones inelásticas moderadas en sus miembros y conexiones, bajo la acción de eventos sísmicos intensos.

6.2.4.1 Diagonales de contraventeo

Todas las secciones utilizadas en las diagonales serán tipo 1 (sección 2.3).

- a) Su relación de esbeltez efectiva, KL/r , no será mayor que $4.23\sqrt{E/F_y}$, excepto cuando se trate de edificios de uno o dos pisos, en los cuales no se restringe esta relación.
- b) La resistencia requerida en compresión de un miembro de contraventeo no excederá de $0.8F_R R_c$.

c) Deben cumplirse las condiciones indicadas en el primer párrafo de la sección 6.2.3.1.

d) En diagonales armadas, el primer punto de sujeción entre los elementos componentes, a los lados del punto central de la diagonal, se diseñará para transmitir una fuerza igual al 50 por ciento de la resistencia nominal de uno de los componentes al adyacente. Por lo menos habrá dos puntos de sujeción, equidistantes del centro de la diagonal.

6.2.4.2 Conexiones de las diagonales de contraventeo

Se cumplirán los requisitos indicados en la sección 6.2.3.3.

6.2.4.3 Consideraciones especiales para la configuración de las diagonales

Los contraventeos en V y en V invertida deben satisfacer los requisitos de los incisos 6.2.3.4.a.1, 6.2.3.4.a.2 y 6.2.3.4.a.4.

Además, la resistencia de diseño de los contraventeos será, por lo menos, 1.5 veces la resistencia requerida correspondiente a las combinaciones de cargas de diseño.

6.2.5 Marcos dúctiles con contraventeos excéntricos

En los marcos con contraventeos excéntricos, por lo menos uno de los extremos de cada miembro en diagonal se conecta a una viga a una distancia pequeña del extremo de la viga que se une a la columna del marco o, en sistemas con diagonales en V o en V invertida, las dos diagonales se unen a la parte central de la viga dejando, entre ellas, una distancia pequeña.

Si el proporcionamiento geométrico de los elementos del marco es tal que les permite admitir amplias deformaciones inelásticas antes de sufrir pandeos locales, fracturas por resistencia, o problemas de inestabilidad global, el comportamiento del marco es muy dúctil. La rigidez lateral de este tipo de marcos es proporcionada principalmente por la rigidez axial de las diagonales.

Al segmento de viga comprendido entre la conexión de la diagonal a la viga y la conexión de la viga a la columna, o entre las conexiones de las dos diagonales, suele llamarse “eslabón de cortante”, porque en la mayoría de los casos se diseña para

que fluya plásticamente en cortante, aunque en ocasiones puede fluir en flexión.

Los requisitos para que los marcos dúctiles con contraventeos excéntricos tengan un comportamiento adecuado bajo acciones sísmicas importantes se establecen en la literatura especializada.

6.2.6 Bases de columnas

En todos los marcos que se diseñen con un factor de comportamiento sísmico mayor que 2.0 deben tomarse las medidas necesarias para que puedan formarse articulaciones plásticas en las bases de las columnas o en su unión con la cimentación.

7. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Se proporcionan aquí guías para el diseño que tienen en cuenta consideraciones de servicio que no aparecen en otras partes de esta especificación.

Los requisitos generales de diseño correspondientes a estados límite de servicio se incluyen en el Título Sexto del Reglamento. Los valores de los parámetros que aseguran un comportamiento adecuado desde el punto de vista de servicio, como pueden ser flechas máximas o períodos de vibración, deben escogerse teniendo en cuenta el uso que se dará a la estructura.

Los estados límite de servicio se revisan utilizando las cargas de servicio, o de trabajo, que corresponden a cada uno de ellos.

7.1 Contraflechas

Cuando haya requisitos relativos a las contraflechas de los elementos estructurales, que sean necesarios para lograr un ajuste adecuado con otros elementos de la construcción, como pueden ser cancelas, muros de relleno, parapetos o recubrimientos de fachada, esos requisitos deberán indicarse en los documentos referentes al diseño y construcción.

Cuando no se especifique ninguna contraflecha en los dibujos de detalle de vigas o armaduras, éstas se fabricarán y montarán de manera que las pequeñas contraflechas debidas a laminado o armado en el taller queden hacia arriba, en la estructura montada.

