



# UNIVERSIDAD VILLA RICA

---

---

**ESTUDIOS INCORPORADOS A LA  
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE  
MÉXICO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**“APUNTES DE DISEÑO ESTRUCTURAL”**

**TESIS**

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**PRESENTA:**

**ALAN ALONSO RIVERS**

**Director de Tesis**

ING. JORGE ANTONIO MIRANDA MORENO

**Revisor de Tesis**

ING. JOSÉ VLADIMIRO SALAZAR SIQUEIROS

**BOCA DEL RÍO, VER.**

**2011**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

A MI FAMILIA CON MUCHO CARIÑO POR SUS PALABRAS DE ALIENTO Y SIEMPRE ESTAR A MI LADO; EN ESPECIAL A **MI ABUELA** POR SUS CUIDADOS Y ENSEÑANZAS EN ESTA ETAPA DE MI VIDA.

A MIS AMIGOS Y SERES QUERIDOS POR SU APOYO; EN ESPECIAL A **L.A.E. LEIVY LARA BAUTISTA** POR ACOMPAÑARTE EN TODO ESTE TRAYECTO DE MI CARRERA.

A MI ASESOR DE TESIS POR SU AYUDA Y CONSEJOS **ING. JORGE A. MIRANDA MORENO.**

A MI AMIGO Y COMPAÑERO DE TRABAJO POR SU AYUDA Y CONSTANTE ALIENTO PARA TERMINAR MI TESIS **ING. MIGUEL ANGEL MANICA MALCOM.**

A MIS MAESTROS Y PROFESORES CON AGRADECIMIENTO Y RESPETO.

Y POR ULTIMO A LA PERSONA QUE LE DEBO TODO LO QUE SOY Y DONDE ESTOY, GRACIAS POR TODOS TUS SACRIFICIOS MAMÁ; **MARÍA DE LOURDES RIVERS ZAPATA.**

**GRACIAS.**

**INDICE**

	<b>Página</b>
<b>INTRODUCCION</b>	3
<b>PROPOSITO Y ALCANCE</b>	5
<b>LISTA DE TABLAS</b>	v
<b>LISTA DE FIGURAS</b>	viii
<b>1.- INTRODUCCIÓN AL DISEÑO ESTRUCTURAL.</b>	
<b>1.1 Función de las estructuras.</b>	6
<b>1.2 Criterios de análisis y dimensionamiento.</b>	8
1.2.1 Métodos de análisis y dimensionamiento de estructuras.	12
<b>1.3 Condiciones de servicios y límites tolerables.</b>	15
<b>2.- CRITERIOS DE ESTRUCTURACION.</b>	
<b>2.1 Conceptos de estructuración.</b>	17
<b>2.2 Influencia de la forma en los efectos de las acciones.</b>	18
2.2.1 Peso.	18
2.2.2 Forma en planta.	19

	<b>Página</b>
2.2.3 Forma en elevación.	23
2.2.4 Separación entre edificios adyacentes.	25
<b>2.3 Materiales estructurales.</b>	<b>26</b>
2.3.1 Principales materiales estructurales.	27
<b>2.4 Elementos estructurales básicos.</b>	<b>35</b>
2.4.1 Elementos lineales.	35
2.4.2 Elementos planos.	36
2.4.3 Elementos de superficie curva.	40
<b>2.5 Principales sistemas estructurales.</b>	<b>43</b>
2.5.1 Algunos conceptos introductorios.	43
2.5.2 Sistemas formados por barras.	44
2.5.3 Sistemas a base de placas.	48
2.5.4 Formas estructurales más comunes.	50
<b>2.6 Concepto de rigidez estructural.</b>	<b>57</b>
2.6.1 Rigidez de entrepiso.	66
2.6.2 Fórmulas de Wilbur.	66
2.6.2.1 Ejemplo del cálculo de rigides de entrepiso con las fórmulas de Wilbur.	69
<b>2.7 Sistemas de piso.</b>	<b>71</b>
<b>2.8 Distintos tipos de estructuración en edificios.</b>	<b>75</b>
2.8.1 Estructuración a base de muros de carga.	75
2.8.2 Estructuración a base de marcos rígidos.	76
2.8.3 Estructuración con de muros de cortante.	77
2.8.4 Estructuración con elementos de suspensión (muros no estructurales).	83
2.8.5 Estructuración a base de elementos prefabricados.	87
<b>2.9 Recomendación sobre estructuración para edificios en zonas sísmicas.</b>	<b>90</b>
<b>2.10 Ejemplos de problemas de configuración estructural.</b>	<b>92</b>

**3.- SOLICITACIONES (ACCIONES) Y REPUESTAS ESTRUCTURALES.**

<b>3.1 Solicitaciones sísmicas.</b>	96
<b>3.2 Características de los sismos.</b>	98
<b>3.3 Magnitud de un sismo.</b>	100
<b>3.4 Intensidad de un sismo.</b>	101
<b>3.5 Observaciones instrumentales.</b>	104
<b>3.6 Estadística de los temblores.</b>	106
<b>3.7 Determinación de efectos sísmicos por criterios estáticos y dinámicos.</b>	108
<b>3.8 Coeficientes y espectros de diseño sísmico.</b>	109
<b>3.9 Análisis estático sísmico.</b>	114
3.9.1 Valuación de fuerzas sísmicas sin estimar el periodo fundamental del edificio sin apéndices.	114
3.9.2 Valuación de fuerzas sísmicas estimando el periodo fundamental del edificio sin apéndices.	119
3.9.3 Valuación de fuerzas sísmicas sin estimar el periodo fundamental del edificio con apéndices.	123
3.9.4 Valuación de fuerzas sísmicas estimando el periodo fundamental del edificio con apéndices.	128
<b>3.10 Distribución de las fuerzas sísmicas entre los elementos resistentes del edificio y cálculo de efectos de torsión.</b>	132
<b>3.11 Método simplificado de análisis sísmico.</b>	152
3.11.1 Requisitos y descripción del método simplificado de análisis sísmico.	153
<b>3.12 Análisis dinámico sísmico.</b>	157
<b>3.13 Análisis por viento.</b>	160
3.13.1 Aspectos generales.	160
3.13.2 Requisitos generales para el análisis y diseño estructural.	160

	<b>Página</b>
3.13.3 Clasificación de estructuras según su importancia.	162
3.13.4 Clasificación de las estructuras según su respuesta ante la acción del viento.	164
3.13.5 Acciones del viento que deben considerarse.	166
3.13.6 Procedimientos para evaluar las acciones generadas por viento.	167
3.13.7 Determinación de la velocidad básica de diseño, $V_D$ .	169
3.13.7.1 Categoría de terrenos según su rugosidad.	169
3.13.7.2 Velocidad regional, $V_R$ .	170
3.13.7.3 Factor de exposición $F_{Tz}$ .	175
3.13.7.4 Factor de topografía. $F_T$ .	176
3.13.8 Presión dinámica base, $q_z$ .	180
3.13.9 Presión actuante sobre estructuras, $p_z$ .	181
3.13.10 Análisis estático de viento.	182
3.13.10.1 Limitaciones.	182
3.13.10.2 Fuerzas sobre construcciones cerradas.	184
3.13.10.3 Presiones exteriores.	186
3.13.10.4 Presiones interiores.	197
3.13.11 Ejemplo de cálculo de presiones producidas por el viento (Método estático).	201
3.13.12 Análisis dinámico de viento.	219
<b>REFERENCIAS</b>	<b>221</b>
<b>BIBLIOGRAFIA</b>	<b>223</b>

## LISTA DE TABLAS

**Tabla 3.1** Coeficientes sísmicos especificados en el manual de CFE. (*Ref. 9*).

**Tabla 3.2** Requisitos para el uso de distintos factores de comportamiento sísmico  $Q$ . (*Ref. 2*).

**Tabla 3.3** Posición de los centros de masa del edificio de la Fig. 3.8.

**Tabla 3.4** Fuerzas cortantes y su posición en el edificio de la Figura 3.8

**Tabla 3.5** Estimación del periodo fundamental del edificio de la Figura 3.8.

**Tabla 3.6** Reducción de fuerzas sísmicas en dirección  $Y$ .

**Tabla 3.7** Fuerzas sísmicas de la Figura 3.9 sin considerar apéndices.

**Tabla 3.8** Estimación del periodo fundamental del edificio de la Figura 3.9.

**Tabla 3.9** Fuerzas sísmicas del edificio de la Figura 3.9 reducidas por estimación de su periodo Fundamental.

**Tabla 3.10 (a, b y c)** Posición de centro de torsión de los entrepisos de la figura 3.8 entrepiso.

**Tabla 3.11 (a y b)** Obtención de excentricidad directa y momento torsionante.

**Tabla 3.12 (a)** Distribución de fuerzas cortantes en elementos resistentes de entrepisos.

**Tabla 3.12 (b)** Distribución de fuerzas cortantes en elementos resistentes de entrepisos.

**Tabla 3.12 (c)** Distribución de fuerzas cortantes en elementos resistentes de entrepisos.

**Tabla 3.12 (d)** Distribución de fuerzas cortantes en elementos resistentes de entrepisos.

**Tabla 3.12 (e)** Distribución de fuerzas cortantes en elementos resistentes de entrepisos.

**Tabla 3.13** Coeficientes sísmicos reducidos para el método simplificado, correspondiente a estructuras grupo B. *(Ref. 2)*

**Tabla 3.13** Fuerzas sísmicas cortantes para el edificio de la Figura 3.13.

**Tabla 3.14** Categoría del terreno según su rugosidad. *(Ref. 10)*

**Tabla 3.15** Variables de  $\alpha$ ,  $\delta$  y  $c$  en función de la rugosidad del terreno. *(Ref. 10)*

**Tabla 3.16** Factores de Topografía Local.  $F_T$ . *(Ref. 10)*

**Tabla 3.17** Relación entre la altitud y la presión barométrica. *(Ref. 10)*

**Tabla 3.18** Coeficientes de presión exterior  $C_{pe}$ , para muros de barlovento y sotavento de construcciones con planta rectangular cerrada. *(Ref. 10)*

**Tabla 3.19** Coeficientes de presión exterior  $C_{pe}$ , para zonas de muros laterales de construcciones con planta rectangular cerrada. *(Ref. 10)*

**Tabla 3.20 (a)** Coeficiente de presión exterior,  $C_{pe}$ , para zonas de techos de construcciones con planta rectangular cerrada. Cubierta de barlovento para  $\gamma \geq 10^\circ$ . *(Ref. 10)*

**Tabla 3.20 (b)** Coeficiente de presión exterior,  $C_{pe}$ , para zona de techos de construcciones con planta rectangular cerrada. Cubierta de barlovento y cubierta de sotavento para  $\gamma < 10^\circ$ . Cubiertas transversales de techos a una o dos aguas y cualquier ángulo  $\gamma$ . (Ref. 10)

**Tabla 3.20 (c)** Coeficiente de presión exterior,  $C_{pe}$ , para zonas de techos de construcciones con planta rectangular cerrada. Cubierta de sotavento para  $\gamma \geq 10^\circ$ . Cubiertas transversales de techos a cuatro aguas y cualquier ángulo  $\gamma$ . (Ref. 10)

**Tabla 3.21** Factor de reducción  $K_A$ , para techos y muros laterales. (Ref. 10)

**Tabla 3.22** Factor de presión local,  $K_L$ , para recubrimientos y sus soportes. (Ref. 10)

**Tabla 3.23** Factor de reducción de presión local  $K_r$ , por parapetos. (Ref. 10)

**Tabla 3.24 (a)** Coeficientes de presión interior  $C_{pi}$ , para construcciones de planta rectangular cerrada y muros permeables. (Ref. 10)

**Tabla 3.24 (b)** Coeficiente de presión interior  $C_{pi}$ , para construcciones con planta rectangular cerrada y muros y techos con aberturas dominantes. (Ref. 10)

**Tabla 3.25** Presiones de diseño por eje (Muro A).

**Tabla 3.26** Presiones de diseño por eje (Muro B).

**Tabla 3.27** Presiones de diseño por eje (Muros C y D).

**Tabla 3.28** Presiones de diseño por eje para Cubierta.

## LISTA DE FIGURAS

**Fig. 1.1** Representación esquemática del mecanismo acción-respuesta. *(Ref. 1)*

**Fig. 1.2** Organigrama del Proceso del Diseño Estructural.

**Fig. 1.3** Respuesta y Estado límite de una estructura. *(Ref. 1)*

**Fig. 1.4** Estados límite y su definición.

**Fig. 2.1** Distribuciones indeseables del peso del edificio. *(Ref. 2)*

**Fig. 2.2.** Formas asimétricas en planta que son indeseables por tender a producir vibración torsional.  
*(Ref. 2)*

**Fig. 2.3** Posibles remedios para eliminar los problemas de plantas asimétricas. *(Ref. 2)*

**Fig. 2.4** Vibración en direcciones diferentes de alas de edificios. *(Ref. 2)*

**Fig. 2.5** Plantas de edificios con alas muy alargadas. *(Ref. 2)*

**Fig. 2.6** Remedios para edificios con alas muy largas. *(Ref. 2)*

**Fig. 2.7** Problemas en estructuras muy alargadas en planta. *(Ref. 2)*

**Fig. 2.8** Límites recomendados para los lados de la planta de un edificio. *(Ref. 2)*

**Fig. 2.9** Posibles remedios para plantas muy alargadas. *(Ref. 2)*

**Fig. 2.10** Plantas con esquinas entrantes (indeseables). *(Ref. 2)*

**Fig. 2.11** Reducciones bruscas indeseables de las dimensiones de la planta en pisos superiores de edificios. *(Ref. 2)*

**Fig. 2.12** Posibles remedios a la reducción en elevación. *(Ref. 2)*

**Fig. 2.13** Limitaciones a la esbeltez del edificio. *(Ref. 2)*

**Fig. 2.14** Separación entre edificios adyacentes para evitar choques (Requisitos de las Normas del RCDF). *(Ref. 2)*

**Fig. 2.15** Curva típica Esfuerzo-Deformación de un material estructural. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.16** Cimentación a base de materiales pétreos.

