

El H. Ayuntamiento del Municipio de Campeche, con fundamento en los artículos 115 de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos, 102 de la Constitución Política del Estado, 59 fracciones I y XXV de la Ley Orgánica de los Municipios del Estado y 3º. del Código Civil vigente en la misma Entidad, hace saber a los habitantes del municipio que en acuerdo dictado en sesión ordinaria del Cabildo celebrada el día quince del mes de octubre de 1990, tuvo a bien aprobar las Normas Técnicas Complementarias de los artículos: 181, 182, 232, 250, 277, 292, 294, 400, 401, 402 y 412, del Reglamento de Construcciones para el Municipio de Campeche acuerdo al tenor literal siguiente:

ARTICULO 181

ACCESOS Y SALIDAS

TIPO DE EDIFICACIÓN MINIMO	TIPO DE PUERTA	ANCHO
I. HABITACIÓN	Acceso principal a) Locales para habitación y cocinas Locales complementarios	0.90 m. 0.75 m. 0.60 m.
II. SERVICIOS		
II.1 Oficinas	Acceso Principal a)	0.90 m.
II.2 Comercio	Acceso Principal a)	1.20 m.
II.3 Salud		
Hospitales Clínicas y centros de salud	Acceso Principal a) Cuartos enfermos	1.20 m. 0.90 m.
Asistencia social	Dormitorios en asilos Orfanatorios y centros de integración	0.90 m.
	Locales complementarios	0.75 m.
II.4 Educación y cultura		
Educación elemental Media y superior	Acceso principal a) Aulas	1.20 m. 0.90 m.
Templos	Acceso principal a)	1.20 m.
II.5 Recreación b) Entretenimiento	Acceso principal b) Entre vestíbulo y sala	1.20 m. 1.20 m.
II.6 Alojamiento	Acceso principal a) Cuartos de hoteles, Moteles y casas de huéspedes	1.20 m. 0.90m.
II.7 Seguridad	Acceso principal	1.20 m.

II.8 Servicios funerarios Acceso principal 1.20 m.

a) Para el cálculo del ancho mínimo del acceso principal podrá considerarse solamente la población del piso o nivel de la construcción con más ocupantes, sin perjuicio de que se cumpla con los valores mínimos indicados en la tabla.

b) En este caso las puertas a vía pública deberán tener una anchura total de, por lo menos, 1.25 veces la suma de las anchuras reglamentarias de las puertas entre vestíbulo y sala.

ARTICULO 182

ESCALERAS Y RAMPAS

TIPO DE EDIFICACIÓN	TIPO DE ESCALERA	ANCHO MINIMO
I. HABITACIÓN	Privada o interior con Muro en un solo costado	0.75 m.
	Privada o interior confinada entre dos muros	0.90 m.
	Común a dos o más viviendas	0.90 m.
<hr/>		
II. SERVICIOS		
II.1 Oficinas (hasta 4 niveles)	Principal	0.90 m.
Oficinas (más de 4 niveles)		1.20 m.
<hr/>		
II.2 Comercio (hasta 100 m2)	En zonas de exhibición, ventas y de almacenamiento	0.90 m.
Comercio (hasta 100 m2)		1.20 m.
<hr/>		
II.3 Salud	En zonas de cuartos y consultorio	1.00 m.
Asistencia Social		Principal
<hr/>		
II.4 Educación y Cultura	En zonas de aulas	1.20 m.
<hr/>		
II.5 Recreación	En zonas de público	1.20 m.
<hr/>		
II.6 Alojamiento	En zonas de cuartos	1.20 m.
<hr/>		
II.7 Seguridad	En zonas de dormitorios	1.20 m.
<hr/>		
II.8 Servicios Funerarios	en zonas de público	1.20 m.
Funerarias		
<hr/>		
II.9 Comunicaciones y Transporte		
Estacionamientos	Para uso del público	1.20 m.
<hr/>		
Estaciones y Terminales de Transporte	Para uso del público	1.50 m.

ARTICULO 232

TRAZO DE ISOPTICA

Obtención Analítica de la Curva de la Isóptica

ARTICULO 277

SERVICIOS SANITARIOS

TIPOLOGIA	MAGNITUD	EXCUSADOS	LAVABOS	REGADERAS
II. SERVICIOS				
II.1 Oficinas	Hasta 100 personas	2	2	---
	De 101 a 200	3	2	---
	Cada 100 adicionales o fracción	2	1	---
II.2 Comercios:				
	Hasta 25 empleados	2	2	---
	De 26 a 50	3	2	---
	De 51 a 75	4	2	---
	De 76 a 100	5	3	---
	Cada 100 adicionales o fracción	3	2	---
II.2.8 Baños Públicos:				
	Hasta 4 usuarios	1	1	1
	De 5 a 10	2	2	2
	De 11 a 20	3	3	4
	De 21 a 50	4	4	8
	Cada 50 adicionales o fracción	3	3	4
II.3 Salud:				
	Salas de espera:			
	Por cada 100 personas	2	2	---
	De 101 a 200	3	2	---
	Cada 100 adicionales o fracción	2	1	---
	Cuartos de camas:			
	Hasta 10 camas	1	1	1
	De 11 a 25	3	2	2
	Cada 25 adicionales o fracción	1	1	1
	Empleados:			
	Hasta 25 empleados	2	2	---
	De 26 a 50	3	2	---
	De 51 a 75	4	2	---
	De 76 a 100	5	3	---
	Cada 100 adicionales o fracción	3	2	---
	II.4 Educación y Cultura			
Educación Elemental Media Superior:				
	Cada 50 alumnos	2	2	---
	Hasta 75 alumnos	3	2	---
	De 76 a 150	4	2	---
	Cada 75 adicionales o fracción	2	2	---

TIPOLOGIA	MAGNITUD	EXCUSADOS	LAVABOS	REGADERAS
Centros de Información:				
	Hasta 100 personas	2	2	---
	De 101 a 200	4	4	---
	Cada 200 adicionales o fracción	2	2	---
Instalaciones para Exhibiciones:				
	Hasta 100 personas	2	2	---
	De 101 a 400	4	4	---
	Cada 200 adicionales o fracción	1	1	---
II.5. Recreación				
Entretención:				
	Hasta 100 personas	2	2	---
	De 101 a 200	4	4	---
	Cada 200 adicionales o fracción	2	2	---
Deportes y Recreación:				
Canchas y centros deportivos:				
	Hasta 100 personas	2	2	2
	De 101 a 200	4	4	4
	Cada 200 personas adicionales o fracción	2	2	2
Estadios:				
	Hasta 100 personas	2	2	---
	De 101 a 200	4	4	---
	Cada 200 personas adicionales o fracción	2	2	---
II.6. Alojamiento:				
	Hasta 10 huéspedes	1	1	1
	De 11 a 25	2	2	2
	Cada 25 adicionales o fracción	1	1	1
II.7. Seguridad:				
	Hasta 10 personas	1	1	1
	De 11 a 25	2	2	2
	Cada 25 adicionales o fracción	1	1	1
II.8. Servicios Funerarios:				
Funerales y Velatorios:				
	Hasta 100 personas	2	2	---
	De 101 a 200	4	4	---
	Cada 200 personas adicionales o fracción	2	2	---
II.9 Comunicaciones y Transportes:				
Estacionamientos:				
	Empleados	1	1	---
	Público	2	2	---
Terminales y estaciones de transporte:				
	Hasta 100 personas	2	2	1
	De 101 a 200	4	4	2
	Cada 200 adicionales o fracción	2	2	1

Comunicaciones:			
Hasta 100 personas	2	2	---
De 101 a 200	3	2	---
Cada 100 adicionales o fracción	2	1	---

III. INDUSTRIAS:

Industrias, almacenes y bodegas donde se manipulen materiales y sustancias que ocasionen manifiesto desaseo:			
Hasta 25 personas	2	2	2
De 26 a 50	3	3	3
De 51 a 75	4	4	4
De 76 a 100	5	4	4
Cada 100 adicionales o fracción	3	3	3
Demás industrias, almacenes y bodegas:			
Hasta 25 personas	2	1	1
De 26 a 50	3	2	2
De 51 a 75	4	3	2
De 76 a 100	5	3	3
Cada 100 adicionales o fracción	3	2	2

IV. ESPACIOS ABIERTOS:

Jardines y parques:			
Hasta 100 personas	2	2	---
De 101 a 400	4	4	---
Cada 200 personas adicionales o fracción	1	1	---

ARTICULO 250

PROTECCIÓN CONTRA INCENDIOS (AGUA)

El gasto total del sistema contra incendio será de 25,200 lts. como mínimo, considerado para el cálculo de la capacidad del volumen requerido para una cisterna; en donde interviene la utilización de 2 mangueras de 38 mm. de diámetro con un gasto de 140 lts./min. cada una, y en relación directa al tiempo mínimo probable que deben trabajar las dos mangueras en tanto que se dispone el servicio de bomberos, siendo este de 90 min.

ARTICULO 292

FACTORES DE CARGA, DE REDUCCIÓN Y ESFUERZOS (METODO PLÁSTICO)

FACTORES DE CARGA DE LAS DISPOSICIONES DEL CODIGO A.C.I. 318-83

Los tipos comunes de cargas estimadas de servicio de trabajo se identifican como.

- 1) Carga Muerta; D
- 2) Carga Viva; L
- 3) Carga de Viento; W
- 4) Cargas debidas a presiones laterales tales como las resultantes del suelo en un muro de retención; H
- 5) Cargas Laterales debido a la presión de un fluido; F
- 6) Cargas de Sismo; E
- 7) Cargas debidas al efecto del tiempo, tales como flujo plástico o contracción; P

La combinación básica de las cargas verticales, es Carga Muerta más carga Viva; por lo tanto, la CARGA ULTIMA (U) puede tomarse como:

$$U = 1.4 D + 1.7 L$$

Para estructuras en las cuales las cargas de viento deben considerarse, así como las cargas muertas y vivas respectivamente; la CARGA ULTIMA (U) puede tomarse como:

$$U = 0.75 (1.4 D + 1.7 L + 1.7 W)$$

Debido a que la Carga de Viento se aplica lateralmente, es posible que la ausencia de la Carga Viva vertical, mientras el viento esté presente, produzca esfuerzos máximos. La siguiente combinación de carga deberá también utilizarse para llegar al valor máximo de la Carga Factorizada U :

$$U = 0.9 D + 1.3 W$$

Las estructuras que tienen que resistir presión lateral debido a un relleno de tierra o a una presión de fluido, deberán diseñarse para la peor de las siguientes combinaciones de Cargas Factorizadas.

$$U = 1.4 D + 1.7 L + 1.7 H$$

$$U = 0.9 D + 1.7 H$$

$$U = 1.4 D + 1.4 L$$

$$U = 1.4 D + 1.7 L + 1.4 F$$

$$U = 1.4 D + 1.7 L$$

$$U = 0.9 D + 1.4 F$$

FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA

La resistencia de una unidad estructural particular calculada por medio de los procedimientos actuales establecidos se llama RESISTENCIA NOMINAL.

La Resistencia Nominal se reduce utilizando un factor de reducción de resistencia, ϕ ; para tomar en cuenta las inexactitudes en la construcción, tales como en las dimensiones o posición del refuerzo o variaciones en las propiedades.

El Factor ϕ varía para los diferentes tipos de comportamiento y para los diferentes tipos de elementos estructurales.

ELEMENTO ESTRUCTURAL	FACTOR ϕ
Viga o losa : Flexión	0.9
Columnas con Estribos	0.7
Columnas Zunchadas	0.75
Columnas que soportan Cargas Axiales muy pequeñas	0.70-0.90 ó bien 0.75-0.90
Vigas : Cortante y Torsión	0.85

ARTICULO 294

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

1.1) Análisis

1.1.1) Criterio General

La determinación de las fuerzas internas en los muros se hará en general por medio de un análisis elástico. En la determinación de las propiedades elásticas de los muros deberá considerarse que la mampostería no resiste tensiones en dirección normal a las juntas y emplean por tanto las propiedades de las secciones agrietadas y transformadas cuando dichas tensiones aparezcan.