7.2 Expansiones y contracciones

Los cambios de dimensiones de las estructuras y de los elementos que las componen, producidos por variaciones de temperatura y otros efectos, serán tales que no perjudiquen el comportamiento de la

estructura, en condiciones de servicio. Cuando sea necesario, se dispondrán juntas constructivas y se diseñarán los elementos no estructurales de manera que puedan absorber, sin daños, esos cambios de dimensiones.

7.3 Deflexiones, vibraciones y desplazamientos laterales

Las deformaciones de los elementos estructurales y sus combinaciones, producidas por cargas de trabajo, serán tales que no perjudiquen el comportamiento de la estructura, en condiciones de servicio.

a) Deflexiones

Las deflexiones transversales de elementos estructurales y sus combinaciones, incluyendo pisos, techos, muros divisorios y fachadas, producidas por cargas de trabajo, no deben exceder los valores máximos permisibles.

En el Título Sexto del Reglamento se proporcionan algunos de estos valores máximos, y las tablas 7.1 y 7.2. contienen información adicional, relativa a edificios industriales, bodegas, y otras construcciones semejantes, con estructura de acero.

Tabla 7.1 Desplazamientos verticales máximos permisibles en elementos estructurales

Elemento	Carga	Desplazamiento máximo
Miembros que soportan cubiertas de techo rígidas.	CV ¹	L/240
Miembros que soportan cubiertas de techo flexibles.	CV ¹	L/180
Trabes carril para grúas.		Ver tabla 7.2

¹ Carga viva.

Tabla 7.2 Desplazamientos máximos permisibles en trabes carril y edificios que soportan grúas

Elemento	Carga	Desplazamiento máximo
----------	-------	-----------------------

a) Desplazamientos verticales

Trabe carril		
Grúa colgada o monorriel, clase A, B o C.	Carga vertical de la grúa (sin impacto)	L/450 ¹
Grúa de puente		
Clase A, B o C	Carga vertical de la grúa (sin impacto)	L/600 ¹
Clase D		L/800 ¹
Clase E		L/1000 ¹

b) Desplazamientos laterales

Marco de acero		
Grúa operada desde el piso	Fuerza lateral de la grúa,	H/100 ¹
Grúa operada desde una cabina	viento o sismo	H/240 ≤ 50 mm ⁽²⁾
Trabe carril		
	Fuerza lateral de la grúa	L/400 ¹

¹ L es el claro de la trabe carril.

² H es la altura a la que se apoya la trabe carril; el desplazamiento se mide a esa altura.

Las clases de grúas que aparecen en la tabla son las definidas por la Asociación de Fabricantes de Grúas de América (C.M.A.A.A.):

Servicio	Mantenimiento	Ligero	Mediano	Pesado	Cíclico
Clase	A	B	C	D	E

b) Vibraciones

Las vigas y trabes que soportan grandes áreas abiertas, sin muros divisorios ni otras fuentes de amortiguamiento, en las que las vibraciones ocasionadas por el tránsito de personas u otras actividades de éstas pueden resultar inaceptables, deben diseñarse tomando las medidas necesarias para reducir las vibraciones a límites tolerables.

Las vibraciones dependen, principalmente, de las acciones que las producen y de las características dinámicas del sistema de piso, como son:

Frecuencia natural (Hertz; ciclos por segundo).

Amortiguamiento, expresado como un porcentaje del amortiguamiento crítico.

Masa y rigidez.

En general, la sensibilidad de las personas es mayor ante vibraciones con frecuencias entre 2 y 8 Hz, para una aceleración del orden de 0.005g.

La revisión del estado límite de vibraciones es de especial importancia en lugares para espectáculos donde el público puede producir movimientos periódicos más o menos uniformes, como tribunas de estadios, auditorios, salones de baile y actividades aeróbicas.

Los equipos mecánicos que pueden producir vibraciones objetables deben aislarse de la estructura de una manera adecuada, para que la transmisión de las vibraciones a elementos críticos de la estructura se elimine o se reduzca a límites aceptables.

c) Desplazamientos laterales

Los desplazamientos laterales de los pisos de las construcciones, producidas por fuerzas sísmicas o de viento, no deben ocasionar colisiones con estructuras adyacentes ni afectar el correcto funcionamiento de la construcción. Para ello, deben satisfacerse los requisitos estipulados en el Título Sexto del Reglamento y las secciones 1.8 y 1.10 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

7.4 Corrosión

Los elementos de acero estructural se protegerán contra la corrosión, para evitar que ésta ocasione disminuciones de resistencia o perjudique su comportamiento en condiciones de servicio. Cuando sea imposible protegerlos después de la fabricación de la estructura, en su diseño se tendrán en cuenta los efectos perjudiciales de la corrosión.

