

# NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL MUNICIPIO DE CAMPECHE

## CONTENIDO

### TITULO SEGUNDO

ARTICULO 57.-	NOMENCLATURA.....	38
ARTICULO 58.-	ALINEAMIENTO .....	39

### TITULO QUINTO

ARTICULO 22.-	ESTACIONAMIENTOS.....	16
---------------	-----------------------	----

### TITULO SEXTO

ARTICULO 291.-	CARGAS MUERTAS, CARGAS VIVAS, CARGAS POR VIENTO EMPUJES ESTATICOS, CIMENTACIONES, ESTRUCTURACION Y PRUEBAS DE CARGA .....	41
ARTICULO 308.-	BASES PARA DETERMINAR LA FORMA Y TIEMPO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO .....	46
ARTICULO 311.-	RESISTENCIA MEDIA Y TABLA DE DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO .....	46

### TITULO SÉPTIMO

ARTICULO 411.-	NORMAS DE IMAGEN URBANA .....	34
ARTICULO 412.-	ANUNCIOS FIJOS Y TEMPORALES .....	37

### TITULO OCTAVO

ARTICULO 433.-	VIALIDAD VEHICULAR O PEATONAL .....	46
ARTICULO 434.-	INFRAESTRUCTURA PARA FRACCIONAMIENTOS.....	47
ARTICULO 435.-	REQUERIMIENTOS MINIMOS DE DISEÑO .....	47

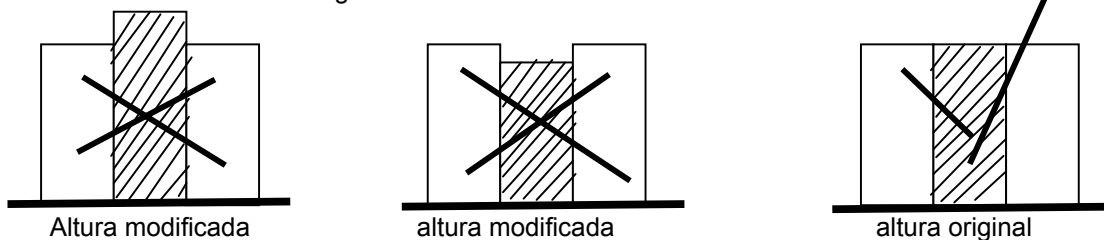
## NORMAS DE IMAGEN URBANA

### ALTURAS

2

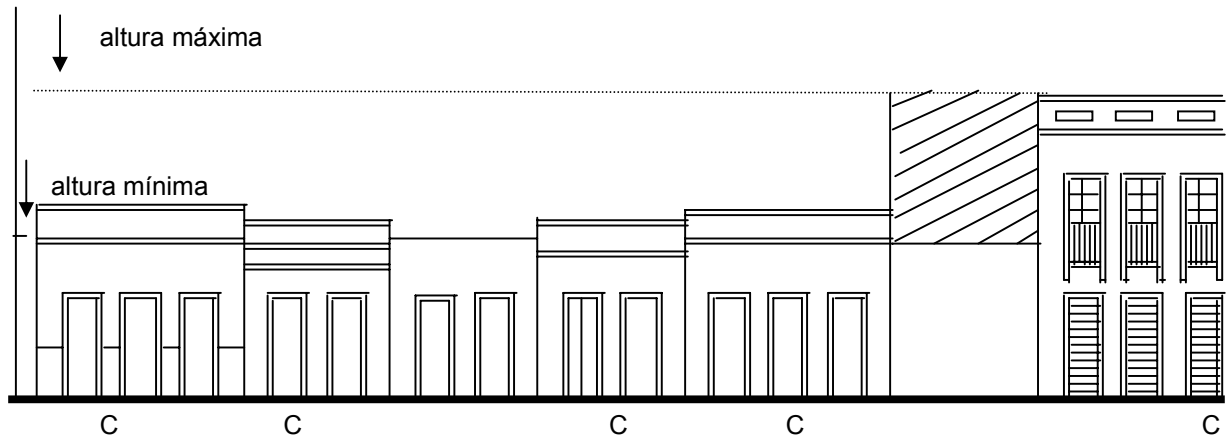
- a) restauración
- b) obra nueva

Conservación de la altura original



3  
Obra Nueva

La altura de la fachada de una obra nueva, no podrá ser inferior, ni superior, a la altura mínima o máxima respectivamente de los edificios catalogados del frente de manzana donde la obra nueva se ubique.

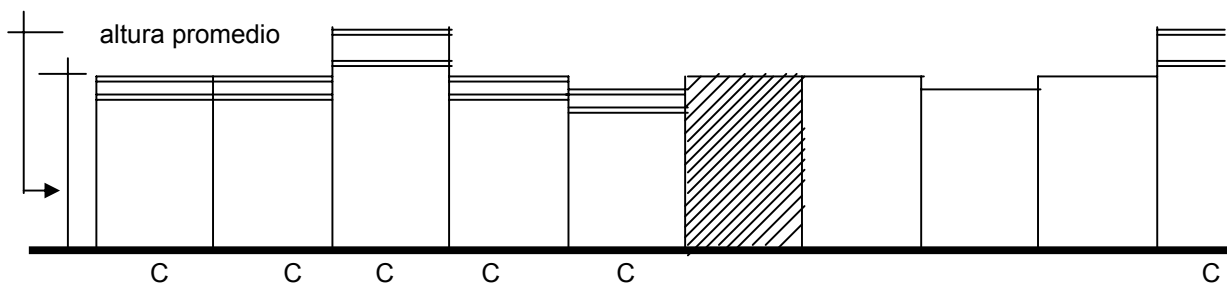


C= edificios catalogados

EN LOS SIGUIENTES CASOS PARTICULARES 3A O 3B ES RECOMENDABLE QUE EL PROYECTO SE AJUSTE A LAS ALTURAS PREDOMINANTES PROMEDIO INDICADAS.

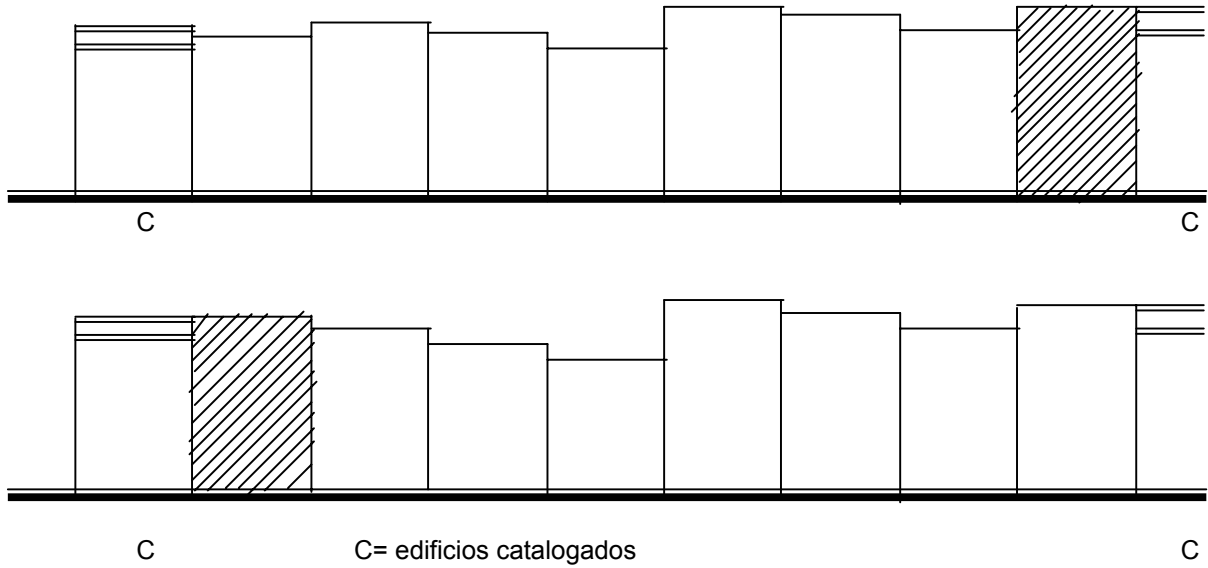
3A Obra Nueva

Cuando una altura de edificios catalogados predomine en más de un 50% en un paramento, para una obra nueva, tómesese esta altura con una tolerancia de 0.30 m. de diferencia.



### 3B Obra Nueva

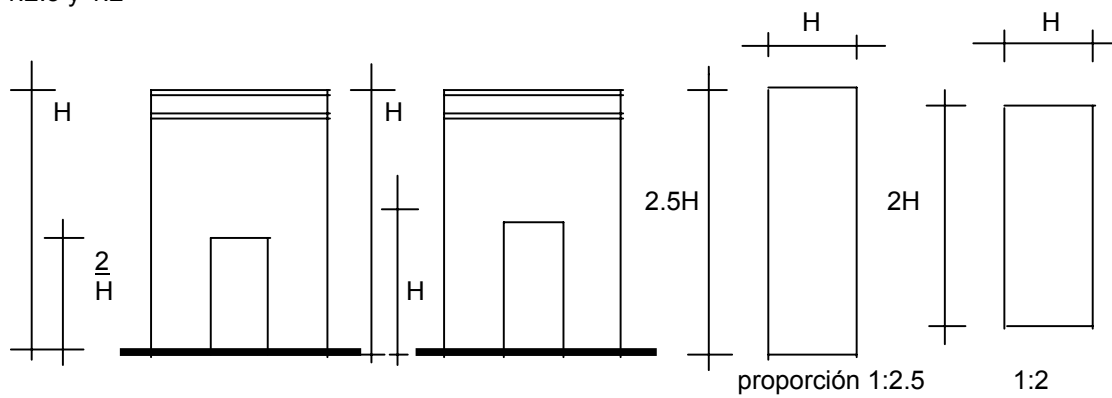
Cuando aparezca un paramento dos edificios catalogados de diferentes alturas, tómesese la altura del edificio catalogado más cercano con una tolerancia de 0.30 m. de diferencia.



### VANOS

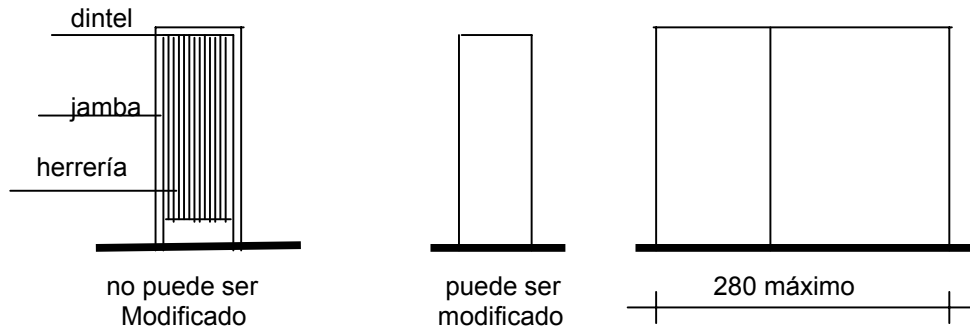
#### 4 Obra Nueva Proporciones

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



## 5 RESTAURACION, MODIFICACION DE VANOS

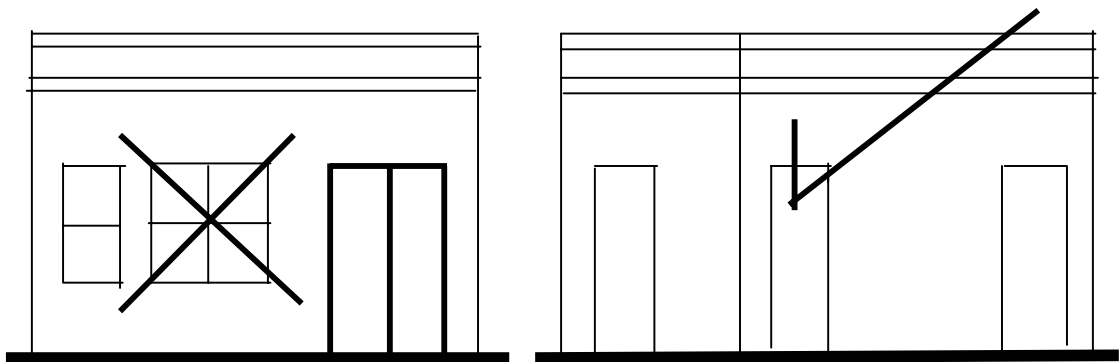
La apertura mayor de vanos a modificar será de 2.80 m como máximo siempre que el vano no posea elementos decorativos y la proporción resultante sea vertical. (sólo en planta baja)



## VANOS

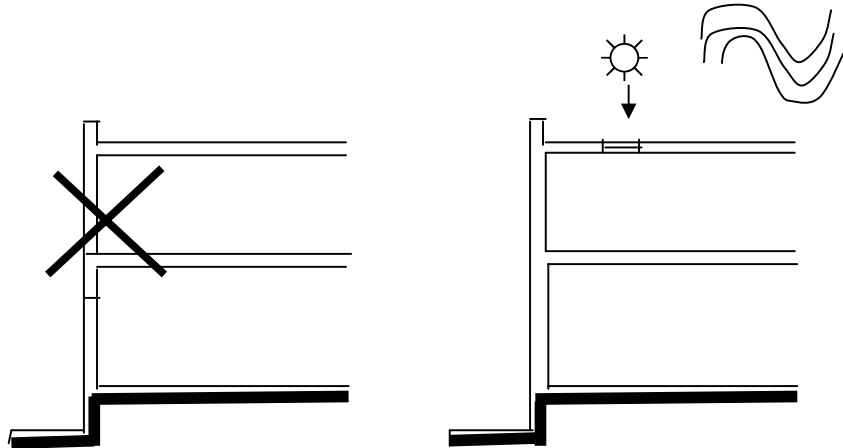
- 6 a) restauración
- b) obra nueva-proporciones

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



## 7 Restauración

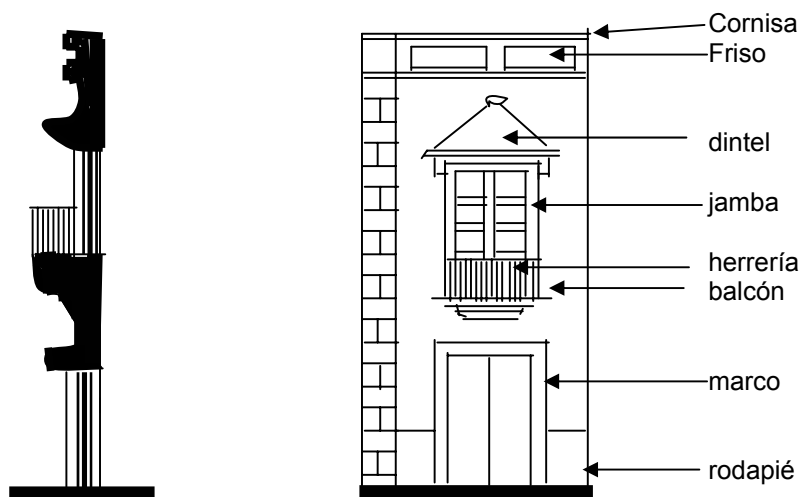
- a) en los inmuebles catalogados no se pueden agregar entrepisos.
- b) en otros inmuebles no se permite la apertura de vanos en entrepisos.