1.1.2) Análisis por cargas verticales

Para el análisis por cargas verticales se tomará en cuenta que en las juntas de los muros y los elementos de piso ocurren rotaciones locales debidas al aplastamiento del mortero. Por tanto, para muros que soportan losas de concreto, la junta tiene suficiente capacidad de rotación para que pueda considerarse que, para efectos de la distribución de momentos en el nudo, la rigidez de los muros es nula. Para el diseño sólo se tomarán en cuenta los momentos debidos a los efectos siguientes:

- a) Los momentos que deben ser resistidos por condiciones de estática y que no pueden ser redistribuidos por la rotación del nudo, como son los momentos debidos a un voladizo que se empotre en el muro y los debidos empujes, de viento o sismo, normales al plano del muro.
- b) Los momentos debidos a la excentricidad con que se transmite la carga de la losa del piso inmediatamente superior en muros extremos; tal excentricidad se tomará igual a:

$$E_c = \frac{t}{2} - \frac{b}{3}$$

en que t es el espesor del muro y b el de la porción de éste en que se apoya la losa soportada por éste.

Será admisible determinar únicamente las cargas verticales que actúan sobre cada muro mediante una bajada de cargas por áreas tributarias y tomar en cuenta los efectos de excentricidades y esbeltez mediante los valores aproximados del factor de reducción, FE, recomendados en el caso I del inciso 1.2.2, cuando se cumplan las condiciones siguientes:

- a) Las deformaciones de los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal a su plano están restringidas por el sistema de piso o por otros elementos.
- b) No hay excentricidad importante en la carga axial aplicada ni fuerzas significativas que actúan en dirección normal al plano del muro.
- c) La relación altura espesor del muro no excede de 20.

1.1.3) Análisis por cargas laterales

El análisis para la determinación de los efectos de las cargas lateral debidas a sismo se hará con base en las rigideces relativas de los distintos muros. Estas se determinarán tomando en cuenta las deformaciones de cortante y de flexión. Para estas últimas se considera la sección transversal agrietada del muro cuando la relación de carga vertical a momento flexionante es tal que se presentan tensiones verticales. Se tomará en cuenta la restricción que impone a la rotación de los muros la rigidez de los sistemas de piso y techo y la de los dinteles.

Será admisible considerar que la fuerza cortante que toma cada muro es proporcional a su área transversal, ignorar los efectos de torsión y de momento de volteo, y emplear el método simplificado cuando se cumplan los siguientes requisitos:

- I. En todos los niveles, al menos 75% de las cargas verticales están soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales o, en su defecto, el edificio tendrá, en cada nivel, al menos dos muros perimetrales de carga, sensiblemente paralelos entre sí, ligados por los sistemas de piso antes citados en una longitud no menor que la mitad de la dimensión del edificio en la dirección de dichos muros.
- II. La relación entre longitud y ancho de la planta del edificio no excede de 2.0 a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación longitud a ancho satisfaga esta restricción y cada tramo se revise en forma independiente en su resistencia a efectos sísmicos.
- III. La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excede de 1.5 y la altura del edificio no es mayor de 13 m.

Además, cuando se usa dicho método simplificado, la contribución a la resistencia a fuerza cortante de los muros cuya relación de altura de entrepiso, H, a longitud, L, es mayor que 1.33, se reducirá multiplicándola por el coeficiente $(1.33 L/H)^2$.

1.1.3) Resistencia a Cargas Verticales

1.2.1) Fórmula General

La carga vertical resistente se calculará como:

$$PR = FR FE f^*m AT$$

Donde

PR es la carga vertical total resistente de diseño

FR se tomará como 0.6 para muros confinados o reforzados interiormente y como 0.3 para muros no reforzados

f^*m es la resistencia de diseño en compresión de la mampostería

FE es un factor de reducción por excentricidad y esbeltez que se obtendrá de acuerdo con 1.2.2

AT es el área de la sección transversal del muro

1.2.2) Factor de reducción por excentricidad y esbeltez

I. Cuando se cumplan los requisitos especificados en los incisos a), b) y c) de 1.1.2, podrá tomarse FE igual a 0.7 para muros interiores que soporten claros que no difieren en más de 50% y como 0.6 para muros extremos o con claros asimétricos y para casos en que la relación entre cargas vivas y cargas muertas de diseño excede de uno.

II. Cuando no se cumplan las condiciones del caso I, el factor de reducción por excentricidad y esbeltez se determinará como el menor del que se especifica en el caso I y el que se obtiene con la ecuación sig.:

$$FE = (1 - 2e^1/t) [1 - \frac{(H^1)^2}{30t}]$$

en que

t es el espesor del muro

e^1 es la excentricidad calculada para la carga vertical, ec: más una excentricidad accidental que se tomará igual a $t/24$

H^1	a altura efectiva del muro que se determinará a partir de la altura no restringida, H, según el criterio siguiente:
$H^1 = 2H$	para muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior
$H^1 = 0.8H$	para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro
$H^1 = H$	para muros extremos en que se apoyan losas

1.2.3) Efecto de las restricciones a las deformaciones laterales

En casos en que el muro en consideración esté ligado a muros transversales a contrafuertes o a columnas o castillos que restrinjan su deformación lateral, el factor FE calculado con la ecuación 1.1 se incrementará sumándole la cantidad $(1-FE) B$, pero el resultado no será en ningún caso mayor que 0.9.

B es un coeficiente que depende de la separación de los elementos rigidizantes, L^1 , y se obtiene de la tabla siguiente:

FACTOR CORRECTIVO, B, POR EFECTO DE LA RESTRICCIÓN DE MUROS TRANSVERSALES

L^1/H	1.5	1.75	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0
B	0.7	0.6	0.5	0.4	0.33	0.25	0.2

1.2.4) Contribución del refuerzo a la resistencia a cargas verticales

La contribución a la resistencia a carga vertical de castillos y dalas o del refuerzo interior se considerará mediante los incrementos en el esfuerzo resistente en compresión, f^*m de la mampostería, permitidos a menos que mediante ensayos a escala natural se haya demostrado que se justifica un incremento mayor en la resistencia debido a dicho refuerzo.

En muros sometidos a momentos flexionantes significativos, perpendicularmente a su plano, podrá determinarse la resistencia en flexocompresión tomando en cuenta el esfuerzo vertical del muro, cuando la separación de éste no exceda de seis veces el espesor del muro.

El cálculo se realizará con el criterio de resistencia en flexocompresión que se especifica para concreto reforzado, y con base en las hipótesis siguientes:

- la distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
- Los esfuerzos de tensión son resistidos por el refuerzo únicamente
- Existe adherencia perfecta entre el refuerzo y el concreto o mortero que lo rodea.
- La sección falla cuando se alcanza, en la mampostería, la deformación unitaria máxima a compresión que se tomará igual a 0.003.
- A menos que ensayos en pilas permitan obtener mejor determinación de la curva esfuerzo-deformación de la mampostería, ésta se supondrá lineal hasta la falla.

Los efectos de esbeltez se tomarán en cuenta afectando la carga resistente del factor

$$1 - \frac{(H^1)^2}{30 t}$$

1.3) Resistencia a Cargas Laterales

1.3.1) Consideraciones generales

La resistencia a cargas laterales de un muro deberá revisarse para el efecto de la fuerza cortante, del momento flexionante en su plano y eventualmente también de momentos flexionantes debidos a empujes normales a su plano.

Cuando sean aplicables los requisitos del método simplificado de diseño sísmico podrá limitarse a los efectos de la fuerza cortante.

1.3.2) Fuerza cortante resistida por la mampostería

La fuerza cortante resistente de diseño se determinará como sigue:

a) Para muros diafragma

$$VR = FR (0.85 v^* AT) \quad (1.2)$$

b) Para otros muros

$$VR = FR (0.5 v^* AT + 0.3P) \leq 1.5 FRv^* AT \quad (1.3)$$

en que

P es la carga vertical que actúa sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga
 v* es el esfuerzo cortante medio de diseño que se determinará según lo siguiente:
 Esfuerzo Cortante Resistente de Diseño

La resistencia a fuerza cortante de muros de mampostería según se calcula en la sección 1.3, se basa en el esfuerzo cortante resistente del diseño, v*, el cual se tomará de la tabla siguiente:

**ESFUERZO CORTANTE RESISTENTE DE DISEÑO
 PARA ALGUNOS TIPOS DE MAMPOSTERÍA,
 SOBRE ÁREA BRUTA**

PIEZA	TIPO DE MORTERO	v* ¹ en kg/cm ²
Tabique de barro recocido	I	3.5
	II y III	3
Tabique de concreto (f*p>80 kg/cm ²)	I	3
	I y II	2
Tabique hueco de barro ²	I	3
	II y III	2
Bloque de concreto tipo A (pesado)	I	3.5
	II y III	2.5

1 Las piezas huecas deberán cumplir con los requisitos fijados a continuación. Cuando el valor de la tabla sea mayor que $0.8 \sqrt{f^*m}$ se tomará este último valor como v*.

Las piezas usadas en los elementos estructurales de mampostería deberán cumplir las siguientes normas:

- C6 Ladrillos y bloques cerámicos de barro, arcilla o similares.
 C10 Bloques, ladrillos o tabiques de concreto

Para fines de aplicación se consideraran como piezas macizas aquellas que tienen en su sección transversal más desfavorable un área neta de por lo menos 75% del área total, y cuyas paredes no tienen espesores menores de 2 cm.

Las piezas huecas serán las que tienen en su sección transversal más desfavorable un área neta de por lo menos 45% del área bruta; además del espesor de sus paredes exteriores no es menor 1.5 cm.

- 2 Tabique de barro con perforaciones verticales con relación de áreas neta a bruta no menor de 0.45.

Para materiales no cubiertos en la tabla anterior el esfuerzo cortante resistente se determinará mediante ensayos.

Será aceptable la determinación del esfuerzo cortante resistente a partir del ensayo de muretes con una longitud de al menos una vez y media la máxima dimensión de la pieza y con el número de hiladas necesario para que la altura sea aproximadamente igual a la longitud. Los muretes se ensayaran sometiéndolos a una carga de compresión a lo largo de su diagonal y el esfuerzo cortante medio se determinará dividiendo la carga máxima entre el área bruta del murete medida sobre la misma diagonal.

La determinación se hará sobre un mínimo de 9 muretes construidos con piezas provenientes de por lo menos tres lotes diferentes.

Para diseño se utilizará un esfuerzo resistente igual a:

$$v^* = \frac{\bar{v}}{1 + 2.5cv}$$

en que

- v en el promedio de los esfuerzos resistentes de los muretes ensayados
 cv es el coeficiente de variación de los esfuerzos resistentes de los muretes ensayados que no se tomará menor que 0.20

Para muros que dispongan de algún sistema de refuerzo cuya contribución a la resistencia se quiera evaluar o que tengan características que no pueden representarse en el tamaño del murete, las pruebas de compresión diagonal antes descritas deberán realizarse en muros de al menos 2 x 2 m.

NOTACION:

- Aa Área del acero de refuerzo colocada en el extremo de un muro
 b área del muro en que se apoya la losa soportada por este
 d distancia del centroide del acero de tensión y el extremo opuesto del muro
 FE Factor de reducción
 fy esfuerzo de fluencia específica del acero
 FR factor de reducción de resistencia
 Mo momento flexionante aplicado en el plano que resiste el muro en flexión pura
 Ph cuantía del refuerzo horizontal
 Pu carga axial total que obra sobre el muro multiplicada por el factor de carga
 PR resistencia de diseño del muro a carga vertical
 t espesor del muro

ARTICULO 294

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE MADERA (METODO DE CALCULO)

CONSIDERACIONES GENERALES

1.1) Alcance

Estas disposiciones son aplicables a elementos estructurales de madera aserrada de cualquier especie, cuya densidad relativa promedio, γ , se igual o superior a 0.35, y a elementos estructurales de madera contrachapada.

Para efecto de las presentes Normas, las maderas usuales en la construcción se clasifican en "coníferas" y "latifoliadas". Las latifoliadas se subdividen en los tres grupos siguientes de acuerdo con los valores de su módulo de elasticidad correspondiente al quinto percentil, E0.05 para madera seca (aquella cuyo contenido de humedad es $\leq 18 \pm 2\%$):

	Intervalo de valores De E0.05 (kg/cm ²)
Grupo I	> 120 000
Grupo II	85 000 – 119 000
Grupo III	50 000 – 84 000

El valor de E0.05 deberá ser determinado experimentalmente con piezas de tamaño estructural.

Los proyectos de elementos estructurales de modalidades de la madera no cubiertas por estas Normas, tales como la madera laminada encolada y los diversos tipos de tableros (con excepción de los de madera contrachapada) deberán ser aprobados por el H. Ayuntamiento.

1.2) Clasificación estructural

Para que sean aplicables los valores de diseño propuestos en estas Normas, las maderas de coníferas deberán clasificarse de acuerdo con la Norma Oficial Mexicana NOM-C-239-1985, "Calificación y clasificación visual para madera de pino en usos estructurales", la cual establece dos clases de madera estructural, A y B; las maderas de latifoliadas deberán clasificarse de acuerdo con la: Regla de Clasificación Visual para maderas latifoliadas de uso estructural.