**Fig. 2.17** Curvas típicas Esfuerzo-Deformación para mampostería. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.18** Curvas Esfuerzo-Deformación para Diferentes tipos de Mampostería

**Fig. 2.19** Ejemplo de Estructuración a base de Mampostería

**Fig. 2.20** Relación Esfuerzo- Deformación de concretos de diferente resistencia. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.21** Ejemplo de estructuración a base de concreto. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.22** Curva Esfuerzo-Deformación de la madera. *(Ref. 11)*

**Fig. 2.23** Ejemplo de estructuración a base de Madera.

**Fig. 2.24** Curvas de Esfuerzo-Deformación del acero (diferentes grados). *(Ref. 1)*

**Fig. 2.25** Ejemplo de Estructuración a base de Acero. *(Ref. 11)*

**Fig. 2.26** Representación idealizada de un cable. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.27** Representación de una columna cargada axialmente. *(Ref.1)*

**Fig. 2.28** Representación de un arco. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.29** Representación de una viga transmitiendo su carga a los apoyos. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.30** Placa en una dirección. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.31** Placa apoyada en dos direcciones. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.32** Placa sobre apoyos flexibles. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.33** Placa sobre apoyos puntuales. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.34** Placa sobre apoyos puntuales con vigas idealizadas. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.35** Muro o pared. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.36** Muro Diafragma. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.37** Muro de Rigidez. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.38** Viga-Diafragma. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.39** Fuerzas en un elemento membrana. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.40** Membrana pretensada de doble curvatura. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.41** Cascarones cilíndricos. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.42** Placas Plegadas. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.43** Cascaron Esférico bajo su propio peso. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.44** Cascarones con superficies Regladas. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.45** Armadura tipo Howe. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.46** Puente con armadura de peralte variable según el diagrama de momento flexionante. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.47** Armadura vertical para rigidizar un edificio muy esbelto ante cargas laterales (Esquema del edificio John Hancock en Chicago). *(Ref. 1)*

**Fig. 2.48** Armadura espacial para techos de grandes claros. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.49** Estructura de concreto pre-esforzado para puentes peatonales. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.50** Marco rígido. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.51** Deformaciones de un tablero de marco rígido. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.52** Deformación de un edificio a base de marcos rígidos contraventados. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.53** Sistema de muro y losa que forman marco en una dirección. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.54** Sistemas con muros en dos direcciones. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.55** Distintas formas de muros. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.56** Muro de contención.

**Fig. 2.57** Presas de tierra y enrocamiento.

**Fig. 2.58** Puente colgante. *(Ref. 11)*

**Fig. 2.59** Techumbre. *(Ref. 8)*

**Fig. 2.60** Nave Industrial. *(Ref. 11)*

**Fig. 2.61** Torre. *(Ref. 11)*

**Fig. 2.62** Edificios. *(Ref. 11)*

**Fig. 2.63** Estadio.

**Fig. 2.64** Silo.

**Fig. 2.65** Plataforma. *(Ref. 13)*

**Fig. 2.66** Elevación y Planta de un sistema estructural.

**Fig. 2.67** Entrepiso de un marco cualquiera. *(Ref. 3)*

**Fig. 2.68** Marco cualquiera para ejemplo de rigidez de entrepiso. *(Ref. 2)*

**Fig. 2.69** Losa plana maciza. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.70** Sistema de vigueta y bovedilla. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.71** Losa reticular. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.72** Sistema losacero. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.73** Sistema de piso Losacero sobre vigas Joist. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.74** Estructuración típica de un edificio de varios pisos hasta principios de siglo (Tipo poste y dintel con muros de carga). *(Ref. 1)*

**Fig. 2.75** Estructuración típica a base de marcos rígidos (Empire State Building). *(Ref. 1)*

**Fig. 2.76** Fuerzas en muros de cortante. *(Ref. 4)*

**Fig. 2.77** Edificio a base de muros de cortante. *(Ref. 4)*

**Fig. 2.78** Muros de cortante: analogía vertical como vigas en voladizo. *(Ref. 4)*

**Fig. 2.79** Inversión direccional. *(Ref. 4)*

**Fig. 2.80** Interacción de marcos y muros ante cargas laterales. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.81** Diferentes distribuciones de núcleos y muros de rigidez para edificios altos. *(Ref. 1)*

**Fig. 2.82** Localización de muros de cortante. *(Ref. 4)*

**Fig. 2.83** Aislamiento de los marcos de los muros no estructurales. *(Ref. 5)*

**Fig. 2.84** Detalles del aislamiento de muros no estructurales y marcos. *(Ref. 5)*

**Fig. 2.85** Detalle común de conexión para muros no estructurales. *(Ref. 6)*

**Fig. 2.86** Conexión disipadora de energía entre muro y marco. *(Ref. 6)*

**Fig. 2.87** Columna hueca precolada.

**Fig. 2.88** Trabes portantes pretensadas.

**Fig. 2.89** Losas “TT” y “T” sencillas.

**Fig. 2.90** Muros de prefabricación.

**Fig. 2.91** Edificación a base de elementos Prefabricados.

**Fig. 2.92** Marco tridimensional. *(Ref. 2)*

**Fig. 2.93** Marcos Rigidizados. *(Ref. 2)*

**Fig. 2.94** Sistema tipo cajón. *(Ref. 2)*

**Fig. 2.95 (a)** Resumen Gráfico de problemas de configuración y soluciones. *(Ref. 4)*

**Fig. 2.95 (b)** Resumen Gráfico de problemas de configuración y soluciones. *(Ref. 4)*

**Fig. 2.95 (c)** Resumen Gráfico de problemas de configuración y soluciones. *(Ref. 4)*

**Fig. 3.1** Movimiento de placas y generación de sismos. Mecanismo de subducción. *(Ref. 2)*

**Fig. 3.2** Mapa de relación entre las principales placas tectónicas y la localización de los epicentros de los terremotos y de los volcanes. *(Ref. 2)*

**Fig. 3.3** Epicentros de sismos ocurridos en México en 1993(Servicio Sismológico Nacional). *(Ref. 2)*

**Fig. 3.4** Sismógrafos (Movimientos horizontales y Amplitudes de Onda).

**Fig. 3.5** Acelerógrafo y acelerograma (reales).

**Fig. 3.6** Registro de aceleraciones en un edificio de la ciudad de México para un sismo moderado (28 de octubre de 1993). *(Ref. 2)*

**Fig. 3.7** Regionalización sísmica de México. El peligro sísmico aumenta de la zona A hacia la D. (Ref. 2)

**Fig. 3.8** Espectro de diseño sísmico para la Republica Mexicana. Según el manual CFE. (Ref. 9)

**Fig. 3.9** Edificio con sistemas resistentes ortogonales. (Ref. 2)

**Fig. 3.10** Elevación esquemática de un edificio con apéndices. (Ref. 2)

**Fig. 3.11** Planta de un entrepiso y su centro de torsión. (Ref. 2)

**Fig. 3.12 (a, b, c y d)** Cortantes y fuerzas sísmicas en los marco de los ejes “X” del edificio de la Figura 3.9.

**Fig. 3.13 (a, b, c y d)** Cortantes y fuerzas sísmicas en los marco de los ejes “Y” del edificio de la Figura 3.9.

**Fig. 3.14** Edificio para ilustrar el método simplificado de análisis sísmico. (Ref. 2)

**Fig. 3.15** Representación de un edificio por un sistema de varios grados de libertad. (Ref. 1)

**Fig. 3.16** Métodos de análisis dinámico. (Ref. 2)

**Fig. 3.17** Diagrama de flujo del procedimiento para obtener las cargas por viento. (Ref. 10)

**Fig. 3.18** Mapa de isotacas para velocidades regionales con periodo de retorno de 200 años. (Ref. 10)

**Fig. 3.19** Mapa de isotacas para velocidades regionales con periodo de retorno de 50 años. (Ref. 10)

**Fig. 3.20** Mapa de isotacas para velocidades regionales con periodo de retorno de 10 años. (Ref. 10)

**Fig. 3.21** Zona de afectación local en Promotorios. *(Ref. 10)*

**Fig. 3.22** Zona de afectación local en Terraplenes. *(Ref. 10)*

**Fig. 3.23** Zona de separación del flujo para pendientes mayores que 0.45. *(Ref. 10)*

**Fig. 3.24** Flujo del aire alrededor de una construcción cerrada. *(Ref. 1)*

**Fig. 3.25** Convención de signos para las presiones ejercidas por el viento en una edificación con aberturas en barlovento o sotavento. *(Ref. 10)*

**Fig. 3.26** Definición de zonas de muros laterales para aplicarse los coeficientes de presión exterior. *(Ref. 10)*

**Fig. 3.27** Definición de parámetros de construcciones con plantas rectangulares cerradas. *(Ref. 10)*

**Fig. 3.28 (a)** Zonas para la determinación de los factores de presión local  $K_L$ , para recubrimientos y sus soportes. Viento normal a las generatrices. *(Ref. 10)*

**Fig. 3.28 (b)** Zonas para la determinación de los factores de presión local  $K_L$ , para recubrimientos y sus soportes. Viento paralelo a las generatrices. *(Ref. 10)*

**Fig. 3.28 (c)** Zonas para la determinación de los factores de presión local  $K_L$ , para recubrimientos y sus soportes. Construcciones con techo plano y alturas mayores a 25m. *(Ref. 10)*

**Fig. 3.29** Ejemplos que muestran diferentes casos de permeabilidad en muros de edificaciones. (La flecha indica la dirección de viento). *(Ref. 10)*

**Fig. 3.30** Ejemplos que muestran diferentes casos de aberturas en muros de edificaciones. (La flecha indica la dirección del viento). *(Ref. 10)*

**Fig. 3.31 (a)** Geometría y dimensiones del sistema estructural de la nave industrial.

**Fig. 3.31 (b)** Ejes del sistema estructural principal.

**Fig. 3.31 (c)** Áreas tributarias para el sistema estructural principal.

**Fig. 3.32 (a) y (b)** Presiones de diseño cuando el viento es Normal a las generatrices.

**Fig. 3.33 (a) y (b)** Presiones de diseño cuando el viento es Paralelo a las generatrices.

**Fig. 3.34** Diagrama de flujo para el Análisis Dinámico. (*Ref. 10*)

## INTRODUCCION

El trabajo de tesis que se presenta, lo he realizado con mucho esmero y cuidado, tratando de lograr un texto útil y de apoyo para el curso de Diseño Estructural, que es impartido en la Facultad de Ingeniería Civil, de la Universidad Villa Rica.

La base que se tomo como arranque para el desarrollo del trabajo, fueron los apuntes del Ing. Oscar de Buen, desarrollados en la Facultad de Ingeniería de la UNAM así como apuntes que tome en clase en la Universidad Villa Rica. El programa de estudio desarrollado es el Programa UNAM 1995.

Evidentemente uno de los aspectos fundamentales del diseño es el conocimiento de las solicitaciones que actúan sobre las estructuras. Si este conocimiento es ignorado resultan inútiles los refinamientos que pueden lograrse en el análisis y dimensionamiento. Es por esta razón que una gran parte del trabajo de tesis presentado se dedica al estudio de las estructuras, las solicitaciones y la cuantificación de efectos sobre las mismas.

Al concebir la configuración del edificio, el arquitecto influye, e incluso determina, los tipos de sistemas resistentes que se pueden usar y aun, en un sentido amplio, la medida en que serán efectuados. Si esta configuración propuesta por el arquitecto es deficiente se podría ocasionar un mal comportamiento estructural.

Además, muchos errores de ingeniería que ocasionan daños graves o colapso, se originan como fallas de configuración.

El ingeniero estructural Henry Degenkolb enfatiza al destacar la importancia de la configuración, pero también reconoce que el diseño sísmico no es más que una de las muchas influencias sobre la forma de la construcción: *“Si en un principio se tiene una configuración deficiente, todo lo que el ingeniero puede hacer es poner un parche (mejorar una solución básicamente deficiente lo mejor posible). En cambio, si se empieza con una buena configuración y un esquema estructural razonable, incluso un ingeniero poco brillante no perjudicará demasiado el comportamiento final”*.

Una gran parte de la resistencia del edificio a fuerzas laterales esta dada por su planta básica de distribución, todo esto implica que tenga una buena forma, simetría y distribución, debido a que la etapa conceptual del Diseño Estructural contribuye de manera mas significativa para el comportamiento óptimo de la estructura que la determinación exacta de la fuerzas especificadas por los reglamentos.

Quiero agradecer la ayuda del Ing. Jorge A. Miranda Moreno, para la realización de este trabajo, gracias a su instrucción y valiosos consejos he logrado conocer un poco mejor la disciplina del Diseño Estructural y tengo la esperanza que este trabajo sea de utilidad, para mis compañeros estudiantes de la Facultad de Ingeniería Civil.

## **PROPOSITO Y ALCANCE**

La realización de este trabajo tiene como propósito principal, ofrecer un texto de consulta a los estudiantes de 9° Semestre de la Facultad de Ingeniería Civil, en la Universidad Villa Rica.

Lo que se pretende en este trabajo de tesis es desarrollar el sentido, la intuición y el criterio estructural del estudiante, haciéndole ver cuales son los aspectos básicos en la tomas de decisiones durante el diseño de una estructura.

El tratamiento es general en el sentido de que las estructuras no se clasifican para su estudio por los materiales que estén hechas si no por su función.

Los alcances de este trabajo de tesis solo se limitan los temas: Introducción al Diseño Estructural, Criterios de Estructuración y Solicitaciones (Acciones) y Respuestas Estructurales; los cuales son tratados solo a nivel licenciatura debido a que los temas son tan amplios que se pueden salir del objetivo principal del trabajo y profundizar sobre los temas seria parte de un tratado de Posgrado.

## **CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN AL DISEÑO ESTRUCTURAL.**

### **1.1 Función de las estructuras.**

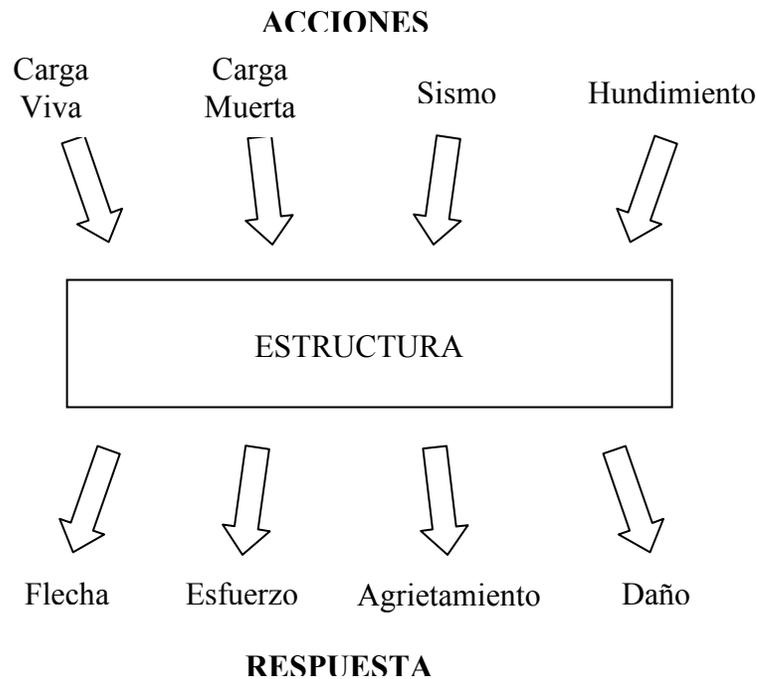
El diseño estructural abarca las diversas actividades que desarrolla el proyectista para determinar la forma, dimensiones y características detalladas de una estructura, o sea de aquella parte de la construcción que tiene como función absorber las solicitaciones que se presentan durante las distintas etapas de su existencia.