Antes del montaje, todos los elementos se protegerán adecuadamente, con pinturas u otros productos que retrasen el proceso de corrosión, excepto cuando en los dibujos de fabricación o montaje se indique que algunas partes de la estructura no deben pintarse.

Se tomarán precauciones especiales cuando las estructuras estén expuestas a humedades, humos, vapores industriales u otros agentes altamente corrosivos.

7.5 Fuego y explosiones

Las estructuras deberán protegerse contra el fuego, para evitar pérdidas de resistencia ocasionadas por

las altas temperaturas. El tipo y las propiedades de la protección utilizada dependerán de las características de la estructura, de su uso y del contenido de material combustible.

En casos especiales se tomarán precauciones contra los efectos de explosiones, buscando restringirlos a zonas que no pongan en peligro la estabilidad de la estructura.

8. EFECTOS DE CARGAS VARIABLES REPETIDAS (FATIGA)

Pocos son los miembros o conexiones de edificios convencionales que requieren un diseño por fatiga, puesto que las variaciones de cargas en esas estructuras ocurren, en general, un número pequeño de veces, o producen sólo pequeñas fluctuaciones en los valores de los esfuerzos. Las cargas de diseño por viento o por sismo son poco frecuentes, por lo que no se justifica tener en cuenta consideraciones de fatiga. Sin embargo, hay algunos casos, de los que son típicos las trabes que soportan grúas viajeras y algunos elementos que soportan maquinaria y equipo, en los que las estructuras están sujetas a condiciones de carga que pueden ocasionar fallas por fatiga.

En general, el diseño de elementos estructurales y conexiones que quedarán sometidos a la acción de cargas variables, repetidas un número elevado de veces durante su vida útil, debe hacerse de manera que se tenga un factor de seguridad adecuado contra la posibilidad de falla por fatiga.

9. FALLA FRÁGIL

Los procedimientos de diseño de estas Normas son válidos para aceros y elementos estructurales que tengan un comportamiento dúctil; por tanto, deberán evitarse todas las condiciones que puedan ocasionar una falla frágil, tales como el empleo de aceros con altos contenidos de carbono, la operación de las estructuras a temperaturas muy bajas, la aplicación de cargas que produzcan impacto importante, la presencia excesiva de discontinuidades en forma de muescas en la estructura y las condiciones de carga que produzcan un estado triaxial de esfuerzos en el que la relación entre el cortante máximo y la tensión máxima sea muy pequeña, y sobre todo deberá evitarse la presencia simultánea de varias de esas condiciones.

En los casos, poco frecuentes, en que las condiciones de trabajo puedan provocar fallas de tipo frágil, se emplearán materiales de alta ductilidad que

puedan fluir ampliamente en puntos de concentración de esfuerzos, a la temperatura de trabajo más baja, o la estructura se diseñará de manera que los esfuerzos que se presenten en las zonas críticas sean suficientemente bajos para evitar la propagación de las grietas que caracterizan las fallas frágiles.

10. OTROS METALES

En el diseño de estructuras formadas por metales que no sean acero se procederá de manera que la estructura terminada tenga características por lo menos tan satisfactorias como una de acero que cumpla con los requisitos de estas Normas en lo que respecta a estados límite de falla y de servicio. Para ello se tomarán en cuenta las características propias del material en cuestión; algunas de las más importantes son:

- a) Propiedades mecánicas y curva esfuerzo–deformación;
- b) Efectos de cargas de larga duración;
- c) Efectos de repetición de cargas;
- d) Ductilidad y sensibilidad a concentraciones de esfuerzos;
- e) Efectos de soldadura en caso de emplearla; y
- f) Posibilidad de corrosión.

La lista anterior no es limitativa; deberán conocerse todas las propiedades necesarias para resolver cada problema.

11. EJECUCIÓN DE LAS OBRAS

Estas Normas se complementarán con las correspondientes de la última edición del Código de Prácticas Generales del Manual de Construcción en Acero del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C. (I.M.C.A.) o del “Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges”, publicado por el Instituto Americano de la Construcción en Acero (A.I.S.C.).

11.1 Planos y dibujos

Se elaborarán planos de anclas, de fabricación y de montaje.