Las piezas de madera estructural son aquellos elementos de la construcción que están destinados a soportar esfuerzos en forma permanente y que requieren para su dimensionamiento de un proceso de análisis y diseño estructural. Tal es el caso de vigas y viguetas para pisos, entrepisos y techos, columnas, armaduras, pies derechos, etc.

La clasificación visual implica una verificación de la magnitud de los defectos en cada pieza, según se especifica en la regla de clasificación.

Se considerará una pieza aceptable si la magnitud de los defectos en cada pieza no excede las dimensiones establecidas en la regla.

Esta regla de clasificación visual es aplicable a maderas latifoliadas cepilladas, en condición seca.

DEFINICIONES

ACEBOLLADURA:	Es la desunión de dos anillos de crecimiento contiguos.
ALABEO:	Curvatura de una pieza de madera por la deformación de uno de sus planos longitudinal o transversal o de ambos.
ACANALAMIENTO (Abarquillado):	Alabeo en la dirección transversal.
ARQUEAMIENTO:	Alabeo en la dirección longitudinal.
ENCORVADURA:	Alabeo de los cantos en sentido longitudinal.
TORCEDURA (espiralada):	Alabeo simultáneo en las direcciones longitudinal y transversal.
ARISTA FALTANTE (gema):	Falta de una arista en una pieza de madera.
CALIFICACION:	Consiste en determinar y juzgar la magnitud y el efecto que tienen las características o defectos de la madera sobre sus propiedades mecánicas.
CLASIFICACION:	Selección de las piezas de madera en grupos, por grado de calidad, de acuerdo con criterios preestablecidos.
DEFECTOS:	Cualquier alteración de la madera que afecta las propiedades físicas, mecánicas y/o químicas, determinando generalmente una limitación en su uso.
DURAMEN QUEBRADIZO:	Zona de duramen que presenta grietas o separaciones en la madera debidas a esfuerzos internos de la madera del árbol al ser éste aserrado.
FALTA DE COMPRESION:	Deformaciones o roturas de las fibras de la madera como resultado de una compresión o flexión excesivas de árboles en pie causadas por su propio peso o por acción de fuertes fenómenos atmosféricos.
FIBRA:	Disposición longitudinal con respecto al eje axial de los elementos constitutivos de la madera, cuya dirección puede ser: recta, inclinada, en espiral o entrelazada.
Inclinación de la fibra;	Desviación angular de la disposición de los elementos constitutivos con respecto al eje longitudinal del árbol o con respecto al canto de una pieza.
MANCHA:	Cambios en el color de la madera que no afectan la estructura leñosa y se producen por acción de los hongos.
MEDULA INCLUIDA:	Está conformada por los anillos de crecimiento iniciales del tronco. Se considera un defecto por representar una zona débil y fácilmente degradable, susceptible a ataque de hongos e insectos.
NUDOS:	Porciones de madera dura y compacta pertenecientes a ramas que quedaron incluidas en el tronco.
Nudo hueco:	Espacio vacío o hueco dejado por un nudo al desprenderse de la madera. Al nudo suelto o con deterioro se le debe considerar como nudo hueco.
Nudo sano:	Porción de rama entrecruzada con el resto de la madera que no se soltará o aflojará durante los procesos de secado y uso. No presenta rasgos de deterioro ni de pudrición.
Nudos arracimados:	Dos o más nudos agrupados por las fibras desviadas que los rodean y alteran en gran proporción el hilo de toda la pieza. A todo el racimo se le considera como una unidad.
PERFORACION:	Presencia de galerías en la madera producidas por diferentes animales.
PUDRICION:	Descomposición gradual de la sustancia leñosa, por la acción de hongos destructores de la madera.

Regla de Clasificación Estructural para Maderas Latifoliadas

ACANALAMIENTO:	Se permite en forma leve, no mayor de 2% del ancho de la pieza.
ACEBOLLADURA:	Se permite sobre una sola cara, hasta en un cuarto de la longitud de la pieza, si tiene una profundidad menor a 3 mm.

ARQUEAMIENTO:	Se permiten menos de 20 mm. en cada 2 m de longitud de la pieza para madera de 38 mm de grueso. Se permite únicamente la mitad de esta cantidad para madera de 88 mm. de grueso.
ARISTA FALTANTE O GELA:	Se permite en una sola arista, no más de 1/6 del grosor o del ancho, dependiendo de la superficie en la cual ocurra.
DURAMEN QUEBRADIZO:	No se permite.
ENCORVADURA O ALABEO DE CANTO:	Se permiten menos de 10 mm. en cada 2 m. de longitud de la pieza para madera de 88 mm. de ancho se permite únicamente la mitad de esta cantidad para madera de 290 mm. de ancho.
FALLAS DE COMPRESION:	No se permiten.
GRIETAS:	Se permiten con distribución moderada. La suma de sus profundidades medidas desde ambos lados no debe exceder $\frac{1}{4}$ del grosor de la pieza.
INCLINACION DE LA FIBRA:	Se permite una inclinación hasta de 1:8 en cualquier parte de la pieza.
MANCHAS:	Se permiten, siempre que sean únicamente cambios de color no relacionados con pudrición.
MEDULA INCLUIDA:	No se permite.
NUDOS ARRACIMADOS:	No se permiten.
NUDO HUECO:	Se permiten con un diámetro máximo de 4 cm. en las caras o un sexto de ancho de la cara, lo que resulte menor. No se permiten en los cantos.
NUDO SANO:	Se permiten con un diámetro máximo de 6 cm. en las caras o un cuarto del ancho de la cara, lo que resulte menor. No se permiten en los cantos.
PERFORACIONES GRANDES (agujeros de larvas):	Se permiten hasta dos agujeros en un cuadro de 6 x 6 cm. No debe haber infestación activa.
PERFORACIONES PEQUEÑAS (ataque de insectos):	Se permiten hasta 10 perforaciones en un cuadro de 6 x 6 cm. No debe haber infestación activa.
PUDRICION:	No se admite en ningún grado de avance.
RAJADURAS:	Se permiten solamente en uno de los extremos y de una longitud no mayor de 1.5 veces el ancho de la pieza. No se permiten en las aristas.
TORCEDURA:	Se admiten menos de 1.5 mm. por cada 25 mm. de ancho de la pieza en una longitud de 2 m. Se admite en una sola arista.

Si dentro de cualquiera de los siguientes grupos se presenta más de un defecto en el máximo tolerable, la pieza deberá ser rechazada.

- Acanalamiento, arqueamiento, encorvadura y torcedura
- Inclinación general de la fibra, nudos
- Rajaduras, grietas, acebolladuras
- Perforaciones pequeñas, perforaciones grandes.

La pieza también deberá ser rechazada si la inclinación de la fibra es la máxima tolerable en la cara y en el canto que forman una misma arista.

1.3) Dimensiones

Para efecto de dimensionamiento se utilizarán con preferencia las secciones especificadas en la Norma Oficial Mexicana NOM-C-224-1983. "Dimensiones de la madera aserrada para uso en la construcción". Para piezas con dimensiones mayores que las cubiertas en la Norma citada y, en general, para secciones que no se ajusten a ellas deberá utilizarse la sección real en condición seca.

1.4) Contenido de humedad

El contenido de humedad (CH) se define como el peso original menos el peso anhidro dividido entre el peso anhidro y se expresa en porcentaje. Se considera madera seca a la que tiene un contenido de

humedad menor o igual a $18 \pm 2\%$, y húmeda, a aquella cuyo contenido de humedad es superior a dicho valor. El valor máximo admisible se limita a 50%.

1.5) Anchos de cubierta a considerar para soporte de cargas concentradas.

Para el diseño de cubiertas se consideraran como anchos, b , de la sección que soporta las cargas vivas concentradas los valores de la tabla 1.1, tanto para el cálculo de resistencia como el de deflexión.

TABLA 1.1 ANCHOS b , PARA SOPORTE
DE CARGAS CONCENTRADAS EN CUBIERTAS

CONDICION

Duelas a tope (1)	Ancho de una duela
Duelas machihembradas (2)	2 x ancho de una duela + 15.0 cm., pero no más de 45.0 cm.
Madera contrachapada (3)	61.0 cm.
(1) grosor mínimo 19 mm.	(2) grosor mínimo 12.7 mm. (3) grosor mínimo 9 mm.

PRINCIPIOS GENERALES DE DISEÑO

2.1) Métodos de diseño

El diseño de elementos de madera y de los dispositivos de unión requeridos para formar estructuras se llevará a cabo según los criterios de estados límite que fijan los requisitos que deben satisfacerse en cuanto a seguridad y comportamiento en condiciones de servicio.

El diseño podrá efectuarse por medio de procedimientos analíticos o experimentales.

En el diseño por métodos analíticos las acciones internas se determinarán considerando que los elementos estructurales y las estructuras tiene un comportamiento lineal elástico.

2.2) Valores especificados de resistencia y rigideces

La Tabla 2.1 proporciona valores especificados de resistencia y rigidez para madera de coníferas, para las clases estructurales A y B. La Tabla 2.2 establece valores especificados para los tres grupos de maderas macizas latifoliadas. La Tabla 2.3 contiene valores especificados de resistencia y rigidez para madera contrachapada de especies coníferas. Los valores de las tres tablas corresponden a condición seca.

TABLA 2.1 VALORES ESPECIFICADOS
DE RESISTENCIA Y MODULOS DE ELASTICIDAD
DE MADERA DE ESPECIES CONIFERAS
(kg/cm²)

		CLASE	
		A	B
Flexión	f'fu	170	100
Tensión paralela a la fibra	f'tu	115	70
Compresión paralela a la fibra	f'cu	120	95
Compresión perpendicular a la fibra	f'nu	40	40
Cortante paralelo a la fibra	f'vu	15	15
Modulo de elasticidad promedio	EO.50	100 000	80 000
Módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil	EO.50	65 000	50 000

TABLA 2.2 VALORES ESPECIFICADOS
DE RESISTENCIA Y MODULOS DE ELASTICIDAD
DE MADERA DE ESPECIES LATIFOLIADAS
(kg/cm²)

		GRUPO		
		I	II	III
Flexión	f'fu	300	200	100
Tensión paralela a la fibra	f'tu	200	140	70
Compresión paralela a la fibra	f'cu	220	150	80
Compresión perpendicular a la fibra	f'nu	75	50	25
Cortante paralelo a la fibra	f'vu	25	20	12
Modulo de elasticidad promedio	EO.50	160 000	120 000	75 000
Módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil	EO.50	120 000	85 000	50 000

TABLA 2.3 VALORES ESPECIFICADOS
DE RESISTENCIA Y MODULOS DE ELASTICIDAD
Y MODULO DE RIGIDEZ DE MADERA
CONTRACHAPADA DE ESPECIES CONIFERAS
(kg/cm²)

Flexión	f _{fu}	190
Tensión	f _{tu}	190
Tensión: fibra en las chapas exteriores Perpendicular al esfuerzo (3 chapas)	f _{tu}	90
Compresión		
En el plano de las chapas	f _{cu}	160
Perpendicular al plano de las chapas	f _{nu}	25
Cortante		
A través del grosor	f _{vu}	20
En el plano de las chapas	f _{ru}	5
Modulo de elasticidad promedio	EO.50	105 000
Modulo de rigidez promedio	GO.50	5 000

2.3) Factores de reducción de resistencia

La Tabla 2.4 indica los factores de reducción de resistencia para madera maciza y madera contrachapada. Los factores de reducción de resistencia correspondientes a las uniones en estructuras de madera se tomarán igual a 0.7 en todos los casos.

TABLA 2.4 FACTORES DE REDUCCION
DE RESISTENCIA PARA MADERA MACIZA
Y MADERA CONTRACHAPADA, FR

ACCION	PRODUCTOS	
	Madera Maciza	Madera contrachapada
Flexión	0.8	0.8
Tensión paralela	0.7	0.7
Compresión paralela y en el plano de las chapas	0.7	0.7
Compresión perpendicular	0.9	0.9
Cortante paralelo, a través del espesor y en el plano de las chapas	0.7	0.7

2.4) Valores modificados de resistencia y rigideces

En los cálculos de las resistencias y deformaciones de diseño de los miembros o uniones se tomará como resistencia o módulo de elasticidad del material o del elemento de unión el valor modificado que resulta de multiplicar el valor especificado correspondiente por los factores de modificación apropiados, según las acciones 2.4.1 y 2.4.2.