El diseño estructural se encuentra inserto en el proceso más general del proyecto de una obra civil, en el cual se definen las características que debe tener la construcción para cumplir de manera adecuada las funciones que está destinada a desempeñar. Un requisito esencial que debe cumplir la construcción para que cumpla las funciones para la que fue diseñada es que no sufra fallas o mal comportamiento debido a su incapacidad para soportar las cargas que sobre ella se imponen.

Una construcción u obra puede concebirse como un sistema, entendiéndose por sistema como un conjunto de subsistemas y elementos que se combinan en forma ordenada para cumplir con una determinada función.

Un edificio, por ejemplo, está integrado por varios subsistemas: el de los elementos arquitectónicos para encerrar espacios, el estructural, las instalaciones eléctricas, las sanitarias, las de acondicionamiento de aire, los elevadores, entre otras muchas. Todos estos subsistemas interactúan de modo que en su diseño debe de tenerse en cuenta la relación que existe entre ellos, por separado, conduzca a la solución óptima para el edificio en su totalidad. (Ref. 1)

Con esto llegamos a que la función de una estructura es absorber las solicitaciones que se derivan del funcionamiento de la construcción. Representado en la Figura 1.1 el mecanismo de acción-respuesta. (Ref. 1)



**Fig. 1.1 Representación esquemática del mecanismo acción-respuesta.**

## **1.2 Criterios de análisis y dimensionamiento.**

El diseño es un proceso creativo mediante el cual se definen las características de un sistema de manera que cumpla en forma óptima con sus objetivos. El objetivo de un sistema estructural es resistir las fuerzas a las que van a estar sometido, sin colapso o mal comportamiento. Las soluciones estructurales están sujetas restricciones que surgen de la interacción con otros aspectos del proyecto a las limitaciones generales de costo y tiempo de ejecución.

Podrá lograrse que una estructura mal ideada cumpla con requisitos de estabilidad, pero seguramente se tratará de una solución antieconómica o antifuncional. Esta parte creativa del proceso no está divorciada del conocimiento de la teoría estructural. La posibilidad de intuir un sistema estructural eficiente es resultado de la asimilación de conocimientos teóricos y de la experiencia adquirida en el ejercicio del proceso de diseño y en la observación del comportamiento de las estructuras. Lo que comúnmente se denomina buen criterio estructural no está basado solo en la intuición y en la práctica, sino que también debe estar apoyado en sólidos conocimientos teóricos.

Cualquier intento de clasificación o subdivisión del proceso de diseño resulta hasta cierto punto arbitrario. Sin embargo, es útil para entender su esencia, considerar tres aspectos fundamentales: la estructuración, el análisis y el dimensionamiento. (*Ref. 1*)

**Estructuración.** En esta parte del proceso se determina los materiales de los que va a estar constituida la estructura, la forma global, el arreglo de sus elementos constitutivos y sus dimensiones y características más esenciales. En esta etapa es donde desempeñarán un papel preponderante la creatividad y el criterio.

**Análisis.** Se incluye bajo esta denominación las actividades que llevan a la determinación de la respuesta de la estructura ante diferentes acciones exteriores que pueden afectarla. Para esta determinación se requiere lo siguiente:

- a) **Modelar la estructura**, o sea idealizar la estructura real por medio de modelo Teórico factible de ser analizado con los procedimientos de cálculo disponibles. La modelización incluye la definición de diversas propiedades de los elementos que componen al modelo. Esto implica la recolección de diversos datos y la suposición de otras características, como son las propiedades elásticas de los materiales, incluyendo el suelo de cimentación, y las propiedades geométricas de las distintas secciones. Todos los valores supuestos en la etapa inicial del procedimiento se pueden ir modificando e irse refinando a medida que se obtienen los resultados del análisis.
  
- b) **Determinar las acciones de diseño**. En muchas situaciones las cargas y otros agentes que introducen esfuerzos en la estructura están definidos por los códigos y es obligación del proyectista sujetarse a ellos. Es frecuente, sin embargo, que quede como responsabilidad del proyectista la determinación del valor de diseño de alguna carga, o al menos la obtención de datos ambientales locales que definen la acción de diseño.
  
- c) **Determinar los efectos de las acciones de diseño en el modelo de estructura elegido**. En esta etapa, que constituye el análisis propiamente dicho, se determinan la fuerzas internas (momentos flexionantes y de torsión, fuerzas axiales y cortantes), así como las flechas y deformaciones de la estructura. Los métodos de análisis suponen en general un comportamiento elástico-lineal.

**Dimensionamiento.** En esta etapa se define en detalle a la estructura y se revisa si cumple los requisitos de seguridad adoptados, Además, se elaboran los planos y especificaciones de construcción de la estructura. Nuevamente, estas actividades están con frecuencia muy ligadas a la aplicación de uno o más códigos que rigen el diseño de la estructura en cuestión. Los códigos y procedimientos son peculiares del material y sistemas de construcción elegido, lo que constituye un aspecto general son los criterios de seguridad y la estructura de los procedimientos de diseño.

El haber distinguido en el proceso de diseño tres partes que indican una secuencia lógica, nos debe llevar a pensar que en el diseño se sigue un proceso unidireccional en el que primero se imagina la estructura, luego se analiza y finalmente se dimensiona. El proceso real es mucho más complejo e iterativo; implica pasar varias veces por cada etapa a medida que la estructura evoluciona hacia su forma final.

El análisis de la secuencia temporal con que se realiza el diseño de una estructura permite distinguir las fases siguientes:

- **Planteamiento de soluciones preliminares.** Se requiere primero una definición clara de las funciones que debe cumplir la estructura y de las restricciones que impone el entorno físico y de las que fijan otros aspectos del proyecto. Es necesario tener datos al menos preliminares sobre condiciones ambientales requisitos de proyecto. En esta parte es donde se juega un papel esencial del criterio del proyectista estructural.
- **Evaluación de soluciones preliminares.** Se realiza las actividades que constituyen las etapas del proceso de diseño estructural, pero a un nivel tosco que se denomina comúnmente como “prediseño”, en el cual se pretende definir las características esenciales de la estructura en diversas alternativas, con el fin de identificar posibles problemas en su adopción y principalmente, de poder cuantificar sus partes y llegar a una estimación de los costos de las diversas soluciones. La elección de la opción mas conveniente no se basará solamente en una comparación de los costos de la estructura en cada caso; hay que considerar también la eficiencia con la que ésta se adapta a los materiales necesarios, la rapidez y grado de dificultad de las técnicas de construcción involucradas, los problemas relacionados con el mantenimiento, el aspecto estético de la solución y, en obras de gran importancia, también diversos factores de tipo socioeconómico, como la disponibilidad de recursos nacionales y la contribución a la generación de empleos.

- **Diseño detallado.** Una vez seleccionada la opción más adecuada, se procede a definirla hasta su detalle, realizando de manera refinada todas las etapas del proceso; aun aquí es necesario con frecuencia recorrer más de una vez las diversas etapas, ya que algunas características que se habían supuesto inicialmente pueden tener que modificarse por los resultados del dimensionamiento y hacer que repita total o parcialmente el análisis.
- **Transferencia de resultados del diseño.** No basta con haber realizado un diseño satisfactorio; es necesario que sus resultados sean transmitidos a los constructores, en forma clara y completa; esto se hace a través de los planos estructurales. La elaboración de planos que incluyan no solo las características fundamentales de la estructura, sino la solución de los menores detalles, la especificación de los materiales y procedimientos y la elaboración de una memoria de cálculos que facilite la implantación de cualquier cambio que resulte necesario por la ocurrencia de condiciones no previstas en el diseño, son partes esenciales del proyecto.
- **Supervisión.** Puede parecer injustificado considerar la supervisión de la obra como una fase del proceso del diseño. Su inclusión tiene como objetivo destacar la importancia de que las personas responsables del proyecto estructural compruebe que se esté interpretando correctamente su diseño, y sobre todo, que puedan resolver los cambios y adaptaciones que se presentan en mayor o menor grado en todas las obras, de manera que éstos no alteren la seguridad de la estructura y sean congruentes con los criterios de cálculo adaptados.

### 1.2.1. Métodos de análisis y dimensionamiento de estructuras.

El empleo de modelos para el diseño de estructuras es evidentemente un procedimiento costoso cuya aplicación se justifica sólo en determinadas circunstancias. En general se recurren a métodos analíticos. (*Ref. 1*)

**Método de los esfuerzos de trabajo.-** Consiste esencialmente en el proceso siguiente; las acciones internas (cargas axiales, momentos, fuerzas cortantes y torsiones) inducidas en los distintos elementos de la estructura por las sollicitaciones de servicio que actúan sobre estas se calculan por medio de análisis elástico. Se calculan después los esfuerzos producidos en las distintas secciones por las acciones internas, por métodos basados también en hipótesis elásticas. Los esfuerzos de trabajo así calculados, deben mantenerse por debajo de ciertos esfuerzos permisibles que se consideran aceptables. El método es razonable en estructuras de materiales con un comportamiento esencialmente elástico.

$$f_T \leq f_p$$

Donde:

$f_T$ - Esfuerzo de trabajo

$f_p$ . Esfuerzo permisible

**Método plástico o de resistencia última.-** Según este enfoque, las acciones internas que las sollicitaciones externas producen sobre las estructuras se determinan por medio de un análisis elástico, como en el caso anterior. Los elementos de la estructura se dimensionan de tal manera que su resistencia a las diversas acciones de trabajo a las que pueden estar sujetas, sea igual a dichas acciones multiplicadas por un factor de carga, de acuerdo con el grado de seguridad deseado o especificado. En su mayoría, los reglamentos contemporáneos de concreto reforzado se basan en criterios de este tipo. Los criterios de resistencia última permiten tener una idea bastante correcta de la seguridad a la falla de las secciones de una estructura tomada individualmente.

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

Donde:

$Q_i$ - Efecto de la carga  $i$ ;

$\gamma$  - Factor de incremento de carga que debe ser mayor a 1;

$R_n$  - Resistencia nominal del material;

$\phi$ - Factor de resistencia que debe ser menor a 1.

El dimensionamiento plástico no requiere el uso de modulo de elasticidad, eliminándose las incertidumbre que se derivan de la gran variabilidad de este parámetro en el concreto reforzado.

El proceso de diseño estructural se resume en la Figura 1.2.



Fig. 1.2 Organigrama del Proceso del Diseño Estructural.

### 1.3 Condiciones de servicio y límites tolerables.

Para garantizar que una estructura tenga un comportamiento aceptable bajo condiciones de servicio, se comparan los valores de las respuestas (deformación, agrietamiento, durabilidad, vibración), correspondientes a las acciones estimadas, con ciertos límites preestablecidos que la experiencia ha indicado que son satisfactorios para el tipo de estructuras de que se trata. El problema es más difícil que valorar la resistencia, ya que las deformaciones y el agrietamiento son función de las acciones reales que obran en la estructura, de la historia de carga y de todas aquellas variables que influyen en el comportamiento. El establecer límites razonables para las deformaciones y el agrietamiento para distintos tipos de estructuras es un problema más complejo que establecer un factor de seguridad razonable. Hasta la fecha, la mejor herramienta que posee el diseñador para establecer límites de tolerancia es su experiencia con estructuras semejantes, actuando bajo condiciones similares.

Se llama estado límite de una estructura a cualquier etapa de su comportamiento a partir de la cual su respuesta se considera inaceptables distinguen dos tipos de estados límite (Ver figuras 1.3 y 1.4).



**Fig. 1.3 Respuesta y Estado límite de una estructura.**

Aquellos relacionados con la seguridad, se denominan estados **límite de falla** y corresponden a situaciones en las que la estructura sufre una falla total o parcial, o simplemente presenta daños que afectan su capacidad para resistir nuevas acciones. La falla de una sección por cortante, flexión, torsión, carga axial o cualquier combinación de esos efectos, que llamaremos fuerzas internas, constituye un estado límite de falla, así como la

inestabilidad o falta de equilibrio global de la estructura, el pandeo de uno de sus miembros, el pandeo local de una sección y la falla por fatiga.

El otro tipo de estado límite se relaciona con aquellas situaciones que, aun sin poner en juego la seguridad de la estructura, afectan el correcto funcionamiento de la construcción. Estos se denominan estados **límite de servicio** y comprenden las deflexiones, agrietamientos y vibraciones excesivas, así como el daño en elementos no estructurales de la construcción.

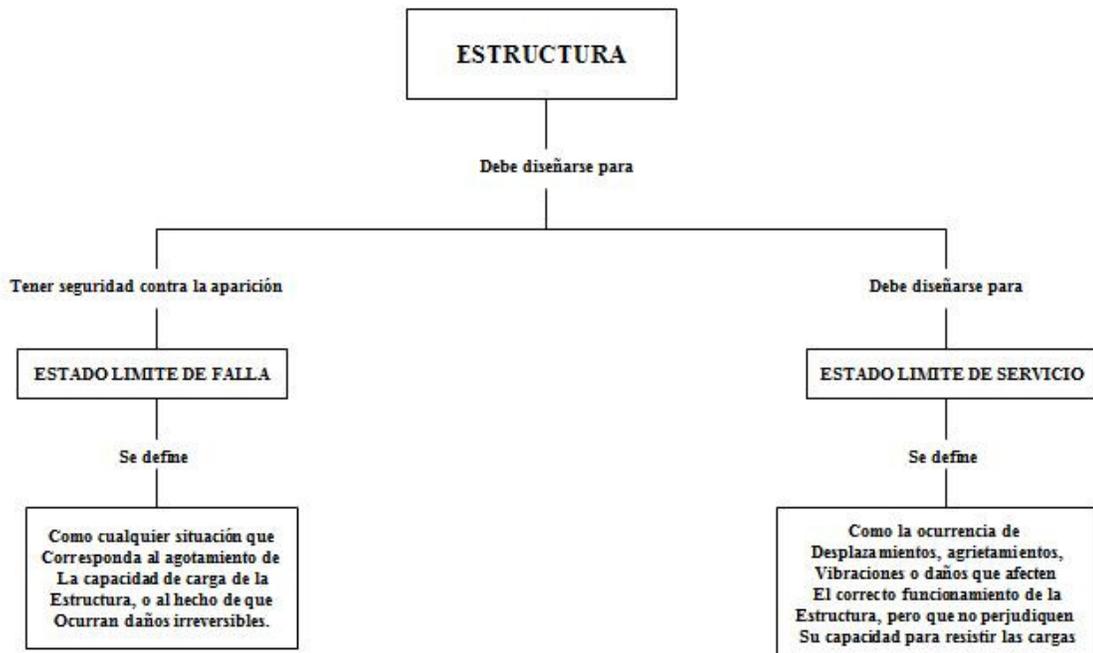


Fig. 1.4 Estados límite y su definición.