En los planos de anclas se indicarán todos los elementos que deben quedar ahogados en la cimentación o en la estructura de concreto en la que se apoye la estructura metálica, y que son

necesarios para transmitir las acciones que cada una de ellas ejerce sobre la otra.

En los planos de fabricación (también conocidos como planos de taller o de detalle) se proporcionará toda la información necesaria para la ejecución de la estructura en el taller, y en los de montaje se indicará la posición de los diversos elementos que componen la estructura y se señalarán las juntas de campo entre ellos, con indicaciones precisas para su elaboración. Los planos de fabricación se prepararán antes de iniciar la fabricación de la estructura.

Tanto en los planos de fabricación y de montaje como en los dibujos y esquemas de las memorias de cálculo deben indicarse las soldaduras por medio de símbolos que representen claramente, y sin ambigüedades, su posición, dimensiones, características, preparaciones en el metal base, etc. Cuando sea necesario, esos símbolos se complementarán con notas en el plano. En todos los casos deben indicarse, con toda claridad, los remaches, tornillos o soldaduras que se colocarán en el taller y aquellos que deben instalarse en la obra.

Los dibujos de taller se harán siguiendo la práctica más moderna y en su elaboración se tendrán en cuenta los factores de rapidez y economía en fabricación y montaje que sean significativos en cada caso.

11.2 Fabricación

11.2.1 Enderezado

Todo el material que se vaya a utilizar en estructuras debe enderezarse previamente, excepto en los casos en que por las condiciones del proyecto tenga forma curva. El enderezado se hará de preferencia en frío, por medios mecánicos, pero puede aplicarse también calor, en zonas locales. La temperatura de las zonas calentadas, medida por medio de procedimientos adecuados, no debe sobrepasar 923 K (650 °C).

Los procedimientos anteriores pueden utilizarse también para dar contraflecha a elementos estructurales que la requieran.

11.2.2 Cortes

Los cortes pueden hacerse con cizalla, sierra o soplete; estos últimos se harán, de preferencia, a máquina. Los cortes con soplete requieren un acabado correcto, libre de rebabas. Se admiten muescas o depresiones ocasionales de no más de 5 mm de profundidad, pero todas las que tengan

profundidades mayores deben eliminarse con esmeril o repararse con soldadura. Los cortes en ángulo deben hacerse con el mayor radio posible, nunca menor de 25 mm, para proporcionar una transición continua y suave. Si se requiere un contorno específico, se indicará en los planos de fabricación.

Las preparaciones de los bordes de piezas en los que se vaya a depositar soldadura pueden efectuarse con soplete.

Los extremos de piezas que transmiten compresión por contacto directo tienen que prepararse adecuadamente por medio de cortes muy cuidadosos, cepillado u otros medios que proporcionen un acabado semejante.

11.2.3 Estructuras soldadas

Las técnicas de soldadura, mano de obra, apariencia y calidad de las soldaduras y los métodos utilizados para corregir defectos, estarán de acuerdo con la última versión de "Structural Welding Code-Steel", AWS D1.1, de la Sociedad Americana de la Soldadura (American Welding Society). Aquí se señalan sólo alguno de los aspectos principales.

11.2.3.1 Preparación del material

Las superficies en que se vaya a depositar la soldadura estarán libres de costras, escoria, óxido, grasa, pintura o cualquier otro material extraño, debiendo quedar tersas, uniformes y libres de rebabas, y no presentar desgarraduras, grietas u otros defectos que puedan disminuir la eficiencia de la junta soldada; se permite que haya costras de laminado que resistan un cepillado vigoroso con cepillo de alambre, un recubrimiento anticorrosivo delgado, o un compuesto para evitar las salpicaduras de soldadura. Siempre que sea posible, la preparación de bordes por medio de soplete oxiacetilénico se efectuará con sopletes guiados mecánicamente.

11.2.3.2 Armado

Las piezas entre las que se van a colocar soldaduras de filete deben ponerse en contacto; cuando esto no sea posible, su separación no excederá de 5 mm. Si la separación es de 1.5 mm, o mayor, el tamaño de la soldadura de filete se aumentará en una cantidad igual a la separación. La separación entre las superficies en contacto de juntas traslapadas, así como entre las placas de juntas a tope y la placa de respaldo, no excederá de 1.5 mm.

En zonas de la estructura expuestas a la intemperie, que no puedan pintarse por el interior, el ajuste de las juntas que no estén selladas por soldaduras en toda su longitud será tal que, una vez pintadas, no pueda introducirse el agua.