2.4.1) Factores de modificación para madera maciza y madera contrachapada

Kh	factor por contenido de humedad (Tabla 2.5)
Kd	factor por duración de carga (Tabla 2.6)
Kc	factor por compartición de carga igual a 1.15. Aplicable en sistemas formados por tres o más miembros paralelos, separados 61 cm. centro a centro, o menos, dispuestos de tal manera que soporten la carga conjuntamente.
Kp	factor por peralte (Tabla 2.7). Aplicable a secciones que tengan un peralte d, menor o igual a 140 mm.
Kcl	factor por clasificación (madera maciza de coníferas únicamente) (Tabla 2.8)
Ka	factor por tamaño de la superficie de apoyo (Tabla 2.9)

TABLA 2.5 FACTORES DE MODIFICACION
POR HUMEDAD
(APLICABLES CUANDO $CH \geq 18\% \pm 2\%$), kh

CONCEPTO	kh
Madera maciza de coníferas	
Compresión paralela a la fibra	0.80
Compresión perpendicular a la fibra	0.45
Cortante	0.85
Madera maciza de latifoliadas	
Compresión paralela a la fibra	0.80
Compresión perpendicular a la fibra	0.45
Cortante	0.85
Modulo de elasticidad	0.80
Madera contrachapada	
Flexión, tensión, compresión paralela y perpendicular a la cara, cortante a través del grosor y en el plano de las chapas	0.80
Módulo de elasticidad y rigidez	0.85

TABLA 2.6 FACTORES DE MODIFICACION
POR DURACION DE CARGA (APLICABLES
PARA MADERA MACIZA Y MADERA
CONTRACHAPADA) kd

CONDICION DE CARGA	kd
Carga continua	0.90
Carga normal; carga muerta más carga viva	1.00
Carga muerta más carga viva en cimbras, obras falsas y techos (pendiente < 5%)	1.25
Carga muerta más carga viva más viento o sismo, y carga muerta más carga viva en techos (pendiente $\leq 5\%$)	1.33
Carga muerta más carga viva más impacto	1.60

1 No son aplicables a los módulos de elasticidad

TABLA 2.7 FACTORES DE MODIFICACION
POR PERALTE (APLICABLES A SECCIONES
QUE TENGAN UN PERALTE, d, MENOR
O IGUAL A 140 mm), kp

CONCEPTO	kp
Flexión	1.25
Tensión y compresión paralelas a la fibra	1.15
Modulo de elasticidad	1.10
Todos los demás casos	1.00

TABLA 2.8 FACTORES DE MODIFICACION
POR CLASIFICACION PARA MADERA
MACIZA DE CONIFERAS, kcl

REGLA DE CLASIFICACION (SEGUN NOM-C-239-1985)	kcl
(I) Para valores especificados de resistencia	
Regla general (1)	0.80
Reglas especiales (2)	1.00
Regla industrial (3)	1.25
(II) Para valores de módulo de elasticidad	
Regla general (1)	0.90
Reglas especiales (2)	1.00
Regla industrial (3)	1.15

- 1 Aplicable a cualquier sección transversal especificada en la ref. 2
- 2 Aplicables a secciones transversales particulares: todas las de 38 mm. de grosor y las de 87 x 87 y 87 x 190 mm.
- 3 Aplicable a secciones transversales de 38 mm. de grosor únicamente.

TABLA 2.9 FACTORES DE MODIFICACION
POR TAMAÑO DE LA SUPERFICIE DE APOYO ka

LONGITUD DE APOYO O DIAMETRO DE RONDANA (cm)	1.5 o menor	2.5	4.0	5.0	7.5	10.0	15.0 o más
ka	1.80	1.40	1.25	1.20	1.15	1.10	1.00

NOTA: Este factor es aplicable solamente cuando la superficie de apoyo diste por lo menos 6 cm del extremo del miembro

2.4.2) Factores de modificación para uniones

- Jh factor por contenido de humedad (Tabla 2.10)
- Jg factor por hilera de elementos para pernos y pijas (Tabla 2.11)
- Jf factor por duración de carga (Tabla 2.12)
- Jgp factor por grosor de piezas laterales en pernos y pijas (Tabla 2.13)
- Jge factor por grosor de piezas laterales en clavos (Tabla 2.14)

- Ja factor para clavos lanceros (Tabla 2.15)
- Jp factor para clavos incados paralelamente a la fibra = 0.6
- Jn factor para carga perpendicular a la fibra en pijas (Tabla 2.16)
- Jdp factor por doblado de la punta en clavos (Tabla 2.17)
- Jdi factor para clavos para diafragma = 1.3

TABLA 2.10 FACTOR DE MODIFICACION POR CONTENIDO DE HUMEDAD, Jh

CONDICION DE LA MADERA CUANDO SE FABRICA LA JUNTA CONDICION DE SERVICIO	SECA CH<18%±2%		HUMEDAD CH<16%±2%	
	SECA	HUMEDA	SECA	HUMEDA
Pernos y pijas				
Compresión paralela a la fibra	1.0	0.67	1.0	0.67
Compresión Perpendicular	1.0	0.67	0.4	0.27
Clavos	1.0	0.67	0.6	0.67

TABLA 2.11 FACTOR DE MODIFICACION POR GRUPO DE CONECTORES PARA PERNOS Y PIJAS, Jg

RELACION DE AREA	LA MENOR DE Am o As (cm²)	NUMERO DE CONECTORES EN UNA HILERA							
		2	3	4	5	6	7	8	
0.5	80	1.00	0.92	0.84	0.76	0.68	0.61	0.55	
	80-180	1.00	0.95	0.88	0.82	0.75	0.68	0.62	
	180-420	1.00	0.98	0.96	0.92	0.87	0.83	0.79	
	>420	1.00	1.00	0.98	0.95	0.91	0.88	0.85	

RELACION DE AREA	LA MENOR DE Am o As (cm²)	NUMERO DE CONECTORES EN UNA HILERA							
		2	3	4	5	6	7	8	
1.0	80	1.00	0.97	0.92	0.85	0.78	0.71	0.65	
	80-180	1.00	0.98	0.94	0.89	0.84	0.78	0.72	
	180-420	1.00	1.00	0.99	0.96	0.92	0.89	0.85	
	>420	1.00	1.00	1.00	0.99	0.96	0.93	0.91	

Am	PARA	PIEZAS	LATERALES	METALICAS			
160-160	1.00	0.94	0.87	0.80	0.73	0.67	0.61
260-420	1.00	0.95	0.89	0.82	0.75	0.69	0.63
420-760	1.00	0.97	0.93	0.88	0.82	0.77	0.71
760-1300	1.00	0.98	0.96	0.93	0.89	0.85	0.81
>1300	1.00	0.99	0.98	0.96	0.93	0.90	0.87

A₁ Área bruta del miembro principal (cm²)
 A_a Suma de las áreas brutas de los miembros laterales (cm²)
 Relación de áreas Am/As o As/Am la que resulte menor
 Interpolar para valores intermedios

TABLA 2.12 FACTOR DE MODIFICACION
 POR DURACION DE CARGA, J_d

CONDICION DE CARGA	J _d
Carga continua	0.90
Carga normal: carga muerta más carga viva	1.00
Carga muerta más carga viva en cimbras, obras falsas y techos (pendiente < 5%)	1.25
Carga muerta más carga viva más viento o sismo y carga muerta más carga viva en techos (pendiente ≥ 5%)	1.30
carga muerta más carga viva más impacto	1.60

TABLA 2.13 FACTOR DE MODIFICACION
 POR GROSOR DE PIEZAS LATERALES DE MADERA
 Y METALICAS PARA PERNOS Y FIJAS, J_{gp}

Para piezas laterales de madera en pijas*	≥ 3.5 D 2.0 D	1.00 0.60
Para piezas metálicas en pernos y pijas		1.50

D diámetro de la pija
 * para valores intermedios de grosores de piezas laterales hacer la interpretación lineal

TABLA 2.14 FACTOR DE MODIFICACION
 POR GROSOR DE PIEZAS LATERALES
 DE MADERA PARA CLAVOS, J_{ge}

GROSOR DE LA PIEZA LATERAL	J _{ge}
1/3	1.00
1/6	0.50

1 longitud del clavo

* Para valores intermedios de grosores de piezas laterales hacer una interpretación lineal

TABLA 2.15 FACTOR DE MODIFICACION
PARA CLAVOS LANCEROS, J_a

CONDICION DE CARGA	J_a
Clavo lancero	0.80
Clavo normal	1.00

TABLA 2.16 FACTOR DE MODIFICACION
POR CARGA LATERAL PERPENDICULAR
A LAS FIBRAS PARA PIJAS, J_n

Diametro de la pija (mm)	J_n
6.4	0.97
9.5	0.76
12.7	0.65
15.9	0.60
19.1	0.55
22.2	0.52
25.4	0.50

TABLA 2.17 FACTOR DE MODIFICACION
POR DOBLADO DE LA PUNTA DE CLAVOS, J_{ap}

Cortante simple	1.6
Cortante doble*	2.0

* las piezas laterales deberán tener un grosor cuando menos igual a la mitad del grosor de la pieza central.

ARTICULO 400

ESTRUCTURAS METALICAS

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance

En esta parte se incluyen disposiciones para diseño y construcción de estructuras de acero y otros metales.

1.2 Criterios de diseño

El dimensionamiento se efectuará de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio establecidos en el Título Sexto del Reglamento o por algún procedimiento alternativo que cumpla con los requisitos del 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 en ella actúe (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 reducción FR correspondiente. Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen, en general, multiplicando por el factor de carga 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.

1.3 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 suficiente para resistir los efectos combinados de las cargas verticales y de las horizontales que actúen en cualquier dirección.

Pueden utilizarse 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 del tipo I, 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. Esas conexiones deben ser capaces de transmitir, como mínimo, 1.25 veces el momento de diseño que haya en el extremo de cada barra, teniendo en cuenta, cuando sea necesario, el efecto de las fuerzas cortantes o normales de diseño que haya en ella, multiplicadas también por 1.25, independientemente de satisfacer todos los requisitos descritos a continuación.

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 I, sec. 1.3.

1. Definiciones

Se da el nombre de conexión al conjunto de elementos que unen el miembro a la junta: placas o ángulos por patines o alma, soldaduras, remaches, tornillos.

Junta en la zona completa de intersección de los miembros; en la mayoría de los casos, esa zona es la parte de la columna, incluyendo atiesadores horizontales o placas adosadas a su alma, que queda comprendida entre los planos horizontales que pasan por los bordes superior e inferior de la viga de mayor peralte.

2. Resistencia de la conexión

La resistencia de la conexión de cada viga debe ser suficiente para transmitir 1.25 veces los elementos mecánicos 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 inducir en el tablero del alma de la columna una fuerza cortante igual a $0.8 F_y d$ donde F_y es el esfuerzo de fluencia del acero de la columna, de su peralte total y d el grueso del alma.

La resistencia de una conexión viga-columna se considera adecuada para desarrollar la resistencia de la viga si satisface alguna de las condiciones siguientes:

- a) Los patines de la viga están soldados a tope, con soldadura de penetración completa, a los patines de la columna, y el alma de la viga está conectada a la columna, o a una placa vertical soldada a ella, por medio de soldaduras capaces de resistir, como mínimo, el 50 por ciento de la parte del momento plástico de la viga que corresponde al alma. La fuerza cortante en la viga se trasmite a la columna por medio de soldadura adicional o con tornillos de alta resistencia que trabajen por fricción, colocados en el alma de la viga.
- b) El módulo de sección plástico de los patines de la viga es mayor que el 70 por ciento del módulo de sección plástico de la sección completa. Los patines de la viga están soldados a tope con soldaduras de penetración completa, a los patines de la columna, y el alma está conectada a la columna por medio de soldaduras o tornillos de alta resistencia que transmiten la fuerza cortante total.
- c) La conexión hecha con soldadura o tornillos de alta resistencia tiene características diferentes de las indicadas en a o b, pero se ha demostrado, por medios analíticos o experimentales, que posee la resistencia requerida. Cuando la demostración se haga analíticamente, en los cálculos no debe suponerse que las soldaduras y los tornillos contribuyen a transmitir la misma fuerza entre elementos conectados.

Cuando se empleen aceros cuyo esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión sea menor que 1.5 veces el esfuerzo de fluencia mínimo especificado, no se permitirá que se formen articulaciones plásticas en zonas en las que se haya reducido el área de los patines de la viga, como sucede, por ejemplo, cuando hay en ellos agujeros para tornillos. Las conexiones atornilladas de placas de patín de juntas viga-columna deben tener relación área neta/área total iguales o mayores que $1.2 F_y/F_u$.