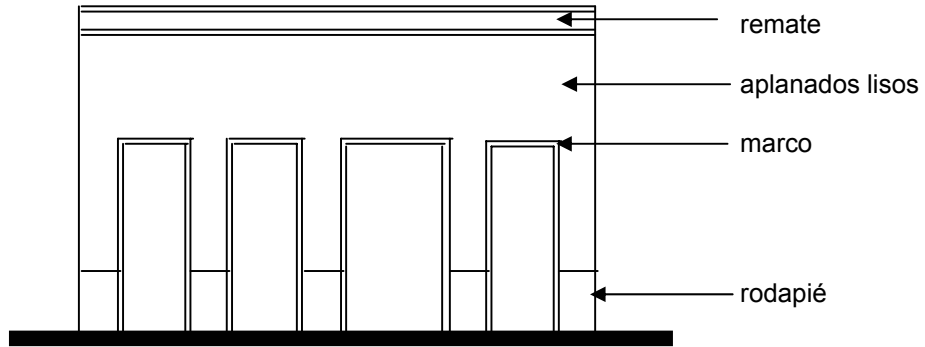
## ELEMENTOS DECORATIVOS

## 8 Restauración

Deben conservarse todos los elementos decorativos que posea la fachada



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

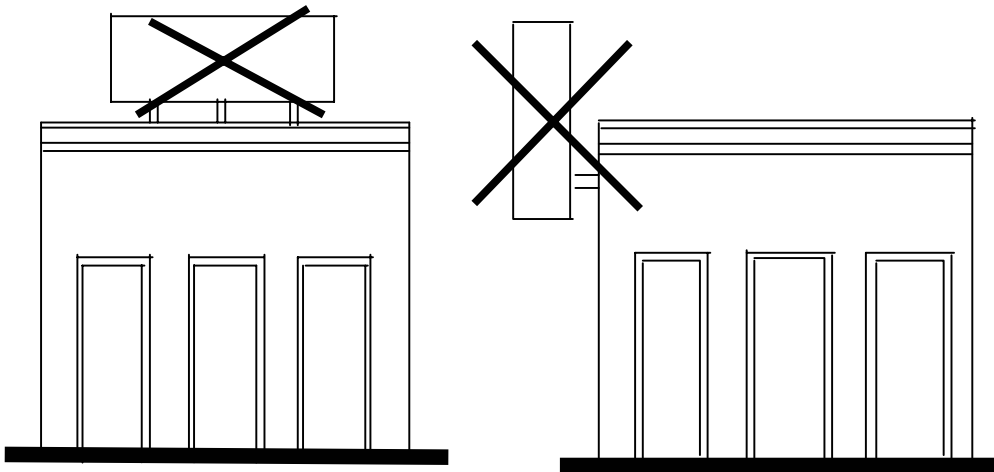


### ANUNCIOS FIJOS Y TEMPORALES

#### ANUNCIOS

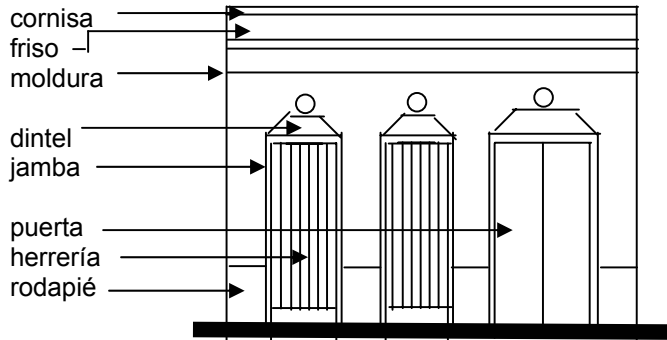
Se entiende por anuncio toda palabra, letra o modelo, figura, logotipo, señal, cartel o representación utilizado parcial o totalmente para fines de publicidad, siempre que no contenga palabras en idioma extranjero

12 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.

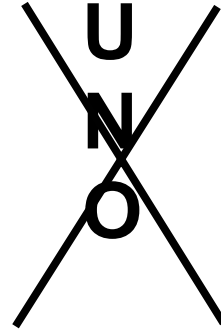


## ANUNCIOS

13



fachada con elementos decorativos



no pueden pintarse  
anuncios en vertical

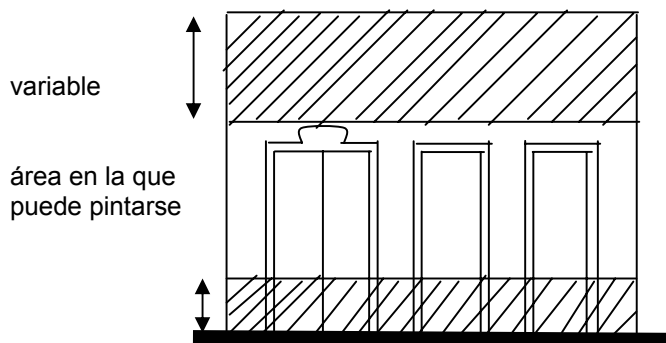
14

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.

15

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.



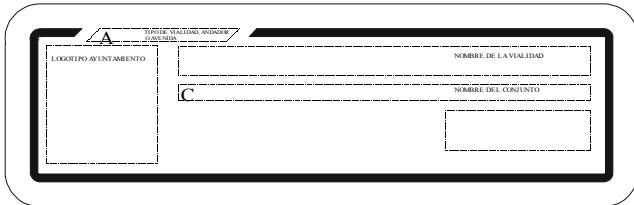
El tamaño máximo de la letra  
será de 25 cms.

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.

## NOMENCLATURA E IDENTIFICACIÓN DE LAS VIAS PUBLICAS

Letrero tipo para nomenclatura



SIN ESCALA

Especificaciones

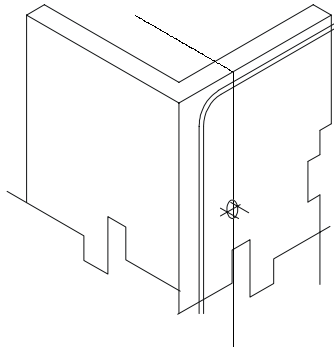
Lámina negra calibre 18 de 61 x 23 con una ampliación por ambos lados de pintura anticorrosiva, acabada con esmalte acrílico blanco.

Impreso a tres: (serigrafía) en una vista.

Fijado al poste con tres tornillos de 1/4" x 1/2" con rondana y tuerca.

Poste para fijación de placa de sección angular de 1 1/4" x 1 1/4" x 3/18" con una aplicación por ambos lados de pintura anticorrosiva blanca acabado con esmalte acrílico blanco, empotrado 30 cm. en la banqueta.

Letrero Tipo para nomenclatura



SIN ESCALA



## Especificaciones

Lámina negra calibre 18 de 61 x 23 con una ampliación por ambos lados de pintura anticorrosiva, acabada con esmalte acrílico blanco.

Impreso a tres: (serigrafía) en una vista.

Fijado al poste con tres tornillos de  $\frac{1}{4}$ " x  $\frac{1}{2}$ " con rondana y tuerca.

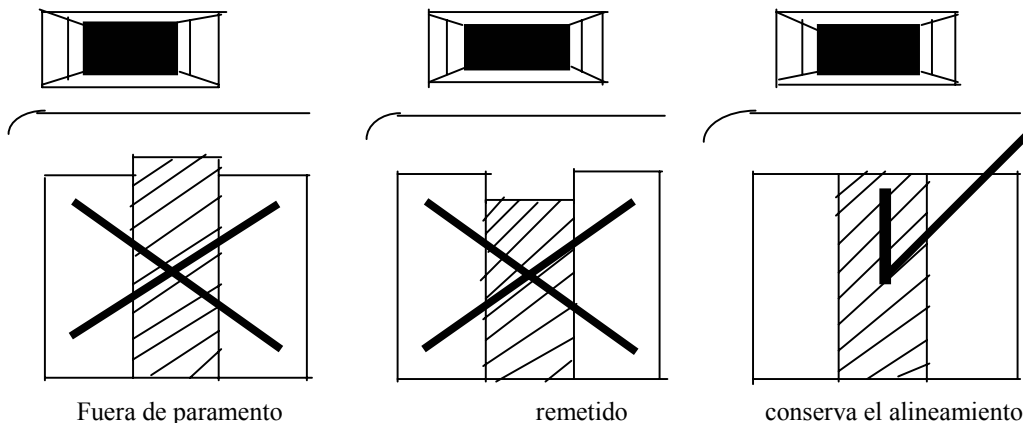
Poste para fijación de placa de sección angular de  $1\frac{1}{4}$ " x  $1\frac{1}{4}$ " x  $\frac{3}{18}$ " con una aplicación por ambos lados de pintura anticorrosiva blanca acabado con esmalte acrílico blanco, empotrado 30 cm. en la banqueta.

## ALINEAMIENTO

### NORMAS URBANAS DE CONSERVACIÓN NORMAS DE IMAGEN URBANA Y CARACTERÍSTICAS ARQUITECTÓNICAS

- 1 a) restauración  
b) obra nueva

Conservación del alineamiento original.



## DOTACIÓN DE CAJONES

### NORMAS DE ESTACIONAMIENTO

#### USO DEL SUELO

#### NUM. DE CAJONES MINIMO

USO DEL SUELO	NUM. DE CAJONES MINIMO
1. <u>HABITACIÓN</u>	
1.1. HABITACIÓN UNIFAMILIAR	
Hasta 120 M2.	1
De 120 a 250 M2.	2
Más de 250 M2.	3
1.2. HABITACIÓN PLURIFAMILIAR.	
1.2.1. Habitación bifamiliar	
Dos unidades hasta 120 M2	1
De 120 a 250 M2	2
Más de 250 M2	3
1.2.2. Habitación plurifamiliar horizontal	
de 3 a 50 unidades.	

Hasta 60 M2	1
De 60 a 120 M2	1.25
De 120 a 250 M2	2
Más de 250 M2	3
1.2.3. Habitación plurifamiliar vertical, de 50 unidades (sin elevadores)	
Hasta 60 M2.	1
De 60 a 120 M2.	1.25
De 120 a 250 M2.	2
Más de 250 M2	3
1.2.4. habitación plurifamiliar vertical, de 3 a 50 unidades (con elevadores)	
Hasta 60 M2.	1
De 60 a 120 M2.	1.5
De 120 a 250 M2.	2.5
Más de 250 M2 .	3.5
1.2.5. Habitación plurifamiliar de más de 60 unidades	
Hasta 60 M2.	0.5
De 60 a 120 M2.	1
De 120 a 250 M2.	2
Más de 250 M2 .	3
1.3. CONJUNTO HABITACIONAL O HABITACION ESPECIAL	
Para personas solas, hasta 60 M2.	0.5

---

## USO DEL SUELO

## NUM. DE CAJONES MINIMO

---

	Para personas solas de más de 60 M2	1
	Parques para remolques	1
	Pie de casa	1
2.	SERVICIOS.	
	2.1. ADMINISTRACION	
	2.1.1. Administración Pública	
	Oficinas de Gobierno	1x30 M2. Const.
	Representaciones Oficiales y Embajadas	1x30 M2. Const.
	Juzgados y cortes	1x30 M2. Const.
	2.1.2. Administración Privada	
	Oficinas de Profesionistas	1x30 M2. Const.
	Oficinas administrativas y financieras	1x30 M2. Const.
	Sucursales de bancos y agencias de viajes	1x15 M2. Const.
2.2.	COMERCIO	
	2.2.1. Almacenamiento y abastos	
	Bodegas y depósitos múltiples	1x150 M2. Const.
	Depósitos de Madera	1x150 M2. Const.
	Depósitos de vehículos	1x150 M2. Const.
	Depósitos de maquinaria	1x150 M2. Const.
	Depósitos de gas líquido y combustibles	1x150 M2. Const.
	Gasolineras	1x75 M2. Const.
	Depósitos de explosivos	1x150 M2. Const.
	Central de Abastos	1x150 M2. Const.
	Rastros	1x150 M2. Const.
	2.2.2. Tiendas de productos básicos	
	Tiendas de abarrotos	1x40 M2. Const.