Las partes que se vayan a soldar a tope deben alinearse cuidadosamente, corrigiendo faltas en el alineamiento mayores que 1/10 del grueso de la parte más delgada, y también las mayores de 3 mm.

Siempre que sea posible, las piezas por soldar se colocarán de manera que la soldadura se deposite en posición plana.

Las partes por soldar se mantendrán en su posición correcta hasta terminar el proceso de soldadura, mediante el empleo de pernos, prensas, cuñas, tirantes, puntales u otros dispositivos adecuados, o por medio de puntos provisionales de soldadura. En todos los casos se tendrán en cuenta las deformaciones producidas por la soldadura durante su colocación.

Los puntos provisionales de soldadura deben cumplir los mismos requisitos de las soldaduras finales; si se incorporan en éstas, se harán con los mismos electrodos que ellas, y se limpiarán cuidadosamente; en caso contrario, se removerán con un esmeril hasta emparejar la superficie original del metal base.

Al armar y unir partes de una estructura o de miembros compuestos se seguirán procedimientos y secuencias en la colocación de las soldaduras que eliminen distorsiones innecesarias y minimicen los esfuerzos de contracción. Cuando no sea posible evitar esfuerzos residuales altos al cerrar soldaduras en conjuntos rígidos, el cierre se hará en elementos que trabajen en compresión.

Al fabricar vigas con cubreplacas y miembros compuestos por varias placas o perfiles, deben hacerse las uniones de taller en cada una de las partes que las componen antes de unir las diferentes partes entre sí. Las vigas armadas largas pueden hacerse soldando varios subconjuntos, cada uno de ellos fabricado como se indica en el párrafo anterior.

11.2.3.3 Soldaduras de penetración completa

Deben biselarse los extremos de las placas entre las que va a colocarse la soldadura para permitir el acceso del electrodo, y utilizarse placa de respaldo o, de no ser así, debe quitarse con un cincel o con otro medio adecuado la capa inicial de la raíz de la soldadura, hasta descubrir material sano y antes de

colocar la soldadura por el segundo lado, para lograr fusión completa en toda la sección transversal. En placas delgadas a tope el bisel puede no ser necesario.

Cuando se use placa de respaldo de material igual al metal base, debe quedar fundida con la primera capa de metal de aportación. Excepto en los casos en que se indique lo contrario en los planos de fabricación o montaje, no es necesario quitar la placa de respaldo, pero puede hacerse si se desea, tomando las precauciones necesarias para no dañar ni el metal base ni el depositado.

Los extremos de las soldaduras de penetración completa deben terminarse de una manera que asegure su sanidad; para ello se usarán, siempre que sea posible, placas de extensión, las que se quitarán después de terminar la soldadura, dejando los extremos de ésta lisos y alineados con las partes unidas.

En soldaduras depositadas en varios pasos debe quitarse la escoria de cada uno de ellos antes de colocar el siguiente.

11.2.3.4 Pre calentamiento

Antes de depositar la soldadura, el metal base debe pre calentarse a una temperatura suficiente para evitar la formación de grietas. Esa temperatura debe conservarse durante todo el proceso de colocación de la soldadura, en una distancia cuando menos

igual al espesor de la parte soldada más gruesa, pero no menor de 75 mm, en todas las direcciones, alrededor del punto en el que se está depositando el metal de aportación.

Se exceptúan los puntos de soldadura colocados durante el armado de la estructura que se volverán a fundir y quedarán incorporados en soldaduras continuas realizadas por el proceso de arco sumergido.

En la tabla 11.1 se dan las temperaturas mínimas de pre calentamiento para algunos aceros usuales.

Cuando el metal base esté a una temperatura inferior a 273 K (0 °C) debe pre calentarse a 293 K (20 °C) como mínimo, o a la temperatura de pre calentamiento, si ésta es mayor, antes de efectuar cualquier soldadura, aun puntos para armado.

11.2.3.5 Inspección

Todas las soldaduras, incluyendo los puntos provisionales, serán realizadas por personal calificado.

Antes de depositar la soldadura deben revisarse los borde de las piezas en los que se colocará, para cerciorarse de que los biseles, holguras, etc., son correctos y están de acuerdo con los planos.