Cuando las vigas se conecten al alma de las columnas será necesario que éstas reciban también vigas en los dos o, al menos, en uno de sus patines. La viga o vigas que llegan al alma de las columnas se conectarán, en sus dos patines, por medio de placas horizontales que sirvan, al mismo tiempo, como atiesadores de la columna.

Y que estén 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. Cuando la columna reciba una sola viga por alma, el otro lado de ésta deberá rigidizarse adecuadamente.

Las estructuras del 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 esos momentos no mayores del 20 por ciento de los momentos resistentes de diseño de los miembros considerados.

Las estructuras del tipo I pueden analizarse y diseñarse utilizando métodos elásticos o plásticos; esto último 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 especificados de ruptura en tensión, F_u .
- 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 veinte por ciento.
- c) Las relaciones ancho/grueso de los elementos planos que componen los perfiles cumplen los requisitos de las secciones tipo I (inciso 2.3.1).
- d) Los miembros están contraventados lateralmente de acuerdo con los requisitos del inciso 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.
- i) Ninguno de los miembros de la estructura que intervienen en el mecanismo de colapso está sometido a cargas que puedan producir fallas por fatiga, ni son posibles fallas de tipo frágil ocasionadas por carga de impacto, bajas temperaturas u otros factores.

En las estructuras tipo I analizadas elásticamente se admite redistribuir los momentos obtenidos del análisis, satisfaciendo las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos en vigas, nudos y entrepisos de manera que en ningún momento se reduzca en valor absoluto en más de 30 por ciento en vigas que cumplan con los requisitos para secciones tipo 1 o 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 LP Inciso 3.1.1 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 1, 2 o 3.

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

Las estructuras del tipo 2 pueden usarse en elementos secundarios y se aceptan en marcos principales si se utilizaran 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.

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 el área neta, A_u es la que se obtiene 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

El área neta de un miembro 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, el ancho de los agujeros para pernos o tornillos se toma 1.5 mm mayor que el diámetro nominal del agujero, medido normalmente a la dirección de los esfuerzos. Para determinar el área neta en cortante se utilizan las dimensiones nominales de los agujeros.
- 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 del ángulo 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 soldaduras de tapón o de ranura no debe tenerse en cuenta el metal de aportación.

2.1.3 Área neta efectiva

El área neta efectiva de miembros sujetos a tensión axial 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 todas ellas, el área neta efectiva A_n es igual al área neta A_n .

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

$$A_e = U A_n \quad (2.1.1)$$

A_n es el área neta del miembro y U es un coeficiente de reducción del área.

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:

$$A_e = U t \quad (2.1.2)$$

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 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

En la determinación del factor de longitud efectiva K deben considerarse las características generales de la estructura de la que se 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 debidos a desplazamientos lineales de sus Extremos.

Estos efectos pueden despreciarse en las columnas de entrepisos de marcos rígidos de cualquier altura que formen parte de estructuras regulares, cuando el desplazamiento horizontal relativo del nivel superior con respecto al inferior, dividido entre la altura total del entrepiso no es mayor que 0.08 veces la relación entre la fuerza cortante en el entrepiso y el peso de la construcción por encima de él. 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 sismos, se calculan multiplicando por el factor de comportamiento sísmico Q los causados por las fuerzas sísmicas 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 contravientos, suelen estar en este caso.

El factor de longitud efectiva K debe tomarse igual a 1.0, pero pueden emplearse valores menores si se justifican por medio de un estudio adecuado.

En el comentario de estas Normas Técnicas se presenta un nomograma que proporciona valores aproximados del factor K aplicables en este caso.

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

Esos efectos no pueden despreciarse en las columnas de marcos rígidos que forman parte de estructuras regulares, cuando los desplazamientos exceden el límite indicado en B. Suelen estar en este caso las columnas de edificios cuya estabilidad lateral depende exclusivamente de la rigidez a la flexión de columnas y vigas unidas entre sí por medio de conexiones rígidas.

El factor de longitud efectiva K , que es siempre mayor que 1.0 debe determinarse utilizando un método racional.

En el comentario de estas Normas Técnicas se presenta un monograma que proporciona valores aproximados aplicables en este caso.

2.2.3 Relaciones de esbeltez máximas

La relación de esbeltez KL/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 estén sometidos a cargas que pueden 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.

2.2.4 Marcos contraventeados

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

1. Evitar el pandeo de la estructura bajo cargas verticales de diseño.
2. Conservar la estabilidad lateral de la estructura, incluyendo los efectos ocasionados por los desplazamientos laterales (efecto P), 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 adecuada, esos muros de cortante forman parte del sistema vertical de contraventeo.

Al estudiar el pandeo y la estabilidad lateral de la estructura puede considerarse que las columnas, vigas y diagonales de los marcos contraventeados forman una armadura en vertical en voladizo, con uniones articuladas, y deben tenerse en cuenta sus cambios de longitud.

Las fuerzas axiales en los miembros de los marcos contraventeados, producidas por las fuerzas verticales y horizontales de diseño, no deben exceder de $0.85 P_y$, 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 diseñaran como elementos flexocomprimidos, teniendo en cuenta las fuerzas de compresión axial originadas por las cargas horizontales.

2.2.5 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 los desplazamientos laterales de los niveles y por la deformación axial de las columnas.

Los marcos deben ser estables bajo cargas verticales de diseño y bajo la combinación de éstas y las fuerzas horizontales de diseño. La fuerza axial en las columnas, producidas por solicitaciones de diseño, no excederá de $0.75 P_y$.

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 o en flexocompresión axial, en compresión debida a flexión o en flexocompresión, y de acuerdo con las condiciones que se especifican más adelante.

Las secciones tipo 1 (secciones para diseño plástico) pueden alcanzar el momento plástico y conservarlo durante las rotaciones necesarias para la redistribución de momentos en la estructura.

Las secciones tipo 2 (secciones compactas) pueden alcanzar el momento plástico, pero no tienen capacidad de rotación bajo momento constante de esa magnitud.

Las secciones tipo 3 (secciones no compactas) pueden alcanzar el momento correspondiente a la iniciación del flujo plástico.

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, sus patines deben estar conectados al alma o almas en forma continua; además, si está sometida a flexión debe tener un eje de simetría en el plano de carga, y si trabaja en compresión axial o en flexocompresión debe tener dos ejes de simetría. Las secciones tipo 2 en flexión deben tener un eje de simetría en el plano de carga, a menos que en el análisis se incluyan los efectos producidos por la asimetría.

Los estados límite de resistencia de los diferentes tipo de sección son los siguientes:

Sección tipo 1. Desarrollo del momento plástico en vigas y del momento plástico reducido por compresión en barras flexocomprimidas, con capacidad de rotación suficiente para satisfacer las suposiciones del análisis plástico.

Secciones tipo 2. Igual que las tipo 1, pero sin requisito de capacidad de rotación.

Secciones tipo 3. Desarrollo del momento correspondiente a la iniciación del flujo, plástico en vigas, o de ese momento reducido por compresión en barras flexocomprimidas.

Secciones tipo 4. Pandeo local de alguno de los elementos planos que la componen.

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.

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 deban exceder los valores de la Tabla 2.3.1, 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 excede los límites correspondientes a las tipo 3 son tipo 4.

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 como sigue:

- a) En placas, la distancia del borde libre a la primera línea de soldaduras, remaches o tornillos. (Ver Tabla 2.3.1)

- b) En alas de ángulos, patines de canales y zetas, y almas de té, la dimensión nominal total.
- c) En patines de secciones I, H y T, la mitad de la dimensión nominal total.
- d) En perfiles hecho con lamina 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 como se indica a continuación:

- a) En patines de secciones en cajón hechas con cuatro placas, la distancia entre líneas adyacentes de soldaduras, remaches o tornillos.
- b) En patines de secciones laminadas, en cajón, la distancia libre entre almas, menos los radios de las dos curvas de unión.
- c) 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.
- d) En almas de secciones laminadas en caliente o dobladas en frío, la distancia entre las indicaciones de las curvas de unión con los elementos de soporte.

2.3.4 Grupo

En elementos de grueso uniforme éste 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.

TABLA 2.3.1 VALORES MAXIMOS ADMISIBLES DE LAS RELACIONES ANCHO/GRUESO

DESCRIPCION DEL ELEMENTO	CLASIFICACION DE LAS SECCIONES		
	TIPO 1 (DISEÑO PLASTICO)	TIPO 2 (COMPACTAS)	TIPO 3 (NO COMPACTAS)
ALAS DE ANGULOS SENCILLOS Y DE ANGULOS DOBLES CON SEPARADORES EN COMPRESIÓN; ELEMENTOS COMPRIMIDOS SOPORTADOS A LO LARGO DE UNO SOLO DE LOS BORDES LONGITUDINALES	_____	_____	$640/\sqrt{F_y}$
ATIESADORES DE TRABES ARMADAS SOPORTADOS A LO LARGO DE UN SOLO BORDE LONGITUDINAL	_____	_____	$800/\sqrt{F_y}$
ALMAS DE SECCIONES T	_____	$540/\sqrt{F_y}$	$1100/\sqrt{F_y}$
PATINES DE SECCIONES I, H, O, T, Y DE	$\sqrt{\quad}$	$\sqrt{\quad}$	$\sqrt{\quad}$

CANALES EN FLEXION	460/ F_y	540/ F_y	830/ F_y
PATINES DE SECCIONES I, H, O,T, Y DE CANALES, EN COMPRESIÓN FUGA; PLACAS QUE SOBRESALEN DE MIEMBROS COMPRIMIDOS (1)	830/ $\sqrt{F_y}$	830/ $\sqrt{F_y}$	830/ $\sqrt{F_y}$
PATINES DE SECCIONES EN CAJON, LAMINADAS Y SOLDADAS EN FLEXION; CUBRE PLACAS ENTRE LINEAS DE REMACHES ANILLOS O SOLDADORAS ATIESADORES SOPORTADOS A LO LARGO DE LOS DOS BORDES PARALELOS A LA FUERZA	1600/ $\sqrt{F_y}$	1600/ $\sqrt{F_y}$	2100/ $\sqrt{F_y}$
ALMAS DE SECCIONES I C H Y PLACAS DE SECCIONES EN CAJON EN COMPRESION PURA (1)	2100/ $\sqrt{F_y}$	2100/ $\sqrt{F_y}$	2100/ $\sqrt{F_y}$
ALMAS EN FLEXION	3500/ $\sqrt{F_y}$	5300/ $\sqrt{F_y}$	8000/ $\sqrt{F_y}$
	$\frac{3500(1-1.4 Pu/Py)}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{3500(1-2.7 Pu/Py)}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{8000(1-2.7 Pu/Py)}{\sqrt{F_y}}$
	Si $Pu/Py \leq 0.6$, (2) $Pu/Py \leq 1.15$, Si $Pu/Py \leq 0.15$		
	Si $Pu/Py > 0.28$, Si $Pu/Py > 0.15$, Si $Pu/Py > 0.15$		
	$\frac{2100}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{3339}{\sqrt{F_y / Py}} (1-0.371 \frac{Pu}{Py})$	$\frac{5228}{\sqrt{F_y / Py}} (1-0.598) \frac{Pu}{Py}$
SECCIONES CIRCULARES HUECAS EN COMPRESION AXIAL (3)	132000/ F_y	164000/ F_y	235000/ 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) Pu es la fuerza axial de diseño
- (3) Ver 2.3.5

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)

2.3.6.1 Elementos planos no atiesados

En la determinación de la resistencia de diseño de elementos planos no atiesados comprimidos de relación ancho / grueso mayor que el límite correspondiente a secciones tipo 3, y en la de miembros estructurales que contienen elementos planos de este tipo, debe incluirse un factor de reducción Q_s , que se calcula con las ecuaciones 2.3.1 a 2.3.4.

a) Para ángulos aislados:

$$\begin{aligned} \text{Si } 640/\sqrt{F_y} < b/t < 1300/\sqrt{F_y} \quad Q_s \\ = 1340 - 0.00053 (b/t) \sqrt{F_y} \end{aligned} \quad (2.3.1)$$

$$\begin{aligned} \text{Si } b/t \geq 1300 \sqrt{F_y} \quad Q_s \\ = 1\,090\,000 / [F_y (b/t)] \end{aligned} \quad (2.3.2)$$

b) Para ángulos o placas que sobresalen de columnas u otros miembros comprimidos y para patines comprimidos de vigas y traveses armadas:

$$\begin{aligned} \text{Si } 830/\sqrt{F_y} < b/t < 1470\sqrt{F_y} \quad Q_s \\ = 1.415 - 0.00052 (b/t) \sqrt{F_y} \end{aligned} \quad (2.3.3)$$

$$\begin{aligned} \text{Si } b/t \geq 1470 \sqrt{F_y} \quad Q_s \\ = 1\,400\,000 / [F_y (b/t)^2] \end{aligned} \quad (2.3.4)$$

2.3.6.2 elementos planos atiesados

En la determinación de las propiedades geométricas necesarias para calcular la resistencia de diseño de miembros estructurales que contienen elementos planos atiesados comprimidos de relación ancho / grueso mayor que el límite correspondiente a secciones tipo 3, debe utilizarse un ancho efectivo reducido b_e .

a) Para patines de secciones cuadradas o rectangulares huecas con paredes de grueso uniforme:

$$b_e = \frac{2730}{\sqrt{f}} \times \left[1 - \frac{540}{(b/t)\sqrt{f}} \right] \leq b \quad (2.3.5)$$

b) Para cualquier otro elemento plano atiesado comprimido uniformemente.

$$b_e = \frac{2730 t}{\sqrt{f}} \left[1 - \frac{480}{(b/t)\sqrt{f}} \right] \leq b$$

En las ecuaciones anteriores:

- b = ancho del elemento comprimido (inciso 2.3.3)
 b_e = ancho efectivo reducido
 t = grueso del elemento comprimido

$f =$ esfuerzo de compresión existente en el elemento atiesado, producido por las solicitaciones de diseño, basado en las propiedades geométricas que se emplean para calcular la resistencia de diseño del elemento estructural del que forma parte.