	Venta de comida elaborada	1x40 M2. Const.
	Tortillerías y panaderías	1x40 M2. Const.
	Venta de ropa y calzado	1x40 M2. Const.
	Venta de artículos domésticos y muebles	1x40 M2. Const.
	Venta de libros y revistas	1x40 M2. Const.
	Farmacias	1x40 M2. Const.
	Tiendas de especialidades	1x40 M2. Const.
	Tiendas de autoservicio	1x40 M2. Const.
	Tiendas de departamentos	1x40 M2. Const.
	Centros comerciales	1x40 M2. Const.
	Mercados	1x40 M2. Const.
2.2.3.	Venta de materiales y vehículos	
	Venta de materiales de construcción	1x50 M2 área t..

---

**USO DEL SUELO**

**NUM. DE CAJONES MINIMO**

---

	Venta de materiales sanitarios	1x50 M2 Const.
	Ferretería y venta de herraje	1x50 M2 Const.
	Venta de vehículos	1x100 M2 área t.
	Venta de maquinaria	1x100 M2 área t.
	Venta de refacciones y llantas	1x75 M2 área t.
2.2.4.	Tiendas de Servicios	
	Baños públicos	1x75 M2 área t.
	Salones de belleza y peluquerías	1x20 M2 Const.
	Lavanderías y tortillerías	1x20 M2 Const.
	Talleres de sastrería y costura	1x20 M2 Const.
	Reparación de artículos para el hogar	1x30 M2 Const.
	Reparación de automóviles	1x30 M2 Const.
	Estudios y laboratorios de fotografía	1x30 M2 Const.
	Lavado y lubricación de vehículos	1x30 M2 Const.
	Servicios de alquiler	1x30 M2 Const.
2.3	<b>SALUD</b>	
2.3.1	Hospitales	
	Hospitales de urgencia	1x30 M2 Const.
	Hospital de especialidades	1x30 M2 Const.
	Hospital general	1x30 M2 Const.
	Centro Médico	1x30 M2 Const.
2.3.2	Clínicas y centros de salud	
	Centro de consultorios	1x30 M2 Const.
	Clínica de urgencias	1x30 M2 Const.
	Clínica general	1x30 M2 Const.
	Centros de salud	1x30 M2 Const.
	Consultorios	1x30 M2 Const.
2.3.3	Asistencia social	
	Centro de tratamiento de enfermedades crónicas	1x50 M2 Const.
	Centros de integración familiar	1x50 M2 Const.
	Asociación de protección	1x50 M2 Const.
	Orfanatos	1x50 M2 Const.
	Asilos	1x50 M2 Const.
2.3.4	Asistencia Animal	
	Salones de corte	1x74 M2 Const.
	Centros antirrábicos y de cuarentena	1x75 M2 Const.
	Clínicas y dispensarios veterinarios	1x75 M2 Const.
	Hospitales veterinarios	1x75 M2 Const.

---

**USO DEL SUELO**

---

**NUM. DE CAJONES MINIMO**

---

**2.4. EDUCACION Y CULTURA**

2.4.1	Educación elemental	
	Guardería	1x60 M2 Const.
	Jardines de niños	1x40 M2 Const.
	Primarias	1x40 M2 Const.
	Escuelas de niños atípicos	1x40 M2 Const.
2.4.2	Educación media	
	Secundaria y prevocaciones	1x40 M2 Const.
	Preparatorias y vocacionales	1x40 M2 Const.
	Institutos técnicos	1x40 M2 Const.
	Academias	1x40 M2 Const.
	Centros de capacitación	1x40 M2 Const.
2.4.3	Educación superior	
	Politécnicos y tecnológicos	1x40 M2 Const.
	Universidades	1x40 M2 Const.
	Escuelas normales	1x40 M2 Const.
2.4.4	Instituciones científicas	
	Centros de investigación	
	Academias	1x40 M2 Const.
	Laboratorios de investigación	1x40 M2 Const.
	Observatorios y estaciones meteorológicos	1x40 M2 Const.
2.4.5	Instalaciones para exposiciones	
	Jardines botánicos	1x40 M2 Const.
	Jardines zoológicos	1x40 M2 Const.
	Acuarios	1x40 M2 Const.
	Museos	1x40 M2 Const.
	Galerías de arte	1x40 M2 Const.
	Centros de exposiciones temporales	
	Planetarios	1x40 M2 Const.
2.4.6	Instalaciones para la formación	
	Archivos	1x40 M2 Const.
	Centros de procesadores de información	1x40 M2 Const.
	Centros de información por materia	1x40 M2 Const.
	Bibliotecas y hemerotecas	1x40 M2 Const.
2.4.7	Instalaciones religiosas	
	Templos y lugares para el culto	1x40 M2 Const.

---

**USO DEL SUELO**

---

**NUM. DE CAJONES MINIMO**

---

2.4.8	Sitios históricos	
	Grupos de edificios civiles y religiosos	1x100 M2 área t.
	Edificios civiles y religiosos	1x100 M2 área t.
2.5	<b>SERVICIOS PARA LA RECREACIÓN</b>	
2.5.1	Alimentos y bebidas	
	Cafés y fondas	1x15 M2 Const.
	Restaurantes sin venta de bebidas alcohólicas	1x15 M2 Const.
	Restaurantes con venta de bebidas alcohólicas	1x7.5 M2 Const.
	Cantinas y bares	1x7.5 M2 Const.
	Salones para banquetes	1x15 M2 Const.
	Centros nocturnos	1x7.5 M2 Const.
2.5.2	Entretenimiento	

	Auditorios	1x10 M2 Const.
	Teatros	1x7.5 M2 Const.
	Cines	1x7.5 M2 Const.
	Salas de concierto	1x7.5 M2 Const.
	Centro de convenciones	1x10 M2 Const.
	Teatros al aire libre	1x10 M2 Const.
	Ferias y circos	1x10 M2 Const.
	Auto cinemas	1x10 M2 Const.
2.5.3	Recreación social	
	Centros comunitarios	1x40 M2 Const.
	Centros culturales	1x40 M2 Const.
	Clubes campestres y de golf	1x700 M2 área t.
	Clubes sociales	1x40 M2 Const.
	Salones de fiestas infantiles	1x40 M2 Const.
2.5.4	Deportes al aire libre y acuáticos	
	Canchas deportivas	1x75 M2 Const.
	Centros deportivos	1x75 M2 Const.
	Estadios	1x10 M2 Const. p /espec.
	Hipódromos	1x10 M2 Const. p /espec.
	Galgódromos	1x10 M2 Const. p /espec.
	Autódromos	1x10 M2 Const. p /espec.
	Velódromos	1x10 M2 Const. p /espec.
	Plazas de toros	1x10 M2 Const. p /espec.
	Pistas para equitación	1x100 M2 área t.
	Lienzos de charros	1x10 M2 Const. p /espec.
	Pistas de patinaje	1x10 M2 Const. p /espec.
	Alberca	1x40 M2 Const.
	Canales o lagos para regatas	1x100 M2 área t.
	Campos de tiro	1x100 M2 área t.

---

USO DEL SUELO

NUM. DE CAJONES MINIMO

---

2.5.5	Deportes a cubierto	
	Canchas deportivas	1x40 M2 Const.
	Centros deportivos	1x40 M2 Const.
	Salones de gimnasia y danza	1x40 M2 Const.
	Pistas de boliche	1x40 M2 Const.
	Pistas de patinaje	1x40 M2 Const.
	Billares	1x40 M2 Const.
	Albercas cubiertas	1x40 M2 Const.
2.6	ALOJAMIENTO	
2.6.1	Hoteles	1x40 M2 Const.
2.6.2	Moteles	1x40 M2 Const.
2.6.3	Casa de Huéspedes y albergues	1x50 M2 Const.
2.7	SEGURIDAD	
2.7.1	Defensa	
	Inst. para la fuerza aérea	1x100 M2 Const.
	Inst. para el ejército	1x100 M2 Const.
2.7.2	Policía	
	Estaciones de policía	1x50 M2 Const.
	Central de policía	1x50 M2 Const.
2.7.3	Bomberos	
	Estaciones de bomberos	1x50 M2 Const.
	Central de bomberos	1x50 M2 Const.
2.7.4	Reclusorio	

	Reclusorios preventivos	1x100 M2 Const.
	Reclusorios para sentenciados	1x100 M2 Const.
	Reformatorios	1x100 M2 Const.
2.7.5	Emergencias	
	Central de ambulancias	1x50 M2 Const.
2.8	SERVICIOS MORTUORIOS	
2.8.1	Cementerios	
	Cementerios hasta de 1000 fosas	1x200 M2 área t.
	Cementerios de más de 1000 fosas	1x500 M2 área t.
2.8.2	Mausoleos y crematorios	
	Mausoleos hasta de 1000 unidades	1x50 M2 Const.
	Mausoleos de más de 1000 unidades	1x100 M2 Const.
	Crematorios	1x10 M2 Const.
2.8.3	Agencia de inhuman. Y funerarias	1x30 M2 Const.

---

USO DEL SUELO

NUM. DE CAJONES MINIMO

---

2.9	COMUNICACIONES Y TRANSPORTES	
2.9.1	Transportes terrestres	
	Terminales de autobuses foráneos	1x50 M2 Const.
	Terminales de autobuses urbanos	1x50 M2 Const.
	Terminales de camiones de carga	1x50 M2 Const.
	Terminales de ferrocarriles de pasajeros	1x50 M2 Const.
	Terminales de ferrocarriles de carga	1x50 M2 Const.
	Terminales de trolebuses y tranvías	1x20 M2 Const.
	Estaciones de autobuses	1x20 M2 Const.
	Estaciones de ferrocarril	1x20 M2 Const.
	Encierro y mantenimiento de autobuses	1x100 M2 área t.
2.9.2	Transportes aéreos	
	Terminales aéreas y helipuertos	1x20 M2 área t.
2.9.3	Comunicaciones	
	Centrales y agencias de correos	1x20 M2 const.
	Estaciones de televisión (1)	1x40 M2 Const.
	Estaciones de radio (1)	1x40 M2 Const.
3.	INDUSTRIA	
3.1	Industria aislada	
	Industria explosiva	1x200 M2 Const.
	Industria contaminante	1x200 M2 Const.
	Industria extractiva	1x200 M2 Const.
3.2	Industria vecina	
	Industria pesada	1x200 M2 Const.
	Industria ligera y de ensamble	1x200 M2 Const.
3.3	Industria mezclada	
	Textiles	1x100 M2 Const.
	Alimentos	1x100 M2 Const.
	Artesanías	1x100 M2 Const.
	Construcción	1x100 M2 Const.
	Electrónica	1x100 M2 Const.
	Metálica	1x100 M2 Const.
	Papel a impresiones	1x100 M2 Const.
	Plásticas	1x100 M2 Const.
	Química	1x100 M2 Const.

---

USO DEL SUELO

NUM. DE CAJONES MINIMO

4.	ESPACIOS ABIERTOS	
4.1	Plazas y explanadas, de 1000 o más M2	1x100 M2 área t.
4.2	Jardines y parques de 1 a 500 has.	1x100 M2 área t.
	Jardines y parques de más de 500 has.	1x10,000 M2 área total
4.3	Cuerpos de agua	1x10,000 M2 área total
5.	INFRAESTRUCTURA	
5.1	Instalaciones	
	Plantas, estaciones y subestaciones	1x50 M2.
	Cárcamo y bombas	1x100 M2.
	Plantas de tratamiento de basura	1x50 M2.
6.	FORESTAL	
	Viveros	1x1000 M2. total

Ejemplos de cuantificación de la demanda de estacionamiento para varios usos de inmuebles.

1.- Comercio especializado de mercadería y víveres:	
a) Área total de ventas	120 M2
b) Demanda aplicable	1 por cada 40 M2
c) cajones requeridos	3
2.- (Usos múltiples) Comercio departamental:	
Comercio departamental	
a) Área de ventas	2300 M2
b) Demanda aplicable	1x cada 40 M2
c) Cajones requeridos	58
BODEGA	
a) Área total	250 M2
b) Demanda aplicable	1 por cada 150 M2
c) Cajones requeridos	2
OFICINAS	
a) Área rentable	80 M2
b) Demanda aplicable	1 por cada 30 M2
c) Cajones requeridos	30

#### USO DEL SUELO

#### NUM. DE CAJONES MINIMO

CAFETERIA	
a) Capacidad	700 M2
b) Demanda aplicable	1 por cada 15 M2
c)Cajones requeridos	47
Número de cajones requeridos para el comercio departamental	140
3.- (Usos múltiples) Club de raqueta	
Cancha de Tenis	
a) Área rentable	1500 M2
b) Demanda aplicable	1 por cada 75 M2
c)Cajones requeridos	20
Alberca	
a) Área rentable	240 M2
b) Demanda aplicable	1 por cada 40 M2
c)Cajones requeridos	6
Oficinas	
a) Área rentable	100 M2
b) Demanda aplicable	1 por cada 30 M2
c)Cajones requeridos	4
Cafeterías	

a) Capacidad	500 personas
b) Demanda aplicable	1 por cada 15 M2
c)Cajones requeridos	34
Bodega	
a) Área total	250 M2
b) Demanda aplicable	1 por cada 150 M2
c)Cajones requeridos	2
Auditorio	
a) Capacidad	540 M2
b) Demanda aplicable	1 por cada 10 M2
c)Cajones requeridos	54
Número de cajones requeridos para el club de raqueta	120

**NOTA:**

La demanda total para los casos en que un mismo predio se encuentren establecidos diferentes giros y usos, será la suma de las demandas señaladas por cada uno de ellos.

En los proyectos de estacionamientos no deberán permitirse que los espacios se dispongan de tal manera que para sacar un vehículo se tenga que mover otro vehículo, salvo en caso de vivienda unifamiliar.