Tabla 11.1 Temperatura mínima de pre calentamiento, en grados K (°C) ¹

Grueso máximo del metal base en el punto de colocación de la soldadura, mm (pulg.)	Proceso de soldadura	
	Arco eléctrico con electrodo recubierto que no sea de bajo contenido de hidrógeno	Arco eléctrico con electrodo recubierto de bajo contenido de hidrógeno, arco sumergido, arco eléctrico protegido con gases inertes, arco eléctrico con electrodo con corazón de fundente
	Aceros B254 (A36) y B99 (A529)	Aceros B254 (A36), B284 (A572), Gr. 42 y 50, y B99 (A529)
menor o igual que 19 ($\leq 3/4$)	Ninguna	Ninguna
más de 19 hasta 38 ($3/4$ a $1 1/2$)	343 (70)	283 (10)
más de 38 hasta 64 ($1 1/2$ a $2 1/2$)	383 (110)	343 (70)
mayor que 64 ($> 2 1/2$)	423 (150)	383 (110)

¹ Para aceros que no aparezcan en esta tabla, ver AWS D1.1, en su última versión.

Una vez realizadas, las uniones soldadas deben inspeccionarse ocularmente, y se repararán todas las que presenten defectos aparentes de importancia, tales como tamaño insuficiente, cráteres o socavaciones del metal base. Toda soldadura agrietada debe rechazarse.

Cuando haya dudas, y en juntas importantes de penetración completa, la revisión se complementará por medio de ensayos no destructivos. En cada caso se hará un número de pruebas no destructivas de soldaduras de taller suficiente para abarcar los diferentes tipos que haya en la estructura y poderse formar una idea general de su calidad. En soldaduras de campo se aumentará el número de pruebas, y éstas se efectuarán en todas las soldaduras de penetración en material de más de 20 mm de grueso y en un porcentaje elevado de las soldaduras efectuadas sobre cabeza.

11.2.4 Estructuras remachadas o atornilladas

El uso de los tornillos de alta resistencia se hará de acuerdo con la última versión de las Especificaciones para Uniones Estructurales con Tornillos ASTM A325 o A490 del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C., o de "Load and Resistance Factor Design Specification For Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts", del Consejo de Investigación sobre Conexiones Estructurales (RCSC).

11.2.4.1 Armado

Todas las partes de miembros que estén en proceso de colocación de remaches o tornillos se mantendrán en contacto entre sí rígidamente, por medio de tornillos provisionales. Durante la colocación de las partes que se unirán entre sí no debe distorsionarse el metal ni agrandarse los agujeros. Una concordancia pobre entre agujeros es motivo de rechazo.

Las superficies de partes unidas con tornillos de alta resistencia que estén en contacto con la cabeza del tornillo o con la tuerca tendrán una pendiente no mayor que 1:20 con respecto a un plano normal al eje del tornillo. Si la pendiente es mayor se utilizarán roldanas endurecidas para compensar la falta de paralelismo. Las partes unidas con tornillos de alta resistencia deberán ajustarse perfectamente, sin que haya ningún material compresible entre ellas. Todas las superficies de las juntas, incluyendo las adyacentes a las roldanas, estarán libres de costras de laminado, exceptuando las que resistan un

cepillado vigoroso hecho con cepillo de alambre, así como de basura, escoria o cualquier otro defecto que impida que las partes se asienten perfectamente. Las superficies de contacto en conexiones por fricción estarán libres de aceite, pintura y otros recubrimientos, excepto en los casos en que se cuente con información sobre el comportamiento de conexiones entre partes con superficies de características especiales.

Dependiendo del tipo de conexión (ver sección 5.3.1), puede requerirse que a los tornillos A325 y A490 se les de una tensión de apriete no menor que la indicada en la tabla 5.6. Esta tensión se dará por el método de la vuelta de la tuerca, con un indicador directo de tensión, o con una llave de tuercas calibrada, o se utilizarán tornillos cuyo diseño permita conocer la tensión a la que están sometidos. Cuando se emplea el método de la vuelta de la tuerca no se requieren roldanas endurecidas, excepto cuando se usan tornillos A490 para conectar material que tenga un límite de fluencia especificado menor que 275 MPa (2 800 kg/cm²); en ese caso se colocarán roldanas endurecidas bajo la tuerca y la cabeza del tornillo.

11.2.4.2 Colocación de remaches y tornillos ordinarios A307

Los remaches deben colocarse por medio de remachadoras de compresión u operadas manualmente, neumáticas, hidráulicas o eléctricas. Una vez colocados, deben llenar totalmente el agujero y quedar apretados, con sus cabezas en contacto completo con la superficie.