En las ecuaciones (2.3.1) a (2.3.6) los esfuerzos F_y y f deben tomarse en kg/cm^2 , y las dimensiones de las placas, b y t , en cm ; Q_s es un número abstracto y b_e se obtiene en cm .

El factor de área Q_s es el cociente el área efectiva de la sección dividida entre su área total, y el área efectiva es igual a la total menos la suma de los productos $(b-b_e)t$ de todos los elementos planos atiesados que haya en la sección.

2.3.6.3 secciones formadas por elementos planos atiesados y elementos planos no atiesados

En la determinación de la resistencia de diseño de miembros cuya sección transversal contiene elementos planos no atiesados y elementos planos atiesados interviene el factor $Q = Q_s Q_s$. El esfuerzo f que se utiliza en ec. 2.3.5 o 2.3.6 para calcular el ancho efectivo b_e de los elementos planos atiesados no tiene que ser mayor que el producto $Q_s F_y$ donde Q_s que se calcula con la ec. 2.3.3 o la 2.3.4, corresponde al elemento no atiesado que tiene la mayor relación b/t .

3.3 Miembros en flexión (vigas y traveses armados)

Esta sección es aplicable a vigas laminadas y a traveses formados por 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 macizo, 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.

3.1.1 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.

3.1.1.1 Miembros soportados lateralmente ($L \leq L_u$)

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 separaciones L no mayores que L_u , es igual a:

a) Para secciones tipo 1 o 2:

$$M_R = F_y Z_x = F_y Z_x$$

L es la distancia entre puntos del patín comprimido de una viga soportados lateralmente. L_u es la longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico M_p ; no se exige capacidad de rotación. Se calcula con alguna de las ecuaciones 3.3.1.3, 3.3.1.5 o 3.3.1.7.

Puede utilizarse la teoría plástica cuando las secciones son tipo 1 y la distancia entre puntos del patín comprimido soportados lateralmente no exceda de L_p en zonas de formación de articulaciones plásticas asociados 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.

$$L_p = \frac{253\,000 + 155\,000 (M_I / M_p)}{F_y} r_y \quad (3.3.2)$$

Secciones rectangulares, macizas o en cajón.

$$L_p = \frac{352\,000 + 211\,000 (M_I / M_p)}{F_y} r_y < \frac{211\,000 r_y}{F_y} \quad (3.3.3)$$

En la región adyacente a la última articulación plástica, en zonas que se conserven en el intervalo elástico al formarse el mecanismo de colapso la separación entre puntos no soportados lateralmente debe ser tal que se cumpla los requisitos de la cláusula en vigas y de la sección en columnas.

En las expresiones anteriores.

M_p = momento plástico resistente del miembro en estudio.

M_I = el menor de los momentos en los extremos del tramo no soportado lateralmente.

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

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

El patín comprimido debe soportarse lateralmente en todas las secciones en que aparecen articulaciones plásticas asociados con el mecanismo de colapso.

b) Para secciones tipo 3

$$M_R = F_R S F_y = F_R M_y \quad (3.3.4)$$

S es el módulo de sección elástico del miembro de flexión y $M_y = S F_y$ es el momento correspondiente a la iniciación de la fluencia en la sección en consideración.

En secciones I o H flexionadas alrededor de cualquiera de sus ejes centroidales y principales puede tomarse un valor de M_R comprendido entre $F_R M_y$ y $F_R M_p$ calculado por interpolación lineal, teniendo en cuenta que esos valores corresponden, respectivamente, a relaciones ancho/groeso de los patines de

$$830/\sqrt{F_y} \quad \text{y} \quad 540/\sqrt{F_y}$$

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 MR, para lo que se interpolará linealmente entre las relaciones

$$8000/\sqrt{F_y} \quad \text{y} \quad 5000/\sqrt{F_y}$$

Correspondientes a FR My y FR Mp, respectivamente.

No hay límites en la longitud sin soporte lateral, es secciones tipo 1, 2 o 3, cuando la sección transversal es circular o cuadrada, hueca o maciza, o cuando la viga, cualquiera que sea la forma de 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 3.3.1 o 3.3.4.

c) Para secciones tipo 4:

Cuando tanto el alma como el patín comprimido corresponden al tipo 4, de acuerdo con 2.3.1, el valor de MR se determina con los criterios para diseño de perfiles de lámina delgada doblados en frío.

Cuando los patines cumplan los requisitos de las secciones tipo 1, 2 o 3, y las almas sean tipo 4, el valor de MR se obtendrá de acuerdo con estas normas.

Reducción del momento resistente por esbeltez del alma

Si la relación h/t del peralte al regreso del alma de secciones I o H excede de

$$8000/ MR / 0.95$$

Y el patín comprimido cumple las relaciones ancho/grueso de las secciones tipo 1, 2 o 3 del inciso 2.3.2, la resistencia de diseño en flexión, reducida por esbeltez del alma, M'R se calcula con la ecuación:

$$M'R = MR \left[1 - 0.0005 \frac{A_a}{A_p} \left(\frac{h}{t} \sqrt{\frac{-8000}{MR / 0.95}} \right) \right] \quad (4.5.2)$$

Donde Aa y Ap son el área del alma y del patín comprimido, h y t al peralte y el grueso del alma, S el módulo de sección de la sección completa.

Respecto al patín comprimido, y MR la resistencia de diseño en flexión calculada de acuerdo con 3.1.1, pero sin exceder de FRMy.

Al calcular el momento reducido de secciones en cajón debe tenerse en cuenta la existencia de dos o más almas.

Cuando las almas cumplen los requisitos de las secciones tipo 4, se distinguen dos casos:

1. Si el patín comprimido está formado por elementos planos no atiesados,

$$MR = FR Q_s S F_y = FR Q_s M_y \quad (3.3.5)$$

Qs se define en 2.3.6.

2. Si el patín comprimido está formado por elementos planos atiesados

$$MR = FRSeF_y \quad (3.3.6)$$

Se, módulo de sección efectivo del elemento, se calcula con el ancho efectivo del patín comprimido, determinado de acuerdo con 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.

Si el valor de MR calculado con algunas de las ecuaciones 3.3.5 o 3.3.6 es mayor que el dado por la ec. 3.3.4 éste será el momento resistente del elemento.

En las expresiones anteriores,

$$FR = 0.90$$

Z = módulo de sección plástico.

S = módulo de sección elástico.

Se = módulo de sección elástico efectivo.

Mp = ZFy = momento plástico resistente de la sección.

My = SFy = momento correspondiente a la aparición del esfuerzo de fluencia en la sección (sin considerar esfuerzos residuales).

Fy = Esfuerzo de fluencia.

3.1.1.2 Miembro no soportados lateralmente

$$(L > Lu)$$

La resistencia de diseño de miembros en flexión cuyo patín comprimido está provisto de soportes laterales con separaciones mayores que Lu, es igual a:

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

$$\text{Si } Mu > \frac{2}{3} Mp$$

$$MR = 1.15 FR Mp \left(1 - \frac{0.28 Mp}{Mu} \right),$$

$$\text{Pero no mayor que } FR Mp \quad (3.3.7)$$

$$\text{Si } Mu \leq (2/3) Mp \quad MR = FRMu \quad (3.3.8)$$

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

$$Mu = \sqrt{\frac{1}{CL} E1 y GJ + \frac{(at)^2}{L} Iy Ca}$$

$$= \frac{1E}{CL} \sqrt{\frac{1}{Ly} \left[\frac{E1}{2.6} + \frac{GJ + (at)^2 ly Ca}{L} \right]} \quad (3.3.9)$$

En secciones o H laminadas o hechas con placas, de dimensiones semejantes a las laminadas, puede tomarse:

$$Mu = (1/c) \sqrt{M^2 c1 + M^2 c2} \quad (3.3.10)$$

donde:

$$Mcl = \frac{Eat}{(L/ry)} \quad (3.3.11)$$

$$Mc2 = \frac{4.7 Ead}{(L/ry)^2} \quad (3.3.12)$$

En las ecuaciones anteriores FR es el factor de resistencia, que vale 0.90, A y d son el área total y el peralte de la sección considerada, ly y ry su momento de inercia y radio de giro respecto al eje de simetría situado en el plano del alma, t el grueso de patín comprimido, L la separación entre puntos de ese patín fijos lateralmente, J y Ca las constantes de torsión de Saint Venant y por alabete de la sección y C, que puede tomarse conservadoramente igual a la unidad está dado por

- c = 0.60 + 0.40 Mi / M2 para tramos que se flexionan en curvatura simple
- c = 0.60 – 0.40 Mi / M2 pero 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 M2, o cuando el patín no está soportado lateralmente de manera efectiva en uno de los extremos del tramo.

Mi y M2 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 Ca = 0.

Lu es la longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico Mp (no se exige capacidad de rotación), y Lr la longitud que separa los intervalos de aplicación de las ecs. 3.3.7 y 3.3.8 (la ec. 3.3.7 es válida para L ≤ Lr y la 3.3.8 para L > Lr).

Lu y Lr se calcula con las expresiones siguientes:

Miembros de sección transversal I:

$$Lu = \sqrt{\frac{2}{Xr}} \sqrt{\frac{Eca}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X^2}} \quad (3.3.13)$$

$$L_r = \sqrt{\frac{21}{X_r}} \sqrt{\frac{E c_a}{G J}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}} \quad (3.3.14)$$

E es el módulo de elasticidad del acero y G su módulo de elasticidad al esfuerzo cortante; se tomarán iguales a 2 040 000 Kg/cm² y 784 000 Kg/cm², respectivamente.

En las ecuaciones anteriores,

$$X_u = 4.293 C \frac{Z F_y}{C J} \frac{C_a}{I_y} = 3.220 X_r, \quad X_r = \frac{4}{3} C \frac{Z F_y}{G J} \frac{C_a}{I_y}$$

En secciones I laminadas o hechas con placas soldadas, de proporciones semejantes a las laminadas, pueden utilizarse las expresiones simplificadas

$$L_u = \frac{6.55}{X_u} \frac{d r_y}{t} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}} \quad (3.3.15)$$

$$L_r = \frac{6.55}{X_r} \frac{d r_y}{t} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}} \quad (3.3.16)$$

donde

$$X_u = 7.7 C \left(\frac{d}{t}\right)^2 \frac{F_y}{E} = 3.22 X_r, \quad X_r = 2.4 C \left(\frac{d}{t}\right)^2 \frac{f_y}{E}$$

d es el peralte de la sección y t el grueso de patín comprimido.

Miembros de sección transversal rectangular, maciza o hueca:

$$L_u = 0.91 \frac{E}{C Z F_y} \sqrt{I_y J} \quad (3.3.17)$$

$$L_r = 2.92 \frac{E}{C Z F_y} \sqrt{I_y J} = 3.22 L_u \quad (3.3.18)$$

b) Para secciones tipo 3 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:

Si $M_u \leq 2/3 M_y$;

$$M_r = 1.15 F_r M_y \left(1 - \frac{0.28 M_y}{M_u} \right) \quad (3.3.19)$$

pero no mayor que $F_r M_y$ para secciones tipo 3, ni que el valor dado por la ec. 3.3.5 o 3.3.6 cuando las almas cumplen los requisitos de las secciones 1, 2 o 3 y los patines son tipo 4.

$$\text{Si } M_u > \frac{2}{3} M_y \quad (3.3.20)$$

$$M_R = F_r M_u$$

M_u se calcula con la ec. 3.3.9 o, cuando sean aplicables, pueden utilizarse las ecs. 3.3.10 a 3.3.12. Estas tres ecuaciones pueden emplearse también para los canales, haciendo en ellas $M_{e2} = 0$.