**CARGAS MUERTAS, CARGAS VIVAS, CARGAS POR VIENTO, EMPUJES ESTATICOS  
CIMENTACIONES, ESTRUCTURACION Y PRUEBAS DE CARGA.**

**CARGAS MUERTAS**

Las cargas muertas verticales se determinan cubicando los volúmenes de los diferentes materiales. Los valores mínimos señalados, se emplearan para verificar la estabilidad de la estructura cuando las cargas verticales sean favorables a esta, como en el caso de sucesiones o volteo producidos por el viento, para los demás se utilizaran los valores máximos.

En el cálculo del peso de los muros y demás elementos de mampostería así como en revestimientos debe adicionarse el peso de los aplanados, y no se descontaran los vanos para compensar los excesos no considerados debidos a cadenas, castillos, resipones y puertas y ventanas.

Las cargas muertas horizontales como son las debidas a empujes de tierra, se calcularán siguiendo alguno de los métodos racionales que plantea la mecánica de suelos.

**CARGAS VIVAS**

Carga viva son las gravitacionales que obran en una construcción y no tienen carácter permanente.

1.- Por lo menos en una estancia o sala comedor, de las que contribuyen a la carga de una viga, columna u otro elemento estructural de una casa – habitación, edificio de apartamentos o similar, debe considerarse para diseño estructural  $W_m=250 \text{ Kg/m}^2$ . y en las demás según corresponda al área tributaria en cuestión..

2.- Las cargas especificadas no incluyen el peso de muros divisorios de tabique ni de otros materiales de peso comparable, ni de cortinaje de salas de espectáculos, archivos importantes, cajas fuertes, libreros sumamente pesados ni el do otros objetos no usuales. Cuando se prevean tales cargas deberán diseñar.

3.- tendiendo el destino del piso se fijará las cargas unitarias nominal  $W_m$ , que corresponda a un área tributaria menor de  $20 \text{ m}^2$ , la que deberá especificarse en los planos estructurales y placas metálicas colocadas en lugares fácilmente visibles de construcción.



La carga no será mayor de 350 kg / m<sup>2</sup> en todos los casos. Cuando se prevean cargas concentradas importantes se debe proceder como se especifica en 2).

4.-  $W_m$ = presión en el fondo del tanque o cisterna, correspondiente al tirante máximo posible.

5.- Las cargas vivas en estas cubiertas y azoteas pueden disminuirse si mediante llozaderos adecuados se asegura que el nivel máximo que puede alcanzar el agua de lluvia en caso de que se tapen las bajadas no produce una carga viva superior a la propuesta; pero en ningún caso este valor será menor que el correspondiente al especificado para cubiertas y azoteas como pendiente mayor de cinco y menor de veinte por ciento.

Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por tinacos y anuncios. Estas deben preverse por separado y especificarse en los planos estructurales.

En el diseño de pretilas de cubierta, azoteas y barandales para esclaras, rampas, pasillos y balcones se supondrá una carga viva horizontal no menor de 100 kg/m actuando al nivel y en la dirección más desfavorable.

6.- Adicionalmente los elementos de la cubierta deberán revisarse con una concentrada de 100 Kg en la posición más crítica, si ésta resulta más desfavorable que la carga uniforme especificada.

7.- Más una concentración de 1.5 ton. En el lugar más desfavorable del miembro estructural del que se trate.

8.- Más una concentración de 100 Kg. en el lugar más desfavorable.

Durante el proceso de construcción deberán considerarse las cargas vivas transitorias que puedan producirse; estas cargas deberán incluir los pesos de los materiales que pueden almacenarse temporalmente, el de los vehículos y equipo, el de colado de plantas superiores que se apoyen en la planta que se analiza y el del personal necesario, no siendo este último menor que la carga viva que se especifica para azoteas.

El propietario será responsable de los perjuicios que ocasione el cambio de destino de una construcción, cuando produzca cargas mayores que la del diseño aprobado.

Estos efectos se calcularán de acuerdo a los datos que deben proporcionar el fabricante de las máquinas, o en su defecto se usarán los factores de impacto y vibración.

Las deformaciones a que se refiere este artículo incluye efectos de cambio de temperatura y efectos de construcción.

1.- Cuantificación de los efectos de cambios de temperatura.

Cuando sea necesario considerar las deformaciones que producen los cambios de temperatura, se cuantificarán los cambios totales de longitud de los miembros estructurales antes de tener en cuenta las restricciones a sus apoyos, mediante la expresión.

$$\Delta L = C L (T_2 - T_1)$$

en donde:

L1 y L2 son las longitudes del miembro que corresponden a las temperaturas.

T1 y T2 respectivamente, y C es el coeficiente de expansión lineal, cuyos valores se dan en la tabla siguiente

## COEFICIENTES DE EXPANSION LINEAL

MATERIAL	COEFICIENTE POR GRADO CENTÍGRADO
Aceros	$0.12 \times 10^{-4}$
Concreto	$0.14 \times 10^{-4}$
Aluminio	$0.24 \times 10^{-4}$

Se tomará la diferencia en tre la máxima o la mínima anual durante la erección de la estructura. Durante el proceso constructivo, cuando la estructura se encuentre sin protección dicha diferencia se multiplicará por 1.8 y cuando la edificación se encuentre protegida cuando menos con el equivalente de un enladrillado en azotea en factor será de 1.2

Para el cálculo de los elementos mecánicos, debidos a cambio de temperatura anuales en marcos de concreto, se tomará un módulo elástico reducido al 45% del instantáneo.

2.- Cuantificación de los efectos de contracción por fraguado.

Los efectos de la contracción se sumarán a los de la temperatura.

Puede estimarse que la contracción unitaria del concreto reforzado vale 0.0003.

3.- Análisis de los efectos de deformaciones impuestas. Una vez calculados los cambios totales de longitud que no tienen en cuenta las restricciones provenientes de otros miembros estructurales y de los apoyos, deben introducirse estas restricciones en al análisis y satisfacerse las condiciones de equilibrio y compatibilidad.

## CARGAS POR VIENTO

Las construcciones se analizarán suponiendo que el viento puede actuar por lo menos en dos direcciones horizontales perpendiculares entre si.

Los factores de carga para diseño por viento serán lo que se especifica para acciones accidentales según los criterios a seguir en el diseño.

Para verificar la estabilidad general de las construcciones en cuanto a volteamiento, se analizará esta posibilidad suprimiendo las cargas vivas que contribuyan a disminuir el efecto. Para estos fines el factor de carga en acciones de viento se tomará igual a 1.4.

Deberá **estudiarse** el efecto local de presiones interiores.

En todos los casos se revisará la estabilidad de la cubierta y de sus anclajes.

Las solicitaciones que se adopten para el diseño por viento de una estructura debe ser en función del grado de seguridad aconsejable para ella. Este a su vez, depende de la gravedad de las consecuencias de una eventual falla, y de cómo varía el costo de la estructura en función de su resistencia.

Atendiendo a la seguridad aconsejable, las estructuras se clasifican como se indica a continuación:

### GRUPO A

Pertenecen a este grupo aquellas estructuras que, en caso de fallar, causarían pérdidas directas o indirectas excepcionalmente altas en comparación con el costo necesario para aumentar la seguridad. Tal es el caso de plantas termoeléctricas, casas de maquinas, centrales telefónicas, estaciones

terminales de transporte, estaciones de bomberos, hospitales, escuelas, estadios, salas de espectáculos, templos, museos y locales que alojen equipo especialmente costoso en relación con la estructura.

#### GRUPO B

Pertencen a este grupo las estructuras en las que el cociente entre el costo de una falla y el costo de incrementar la resistencia es de una magnitud moderada. Este es el caso de tanques elevados, plantas industriales, bodegas ordinarias, gasolineras, comercios restaurantes, casa para habitación privada, hoteles, edificios de apartamento u oficinas, bardas cuya altura excede de 2.5 m y todas aquellas estructuras cuya falla por viento pueda poner en peligro a otras construcciones de este grupo o del grupo A.

#### GRUPO C

Pertencen a este grupo estructuras en las que no es justificable incrementar su costo para aumentar su resistencia, ya que su falla por viento no implica graves consecuencias, ni puede, normalmente causar daños a estructuras de los dos grupos anteriores. Ejemplos: bardas con altura menor de 2.5 m., bodegas provisionales para la construcción de obras pequeñas, etc.

#### Casos especiales.

En obras muy especiales, como las plantas nucleares, el cociente de pérdida por una falla entre el incremento en costo debido a un incremento de resistencia es tan alto, que estas estructuras quedan fuera de la clasificación que antecede. En el diseño por viento de las mismas se siguen criterios especiales que no se consideran dentro del alcance del presente capítulo.

La clasificación de las estructuras según su comportamiento ante viento, atiende a la naturaleza de los principales efectos que el viento puede ocasionar en las estructuras; estas se clasifican en cuatro tipos:

#### TIPO 1

Abarca estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento. Se incluyen específicamente a las siguientes construcciones:

a) Edificios de habitación u oficinas con altura menor de 30 m.

b) Bodegas, nuevas industrias, teatros, auditorios y otras construcciones cerradas. Techadas con sistema de arcos, trabes, armaduras, losas, cascarones u otros sistemas de cubiertas rígidas, es decir que sean capaces de tomar las cargas debidas a viento sin que varíe esencialmente su geometría. Se excluyen las cubiertas flexibles como las de tipo colgante, a menos que mediante la adopción de geometría adecuada, la aplicación de preesfuerzo o el empleo de otra medida conveniente se logre limitar la respuesta estructural dinámica.

Puertas y viaductos constituidos por lozas, trabes, armaduras, simples o continuas, o arcos.

#### TIPO 2

Pertencen a este tipo las estructuras cuya esbeltez o dimensiones reducidas las hace especialmente sensible a las ráfagas de corta duración, y cuyos periodos naturales largos favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes. Se cuenta en este tipo las torres atitandadas o en voladizo para líneas de transmisión, arbotantes para iluminación, antenas, tanques elevados, bardas parapetos, anuncios y, en general, las estructuras que presentan una dimensión muy corta paralela a la dirección del viento. Se excluyen las estructuras con periodo fundamental mayor de 2s y la que explícitamente se mencionan como pertenecientes al tipo 3.

### TIPO 3

Estas estructuras reúnen todas las características de las del tipo 2, salvo que la forma de su sección transversal propicia la generación periódica de vértices o remolinos con ejes paralelos a la mayor dimensión de la estructura. Los vértices ocasionan fuerzas transversales periódicas, susceptibles de sufrir amplificación dinámica excesiva.

Se incluyen en este grupo estructuras aproximadamente cilíndricas o prismáticas, tales como chimeneas cables en líneas de transmisión, puentes o tuberías colgantes, con periodos naturales menores de 2s.

### TIPO 4

Son de este tipo las estructuras que presenta problemas aerodinámicas especiales. Entre ellas se hayan las siguientes:

a) Formas aerodinámicas inestables: antenas parabólicas, etc.

b) Estructuras con periodo natural mayor dVe 2s

c) Estructuras flexibles con varios períodos naturales próximos entre si: cubiertas y puentes colgantes.

La velocidad de diseño básico se define como velocidad básica la que supone actuando horizontalmente a una altura de 10 m sobre el nivel del terreno.

$$V = K1 \quad V_0.$$

donde:

K1 = Factor de topografía 1.0 en terreno plano 0.8 en zonas del centro de la ciudad y zonas residenciales o industriales.

V0.- Velocidad regional Estructura o grupo a 185 Km/h. Estructura Grupo B. 160 Km / h.

Las estructuras del grupo C no requieren análisis por viento.

La velocidad básica se establece como velocidad de diseño en aquellas estructuras cuya altura es menor o igual a 10.00 m. En el caso de alturas mayores se deberá tomar en cuenta este efecto, por medio de la expresión.

$$V_h = (0.1h) \times V$$

h = Altura sobre el suelo en m.

x + Exponente que se tomará igual a 0.14 en terrenos planos. 0.22 en zonas suburbanas y 0.33 en el centro de la Ciudad.

El factor de ráfaga que afecta a la obtención de la velocidad de diseño tiene por objeto considerar, aún cuando sea sólo en forma aproximada, el efecto producido por ráfaga de corta duración que "envuelven" a estructuras cuya dimensión paralela a la dirección del viento es relativamente corta.

En el diseño de estructuras sometidas a la acción de viento deberán tomarse en cuenta de los siguientes efectos, aquellos que puedan ser importantes en cada caso:

I.- Empujes y succiones estáticas.

II.- Empujes dinámicos paralelos y transversales al flujo principal causados por turbulencia.

III.- Vibraciones transversales al flujo causadas por vértices alternantes.

IV.- Inestabilidad aerelástica

Para el diseño de las estructuras Tipo 1 bastará tomar en cuenta los empujes y succiones estáticas del viento, calculados de acuerdo con el capítulo LII de este Reglamento.

Para el diseño de las estructuras Tipo 2 deberán incluirse los efectos estáticos y los dinámicos causados por turbulencia.

El diseño podrá efectuarse según el criterio del artículo de este ordenamiento, o de acuerdo con un procedimiento de análisis que tome en cuenta las características de las turbulencias y sus efectos dinámicos sobre las estructuras.

Las estructuras Tipo 3 deberán diseñarse de acuerdo con los criterios especificados para las del Tipo 2, pero además deberá revisarse su capacidad para resistir los efectos dinámicos de los vértices alternantes.

Para estructuras Tipo 4, los efectos de viento deberán valuarse de acuerdo con un procedimiento de análisis que tome en cuenta las características de la turbulencia y sus efectos dinámicos, pero en ningún caso serán menores que lo especificado para el tipo 1. Los problemas de inestabilidad aerolástica ameritarán estudios especiales que deberán ser aprobados por la dirección.

El diseño de las estructuras Tipo 3 deberán tomarse en cuenta los efectos dinámicos generales y locales causados por vértices alternantes.