Los remaches se colocan en caliente; sus cabezas terminadas deben tener una forma aproximadamente semiesférica, entera, bien acabada y concéntrica con los agujeros, de tamaño uniforme para un mismo diámetro. Antes de colocarlos se calientan uniformemente a una temperatura no mayor de 1273 K (1000 °C), la que debe mantenerse a no menos de 813 K (540 °C) durante la colocación.

Antes de colocar los remaches o tornillos se revisarán la posición, alineamiento y diámetro de los agujeros, y posteriormente se comprobará que sus cabezas estén formadas correctamente y se revisarán por medios acústicos y, en el caso de tornillos, se verificará que las tuercas estén correctamente apretadas y que se hayan colocado las roldanas, cuando se haya especificado su uso. La rosca del tornillo debe sobresalir de la tuerca no menos de 3 mm.

11.2.4.3 Agujeros para construcción atornillada o remachada

Los tipos de agujeros reconocidos por estas Normas son los estándar, los sobredimensionados, los alargados cortos y los alargados largos. Las dimensiones nominales de los agujeros de cada tipo se indican en la tabla 5.8.

Los agujeros serán estándar, excepto en los casos en que el diseñador apruebe, en conexiones atornilladas, el uso de agujeros de algún otro tipo.

Los agujeros pueden punzonarse en material de grueso no mayor que el diámetro nominal de los remaches o tornillos más 3 mm ($\frac{1}{8}$ pulg.), pero deben taladrarse o punzonarse a un diámetro menor, y después rimarse, cuando el material es más grueso. El dado para todos los agujeros subpunzonados, y el taladro para los subtaladrados, debe ser cuando menos 1.5 mm ($\frac{1}{16}$ pulg.) menor que el diámetro nominal del remache o tornillo.

11.2.5 Tolerancias en las dimensiones

Las piezas terminadas en taller deben estar libres de torceduras y dobleces locales, y sus juntas deben quedar acabadas correctamente. En miembros que trabajarán en compresión en la estructura terminada no se permiten desviaciones, con respecto a la línea recta que une sus extremos, mayores de un milésimo de la distancia entre puntos que estarán soportados lateralmente en la estructura terminada.

La distancia máxima, con respecto a la longitud teórica, que se permite en miembros que tengan sus dos extremos cepillados para trabajar por contacto directo, es un milímetro. En piezas no cepilladas, de longitud no mayor de diez metros, se permite una discrepancia de 1.5 mm, la que aumenta a 3 mm, cuando la longitud de la pieza es mayor que la indicada.

11.2.6 Acabado de bases de columnas

Las bases de columnas y las placas de base cumplirán los requisitos siguientes:

- a) No es necesario cepillar las placas de base de grueso no mayor de 51 mm (2 pulg.), siempre que se obtenga un contacto satisfactorio. Las placas de grueso comprendido entre más de 51 mm (2 pulg.) y 102 mm (4 pulg.) pueden

enderezarse por medio de prensas o, si no se cuenta con las prensas adecuadas, pueden cepillarse todas las superficies necesarias para obtener un contacto satisfactorio (con las excepciones indicadas en los incisos 11.2.6.b y 11.2.6.c). Si el grueso de las placas es mayor que 102 mm (4 pulg.) se cepillarán todas las superficies en contacto, excepto en los casos que se indican en los incisos 11.2.6.b y 11.2.6.c.

- b) No es necesario cepillar las superficies inferiores de las placas de base cuando se inyecte bajo ellas un mortero de resistencia adecuada que asegure un contacto completo con la cimentación.
- c) No es necesario cepillar las superficies superiores de las placas de base ni las inferiores de las columnas cuando la unión entre ambas se haga por medio de soldaduras de penetración completa.

11.2.7 Pintura

Después de inspeccionadas y aprobadas, y antes de salir del taller, todas las piezas que deben pintarse se limpiarán cepillándolas vigorosamente, a mano, con cepillo de alambre, o con chorro de arena, para eliminar escamas de laminado, óxido, escoria de soldadura, basura y, en general, toda materia extraña. Los depósitos de aceite y grasa se quitarán por medio de solventes.

Las piezas que no requieran pintura de taller se deben limpiar también, siguiendo procedimientos análogos a los indicados en el párrafo anterior.