## **CAPITULO 2. CRITERIOS DE ESTRUCTURACION.**

### **2.1 Conceptos de estructuración.**

Una estructura es solo una parte de los sistemas que conforman una construcción, recuérdese que generalmente la finalidad del proyecto no es la estructura en sí, el uso que se le dé será el objetivo final, ya sea una vivienda, almacenaje, transporte, etc.

El primer criterio que se debe tener en cuenta al proyectar una estructura es la forma arquitectónica o funcional.

Al proyectar deben tenerse en cuenta que una estructura de cumplir con los siguientes requisitos:

- Ser segura
- Económica
- Estética
- Durable
- Fácilmente construible

Es evidente que la configuración estructural queda en buena parte definida por el proyecto arquitectónico. Es por ello que en esta etapa es esencial la interacción entre el responsable del proyecto arquitectónico y el del proyecto estructural. El segundo debe hacer consistente al primero de las necesidades mínimas de **rigidez, resistencia y regularidad** que requiere la estructura y de las consecuencias que tienen algunas decisiones arquitectónicas en el comportamiento estructural.

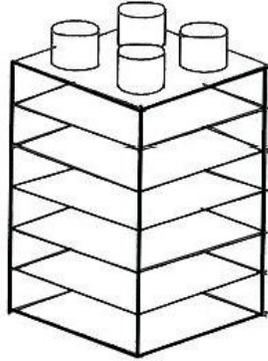
## **2.2 Influencia de la forma en los efectos de las acciones.**

### **2.2.1 Peso de la estructura.**

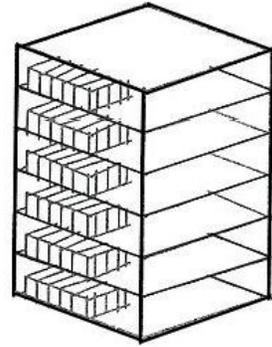
Reconociendo que las fuerzas de inercia son proporcionales a la masa y, en consecuencia, el peso del edificio, debe procurarse que éste sea lo mas ligero posible. Una parte importante del peso de la construcción proviene de los revestimientos y de los elementos divisorios no estructurales. Es allí donde más fácilmente se puede lograr esas reducciones.

Hay que procurar que el peso del edificio esté distribuido simétricamente en la planta de cada piso del edificio ya que una posición fuertemente asimétrica generaría vibraciones torsionales.

Considerando que las aceleraciones introducidas en el edificio crecen con la altura, es importante evitar masas excesivas en las partes altas del edificio. Es por eso que en el proyecto arquitectónico conviene ubicar en los pisos mas bajos donde se provén mayores concentraciones de pesos (tales como archivos y bóvedas) y evitar los apéndices pesados en la punta del edificio. (*Ref. 2*). En la Figura 2.1 se presentan dos condiciones estructurales que se deben evitar dentro de lo posible como son la concentración de masas en las azoteas y la distribución asimétrica de cargas.



a) Concentración de masas pisos superiores



b) Distribución asimétrica de cargas

Fig. 2.1 Distribuciones indeseables del peso del edificio.

### 2.2.2 Forma en planta.

Algunos aspectos de la forma en planta propician una respuesta sísmica poco conveniente y deben evitarse. Entre estos aspectos lo principal es la asimetría de la planta, la que tiende a provocar vibraciones torsionales; por ello deben evitarse las formas como en la Fig. 2.2.

(Ref. 2)

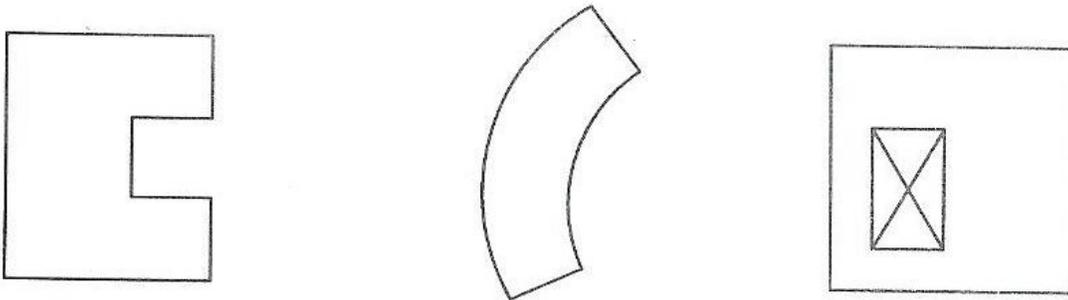
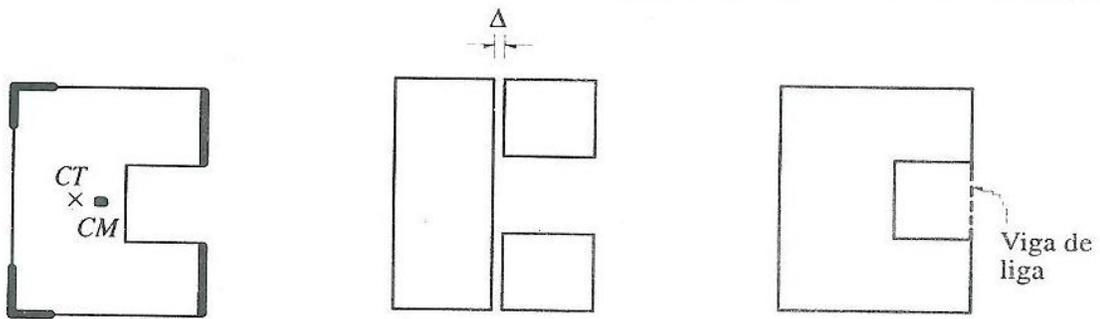


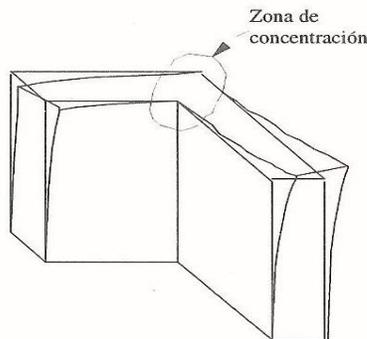
Fig. 2.2. Formas asimétricas en planta que son indeseables por tender a producir vibración torsional.

Aunque es factible eliminar o minimizar la vibración torsional mediante una distribución de elementos resistentes que hagan conducir el baricentro de masa con el centro de torsión, con frecuencia esto implica concentraciones de fuerzas en ciertas zonas de la planta y vibraciones locales que son difíciles de cuantificar. Otro posible remedio es para los problemas de plantas asimétricas es la subdivisión en cuerpos independientes y regulares mediante juntas de construcción. Otra forma de remediar los problemas de la asimetría de la planta es mediante elementos estructurales exteriores que ligen las distintas partes del edificio y que lo vuelvan más simétrico como en la Fig. 2.3. (Ref. 2)

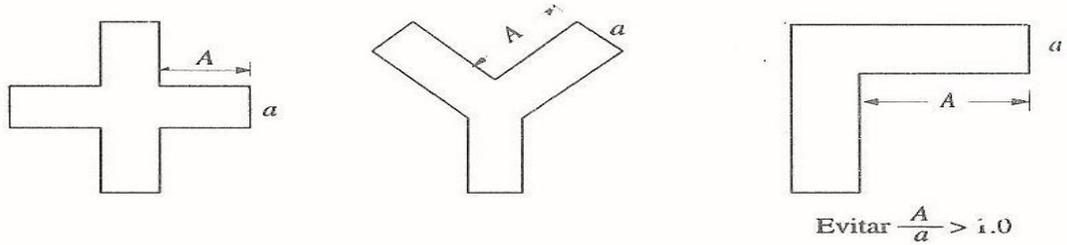


**Fig. 2.3 Posibles remedios para eliminar los problemas de plantas asimétricas.**

Otro aspecto que hay que evitar en la planta es la presencia de alas muy alargada como los de la Figura 2.4. Esto tiende a producir que las alas vibren en direcciones diferentes, con lo que se producen fuertes concentraciones de solicitaciones en las esquinas interiores de la planta como en la Figura 2.3. (Ref. 2)

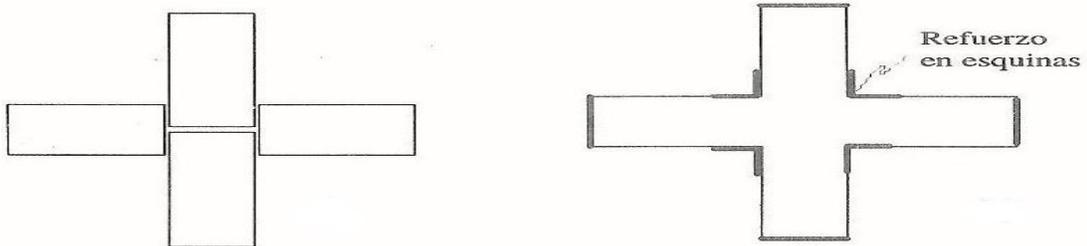


**Fig. 2.4 Vibración en direcciones diferentes de alas de edificios.**



**Fig. 2.5 Plantas de edificios con alas muy alargadas.**

Para remediar estos problemas se puede recurrir nuevamente a la subdivisión de la planta en cuerpos independientes y cortos o debe proporcionarse gran rigidez a los extremos de las alas y reforzar cuidadosamente las esquinas interiores como se muestra en la Fig. 2.6. (Ref. 2)



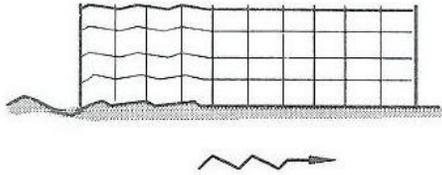
a) Separación con juntas sísmicas.

b) Rigidización de los extremos de las alas y en las esquinas entrantes.

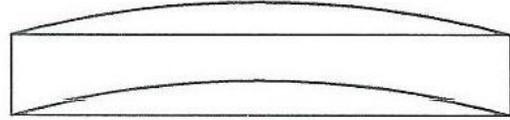
**Fig. 2.6 Remedios para edificios con alas muy largas.**

También es recomendable procurar que las plantas no sean muy alargadas. Mientras mayor es la longitud, mayor es la probabilidad de que actúen sobre su base movimientos que difieran en un extremo y otro de la planta, pero el problema principal de las plantas muy alargadas es que la flexibilidad del sistema de piso puede provocar vibraciones importantes en planta, las que incrementan sustancialmente las sollicitaciones en la parte central del edificio (Ver Figura 2.7). (Ref. 2)

Deben evitarse por lo tanto, situaciones como las indicadas a continuación en Figura 2.8, y en caso de que no sea posible, también se pueden utilizar algunos de los siguientes remedios como en la Figura 2.9. (Ref. 2)



a) Movimiento diferente del suelo en Distintos apoyos.



b) Deformación de la planta de la estructura.

Fig. 2.7 Problemas en estructuras muy alargadas en planta.

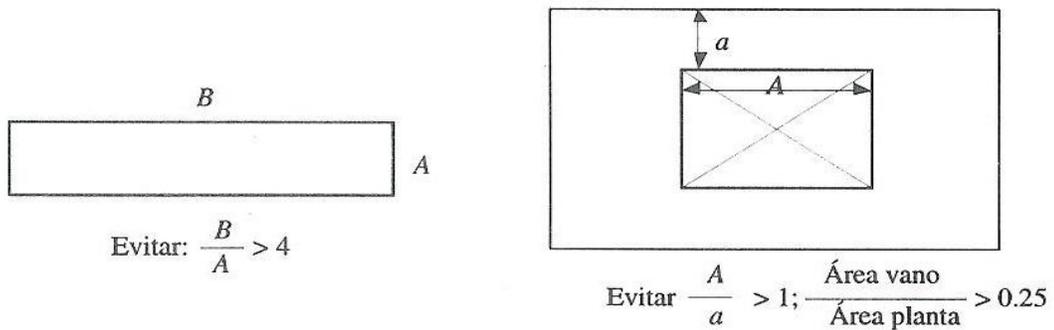


Fig. 2.8 Límites recomendados para los lados de la planta de un edificio.

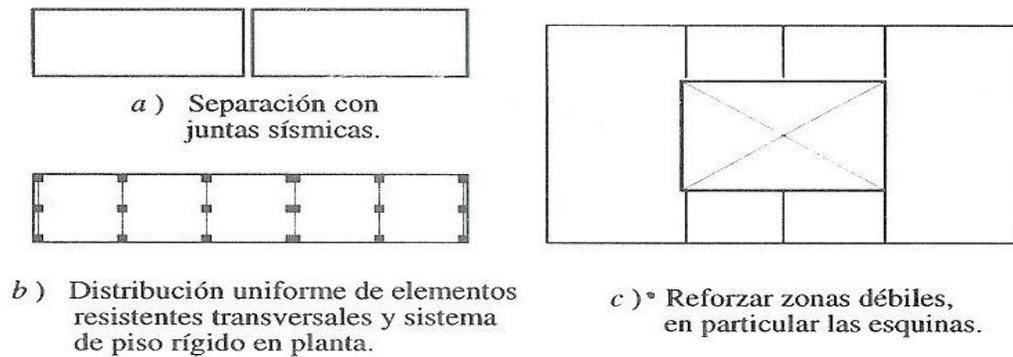
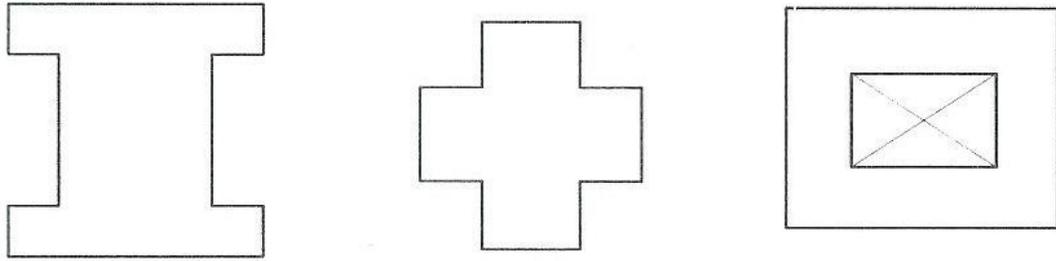


Fig. 2.9 Posibles remedios para plantas muy alargadas.

En la mayoría de las recomendaciones sobre la correcta configuración de las estructuras se desaconsejan las plantas con esquinas entrantes como se ilustra en la Fig. 2.10. El problema no es muy grave, a menos que las alas sean muy largas, pero, como principio debe buscarse siempre que la planta sea lo más compacta posible, para evitar la concentración de esfuerzos en las esquinas entrantes.