El diseño de las estructuras Tipo 4 podrá realizarse mediante estudios de modelos flexibles en túnel de viento, mediante métodos analíticos adecuadas o mediante una combinación de estos procedimientos. En todos los casos se requiere determinar la respuesta dinámica máxima ante cualquier velocidad igual o menor que la de diseño, que pueda presentarse por alguno de los efectos siguientes:

- a) Inestabilidad aerodinámica.
- b) Vibraciones acopladas en modos con periodo semejantes.
- c) Excitación dinámica por turbulencias creadas por la misma estructura.

## **EMPUJES ESTATICOS**

Los empujes estáticos calculados de acuerdo con lo especificado en estos incisos son aplicables para el diseño de estructura de los tipos 1, 2 y 3. En las del tipo 3, además de los empujes aquí especificados, se deberán tomar en cuenta los efectos dinámicos.

Por área expuesta se entenderá:

- a) El área total de la superficie, en superficies planas llanas.
- b) La proyección vertical de la construcción, en construcciones tipo torre de sección circular o aproximadamente circular
- c) El 20 por ciento del área limitada por los artistas exteriores de las armaduras en estructuras reticulares de este tipo.
- d) La totalidad del área del primer diente, y la mitad del área para cada uno de los dientes, en techos con forma de diente de sierra.
- e) La proyección vertical, sin embargo, se valorará tomando el área de la proyección horizontal del techo.

Las fuerzas debidas al viento pueden ser:

- a) Presiones y succiones. Los efectos del viento se tomarán equivalentes a los de una fuerza distribuida sobre el área expuesta. Dicha fuerza se supondrá perpendicular a la superficie en que actúa y su valor por unidad de área se calculará de acuerdo de acuerdo a la expresión.

$$P = 0.0048 C V^2 D$$

Donde:

C coeficiente de empuje (sin dimensiones)

P presión o succión debida al viento en Kg / m<sup>2</sup>

D velocidad de diseño en km./h. Calculada de acuerdo con lo indicado en :

Cuando C es positivo, se trata de empuje sobre el área expuesta, cuando es negativo se trata de succión. Se definen valores de C aplicables a algunas de las formas mas usuales de construcciones. Si se adoptan otros valores de C deberán justificarse con base en resultados analíticos o experimentales sobre distribución de presiones de viento.

- b) Empuje sobre elementos de succión transversal pequeña. Para efectos de diseño local de elementos de dimensiones transversales pequeñas en comparación con su longitud tales como cables o tirantes, perfiles estructurales de armaduras, planas o espaciales el empuje de viento sobre ellos se definirá por los componentes de la fuerza debida a viento por unidad de longitud del elemento.

Para viento actuando normalmente al eje de la pieza, los valores de dichos componentes se calculará de acuerdo con las ecuaciones siguientes:

$$F1 = 0.0048 GC L BV^2 D$$

$$F1 = 0.0048 GC T BV^2 D$$

Donde:

B ancho de la superficie expuesta en m.

CL coeficiente de arrastre (sin dimensiones)

CT coeficiente de empuje transversal (sin dimensiones)

FL empuje en la dirección del viento, por unidad de longitud del elemento estructural en Kg / m.

VD velocidad de diseño en km / h calculada según el artículo 320 ( para estos casos), se incluirá siempre el factor de ráfaga de 1.3)

La tabla de 1.5 presenta los valores de CL y CT para diversos perfiles.

COEFICIENTE DE EMPUJE.- Los coeficientes que se especifican a continuación correspondiente a la acción exterior del viento. A este debe adicionarse el efecto de las presiones internas. El análisis de empujes exteriores debe incluir la posibilidad de que ocurran las excentricidades accidentales.

- a) Paredes rectangulares verticales, cuando el viento actúe normalmente a la superficie expuesta, se tomará C = + 0.75 del lado de barlovento y – 0.68 del de sotavento, como se indica en la figura. La estabilidad de paredes aisladas como bardas. Ante viento perpendicular, se analizará con la suma de los efectos de presión y succión, es decir = 143.

- b) Edificios de planta y elevación rectangulares. Para muros normales a la acción del viento se usarán los valores de C que señala el párrafo anterior. En las paredes paralelas a la acción del viento, así como en el techo si este es horizontal se distinguirán tres zonas: en la primera, que se extiende desde la arista de barlovento hasta una distancia igual a  $H/3$ ,  $C = -1.75$ . En la segunda, que abarca hasta  $1.5 H$  desde la misma arista,  $C = 1.00$ ; y en resto  $C = -0.40$ . La misma especificación rige en cubiertas con generatrices y aristas paralelas a la acción del viento (techos inclinados y cilíndricos) en este inciso, H es la altura de la construcción medida del lado de barlovento y sin incluir la cubierta.
- c) Cubierta de aceros circulares. Para viento que actúa normalmente el eje longitudinal del arco se distinguirán tres zonas: La zona de barlovento, que se extiende hasta el punto en que la tangente del arco forma un ángulo de  $45^\circ$  respecto a la horizontal; y la zona de sotavento, a partir del límite de la zona central.

Se usarán los siguientes factores de empuje:

1.- Zona de barlovento

Si la relación de flecha a claro  $d$  el a cubierta es menor de 0.20:

$$C = -0.70$$

Si dicha relación es mayor de 0.20:

$$C = 4.35 D/B - 1.57$$

Donde:

B claro de la cubierta en m.

D flecha de la cubierta, en m.

2.- Zona central

$$C = -0.95 D/B - 0.71$$

1.4.20

3.- Zona de sotavento

$$C = -0.55$$

Cuando el viento actúe longitudinalmente, se supondrán las zonas y presiones establecidas en b)

- d) Cubiertas de dos aguas. Para viento con acción normal a las generatrices, se considerarán en la superficie de barlovento tres zonas iguales a las descritas en b)
- e) Cubiertas de agua, cuando el viento esta actuando normalmente a las generatrices horizontales, y la cubierta este orientada hacia el lado de barlovento, serán aplicables los coeficientes. Si la cubierta esta orientada hacia el lado de sotavento y su inclinación excede de  $15^\circ$ , se tomará  $C = -0.68$ , si su inclinación es menor de  $15^\circ$ , se tratará como horizontal, de acuerdo con b).  
Para viento actuando paralelamente a las horizontales, se supondrán las zonas y presiones establecidas en b)
- f) Cubiertas en forma de diente de sierra. Los efectos de viento perpendicular a las generatrices y actuando sobre el primer diente se calcularán como se especifican en e).  
Sobre los demás se tomará  $C = -0.68$ , los empujes horizontales se valuarán respetando la definición diaria expuesta del artículo.
- g) Chimeneas y torres. El empuje en la dirección del viento se valuará suponiendo al área expuesta según el artículo y su coeficiente de empuje 0.7

- h) Trabes y armaduras. En trabes y armaduras aisladas se supondrá un coeficiente de empuje de 1.8 referida al área expuesta. Cuando alguna trabe o armadura se encuentre protegida del lado de barlovento por una o más de características semejantes, el coeficiente de empuje podrá reducirse hasta  $rx$ , donde,  $x$  es la relación entre separación y peralte de las trabes o armaduras y  $r$  un coeficiente que vale 0.10 para trabes de alma llena y 1.5 armaduras.

Los coeficientes de empuje propuestos en este inciso son aplicables para armaduras, ya sea que se calcule el área expuesta de acuerdo con lo especificado en 4.4.2.2 o mediante la proyección vertical. Para armaduras construidas con miembros tubulares, el coeficiente de empuje puede tomarse igual a 0.7.

Para el diseño de estructuras continuas sobre varios apoyos, deberá suponerse en a cada elemento o sección crítica la condición más favorable que prevenga de considerar independientemente en cada claro un empuje comprendido entre 75 y 100 por ciento del valor máximo especificado.

El diseño local por ciento de los miembros de estructuras triangulares se efectuará empleando las velocidades de viento que correspondan a estructuras triangulares se efectuará empleando las velocidades de viento que correspondan a estructuras Tipo 2. Se incluirán los empujes paralelos a la dirección del viento y los normales a ella empleando los criterios establecidos en el inciso b)

Cuando el porcentaje de abertura de alguna de las paredes de la construcción en el nivel que se analiza sea mayor del 30%, para el diseño local de todos los elementos que limitan en cualquier dirección el nivel en cuestión, deben considerarse presiones o succiones interiores dadas por la ecuación del inciso b en adición a las presiones o succiones exteriores, con los siguientes valores del coeficiente del empuje  $c$ .

- a) cuando la abertura se encuentre del lado de barlovento  
 $C = 0.8$   
b) Cuando la abertura se encuentre del lado de sotavento o en los costados.  
 $C = - 0.6$

Para porcentaje de abertura menores del 30%, se supondrá para el cálculo de las presiones anteriores los valores de  $c$  que se indican a continuación:

- a) Cuando la abertura se encuentre del lado de barlovento  
$$C = \frac{0.8n + 0.3(1-n)}{30}$$

donde:

$C$  coeficiente de empuje (adimensional)  
 $n$  relación de aberturas, en porcentaje.

Las presiones interiores no deben considerarse para el análisis de la estabilidad del conjunto de la estructura.

#### 4.4.2.6

Se considera que la fuerza resultante de la acción del viento actuará estrictamente con respecto a la posición de la resultante teórica de presiones; esto es, con respecto al centro de presiones del área expuesta.

- a) Se supondrá en dirección horizontal una excentricidad accidental cuya magnitud está dada por las siguientes expresiones:

$$e = (0.3 L^2 / 8h) + 0.05 L$$

Para  $L \geq 2$

1.4.27



$$e = + 1 / 8$$

para L

$$-$$

h

donde:

e excentricidad accidental (metros)

L base del área expuesta (metros)

b) En la dirección vertical se tomará una excentricidad accidental igual a:

$$e = + 0.5 h$$

Deberá tomarse los signos de las excentricidades que provoquen la condición más desfavorable para el diseño de cada miembro y del conjunto estructural. Los efectos de las excentricidades en direcciones vertical y horizontal deberán considerarse simultáneamente.

## CIMENTACIONES

Se respetarán en el diseño estructural, las siguientes normas y coeficientes de seguridad para cimentaciones.

1.- el coeficiente de seguridad mínimo admisible contra falla del suelo por esfuerzo cortante será de tres cuando no se consideren dichas fuerzas.

2.- No se deberán tomar en cuenta esfuerzos de tensión entre las cimentaciones y el suelo, al menos que se utilice un procedimiento constructivo que lo admita.

3.- El coeficiente de seguridad contra el volteamiento de una estructura no será inferior de 1.5 debiendo suprimirse en esta verificación las cargas vivas que contribuyan a disminuir dicho deslizamiento.

## ESTRUCTURACION

Todas las construcciones deben de poseer un sistema estructural que les permita soportar las acciones que puedan afectarlas, cumpliendo los requisitos de seguridad que fija este Reglamento.

Se considerará como elementos estructurales aquellos sobre los que obran directamente las cargas y los que están ligados a ellos de manera que su resistencia y rigidez afecten a las del conjunto.

Se considerará como elementos estructurales aquellos sobre los que obran directamente las cargas y los que están ligados a ellos de manera que su resistencia y rigidez afecten a las del conjunto.

Se considerarán como elementos que no forman parte de la estructura, aquellos que poseen una resistencia y rigidez despreciables con respecto a las de la estructura principal y aquellos que no tienen con la misma unión capaz de transmitir fuerzas.

Los cancelos metálicos, los de madera y los formatos por materiales sumamente deformables, con plásticos reforzados con fibra de vidrio, siempre que no posean tableros de materiales frágiles, no requieren precauciones especiales en su liga con la estructura para protegerlos de los efectos de los movimientos de la misma.

Los demás elementos que no forman parte integrante de la estructura deben ligarse tomando precauciones para que no se dañen al deformarse éstas, dejando holgaduras congruentes con los

desplazamientos de la estructura y revisando la estabilidad del elemento el efecto de las acciones que puedan obrar directamente sobre él, como por ejemplo, empujes laterales por viento.

Estructura mínima; las construcciones deberán poseer sistemas estructurales que les permitan resistir fuerzas horizontales, tales como, rígidos de concreto ó acero, con muros de block.

Los sistemas de piso ó techo deberán estar diseñadas para transmitir las fuerzas horizontales a los elementos que proporcionan la resistencia en la dirección lateral en la dirección de análisis.

Se procurará que los pisos y techos constituyan sistemas rígidos en su plano, de manera que las fuerzas de viento se transmitan a los distintos elementos resistentes en forma proporcional a su rigidez. En general, se consideran que funcionan como sistemas, rígidos: las losas macizas de concreto; las losas aligeradas de concreto con una capa de comprensión de por lo menos 3 cm. de espesor y los sistemas metálicos o de madera adecuadamente arriostrados en su plano.

Cuando se empleen sistemas que no constituyan sistemas rígidos en su plano, cada elemento estructural resistente a cargas laterales deberá diseñarse para soportar las fuerzas horizontales que se originan en la porción de sistema de piso que le sea tributaria de acuerdo con la trayectoria que deban seguir dichas fuerzas horizontales.

Es recomendable evitar excentricidades de diseño, mayores que 10% de la dimensión de la planta de la estructura y la dirección normal a la de análisis, con objeto de reducir los efectos de torsión debidos a simetrías; deberá procurarse que haya simetría en rigideces, materiales y tipos de elementos resistentes.