A menos que se especifique otra cosa, las piezas de acero que vayan a quedar cubiertas por acabados interiores del edificio no necesitan pintarse, y las que vayan a quedar ahogadas en concreto no deben pintarse. Todo el material restante recibirá en el taller una mano de pintura anticorrosiva, aplicada cuidadosa y uniformemente sobre superficies secas y limpias, por medio de brocha, pistola de aire, rodillo o por inmersión.

El objeto de la pintura de taller es proteger el acero durante un período de tiempo corto, y puede servir como base para la pintura final, que se efectuará en obra.

Las superficies que sean inaccesibles después del armado de las piezas deben pintarse antes.

Todas las superficies que se encuentren a no más de 50 mm de distancia de las zonas en que se depositarán soldaduras de taller o de campo deben estar libres de materiales que dificulten la obtención de soldaduras sanas o que produzcan humos perjudiciales.

Cuando un elemento estructural esté expuesto a los agentes atmosféricos, todas las partes que lo componen deben ser accesibles de manera que puedan limpiarse y pintarse.

11.3 Montaje

11.3.1 Condiciones generales

El montaje debe efectuarse con equipo apropiado, que ofrezca la mayor seguridad posible. Durante la carga, transporte y descarga del material, y durante el montaje, se adoptarán las precauciones necesarias para no producir deformaciones ni esfuerzos excesivos. Si a pesar de ello algunas de las piezas se maltratan y deforman, deben ser enderezadas o repuestas, según el caso, antes de montarlas, permitiéndose las mismas tolerancias que en trabajos de taller.

11.3.2 11.3.2 Anclajes

Antes de iniciar el montaje de la estructura se revisará la posición de las anclas, que habrán sido colocadas previamente, y en caso de que haya discrepancias, en planta o en elevación, con respecto a las posiciones mostradas en planos, se tomarán las providencias necesarias para corregirlas o compensarlas.

11.3.3 11.3.3 Conexiones provisionales

Durante el montaje, los diversos elementos que constituyen la estructura deben sostenerse individualmente, o ligarse entre sí por medio de tornillos, pernos o soldaduras provisionales que proporcionen la resistencia requerida en estas Normas, bajo la acción de cargas muertas y esfuerzos de montaje, viento o sismo. Así mismo, deben tenerse en cuenta los efectos de cargas producidas por materiales, equipo de montaje, etc. Cuando sea necesario, se colocará en la estructura el contraventeo provisional requerido para resistir los efectos mencionados.

11.3.4 11.3.4 Tolerancias

Se considerará que cada una de las piezas que componen una estructura está correctamente plomeada, nivelada y alineada, si la tangente del

ángulo que forma la recta que une los extremos de la pieza con el eje de proyecto no excede de 1/500. En vigas teóricamente horizontales es suficiente revisar que las proyecciones vertical y horizontal de su eje satisfacen la condición anterior.

Deben cumplirse, además las condiciones siguientes:

- a) El desplazamiento del eje de columnas adyacentes a cubos de elevadores, medido con respecto al eje teórico, no es mayor de 25 mm en ningún punto en los primeros 20 pisos. Arriba de este nivel, el desplazamiento puede aumentar 1 mm por cada piso adicional, hasta un máximo de 50 mm.
- b) El desplazamiento del eje de columnas exteriores, medido con respecto al eje teórico, no es mayor de 25 mm hacia fuera del edificio, ni 50 mm hacia dentro, en ningún punto en los primeros 20 pisos. Arriba de este nivel, los límites anteriores pueden aumentarse en 1.5 mm por cada piso adicional, pero no deben exceder, en total, de 50 mm hacia fuera ni 75 mm hacia dentro del edificio.

Los desplazamientos hacia el exterior se tendrán en cuenta al determinar las separaciones entre edificios colindantes indicadas en la sección 1.10 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

11.3.5 11.3.5 Alineado y plomeado

No se colocarán remaches, pernos ni soldadura permanente, hasta que la parte de la estructura que quede rigidizada por ellos esté alineada y plomeada.

11.3.6 11.3.6 Ajuste de juntas de compresión en columnas

Se aceptarán faltas de contacto por apoyo directo, independientemente del tipo de unión empleado (soldadura de penetración parcial, remaches o tornillos), siempre que la separación entre las partes no exceda de 1.5 mm. Si la separación es mayor de 1.5 mm, pero menor de 6 mm, y una

investigación ingenieril muestra que no hay suficiente área de contacto, el espacio entre las dos partes debe llenarse con láminas de acero de grueso constante. Las láminas de relleno pueden ser de acero dulce, cualquiera que sea el tipo del material principal.