3.3.3 Resistencia de diseño al cortante

Este artículo se aplica al alma (o almas, en el caso de miembros de alma múltiple, como las secciones en cajón) de vigas y trabes 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 está es única o es paralelo a ellas en miembros con más de una 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,

$$V_R = V_N F_R \quad (3.3.21)$$

$F_R = 0.90$ 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.

$$\text{a) Si } \frac{h}{t} \leq 1400 \sqrt{\frac{K}{F_y}} = V_N = 0.66 F_y A_a \quad (3.3.22)$$

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

$$\text{b) Si } 1400 \sqrt{\frac{K}{F_y}} < \frac{h}{t} < 1600 \sqrt{\frac{K}{F_y}}, V_N = \frac{922}{h/c} \sqrt{F_y k} A_a \quad (3.3.23)$$

La falla es por plastificación del alma por cortante.

$$\text{c) Si } 1600 \sqrt{\frac{K}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 2000 \sqrt{\frac{K}{F_y}}$$

Se considera dos casos:

c 1) Estado límite de iniciación del pandeo del alma

$$VN = \frac{922 \sqrt{F_{yk}}}{h/t} Aa \quad (3.3.24)$$

c 2) Estado límite de falla por tensión diagonal

$$VN = \left[\frac{922 \sqrt{F_{yk}}}{h/t} \left(\frac{1 - 0.870}{\sqrt{1+(a/h)^2}} + \frac{0.50 F_y}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right) \right] Aa \quad (3.3.25)$$

d) Si $2000 \sqrt{\frac{k}{F_y}} < \frac{h}{t}$

se considera dos casos:

d1) Estado límite de iniciación del pandeo del alma

$$VN = \frac{1\,845\,000\,k}{(h/t)^2} Aa \quad (3.3.26)$$

d2) Estado límite de falla por tensión diagonal

$$VN = \left[\frac{1\,845\,000\,K}{(h/t)^2} \left(\frac{1 - 0.870}{\sqrt{1+8a/h}} + \frac{0.50 F_y}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right) \right] Aa \quad (3.3.27)$$

Para poder tomar como estado límite la falla por tensión diagonal (ecs. 3.3.25 y 3.3.27) la sección debe tener una sola alma (secciones I laminadas o formadas por placas) y estar reforzada con atiesadores transversales, diseñados de acuerdo con el inciso 4.5.7.

En las expresiones anteriores Aa es el área del alma, igual al producto de su grueso, L, por el peralte total de la sección, d; h es el peralte del alma (distancia libre entre patines); "a" la separación entre atiesadores transversales, y K un coeficiente sin dimensiones, que se calculan con la ec. 3.3.28, d, h y t se toman en cm y VN se obtiene en kg. Cuando la sección tiene dos o más almas, Aa es la suma de las áreas de todas ellas.

$$K = 5.0 + \frac{5.0}{(a/h)^2} \quad (3.3.28)$$

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.

3.3.4 Flexión y cortante combinados

Cuando se necesitan atiesadores transversales y el cociente VL/MD está comprendido entre los límites.

$$(1.33 \text{ VR/MR}) \geq \text{VD/MD} \geq (0.6 \text{ VR/MR}),$$

deben satisfacer las tres condiciones siguientes:

$$\begin{array}{l} \text{VD} \leq \text{VR} \\ \text{MD} \leq \text{MR} \\ 0.727 \end{array} \quad \frac{\text{MD}}{\text{MR}} + 0.455 \frac{\text{VD}}{\text{VR}} \leq 1.0$$

MR es la resistencia de diseño en flexión, calculada de acuerdo con el inciso 3.3.21 o 3.3.22, VR la resistencia de diseño al cortante, inciso 3.3.3 y MD VD son el momento flexionante y la fuerza cortante de diseño.

ARTICULO 401 FRANCCION V.- TOLERANCIA DE LAS ESTRUCTURAS METÁLICAS

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.

Deban cumplirse, además, las condiciones siguientes:

- 1.- 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.
- 2.- El desplazamiento del eje de columnas exteriores, medido con respecto al eje teórico, no es mayor de 25 mm. hacía fuera del edificio, ni 50 mm. hacía 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.

ARTICULO 402

1.1) ESTRUCTURAS REMACHADAS O ATORNILLADAS

1.1.1) 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 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 cepillo 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 irricción 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.

A todos los tornillos A325 y A490 se les dará una tensión de apriete no menor que la indicada en la siguiente tabla.

TABLA 1.1 TENSION MINIMA EN TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA (TON)

DIÁMETRO mm.	DEL TORNILLO (Pulg.)	TORNILLOS A325	TORNILLOS A490
12.7	(4)	5.4	6.8
15.9	(5/8)	8.6	10.9
19.1	(3/4)	12.7	15.9
22.2	(7/8)	17.7	22.2
25.4	(1)	23.1	29.0
28.6	(1 1/8)	25.4	36.3
31.8	(1 1/4)	32.2	46.3
34.9	(1 3/8)	38.6	54.9
38.1	(1 1/2)	46.7	67.1

Todos los tronillos A325 o a 490 deben apretarse hasta que haya en ellos una tensión no menor que la indicada en la tabla. El apriete puede hacerse con el método de la vuelta de la tuerca, por medio de un indicador directo de tensión o utilizando llaves adecuadamente calibradas.

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 2 800 kg/cm²; en ese caso se colocarán roldanas endurecidas bajo la tuerca y la cabeza del tornillo.

1.1.2) COLOCACIÓN DE REMACHES Y TORNILLOS ORDINARIOS A 307

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, enteras, bien acabadas y concéntricas con los agujeros, de tamaño uniforme para un mismo diámetro. Antes de colocarlos se calientan uniformemente a una temperatura no mayor de 1000°C, la que debe mantenerse a no menos de 540°C durante la colocación.

Antes de colocar los remaches o tornillos se revisará 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 tronillos, 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.

1.2) MONTAJE

1.2.1) 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.

1.2.2) 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.

1.2.3) conexiones provisionales

Durante el montaje, los diversos elementos que constituyen la estructura deben sostenerse individualmente o ligerarse 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. Asimismo, 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.

1.2.4) Tolerancia

Se considerará que cada una de las piezas que componen un 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:

1. 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.
2. 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.

1.2.5) Alineado y plomeado

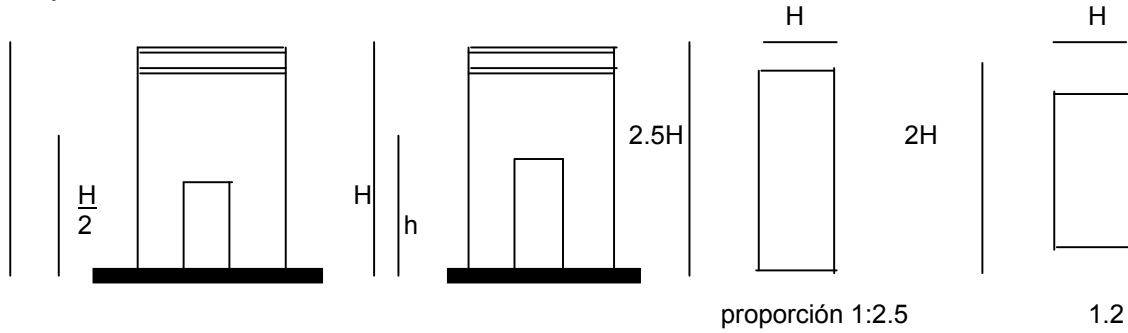
No se colocarán remaches, pernos ni soldadura permanente hasta que la parte de la estructura que quede rigidizada por ellos esté alineada y plomeada.

ARTICULO 412

FACHADAS

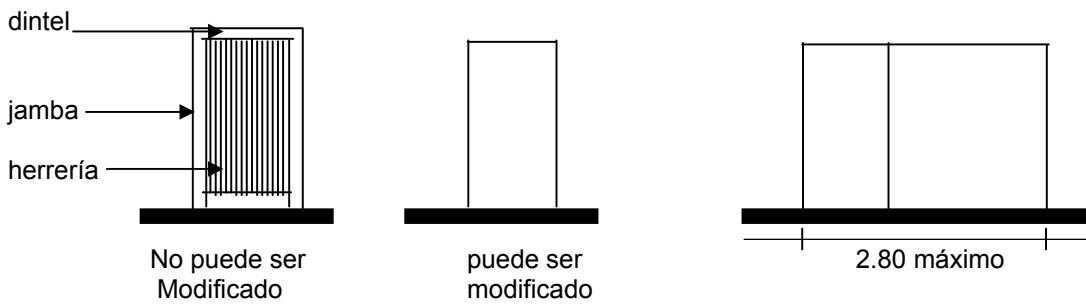
1 Obra nueva proporciones

La altura del vano será igual o mayor que la mitad de la altura de la fachada respetando las proporciones 1:2.5 y 1:2



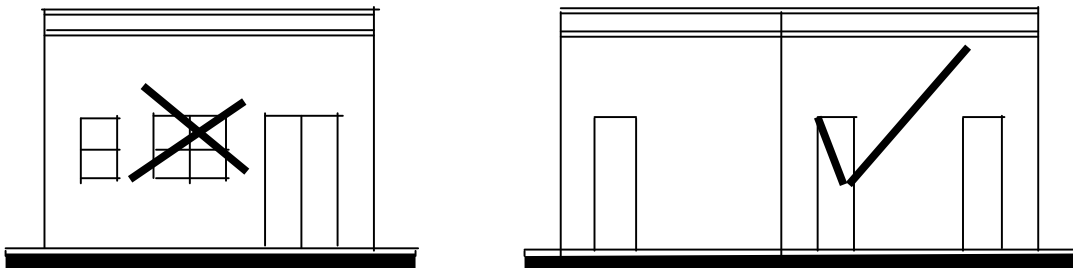
2 RESTAURACIÓN MODIFICACIÓN DE VANOS

La apertura mayor de vanos a modificar será de 2.80 m como máximo siempre que el vano no posea elementos decorativos y la proporción resultante sea vertical. (sólo en planta baja)



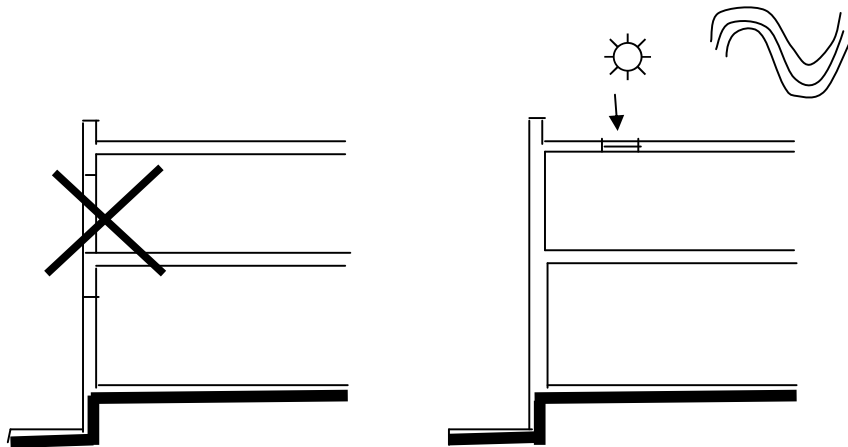
- 3 a) restauración
- b) obra nueva proporciones

conservar la proporción vertical de puertas y ventanas con un claro predominio del macizo sobre el vano



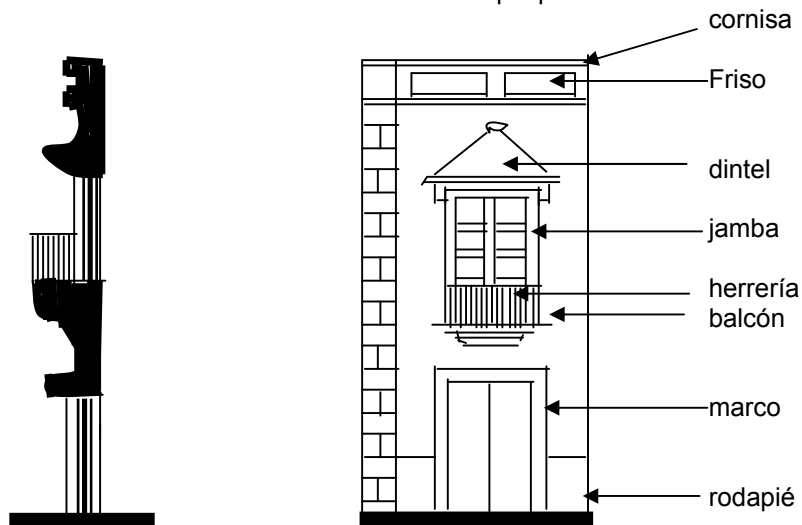
4 restauración

- a) en los inmuebles catalogados no se pueden agregar antepisos
- b) en otros inmuebles no se permite la apertura de vanos en entrepisos.