Se definen como muros confinados los que estén esforzados con castillos y dalas, y cumplan con los requisitos siguientes:

- a) Las dalas o castillos tendrán como dimensión mínima el espesor del muro.
- b) El concreto tendrá una resistencia a la comprensión,  $f'c$ , no menor de 150 kg./cm<sup>2</sup>.
- c) El refuerzo longitudinal estará formado por lo menos de cuatro varillas, con porcentaje no menos a  $(0.1 f'c / f_y)$  y estará anclado en elementos que limitan al muro de madera que pueda desarrollar su esfuerzo de fluencia.
- d) El refuerzo transversal estará formado por varillas de diámetro no menor de 4 mm. con una separación máxima de 20 cm.
- e) Existirán castillos por lo menos en los extremos del muro y en puntos intermedios, a una separación no mayor que vez y media su altura, ni de 4 m.
- f) Existirá una dala en todo extremo horizontal del muro, a menos que éste último esté ligado a un elemento de concreto reforzado y en el interior del muro a una separación no mayor de 3 m.

## **PRUEBAS DE CARGA**

Será obligatorio llevar a cabo pruebas de resistencia en edificios o estructuras terminadas destinadas a centros de reunión y en toda construcción que a juicio de la Dirección se considere necesaria esta prueba, para garantizar la seguridad de personas y bienes. En estructuras de concreto reforzado, la prueba un efectuará antes de 56 días de la fecha del colado.

Salvo que la Dirección solicite específicamente otro tipo de prueba, se adoptará el siguiente procedimiento: la estructura se someterá a una sobrecarga que sumada a las cargas existentes incluyendo un peso propio, de una carga total igual a vez y media  $1 \frac{1}{2}$ ) de carga total de diseño. La sobrecarga se dejará sobre la estructura no menos de veinticuatro horas y se medirán de flexiones en puntos adecuados.

Si veinticuatro horas después de quitar la sobrecarga, la estructura no muestra un setenta y cinco (75) por ciento de recuperación de sus deflexiones, se repetirá la prueba. La segunda de carga no debe iniciarse antes de setenta y dos horas de haberse terminado la primera.

Se considerará que la estructura ha fallado, si después de la segunda prueba de recuperación no alcanza en veinticuatro horas el setenta y cinco (75) por ciento de las deflexiones debidas a dicha segunda prueba. Si la estructura pasa la prueba de carga y como consecuencia de ella se observan signos de debilidad tales como agrietamientos excesivos, estos deberán repararse localmente y reforzarse.

Podrá considerarse que los elementos horizontales han pasado la prueba de carga, aún si la recuperación de las flechas no alcanzaran el 75% siempre y cuando la flecha máxima no exceda dos milímetros o  $2L/20,000$  L donde L es el claro libre del miembro que se ensaye y L su peralte total en las mismas unidades; en voladizos se tomará L como el doble del claro libre.

En caso de que un edificio o una estructura no pase la prueba de carga, el interesado deberá presentar a la Dirección en un lapso no mayor de 30 días un estudio proponiendo las modificaciones pertinentes y una vez realizadas estas modificaciones se verificará nuevamente la prueba de carga, en caso contrario el propietario deberá demoler la parte o partes de la edificación que no pasaron las pruebas en el plazo que determine esta Dirección, el cual se hará del conocimiento del propietario. Se deberá realizar pruebas de resistencia en todo aquel edificio o estructura que se pretenda utilizar para un destino diferente al concebido para su diseño, siempre que la carga que se vaya a aplicar resulte mayor que la del diseño o ésta se desconozca.

### **BASES PARA DETERMINAR LA FORMA Y TIEMPO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO.**

La resistencia a la compresión especificada del concreto debe basarse en cilindros de prueba de acuerdo a las normas DGNC 159 y DGNC, hechos en obra y probados por laboratorios reconocidos en la entidad.

La resistencia a la compresión del concreto debe basarse en pruebas realizadas a los 28 días para cementos tipo 1 y a los 14 días para cemento tipo 111 o si se usaron acelerantes.

Para cada clase de concreto se tomará como mínimo una muestra por cada día de colado, pero al menos una por cada 40 m<sup>3</sup>. de concreto.

De cada muestra se fabricará y ensayará una pareja de cilindros.

Se admitirá que las características de resistencia del concreto correspondientes a un día de colado cumplen con la resistencia especificada,  $f'c$ , si ninguna pareja de cilindros de una resistencia media inferior a  $f'c=50$  kg./cm<sup>2</sup>., además, cuando el número de muestras de 3 o más si los promedios de resistencia de todos los conjuntos de 3 parejas consecutivas de ese día no son menores de  $f'c=17$  kg./cm<sup>2</sup>.

Se verificará el peso volumétrico del concreto en muestras representativas.

Los materiales de un concreto deben de proporcionarse para una resistencia, media,  $f_c$ , mayor que la especificada  $f'c$ .

Cuando las resistencias medias de algunas parejas de cilindros resulten menores  $f'c-50 \text{ kg./cm}^2$ ., se permitirán extraer y ensayar corazones, de acuerdo con la norma DGNC 169, del material en la zona representada por los cilindros que no cumplieron. Se probarán tres corazones por cada pareja de cilindros cuya resistencia media resulte mayor que  $f'c-50 \text{ kg./cm}^2$ .

La humedad de los corazones al probarse debe ser representativa de la que tenga estructura en condiciones de servicio.

El concreto representado por los corazones se considerará adecuado, si el promedio de las resistencias de los tres corazones es mayor o igual que  $0.8 f'c$  y si la resistencia de ningún corazón es menor que  $0.7 f'c$ . Para comprobar que los especímenes se extrajeron y ensayaron correctamente se permite probar nuevos corazones de las zonas representadas por aquellas que hayan dado resistencias erráticas. Si los corazones ensayados no cumplen con el criterio de aceptación que se ha escrito, la dirección puede ordenar la realización de pruebas de carga o tomar medidas que juzgue adecuadas.

### **RESISTENCIA MEDIA Y TABLA DE DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO.**

La resistencia media necesaria para lograr un cierto valor de  $f'c$  se tomará como el mayor de los valores suministrados por las expresiones siguientes:

$$f_c = f'c + 85$$

$$f_{cf} = f'c + 2.33 - 50 \text{ (en kg./cm}^2\text{)}$$

Estas expresiones, es la desviación estándar de la resistencia a compresión del concreto. Su valor determinará a partir de antecedentes pasados en los ensayos de no menos de 30 parejas de cilindros que representan un concreto cuya resistencia especificada no difiera en más de  $70 \text{ kg/cm}^2$ ., de la especificada, y fabricado con materiales, procedimientos y control similares a los del trabajo en cuestión. Si no se cuenta con tales antecedentes, la desviación estándar puede tomarse de la tabla siguiente:

### **TABLA DESVIACIÓN ESTANDAR DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO EN KG/CM2.**

PROCEDIMIENTOS DE FABRICACIÓN	$f'c= 200$	$f'c= 300$
Mezclado mecánico, proporcionamiento por peso, corrección por humedad y absorción de los agregados. Agregados de una misma fuente y de la calidad controlada.	30	35
Mezclado mecánico, proporcionamiento por peso.	35	45
Mezclado mecánico, proporcionamiento Por volumen; volúmenes cuidadosamente Controlados.	60	70

**VIALIDAD VEHICULAR O PEATONAL  
TABLA**

**CARACTERÍSTICAS DE LAS VÍAS  
DIMENSIONES MINIMAS ACEPTABLES**

VIALIDAD	VEL. MAX. CIRCULACIÓN KM/HR	ARROYO	BANQUETA	CAMELLO CIRCULACION
AVENIDA	60	19.0	2.5	2.0
PRIMARIA	50	13.5	2.5	-- DOBLE
SECUNDARIA	40	10.5	1.8	-- DOBLE
TERCIARIA	30	7.5	1.2	-- UN SENTIDO
CERRADA	20	7.5	0.9	-- DOBLE
ANDADOR	PEATONAL	6.5	¿	-- DOBLE

**TABLA ESPECIFICACIONES DE PROYECTO GEOMÉTRICO  
PARA NUEVAS VIAS PRINCIPALES CALLES COLECTORAS**

Vías principales

1.- Longitud recomendable	Más de 2 km
2.- Velocidad de proyecto	70 km/h máxima
3.- velocidad de operación	
a) en las horas máxima demandada	40 km/h
b) A otras horas	40-60 km/h
4.- Número de carriles circulación	
a) En doble sentido	8 máximo 6 mínimo
b) En un sentido	6 máximo 4 mínimo
5.- Anchura de los carriles de circulación	
a) Carriles extremos	3.70 m. máxima 3.50 m. mínima
b) Otros carriles	3.00 m. mínimo
6.- Anchura de la faja separadora central, física o pintada	13.00 m. máxima 6.00 m. mínima
7.- Anchura de los carriles de aceleración, desaceleración y vuelta izquierda	3.50 m. fija
8.- Anchura de las aceras	2.00 m. mínima
9.- Anchura de la faja de restricción aparcamientos	10.00 m. máxima 5.00 m. mínima
10.-Anchura de derecho de vía	
a) Dos sentidos	
8 carriles	48.20 m. mínima
6 carriles	41.20 m. mínima
b) Un sentido	
6 carriles	35.20 m. mínima
4 carriles	28.20 m. mínima

- |  |                            |
|--|----------------------------|
| 11.- Pendiente longitudinal máxima                         |                            |
| a) En tramos largos  | 5% (longitud máxima 650 m) |
| b) en tramos cortos  | 7% (longitud máxima 400 m) |
| 12.- Radios en las esquinas de las intersecciones          | 4.5-7.5 m                  |
| 13.- Espaciamiento entre vías principales (en caso urbano) |                            |

Área de la ciudad	Espaciamiento entre vías Principales, en m.
Centro Comercial	200 – 400
Perimetral al centro	
Comercial	400 – 800
Suburbano	800. – 1600
14.- Capacidad promedio, por carril de circulación en intersección con semáforos	500    800 veh/h

#### Calles Colectoras

- |  |                                  |
|--|----------------------------------|
| 1. Longitud recomendable                                   | menos de 2 km                    |
| 2. Velocidad de proyecto                                   | 40-60 km/60                      |
| 3. Velocidad de operación:                                 |                                  |
| a) En las horas máxima demanda                             | 30 km/h                          |
| b) A otras horas   | 30-55 km/h                       |
| 4. Número de carriles de circulación                       |                                  |
| a) 2 sentidos  | 6 máximo<br>4 mínimo             |
| b) 1 sentido   | 4 máximo<br>2 mínimo             |
| 5. Anchura de los carriles de circulación:                 |                                  |
| a) Carril derecho  | 3.60 m. fija                     |
| b) Demás carriles  | 3.30 m. máximo<br>3.00 m. mínimo |
| 6. Anchura de los carriles para estacionamiento en cordón: | 3.00 m.                          |
| 7. Anchura de la faja separadora central                   | 6.00 m. mínima                   |
| 8. anchura de las aceras                                   | 2.00 m. mínima                   |
| 9. Anchura de la faja de restricción a paramentos          | 5.00 m. mínima                   |
| 10. Anchura de derecho de vía:                             |                                  |
| a) Dos sentidos 6 carriles                                 | 40.40 m. mínima                  |
| b) Un sentido 4 carriles                                   | 28.20 m. mínima                  |
| 11. Pendiente longitudinal máxima                          | 8%                               |
| 12. Radios mínimos en las esquinas de las intersecciones   | 4.5-7.5 m.                       |
| 13. Distancia mínima de visibilidad de parada:             |                                  |
| Terreno plano y vel. Proyecto de                           |                                  |

60 km/h	75 m
Terreno ondulado	60 m
Terreno accidentado	45 m
14. Radio de curvatura mínimo, al eje de la curva	67.00 m
15. Pendiente máxima:	
Terreno plano	45
Terreno ondulado	8%
Terreno accidentado	12%
16. Espaciamiento entre calles colectoras para dar cabida a los movimientos intermedios entre el tránsito local y el paso o viceversa, se recomienda que las calles colectoras estén espaciadas de 400 a 750 m	
17. Capacidad promedio de cada uno de los carriles de circulación en intersecciones a nivel, con semáforos: 300-500 veh/h.	

**INFRAESTRUCTURA PARA ESTACIONAMIENTOS**  
TABLA

RESIDENCIAL	INFRAESTRUCTURA POPULAR		CAMPESTRE		
	RESIDENCIAL CAMPESTRE	FRACCIONAMIENTO DE GRANJAS			
- AGUA POTABLE	X	X	X	X	X
- ELECTRIFICACION					
- SUBTERRÁNEA	X				...
AEREA			X	X	X
BAJA TENS.	X	X	X	X	X
ALTA TENS.					X
- ALUMBRADO PÚBLICO	X	X	X		X
- REDES TELEFONICAS					
PRINCIPALES	X				X
SECUNDARIAS	X	X	X		X
- PAVIMENTO					
CONCRETO HIDRÁULICO O					
ASFALTICO	X	X	X		X
DOS RIEGOS					...
MAT. BLANCO COMPACT.			X		
- MAT. PETREO		X			
CONCRETO	X		X	X	
PRECOLADO O MAMP.		X		X	X
- BANQUETAS Y ANDADORES					
CONCRETO	X	X	X		X
ADCRETO	X	X			
- SISTEMA COLECTOR					
- AGUAS PLUVIALES	X	X	X	X	X
- SISTEMA TRATAMIENTO					
AGUAS NEGRAS	X	X	X	X	X
- NOMENCLATURA	X	X	X	X	X

**REQUERIMIENTOS MINIMOS DE DISEÑO**  
**TABLA**

**DOSIFICACIÓN DEL SUELO**

TIPO	% DE DONACIÓN	DIMENS. N. LOTE MINIMO METRO FTE. X FONDO	AREA % OFICINAS O MULTIFAMILIARES	MÁXIMA DENSIDAD DE CONST. %
RESIDENCIAL	15	10 X 25	15	60
RESIDENCIAL: CAMPESTRE	4	20 X 30	---	50
POPULAR	10	7 X 17	50	75
GRANJAS	3	25 X 75	---	60
INDUSTRIAL	5	25 X 40	---	80

TIPO	AVE	1º	2ª	3ª	CERRADA	ANDADOR
RESIDENCIAL	5.0	5.0	4.0	3.0	3.0	---
RESIDENCIAL: CAMPESTRE	5.0	5.0	4.0	3.0	3.0	---
POPULAR	5.0	5.0	4.0	3.0	---	2.0
GRANJAS	10.0	10.0	10.0	10.0	---	---
INDUSTRIAL	10.0	10.0	---	---	---	---

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

CERTIFICA: Que las presentes Normas Técnicas complementarias del Reglamento de Construcciones para el Municipio de Campeche, fueron aprobadas en Sesión Ordinaria del Cabildo de fecha cuatro de Diciembre de mil novecientos ochenta y nueve.