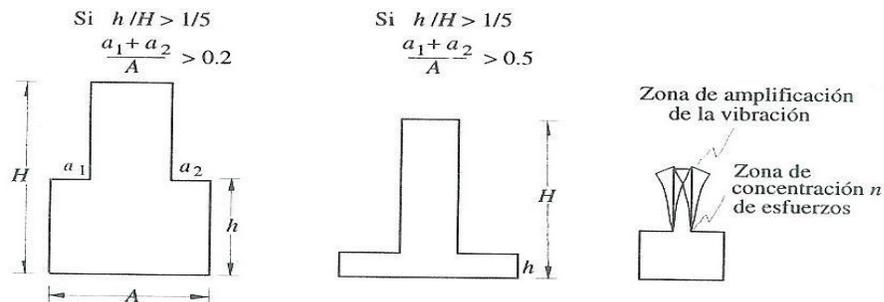


**Fig. 2.10 Plantas con esquinas entrantes (indeseables).**

### 2.2.3 Forma en elevación.

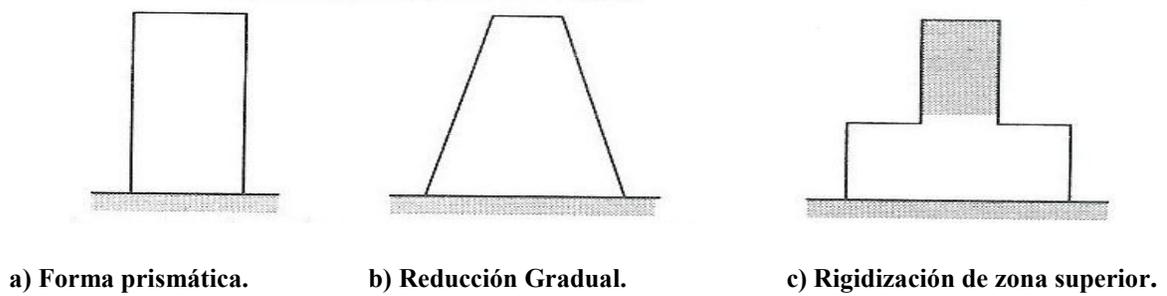
La sencillez, regularidad y simetría son deseables también en la elevación para evitar que produzcan concentraciones de esfuerzos en ciertos pisos o amplificaciones de la vibración en las partes superiores de la estructura.

En la Figura 2.11 se observan algunas reducciones bruscas en el tamaño de a planta de los pisos superiores, las que son indeseables por las razones antes citadas. (Ref. 2)



**Fig. 2.11 Reducciones bruscas indeseables de las dimensiones de la planta en pisos superiores de edificios.**

Conviene evitarlas y seguir las precauciones indicadas a continuación (Ver Figura 2.12).

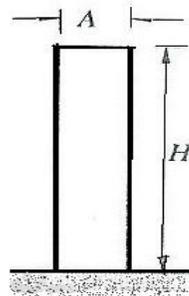


**Fig. 2.12 Posibles remedios a la reducción en elevación.**

Particularmente críticas son las reducciones bruscas en la parte superior del edificio, donde el cambio drástico de rigidez tiende a producir el fenómeno del “chicoteo” con gran amplificación de vibración en la punta. (Ref. 2)

La esbeltez excesiva de la construcción puede provocar problemas de volteo, de inestabilidad y de transmisión de cargas elevadas a la cimentación y al subsuelo. Todos estos problemas se pueden manejar mediante análisis dinámicos refinados de la estructura y cuidando de proporcionar una elevada rigidez lateral en la dirección más esbelta del edificio y de recurrir a una cimentación rígida.

Sin embargo, conviene mantener lo más compacta posible la forma del edificio en elevación. Las Normas Sísmicas del Reglamento de las Construcciones del Distrito Federal (RCDF) permiten considerar la estructura como regular, sólo si su relación de esbeltez no excede de 2.5. La mayoría de las recomendaciones de estructuración aconsejan que la relación de esbeltez sea menor de cuatro como se muestra en la Fig. 2.13. (Ref. 2)



Según las normas del D.F.  
si  $H/A > 2.5$  la estructura no se  
considera regular  
No conviene exceder  $H/A > 4$

**Fig. 2.13 Limitaciones a la esbeltez del edificio.**

### 2.2.4 Separación entre edificios adyacentes.

Al ubicar la posición exacta del edificio dentro del terreno correspondiente, es importante guardar una separación que sea suficiente con respecto a edificios adyacentes, para evitar que los distintos cuerpos se golpeen al vibrar fuera de fase durante un sismo.

El daño puede ser particularmente grave cuando los pisos de los cuerpos adyacentes no coinciden en las mismas alturas, de manera que durante la vibración las losas de piso de un edificio pueden golpear a media altura las columnas del otro.

Diversas recomendaciones proponen una separación mínima entre edificios de un centésimo de altura del punto más alto de posible contacto. Las Normas del RCDF establecen un requisito más estricto (Ver Fig.2.14), especialmente en edificios sobre terreno blando donde la rotación de la base puede incrementar significativamente el desplazamiento en la punta. (Ref. 2)

El problema es crítico para edificios existentes que han mostrado ya tener problemas de choques. Se puede en estos casos rigidizar los edificios para limitar sus movimientos laterales, ligarlos para que vibren en fase, o colocar entre ellos dispositivos que amortigüen el impacto. (Ref. 2)

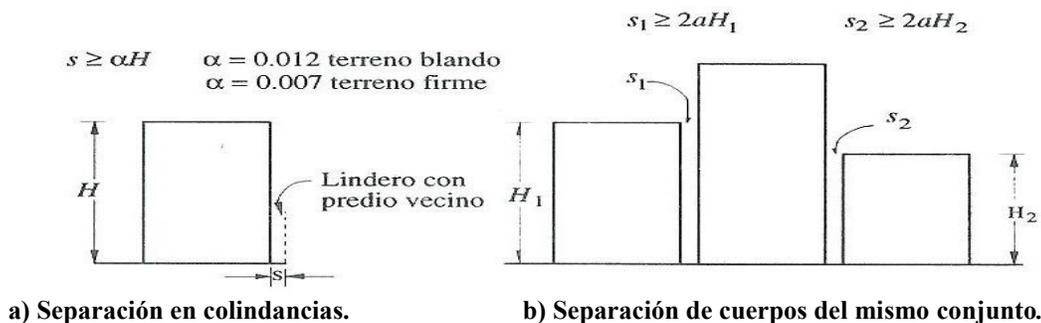


Fig. 2.14 Separación entre edificios adyacentes para evitar choques (Requisitos de las Normas del RCDF).

### 2.3 Materiales estructurales.

Las características que hacen que un material sea adecuado para cumplir funciones estructurales se relacionan con sus propiedades mecánicas y con su costo, principalmente.

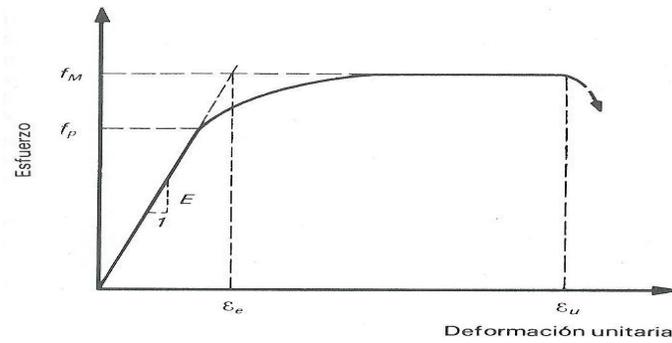
Comúnmente, el material debe cumplir dentro de la construcción funciones adicionales a las puramente estructurales. La estructura no suele ser un mero esqueleto resistente recubierto y protegido por otros componentes que tienen la función de formar una envoltura externa y de subdividir los espacios. Frecuentemente la estructura misma debe cumplir parcialmente estas funciones, por lo que el material que la compone debe tener, además de características estructurales adecuadas, propiedades de impermeabilidad y durabilidad ante la intemperie, de aislamiento térmico y acústico, y de resistencia al fuego.

Obviamente, no existe un material estructural óptimo; los materiales tienen sus curvas esfuerzo-deformación, funciones estructurales y propiedades no estructurales que son deseables para una situación específica.

Las propiedades estructurales de un material se definen de forma rigurosa por medio de sus leyes constitutivas, o sea del conjunto de ecuaciones que describen el estado de deformaciones que se presenta en el material ante cada posible estado de esfuerzos, así como los estados que corresponden a condiciones de falla.

De una manera más sencilla las principales propiedades de un material pueden representarse mediante curvas esfuerzo-deformación obtenidas de ensayos estándar ante condiciones uniaxiales de esfuerzos (de compresión y tensión). Se ignoran en estos ensayos, efectos como los de la velocidad y permanencia de la carga, las repeticiones y alteraciones de esfuerzos y los estados multiaxiales de esfuerzos.

A pesar de estas limitaciones, las curvas esfuerzo-deformación (Fig. 2.15) en tensión y compresión, recabadas de ensayos en condiciones estándar, proporcionan una información relevante acerca del comportamiento de un material. (*Ref. 1*)



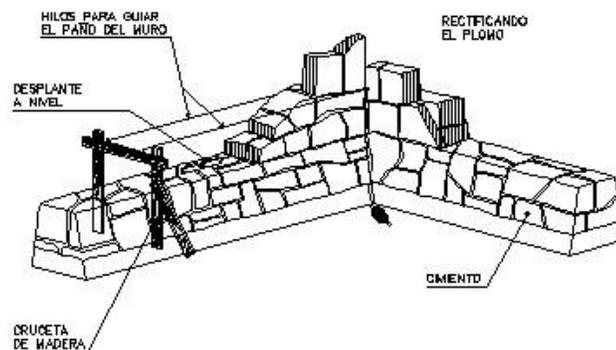
**Fig. 2.15** Curva típica Esfuerzo-Deformación de un material estructural.

### 2.3.1 Principales materiales estructurales.

La gama de materiales que pueden llegar a emplearse con fines estructurales es muy amplia. Aquí se destacarán algunas peculiaridades del comportamiento estructural de los materiales más comúnmente usados, tomando como base los aspectos señalados anteriormente.

#### a) Materiales Pétreos.

- Son de procedencia natural o artificial.
- Se caracterizan por tener resistencia y modulo de elasticidad en compresión relativamente altos y por una baja resistencia a la tensión.
- La falla es de carácter frágil, tanto en compresión como en tensión.
- Las propiedades mecánicas de la piedra natural tienen variaciones muy elevadas por la diversidad de las condiciones geológicas del lugar de la formación de las rocas correspondientes. (Ref. 1)



**Fig. 2.16** Cimentación a base de materiales pétreos.

### b) Mampostería.

- Material formado por un conjunto de piedras naturales o artificiales unidas o sobrepuestas.
- Las zonas de contacto entre piezas constituyen planos de debilidad para la transmisión de esfuerzos de tensión y cortante.
- Las piezas pueden tener gran variedad de formas y de materiales constitutivos; entre las más comunes están el ladrillo macizo o hueco de barro fabricado de manera artesanal o industrializado, el bloque hueco de concreto y el ladrillo macizo del mismo material.
- El mejor aprovechamiento de la mampostería para fines estructurales se tiene en elementos masivos que están sometidos a esfuerzos de compresión, como son los muros y los arcos. (Ref. 1)

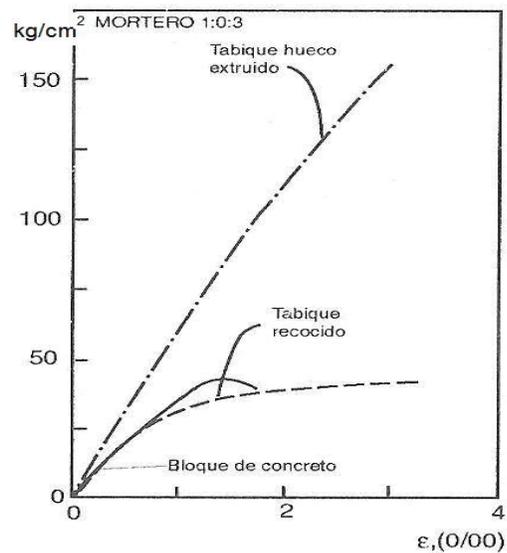


Fig. 2.17 Curvas típicas Esfuerzo-Deformación para mampostería.

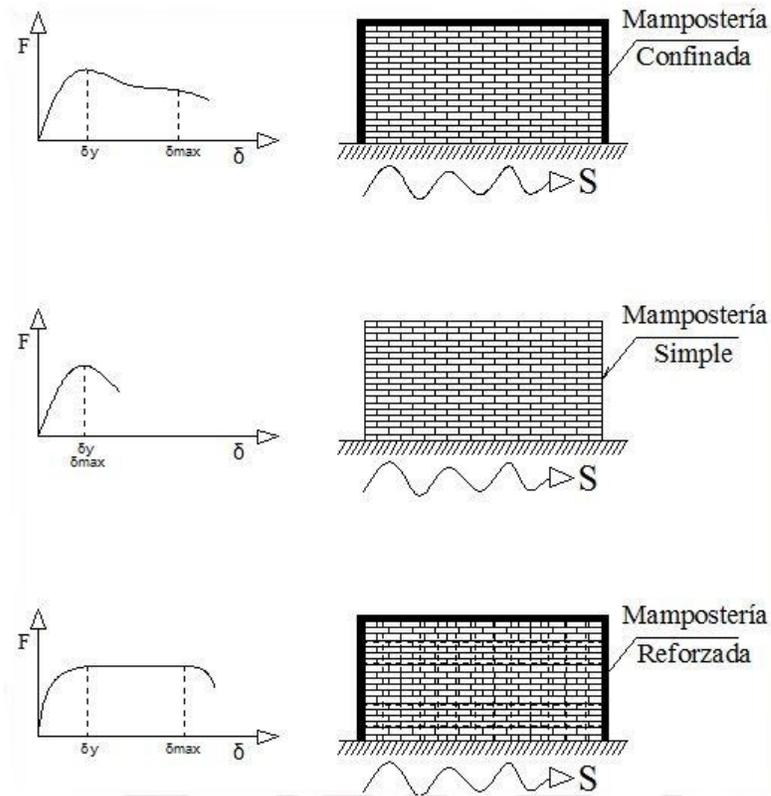


Fig. 2.18 Curvas Esfuerzo-Deformación para Diferentes tipos de Mamposterías.

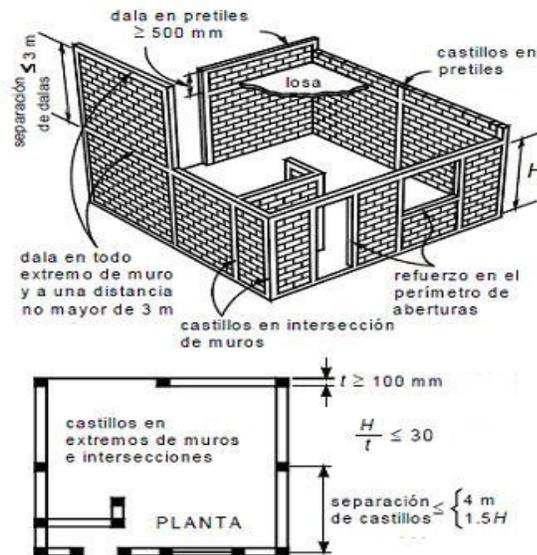


Fig. 2.19 Ejemplo de estructuración a base de mampostería.