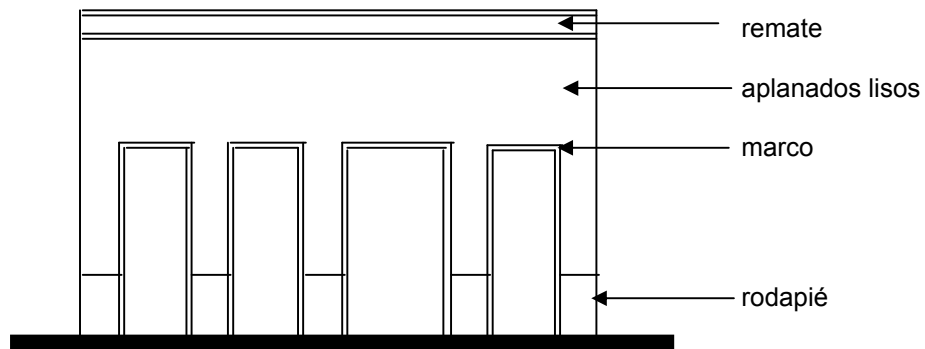
5 restauración

deben conservarse todos los elementos decorativos que posea la fachada



6 obra nueva

podrán utilizarse remates, marcos, cornisas, dinteles etc. hechos con ladrillo con aplanado o pintado.

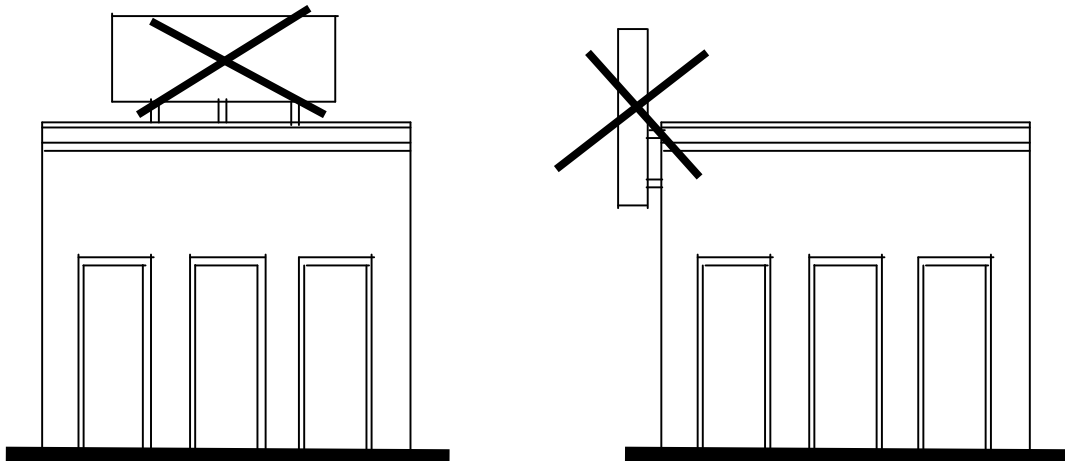


ANUNCIOS

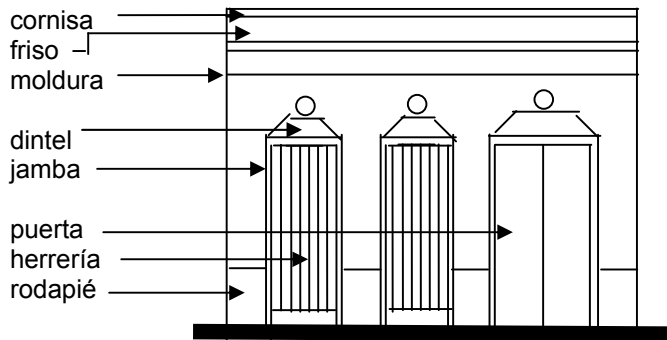
Se entiende por anuncio toda palabra, letra o modelo, figura, logotipo, señal, cartel o representación utilizando parcial o totalmente para fines de publicidad, siempre que no contenga palabras en idioma extranjero.

7

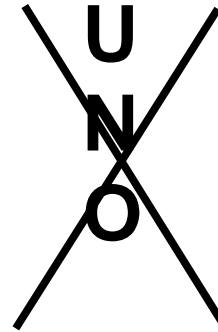
No se permite colocar anuncios adosados o soportados por cualquier tipo de estructura sobre las azoteas, cornisas y balcones, así como en árboles, postes o cualquier otro elemento de mobiliario urbano ubicado en la zona.



8



fachada con elementos decorativos



no pueden pintarse
anuncios en vertical

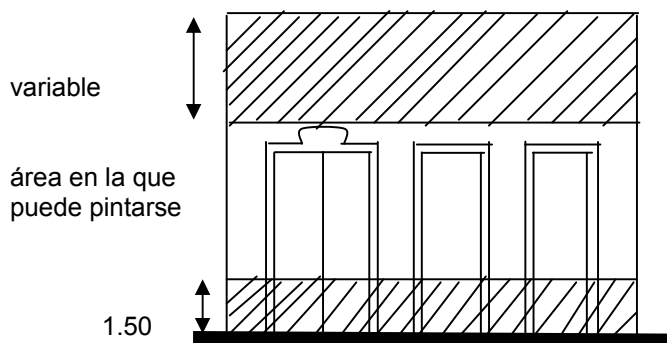
9

Los textos de los anuncios o letreros deberán limitarse a mencionar exclusivamente la naturaleza o giro del establecimiento, el nombre o razón social y un logotipo en su caso.

Se permite la colocación de un solo letrero por local comercial o de servicios a excepción de los locales que se encuentre ubicados en esquina, los cuales podrán tener un anuncio por cada frente.

10

Los anuncios solo podrán ser pintados o adosados sobre el muro, a partir de 1.50 m sobre nivel de banqueta sin rebasar la altura máxima de los vanos en planta baja.



El tamaño máximo de la letra
será de 25 cms.

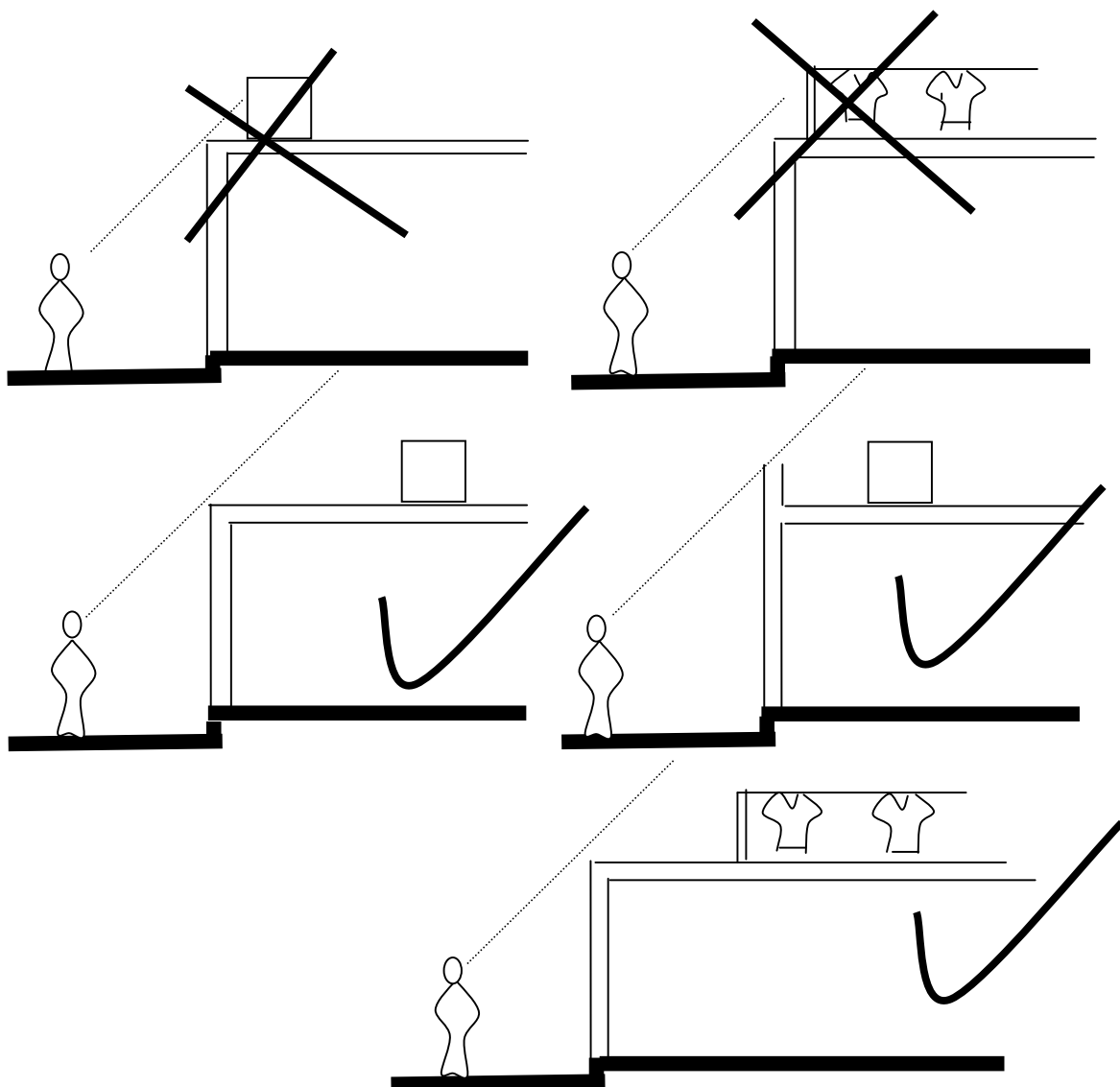
no podrá utilizarse como fondo
de un anuncio un color
diferente al color de la fachada

Los casos que difieran de las normas 13 y/o 15, deberán someterse a revisión de la Dirección de Obras Públicas y del centro Regional I.N.A.H. de Campeche.

TENDEDEROS Y TINACOS

11

Los tenderos para ropa y los tinacos deberán instalarse de modo que no sean visibles desde la vía pública.



UNICO:- El presente Acuerdo entrará en vigor a partir del día siguiente de su publicación en el Periódico Oficial del Gobierno del Estado.

Y como está ordenado en el referido acuerdo del H. Ayuntamiento publíquese en el Periódico Oficial, para el conocimiento y debida observancia de sus disposiciones.

Dado en la Ciudad y Puerto de Campeche, Capital del Estado y Municipio del mismo nombre, Estados Unidos Mexicanos, en la Sala de Sesiones del Cabildo del H. Ayuntamiento de este Municipio a los quince días del mes de octubre de mil novecientos noventa. El Presidente municipal del H. Ayuntamiento de Campeche, Camp., C. ARQ. JORGE LUIS GONZALEZ CURI.- El Secretario C. LIC. CARLOS FELIPE ORTEGA RUBIO.- Los regidores CC. EVELIO PACHECO SANTOYO.- PROF. VICTOR DZIB ZETINA.- LUIS HUMBERTO MUÑOZ MORAYTA.- CRISTÓBAL JESÚS QUEB COLLI.- CANDELARIO DE JESÚS POOL.- CARLOS JOAQUIN MARTINEZ PINZON.- PROFRA.- MARIA AGUSTINA ZUDIETA ESCALANTE Y MARIA DEL SOCORRO CAAMAL MAY.- Los Síndicos CC. C.P. RAUL ALBERTO ORTEGA RUBIO Y LICDA. ETNA ARCEO BARANDA.- Rúbricas.

C. LICENCIADO CARLOS FELIPE ORTEGA RUBIO, SECRETARIO DEL H. AYUNTAMIENTO DE CAMPECHE-----

CERTIFICA: Que el presente Acuerdo fue aprobado en sesión ordinaria del Cabildo, celebrada con fecha quince de octubre de mil novecientos noventa.

Misma certificación que expide a los dieciséis días del mes de octubre de mil novecientos noventa.