Misma Certificación que expidió a los veintiséis días del mes de Diciembre de mil novecientos ochenta y nueve.



**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**

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	TIPO DE PUERTA	ANCHO
<b>MINIMO</b>		
I. HABITACIÓN	Acceso principal a)	0.90 m.
	Locales para habitación y cocinas	0.75 m.
	Locales complementarios	0.60 m.
<b>II. SERVICIOS</b>		
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)	1.20 m.
	Cuartos enfermos	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	Acceso principal a)	1.20 m.
Media y superior	Aulas	0.90 m.
Templos	Acceso principal a)	1.20 m.
II.5 Recreación b)		
Entretenimiento	Acceso principal b)	1.20 m.

	Entre vestíbulo y sala	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.
II. SERVICIOS		
II.1 Oficinas (hasta 4 niveles)	Principal	0.90 m.
Oficinas (más de 4 niveles)		1.20 m.
II.2 Comercio (hasta 100 m2)	En zonas de exhibición, ventas y de almacenamiento	0.90 m.
Comercio (hasta 100 m2)		1.20 m.
II.3 Salud	En zonas de cuartos y consultorio	1.00 m.
Asistencia Social	Principal	1.20 m.
II.4 Educación y Cultura	En zonas de aulas	1.20 m.
II.5 Recreación	En zonas de público	1.20 m.
II.6 Alojamiento	En zonas de cuartos	1.20 m.
II.7 Seguridad	En zonas de dormitorios	1.20 m.
II.8 Servicios Funerarios Funerarias	en zonas de público	1.20 m.
II.9 Comunicaciones y Transporte Estacionamientos	Para uso del público	1.20 m.

---

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	---
<hr/>				
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
<hr/>				
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	---
<hr/>				
II.5. Recreación				
Entretenimiento:				
	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	---
<hr/>				
II.6. Alojamiento:				
	Hasta 10 huéspedes	1	1	1
	De 11 a 25	2	2	2
	Cada 25 adicionales o fracción	1	1	1
<hr/>				
II.7. Seguridad:				
	Hasta 10 personas	1	1	1
	De 11 a 25	2	2	2
	Cada 25 adicionales o fracción	1	1	1
<hr/>				
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	---
<hr/>				

#### 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
<hr/>			
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,  $\phi$  ; 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  $\phi$  varía para los diferentes tipos de comportamiento y para los diferentes tipos de elementos estructurales.

ELEMENTO ESTRUCTURAL	FACTOR $\phi$
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.

## 1.2) 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 pisos 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  $(1.33 L/H)^2$ .

## 1.2) 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

1.2.3)

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<sup>1</sup> es la excentricidad calculada para la carga vertical, ec: más una excentricidad accidental que se tomará igual a t/24

H<sup>1</sup> I a altura efectiva del muro que se determinará a partir de la altura no restringida, H, según el criterio siguiente:

H<sup>1</sup> = 2H para muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior

H<sup>1</sup> = 0.8H para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro

H<sup>1</sup> = H para muros extremos en que se apoyan losas

1.2.4) 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<sup>1</sup>, y se obtiene de la tabla siguiente:

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

L <sup>1</sup> /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

1.2.5) 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:

- a) la distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
- b) Los esfuerzos de tensión son resistidos por el refuerzo únicamente
- c) Existe adherencia perfecta entre el refuerzo y el concreto o mortero que lo rodea.
- d) La sección falla cuando se alcanza, en la mampostería, la deformación unitaria máxima a compresión que se tomará igual a 0.003.
- e) 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

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

### 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

$$V_R = F_R (0.85 v^* AT) \quad (1.2)$$

b) Para otros muros

$$V_R = F_R (0.5 v^* AT + 0.3P) \leq 1.5 F_R v^* AT \quad (1.3)$$

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 <sup>2</sup>
Tabique de barro recocido	I	3.5
	II y III	3
Tabique de concreto (f*p>80 kg/cm <sup>2</sup> )	I	3
	I y II	2
Tabique hueco de barro <sup>2</sup>	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,  $\gamma$ , 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 <sup>2</sup> )
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 encastrada 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.

- a) Acanalamiento, arqueamiento, encorvadura y torcedura
- b) Inclinación general de la fibra, nudos
- c) Rajaduras, grietas, acebolladuras
- d) 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.

#### 1.5) 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/cm<sup>2</sup>)**

		CLASE	
		A	B
Flexión	f <sub>fu</sub>	170	100
Tensión paralela a la fibra	f <sub>tu</sub>	115	70
Compresión paralela a la fibra	f <sub>cu</sub>	120	95
Compresión perpendicular a la fibra	f <sub>nu</sub>	40	40
Cortante paralelo a la fibra	f <sub>vu</sub>	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/cm<sup>2</sup>)**

		GRUPO		
		I	II	III
Flexión	ffu	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 5º 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/cm<sup>2</sup>)**

Flexión	ffu	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 tomaran igual a 0.7 en todos los casos.

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

A C C I O N	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	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	SECA CH<18%±2%		HUMEDAD CH<16%±2%	
		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 (cm <sup>2</sup> )	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 (cm <sup>2</sup> )	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	

RELACION DE AREA	Am	PARA	PIEZAS LATERALES METALICAS						
			2	3	4	5	6	8	
	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

A<sub>1</sub> Área bruta del miembro principal (cm<sup>2</sup>)

A<sub>a</sub> Suma de las áreas brutas de los miembros laterales (cm<sup>2</sup>)

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, Jd**

CONDICION DE CARGA	Jd
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 $\geq$ 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, Jgp**

Para piezas laterales de madera en pijas*	$\geq 3.5 D$	1.00
	$2.0 D$	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, Jge**

GROSOR DE LA PIEZA LATERAL	Jge
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,  $J_p$**

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  $0.8 F_y d_c$  donde  $F_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero de la columna, de su peralte total y  $t_c$  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 conectaran, 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 contraventeados 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:

- a) 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.
- b) 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.
- c) 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  $A_u$ .

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 diseñarán 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 tipos 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 deben 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 CANALES EN FLEXION	$460/\sqrt{F_y}$	$540/\sqrt{F_y}$	$830/\sqrt{F_y}$
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 $P_u/P_y \leq 0.6$ , (2) $P_u/P_y \leq 1.15$ , Si $P_u/P_y \leq 0.15$		
	$\frac{2100}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{3339}{\sqrt{F_y}} \left( \frac{1-0.371 P_u}{P_y} \right)$	$\frac{5228}{\sqrt{F_y}} \left( \frac{1-0.598 P_u}{P_y} \right)$
	Si $P_u/P_y > 0.28$ , Si $P_u/P_y > 0.15$ , Si $P_u/P_y > 0.15$		
SECCIONES CIRCULARES COMPRESION AXIAL (3)	HUECAS EN $132000/F_y$	$164000/F_y$	$235000/F_y$



- (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)  $P_u$  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 travesaños armados:

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

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

#### 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<sub>e</sub> = 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<sub>y</sub> y f deben tomarse en kg/cm<sup>2</sup>, y las dimensiones de las placas, b y t, en cm; Q<sub>s</sub> es un número abstracto y b<sub>e</sub> se obtiene en cm.

El factor de área Q<sub>s</sub> 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<sub>e</sub>) 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<sub>s</sub> Q<sub>s</sub>. El esfuerzo f que se utiliza en ec. 2.3.5 o 2.3.6 para calcular el ancho efectivo b<sub>e</sub> de los elementos planos atiesados no tiene que ser mayor que el producto Q<sub>s</sub> F<sub>y</sub> donde Q<sub>s</sub> 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 trabes armadas)

Esta sección es aplicable a vigas laminadas y a trabes 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 MR, 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 ≤ L<sub>u</sub>)

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 Lu, es igual a:

a) Para secciones tipo 1 o 2:

$$M_R = F_R \quad Z F_y = F_R \quad M_R$$

L es la distancia entre puntos del patín comprimido de una viga soportados lateralmente. 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. 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 Lp en zonas de formación de articulaciones plásticas asociados con el mecanismo de colapso.

Lp es la longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico Mp 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.

Mp = momento plástico resistente del miembro en estudio.

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

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

El cociente MI/Mp 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

$$MR = FR SF_y = FR M_y \quad (3.3.4)$$

S es el módulo de sección elástico del miembro de flexión y  $M_y = SF_y$  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 MR comprendido entre  $FR M_y$  y  $FR M_p$  calculado por interpolación lineal, teniendo en cuenta que esos valores corresponden, respectivamente, a relaciones ancho/grueso 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  $FR M_y$  y  $FR M_p$ , 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  $A_a$  y  $A_p$  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,

$$MR = FR Q_s SF_y = FR Q_s M_y \quad (3.3.5)$$

$Q_s$  se define en 2.3.6.

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

$$MR = FR S_e F_y \quad (3.3.6)$$

$S_e$ , 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.

$S_e$  = módulo de sección elástico efectivo.

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

$M_y = S F_y$  = momento correspondiente a la aparición del esfuerzo de fluencia en la sección (sin considerar esfuerzos residuales).

$F_y$  = Esfuerzo de fluencia.

### 3.1.1.2 Miembro no soportados lateralmente

$$(L > L_u)$$

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

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

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

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

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

$$\text{Si } M_u \leq (2/3) M_p \quad MR = FR M_u \quad (3.3.8)$$

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

$$M_u = \sqrt{\frac{1}{CL} E I_y G J + \frac{(at)^2 I_y C_a}{L}}$$

$$= \frac{1E}{CL} \sqrt{\frac{1}{L y} \left[ \frac{J}{2.6} + \frac{(L)^2 C_a}{L} \right]}$$

(3.3.9)

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

$$M_u = (1/c) \sqrt{M^2 c_1 + M^2 c_2} \quad (3.3.10)$$

donde:

$$M_{c1} = \frac{E a t}{(L/r_y)} \quad (3.3.11)$$

$$M_{c2} = \frac{4.7 E a d}{(L/r_y)^2} \quad (3.3.12)$$

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,  $I_y$  y  $r_y$  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  $C_a$  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

- $c = 0.60 + 0.40 M_1 / M_2$  para tramos que se flexionan en curvatura simple
- $c = 0.60 - 0.40 M_1 / M_2$  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  $M_2$ , o cuando el patín no está soportado lateralmente de manera efectiva en uno de los extremos del tramo.

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

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

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  $L \leq Lr$  y la 3.3.8 para  $L > Lr$ ).

Lu y Lr se calcula con las expresiones siguientes:

Miembros de sección transversal I:

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

$$Lr = \sqrt{\frac{21}{Xr}} \sqrt{\frac{Eca}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}} \quad (3.3.14)$$

E es el módulo de elasticidad del acero y G su módulo de elasticidad al esfuerzo cortante; se tomaran iguales a 2 040 000 Kg/cm<sup>2</sup> y 784 000 Kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente.

En las ecuaciones anteriores,

$$X_u = 4.293 C \frac{ZFy}{CJ} \frac{Ca}{I_y} = 3.220 Xr, \quad Xr = \frac{4}{3} C \frac{ZFy}{GJ} \frac{Ca}{I_y}$$

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

$$Lu = \frac{6.55}{X_u} \frac{dry}{t} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}} \quad (3.3.15)$$

$$Lr = \frac{6.55}{X_r} \frac{dry}{t} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}} \quad (3.3.16)$$

donde

$$X_u = 7.7 C \left(\frac{d}{t}\right)^2 \frac{Fy}{E} = 3.22 Xr, \quad Xr = 2.4 C \left(\frac{d}{t}\right)^2 \frac{fy}{E}$$

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

Miembros de sección transversal rectangular, maciza o hueca:

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

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

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  $M_u \leq \frac{2}{3} M_y$  ;

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

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 traveses de sección transversal con dos ejes de simetría, sometidas a fuerzas cortantes alojadas en uno de los planos de simetría, que coincide con el alma cuando 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.

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

La falla es por plastificación del alma por cortante.

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

Se considera dos casos:

c 1) Estado límite de iniciación del pandeo del alma

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

c 2) Estado límite de falla por tensión diagonal

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

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

se considera dos casos:

d1) Estado límite de iniciación del pandeo del alma

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

d2) Estado límite de falla por tensión diagonal

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

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 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:

$$\frac{\text{VD}}{\text{MD}} \leq \frac{\text{VR}}{\text{MR}} \quad \frac{\text{MD}}{\text{MR}} + 0.455 \frac{\text{VD}}{\text{VR}} \leq 1.0$$

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 FRACCION 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 tornillos 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/cm<sup>2</sup>; 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 tornillos, se verificará que las tuercas estén correctamente apretadas y que se hayan colocado las roldanas, cuando se haya especificado su uso. La rosca del tornillo debe sobresalir de la tuerca no menos de 3 mm.