**c) Concreto Reforzado.**

- Es el más popular y desarrollado de estos materiales, ya que aprovecha en forma muy eficiente las características de buena resistencia en compresión, durabilidad, resistencia al fuego y moldeabilidad del concreto, junto con las de alta resistencia en tensión y ductilidad del acero, para formar un material compuesto que reúne muchas ventajas de ambos materiales.
- Manejando de manera adecuada la posición y cuantía de refuerzo, se puede lograr un comportamiento notablemente dúctil en elementos sujetos a flexión.
- Por su moldeabilidad, el concreto se presta a tomar las formas mas adecuadas para el funcionamiento estructural requerido y, debido a la libertad con que se puede colocar el refuerzo en diferentes cantidades y posiciones, es posible lograr que cada porción de la estructura tenga la resistencia necesaria para las fuerzas internas que se presentan.
- Las dimensiones generalmente robustas de las secciones y el peso volumétrico relativamente alto del concreto hacen que el peso propio sea una acción preponderante en el diseño de las estructuras de este material y en el de las cimentaciones que las soportan.
- Mediante una dosificación adecuada de los ingredientes, puede proporcionarse la resistencia a compresión más conveniente para la función estructural que debe cumplirse.
- La curva esfuerzo-deformación se vuelve mas frágil a medida que aumenta la resistencia Figura 2.20.
- También existe el concreto presforzado, que consiste en inducir esfuerzos de compresión en las zonas de concreto que van a trabajar a tensión y así lograr que bajo condiciones normales de operación, se eliminen o se reduzcan los esfuerzos de tensión en el concreto y, por lo tanto, no se produzca agrietamiento. (*Ref. 1*)

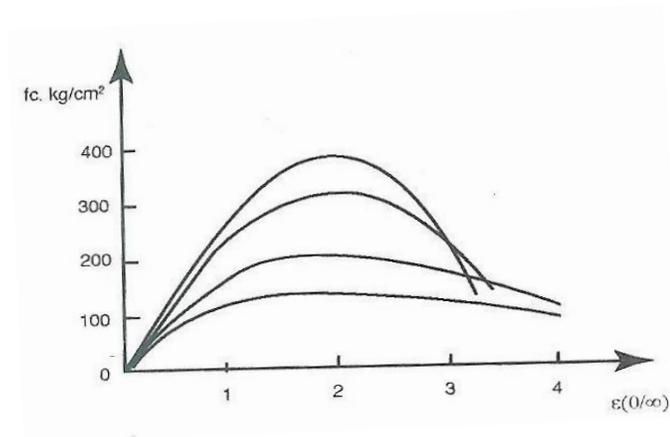


Fig. 2.20 Relación Esfuerzo- Deformación de concretos de diferente resistencia.

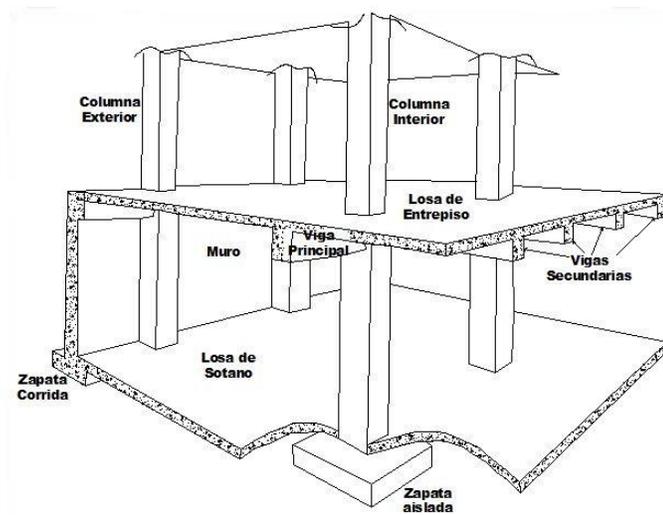
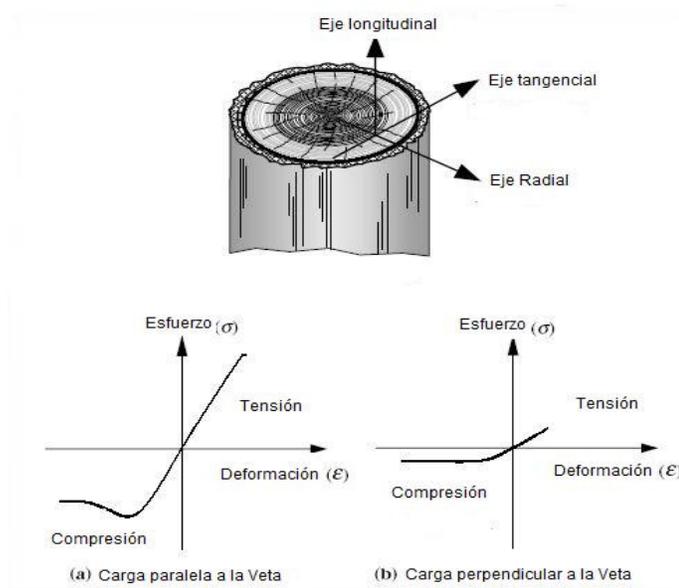


Fig. 2.21 Ejemplo de estructuración a base de concreto.

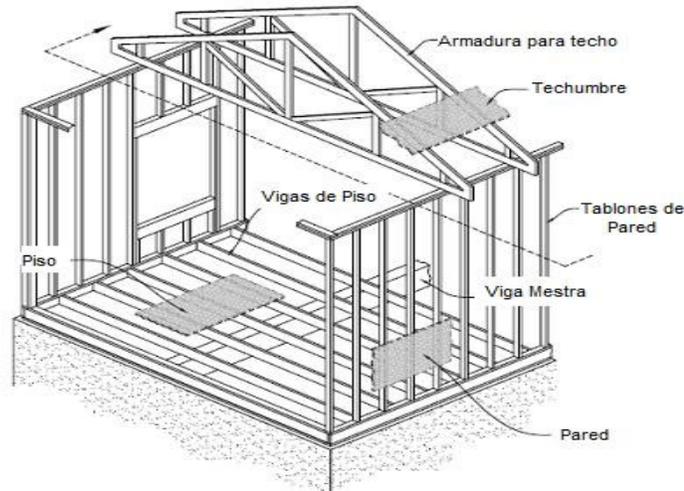
#### d) Madera.

- Tiene características muy convenientes para su uso como material estructural y como tal se ha empleado desde el inicio de la civilización.
- Al contrario de los otros materiales estructurales, tiene resistencia a tensión superior a la compresión, aunque esta última es también aceptablemente elevada.
- Su buena resistencia su ligereza y su carácter de material natural renovable constituyen las principales cualidades de la madera para su empleo como material estructural.

- Su comportamiento es relativamente frágil en tensión y relativamente dúctil en compresión.
- El material es fuertemente anisotrópico, ya que su resistencia es notablemente mayor en la dirección de las fibras que en las ortogonales a ésta.
- El problema de la anisotropía se reduce en la madera contrachapada en que se forman placas de distinto espesor pegando hojas delgadas con las fibras orientadas en direcciones alternadas en cada capa.
- Sus inconvenientes principales son la poca durabilidad en ambientes agresivos, que pueden ser subsanada con un tratamiento apropiado, y la susceptibilidad al fuego, que pueden solo reducirse parcialmente con tratamientos retardantes y más efectivamente recubriéndola con recubrimientos incombustibles.
- Las dimensiones y formas geometrías disponibles son limitadas por el tamaño de los troncos.
- Las propiedades estructurales de la madera son muy variables según la especie y según los defectos que puede presentar una pieza dada.
- En algunos países el uso estructural de la madera es muy difundido y se cuenta con una clasificación estructural confiable. (Ref. 1)



**Fig. 2.22 Curva Esfuerzo-Deformación de la madera.**

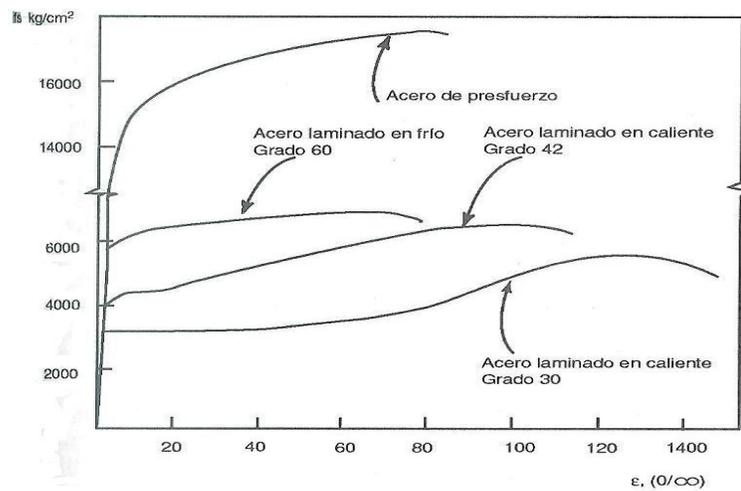


**Fig. 2.23 Ejemplo de estructuración a base de madera.**

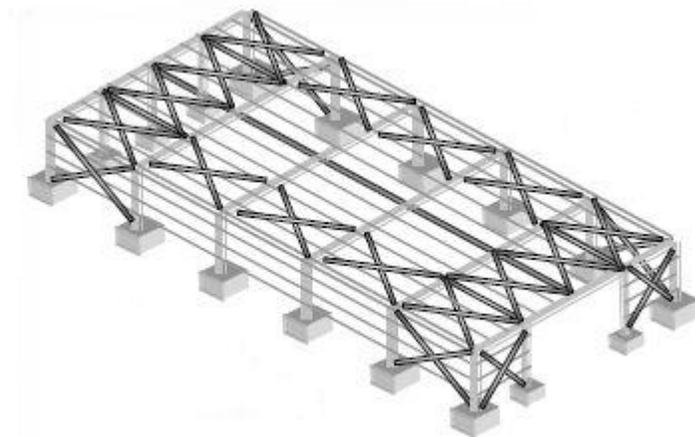
**e) Acero.**

- De los materiales comúnmente usados para fines estructurales es el que tiene mejores propiedades de resistencia, rigidez y ductilidad.
- Su eficiencia estructural es además alta debido a que pueden fabricarse secciones con la forma mas adecuada para resistir la flexión, compresión u otra de sollicitación.
- Las resistencias de tensión y compresión son prácticamente idénticas y pueden hacerse variar dentro un intervalo bastante amplio modificando la composición química o mediante trabajo en frío.
- Hay que tomar en cuenta que a medida que se incrementa la resistencia del acero se reduce su ductilidad y pero no varia el modulo de elasticidad, debido a esto se vuelven más críticos los problemas de pandeo local de las secciones y global del los elementos.
- La continuidad entre los distintos componentes de la estructura no es tan fácil de lograr como en el concreto reforzado, y el diseño de las juntas, soldadas o atornilladas en la actualidad, requiere de especial cuidado para que sean capaces de transmitir las sollicitaciones que implica su funcionamiento estructural.

- Por ser material de producción industrializada y controlada, las propiedades estructurales del acero tienen generalmente poca variabilidad.
- Otra ventaja del acero es que su comportamiento es perfectamente lineal y elástico hasta la fluencia, lo que hace más fácilmente predecible la respuesta de las estructuras de este material.
- La alta ductilidad del material permite redistribuir concentraciones de esfuerzos. (Ref. 1)



**Fig. 2.24** Curvas de Esfuerzo-Deformación del acero (diferentes grados).



**Fig. 2.25** Ejemplo de estructuración a base de acero.

## 2.4 Elementos estructurales básicos.

### 2.4.1 Elementos lineales.

Los elementos más sencillos que pueden identificarse en una estructura son aquellos que se modelan como líneas, ósea que tienen una de sus dimensiones mucho mayor que las otras dos. (Ref. 1)

**Cables.-** Comúnmente usados para resistir fuerzas de tensión (Ver Fig. 2.26).



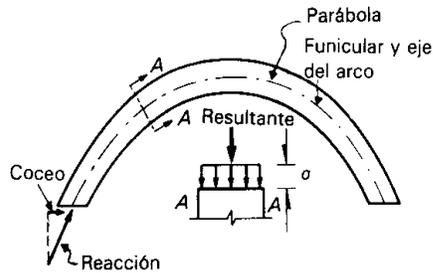
**Fig. 2.26 Representación idealizada de un cable.**

**Columnas.-** Normalmente usadas para resistir cargas de compresión axial (Ver Fig. 2.27).



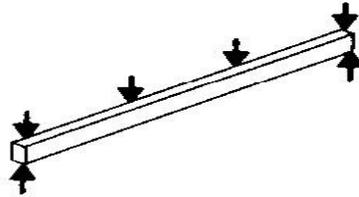
**Fig. 2.27 Representación de una columna cargada axialmente.**

**Arcos.-** El equivalente del cable colgante para esfuerzos de compresión ya que en diferencia del cable los arcos transmiten las cargas a los apoyos en compresión pura (Ver Fig. 2.28).



**Fig. 2.28 Representación de un arco.**

**Vigas.-** Las barras que estas cargadas normales a sus ejes se les denomina vigas, aunque este nombre se le asigna comúnmente solo cuando la barra es horizontal. Una viga resiste y transmite a sus apoyos la carga por medio de flexión y cortante (Ver Fig. 2.29).



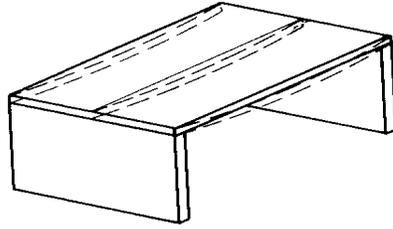
**Fig. 2.29 Representación de una viga transmitiendo su carga a los apoyos.**

#### 2.4.2 Elementos planos.

Un grupo importante de elementos estructurales básicos se caracteriza por tener una dimensión muy pequeña con respecto a las otras dos o una superficie media plana.

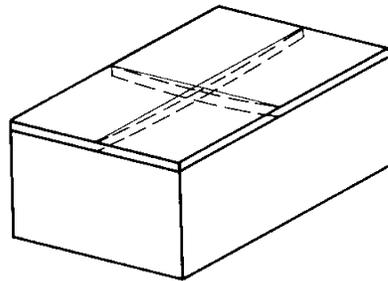
Estos elementos se identifican con el nombre de placas, aunque adquieren nombres más específicos según la función estructural principal que desempeñen. (Ref. 1)

**a) Placa en una dirección.-** Una placa apoyada solamente en dos de sus bordes en una misma dirección (Ver Fig. 2.30), funciona esencialmente como una viga ancha, ya que transmite la carga a sus apoyos por medio de flexión en una sola dirección.



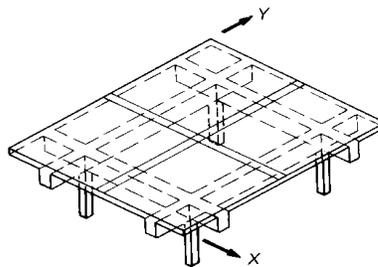
**Fig. 2.30 Placa en una dirección.**

**b) Placa apoyada en dos direcciones.-** La placa sobre apoyos rígidos en todo su perímetro se flexiona con doble curvatura y su comportamiento puede visualizarse considerando que una fracción de la carga se transmite por flexión en una dirección y el resto por flexión en otra. (Ver Fig. 2.31).



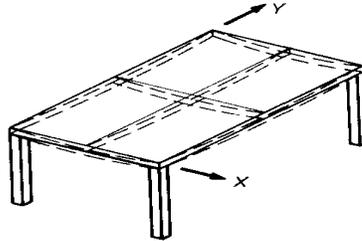
**Fig. 2.31 Placa apoyada en dos direcciones.**

**c) Placa sobre apoyos flexibles.-** La placa sobre apoyos flexibles (Ver Fig. 2.32) se flexionan también en dos direcciones, por lo consiguiente la carga debe ser resistida por flexión en dirección “x” como en dirección “y”, ya sea por la losa misma o por los elementos de apoyo.



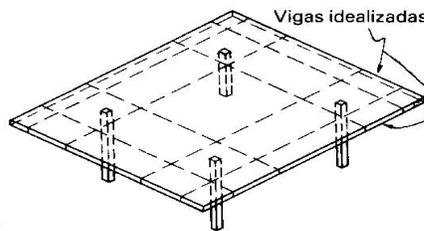
**Fig. 2.32 Placa sobre apoyos flexibles.**

**d) Placa sobre apoyos puntuales.-** En el caso de la placa apoyada sobre columnas, el total de la carga produce flexión en dirección “x” y en dirección “y”. Fig. 2.33.



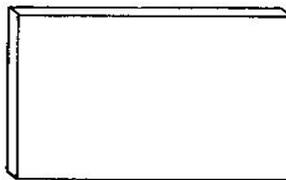
**Fig. 2.33 Placa sobre apoyos puntuales.**

**e) Placa sobre apoyos puntuales con vigas idealizadas.-** En este caso las franjas se encuentran sobre las columnas pueden visualizarse como vigas que toman la mayor parte de la flexión. (Ver Fig. 2.34).



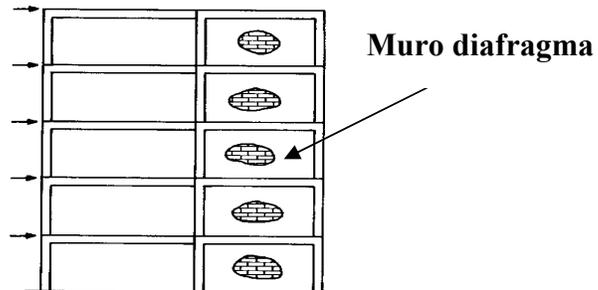
**Fig. 2.34 Placa sobre apoyos puntuales con vigas idealizadas.**

**f) El muro, o pared.-** Es una placa vertical en que predominan generalmente las cargas verticales que estas distribuidas de manera uniforme en toda la longitud del muro por medio de un sistema de piso (Ver Figura 2.35).



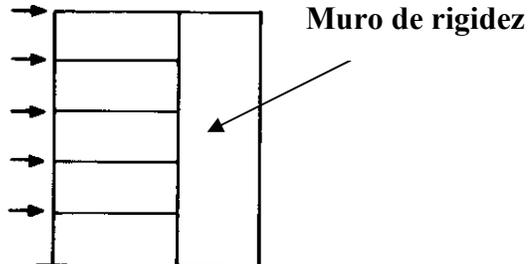
**Fig. 2.35 Muro o pared.**

**g) Muro diafragma.-** Es un elemento rigidizante ante cargas en el plano de la estructura, debido a las cuales va a estar sujeto un estado de cortante en el plano, su función equivale a la de diagonales de arriostramiento y en muchos métodos simplificados de análisis se idealiza como tal (Ver Fig. 2.36).



**Fig. 2.36 Muro Diafragma.**

**h) Muro de rigidez.-** El muro de rigidez no se encuentra como el muro de diafragma, enmarcado en un sistema estructural que absorbe las cargas axiales y la flexión; por lo tanto aunque su función esencial es la rigidizar y resistir cargas laterales en su plano, deberá resistir además esfuerzos cortantes, normales y de flexión (Ver Fig. 2.37).



**Fig. 2.37 Muro de Rigidez.**

**i) Viga-Diafragma.-** La diferencia a una viga normal es que, por la relación claro a peralte (menor de cuatro) las deformaciones de cortante predominan sobre las de flexión y la hipótesis de secciones planas no es aceptable. (Ver Fig. 2.38).

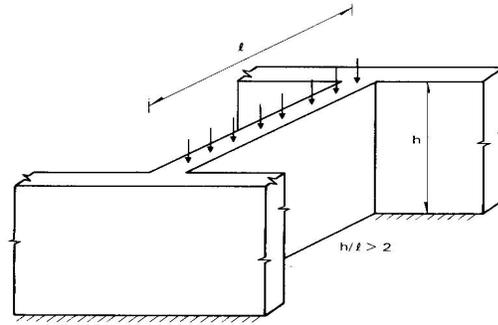


Fig. 2.38 Viga-Diafragma.

### 2.4.3 Elementos de superficie curva.

De manera semejante que los cables, un elemento placa puede tomar la curvatura mas adecuada para transmitir cargas transversales por medio de esfuerzos axiales. (Ref. 1)

La **membrana** es un elemento superficial de pequeño espesor que, colgándose de sus apoyos, toma la forma que le permite eliminar la flexión y transformar en tensión las cargas transversales aplicadas. Es el equivalente en el espacio del cable colgante y la superficie que adquiere bajo una condición de carga dada se denomina, en forma semejante a lo que se hacia para el cable, superficie funicular.

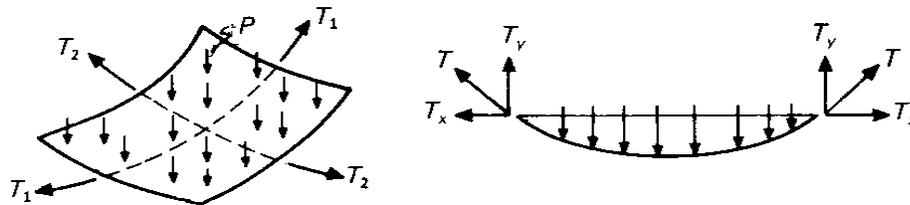
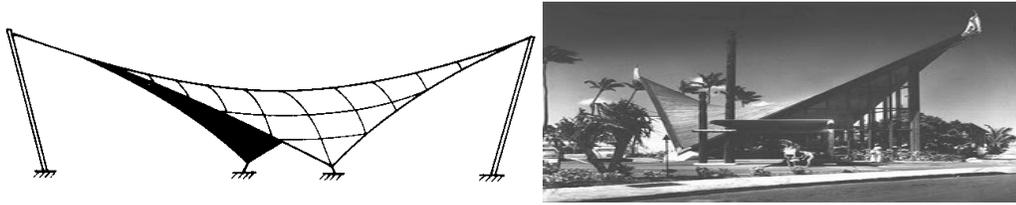


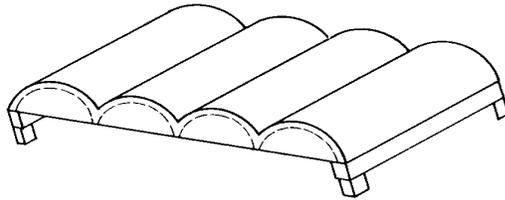
Fig. 2.39 Fuerzas en un elemento membrana.

La rigidez de la membrana se incrementa notablemente si se aplican tensiones en sus extremos para que quede presforzada antes de la carga como en la figura 2.39. De esta manera la membrana sufre sólo pequeños cambios de forma al pasar de un estado de carga a otro. Una forma muy conveniente de lograr buena rigidez en una membrana es asociando una doble curvatura con un preesfuerzo Fig. 2.40.



**Fig. 2.40 Membrana pretensada de doble curvatura.**

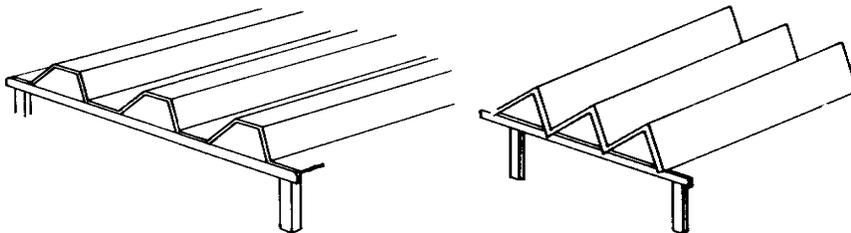
El **casarón** es un elemento de superficie curva que resiste cargas esencialmente por esfuerzos de compresión. El casarón Fig. 2.41 es a la membrana como el arco es al cable: para que esté sujeto a compresión pura su forma debe ser inverso del funicular de cargas.



**Fig. 2.41 Cascarones cilíndricos.**

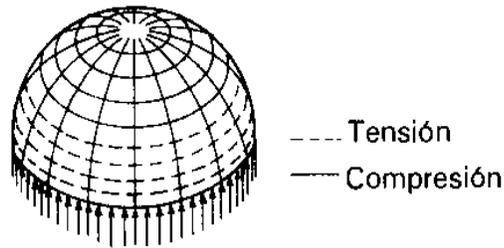
La resistencia del cascarón está normalmente regida por el pandeo local de la superficie debido a que los espesores son muy pequeños, por la misma razón, la resistencia del cascarón ante flexiones locales es reducida, por lo que su capacidad para soportar cargas concentradas es pequeña.

Un funcionamiento semejante tiene las láminas corrugadas como las anteriormente mencionadas y las placas plegadas (Ver Fig. 2.42).



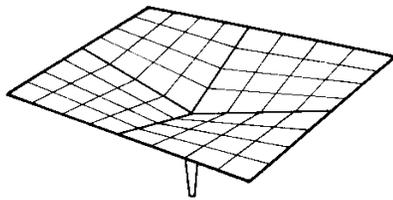
**Fig. 2.42 Placas Plegadas.**

Las **superficies de rotación** se forman por la rotación de una curva plana sobre un eje vertical, como la cúpula esférica o la parabólica. Una superficie de este tipo se puede visualizar como formada por meridianos que transmiten por compresión las cargas hacia los apoyos por paralelos que restringen la deformación transversal de los meridianos, trabajando a tensión en algunas zonas y a compresión en otras como se observa en la Fig. 2.43.

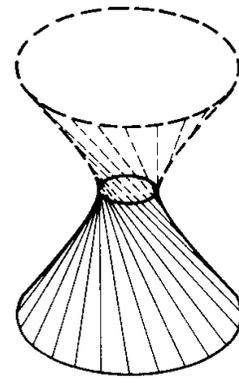


**Fig. 2.43 Cascarón Esférico bajo su propio peso.**

Las **superficies regladas** son las que se forman por la translación de los dos extremos de una recta sobre dos curvas planas (o rectas) distintas como en la Fig. 2.44. Las más comunes de estas son el paraboloides hiperbólico como el que se forma al deslizar los extremos de dos rectas sobre los de otras dos figuras, y el hiperboloide que se obtiene al hacerlo sobre dos círculos.



**a) Techo tipo "paraguas invertido"**



**b) Hiperboloide.**

**Fig. 2.44 Cascarones con superficies Regladas.**

En la Figura 2.44 (a) se emplea con frecuencia en techos y el segundo en torres de enfriamiento. La principal ventaja de las superficies regladas es su facilidad de construcción, que pueden formarse a partir de piezas rectas.

Los cascarones son estructuras altamente hiperestáticas en las que ocurren grandes redistribuciones de esfuerzos antes que puedan llegar al colapso. Pueden presentarse, sin embargo, modos de falla frágiles debido a inestabilidad global cuando el cascarón se encuentra sobre un número reducido de apoyos puntales o debido a pandeo general del cascarón.

## **2.5 Principales sistemas estructurales.**

### **2.5.1 Algunos conceptos introductorios.**

Una estructura está formada generalmente por un arreglo de elementos básicos como los descritos en el subcapítulo anterior. El arreglo debe aprovechar las características peculiares de cada elemento y lograr la forma más eficiente del sistema estructural global, cumpliendo con las restricciones impuestas por el funcionamiento de la construcción y por los otros aspectos mencionados en el capítulo inicial. *(Ref. 1)*

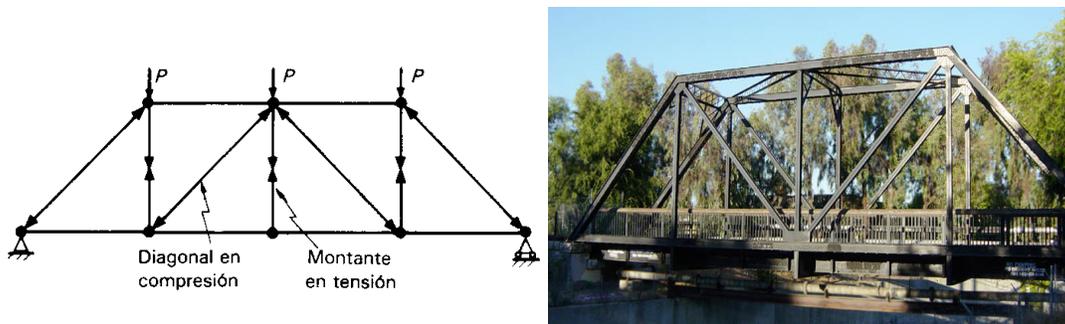
Conviene hacer algunas consideraciones iniciales acerca de ciertas características deseables de los sistemas estructurales. De manera semejante a lo que se estableció para los materiales y elementos, las características deseables de los sistemas estructurales más importantes de un sistema son su resistencia, rigidez y ductilidad. El sistema debe poder resistir de manera eficiente las diversas condiciones de carga a las que puede estar sometida la estructura y poseer rigidez para las diferentes direcciones en que las cargas pueden actuar, tanto verticales como horizontales. Conviene que posea ductilidad, en el sentido de que no baste que se alcance un estado límite de resistencia en una sola sección para ocasionar el colapso brusco de la estructura, sino que esta posea capacidad para deformarse sosteniendo su carga máxima y, de preferencia, posea una reserva de capacidad antes del colapso. *(Ref. 1)*

### 2.5.2 Sistemas formados por barras.

Con los arreglos de barras pueden formarse esquemas estructurales muy diversos, de los cuales puede hacerse una primera subdivisión entre arreglos triangulares, tipo armadura y arreglos tipo marco.