## 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.

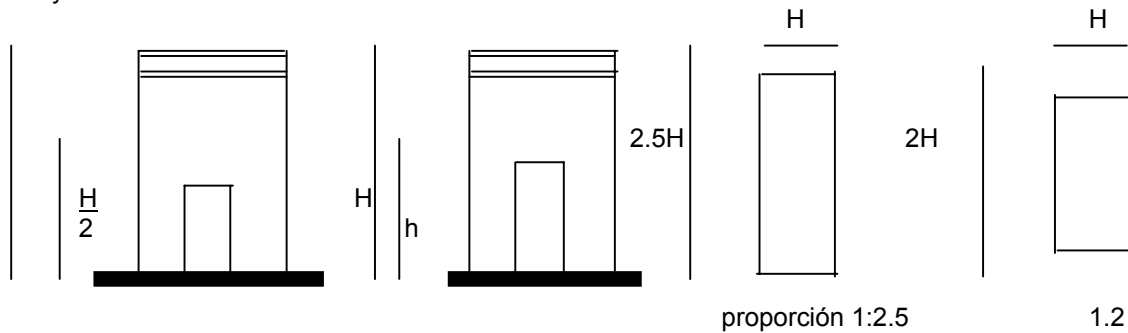
#### 1.2.5) Alineado y plomeado

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

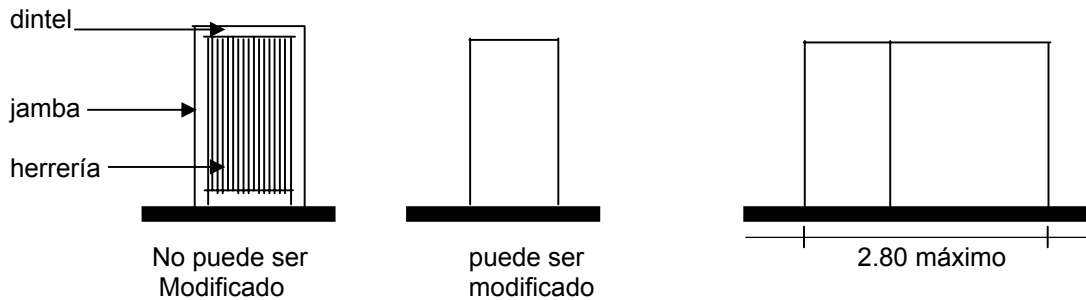
#### 1 Obra nueva proporciones

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)



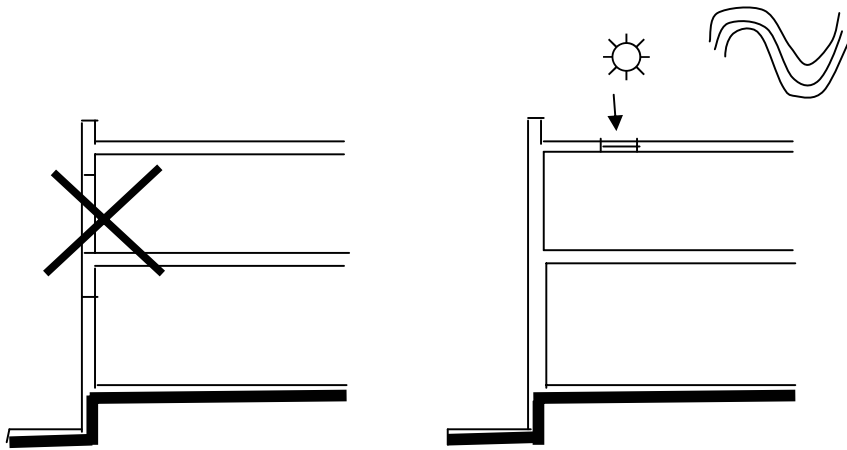
- 3 a) restauración
- b) obra nueva proporciones

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



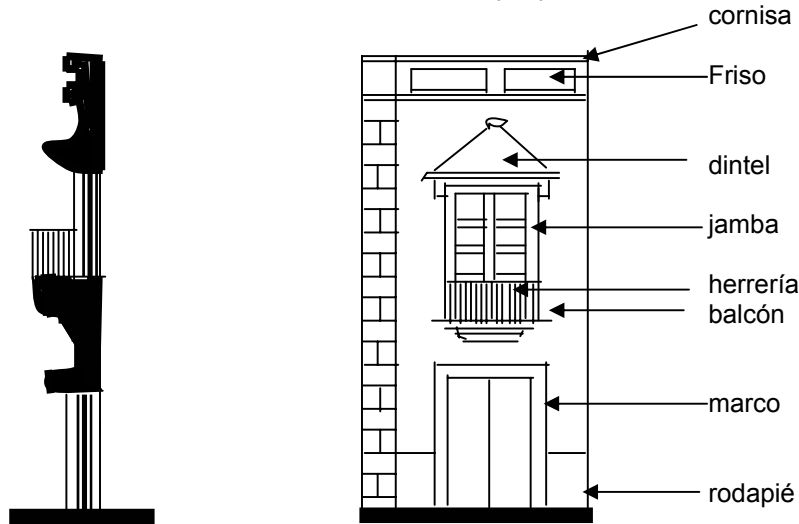
- 4 restauración

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



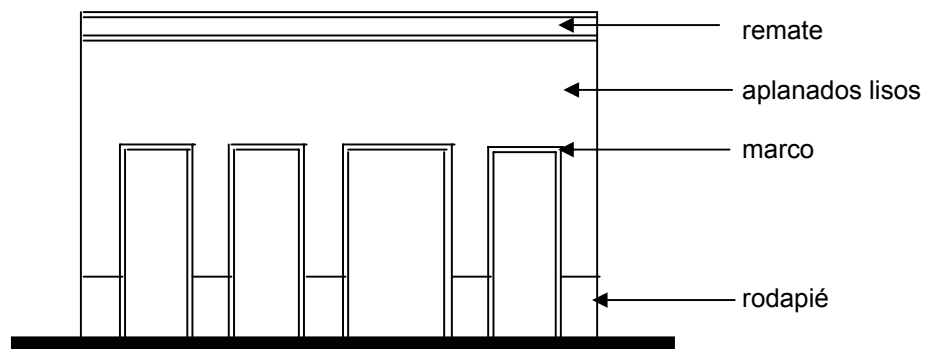
5 restauración

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.

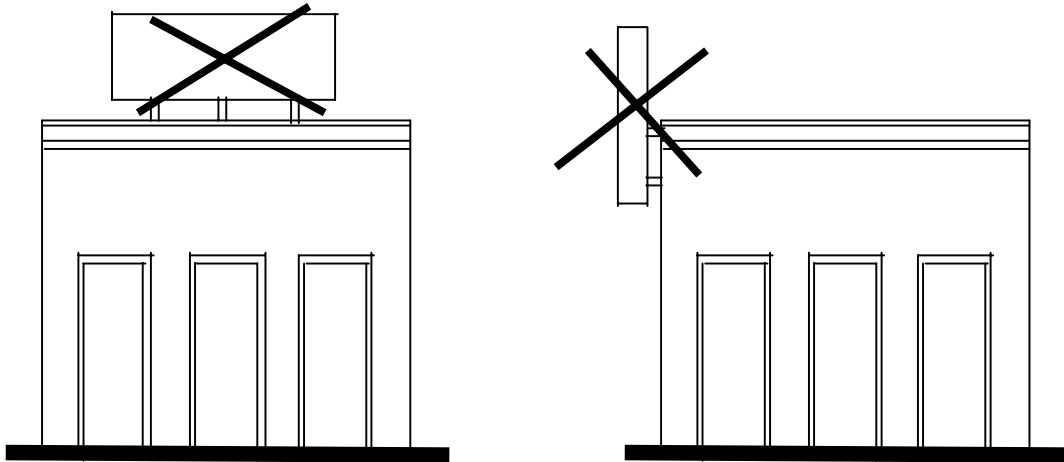


**ANUNCIOS**

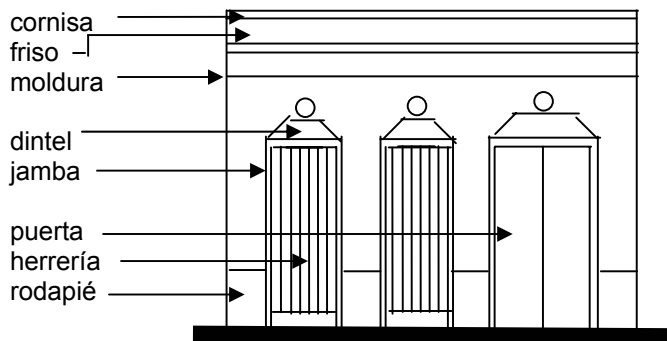
Se entiende por anuncio toda palabra, letra o modelo, figura, logotipo, señal, cartel o representación utilizando parcial o totalmente para fines de publicidad, siempre que no contenga palabras en idioma extranjero.

7

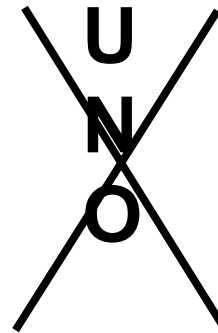
No se permite colocar anuncios adosados o soportados por cualquier tipo de estructura sobre las azoteas, cornisas y balcones, así como en árboles, postes o cualquier otro elemento de mobiliario urbano ubicado en la zona.



8



fachada con elementos decorativos



no pueden pintarse  
anuncios en vertical

9

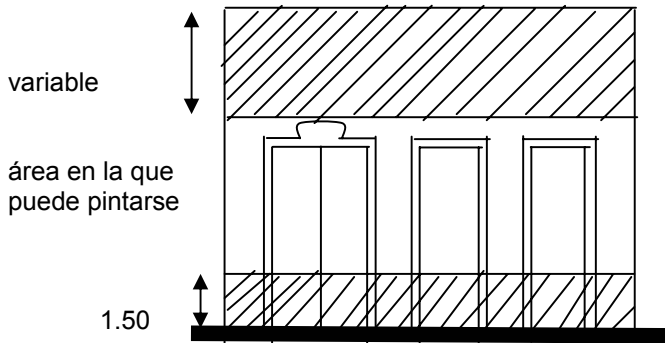
Los textos de los anuncios o letreros deberán limitarse a mencionar exclusivamente la naturaleza o giro del establecimiento, el nombre o razón social y un logotipo en su caso.

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.

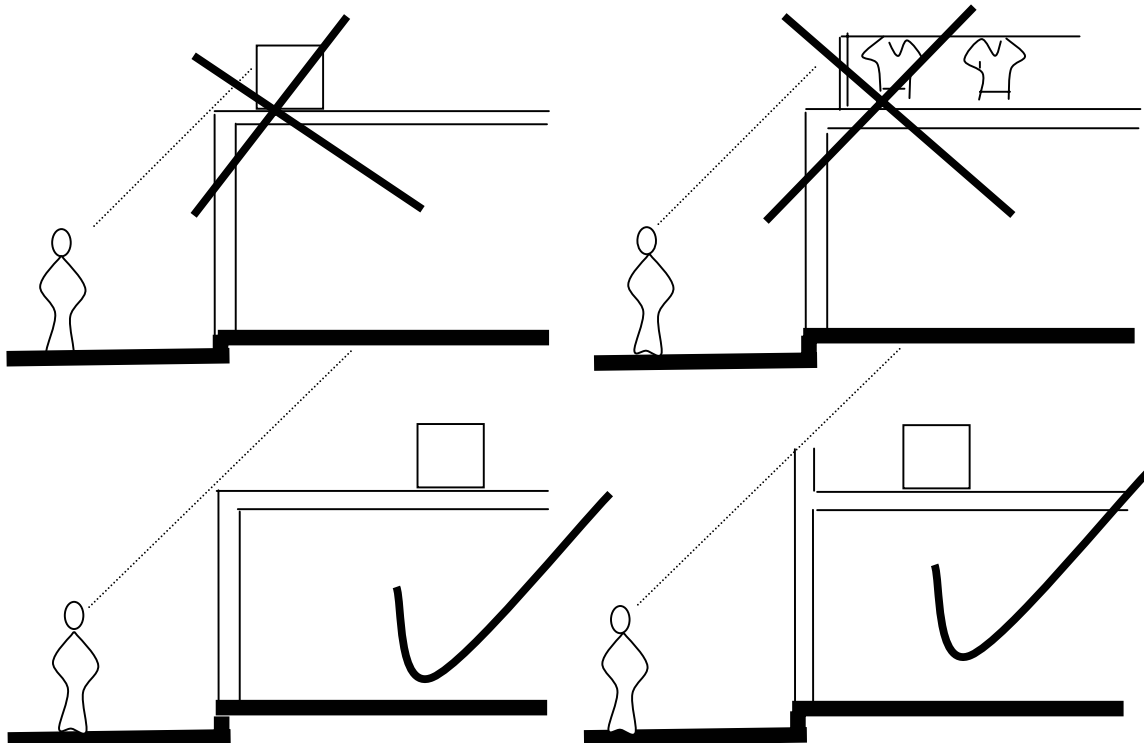
no podrá utilizarse como fondo de un anuncio un color diferente al color de la fachada

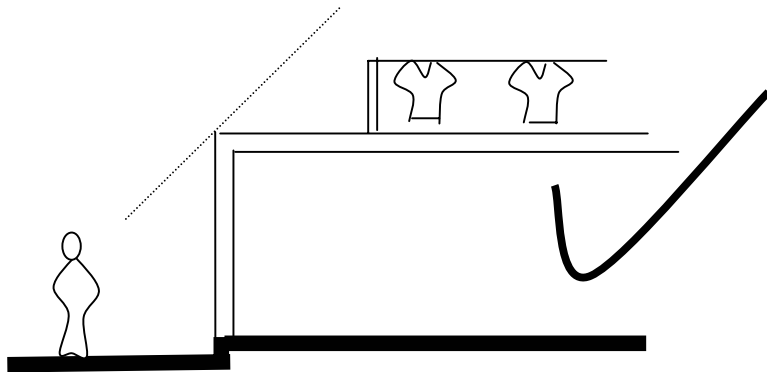
Los casos que difieran de las normas 13 y/o 15, deberán someterse a revisión de la Dirección de Obras Públicas y del centro Regional I.N.A.H. de Campeche.

### 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.