En los primeros las cargas externas se resisten esencialmente por fuerzas axiales en los miembros. En los arreglos tipo marco, la transmisión de las cargas implica la aparición de flexión y de cortante. (Ref. 1)

**La armadura plana** es un sistema formado por barras rectas articuladas en sus extremos y arregladas de manera que formen triángulos cuya rigidez para fuerzas en su plano hace que las cargas exteriores se resistan exclusivamente por fuerzas axiales en los elementos.

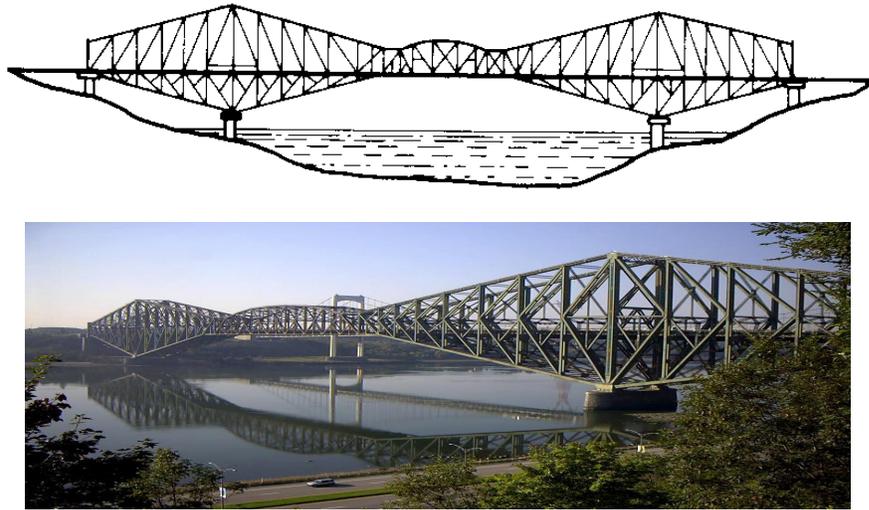


**Fig. 2.45 Armadura tipo Howe.**

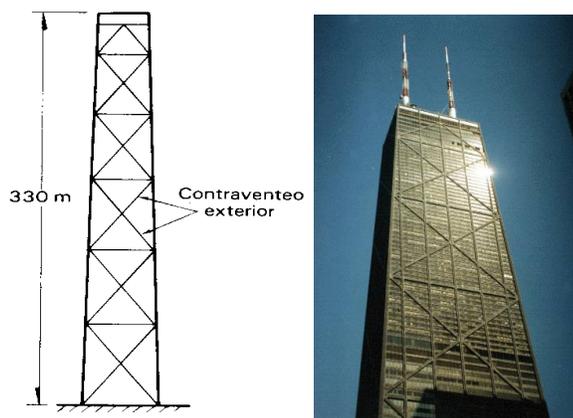
Debido a que todos los elementos están sujetos a cargas axiales que son, además, uniformes en toda su longitud, esto aunado a su ligereza, hace muy conveniente el empleo de armaduras para cubrir claros grandes. Las armaduras son generalmente sistemas isostáticos, aunque ocasionalmente se emplean armaduras hiperestáticas, ya sea debido a las condiciones de apoyo o a la redundancia interna, por existir un mayor número de elementos en el alma de los estrictamente necesarios para el equilibrio. Un ejemplo de armadura se ve en la Fig. 2.45.

En puentes y cubiertas de claros excepcionalmente grandes resulta conveniente proporcionar un peralte total a la armadura que varíe de acuerdo con la magnitud de momentos flexionantes (Ver Fig. 2.46).

Existen formas muy variadas de armaduras adaptadas a funciones específicas en techos, aunque su empleo común es como viga de gran claro en techos y en puentes, la armadura plana se puede usar también como elemento vertical para resistir cargas laterales en torres y edificios como en el ejemplo de la Figura 2.47.



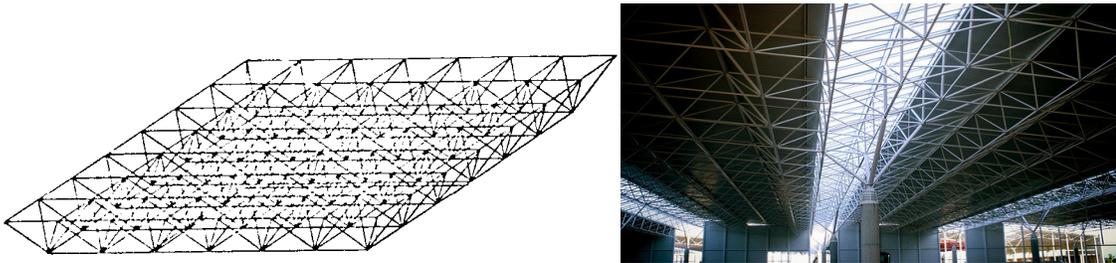
**Fig. 2.46** Puente con armadura de peralte variable según el diagrama de momento flexionante.



**Fig. 2.47** Armadura vertical para rigidizar un edificio muy esbelto ante cargas laterales (Esquema del edificio John Hancock en Chicago).

**Las armaduras espaciales** resultan muy eficientes para cubiertas con claros grandes en dos direcciones ya que funcionan como placas de gran momento de inercia como se muestra en la Figura 2.48.

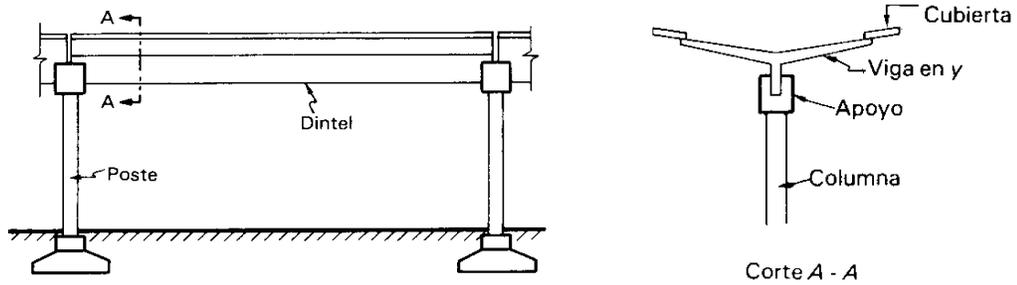
Entre los arreglos de barras que no son triangulados, el más elemental que puede imaginarse para transmitir cargas de un techo o piso a la cimentación es el que se obtiene por la simple superposición de vigas sobre postes, de manera que cada uno cumple con su función sin una interacción compleja entre ellos: las vigas trasladan las cargas hacia sus apoyos y los postes las bajan a la cimentación.



**Fig. 2.48 Armadura espacial para techos de grandes claros.**

Este arreglo, denominado comúnmente **poste y dintel**, es la forma más elemental de marco y es uno de los sistemas estructurales primitivos empleados por el hombre para sus construcciones. En este sistema no existe transmisión de momentos entre vigas y columnas, lo que hace muy clara y fácil de calcular la distribución de fuerzas internas en los elementos, pero da a lugar que la transmisión de cargas sea poco eficiente, especialmente para fuerzas laterales.

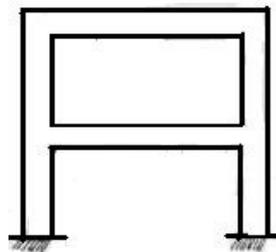
En la actualidad el sistema se emplea en construcciones de un nivel en que las cargas laterales que deben resistirse son muy bajas y excepcionalmente en construcciones de varios niveles, pero en combinación con otros sistemas estructurales que proporcionen la rigidez y resistencia a carga lateral. El empleo más común es en estructuras de elementos prefabricados de concreto y naves industriales, como en de la Fig. 2.49.



**Fig. 2.49 Estructura de concreto pre-esforzado para puentes peatonales.**

En la mayoría de las construcciones modernas los marcos se resuelven mediante nudos rígidos con capacidad de transmitir, además de las fuerzas internas ya mencionadas, momentos flexionantes. Se obtiene así el llamado **marco rígido** (Ver Fig. 2.50), cuyas principales ventajas con respecto al poste y dintel son una mayor protección contra acciones accidentales que pueden introducir tensiones en las conexiones y, especialmente, un aumento sustancial de la resistencia y rigidez ante cargas laterales. El marco rígido es, además, una estructura hiperestática en la cual, cuando el material es dúctil, si se sobrepasa el intervalo lineal de comportamiento, se presentan una redistribuciones importantes de momentos y se puede tener notable reserva de capacidad.

El marco rígido es el sistema estructural más común en las estructuras modernas, en las que constituye generalmente el esqueleto vertical resistente, en particular en los edificios. Sus ventajas residen no sólo en su buena eficiencia estructural, sino sobre todo en que ocasiona una mínima interferencia con el funcionamiento de la construcción, al permitir gran libertad en el uso del espacio encerrado.

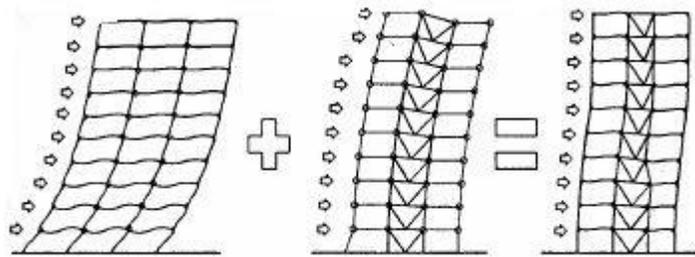


**Fig. 2.50 Marco rígido.**



**Fig. 2.51 Deformaciones de un tablero de marco rígido.**

Una de las mayores limitaciones de los marcos rígidos, que es su excesiva flexibilidad ante cargas laterales (Ver Fig. 2.51), se supera si se recurre a la triangulación de alguna crujía por medio de diagonales de contraventeo que por su alta rigidez absorben la mayor parte de las cargas laterales tal y como se observa en la Fig. 2.48.



**Fig. 2.52 Deformación de un edificio a base de marcos rígidos contraventados.**

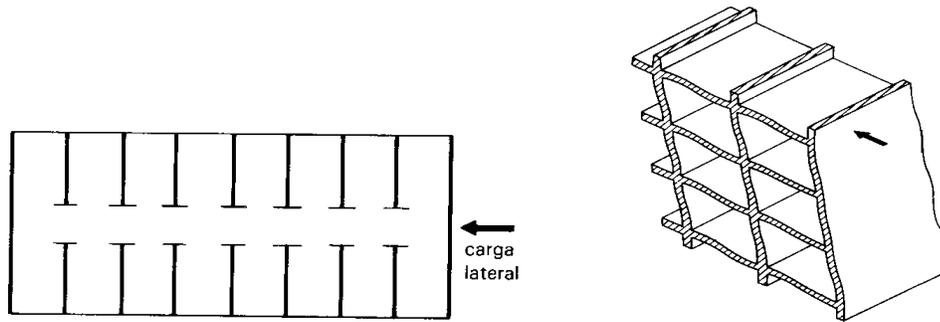
### 2.5.3 Sistemas a base de placas.

Mediante arreglos de placas verticales (muros) y horizontales (losas) se pueden formar sistemas de diversas características, los que en general se pueden denominar **tipo cajón**.

La principal limitación es la escasa resistencia a cargas laterales que deben ser resistidas por flexión normal al plano de los muros; por los espesores normalmente delgados de los muros, estos resultan débiles a flexión. (*Ref. 1*)

Si se obtiene la continuidad en las conexiones muro-losa, se logra una acción de marco con la cual se reducen los momentos y las deflexiones de la losa, pero se introducen flexiones en los muros ante cargas verticales (Fig. 2.53). Esta solución es posible en materiales que

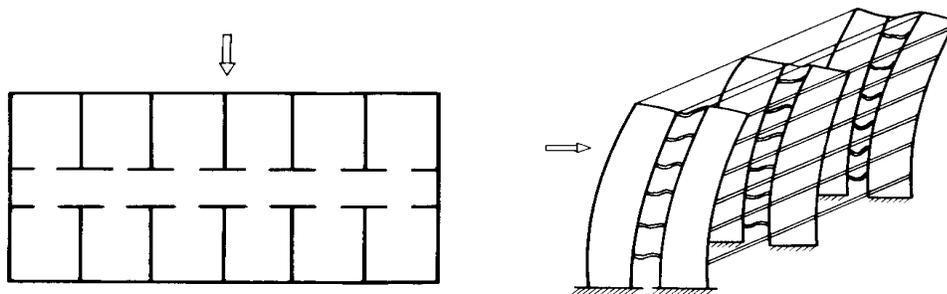
presentan resistencia a tensión, como el concreto reforzado o el acero. Ante cargas laterales, la acción del marco proporciona cierta rigidez y resistencia; sin embargo, el sistema resulta en general poco eficiente debido a que los momentos de inercia de los elementos placa son pequeños por su espesor reducido.



**Fig. 2.53 Sistema de muro y losa que forman marco en una dirección.**

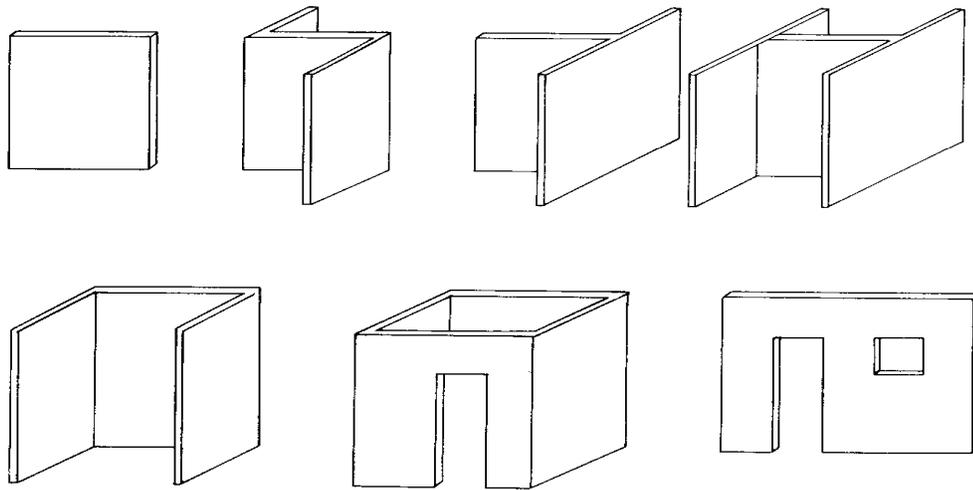
El arreglo ideal para elementos placa es un sistema **tipo cajón tridimensional**. La losa se apoya en su perímetro con lo que su rigidez y resistencia ante cargas verticales aumentan notablemente. La ventaja más importante es que, existiendo elementos verticales en dos direcciones ortogonales (Ver Fig. 2.54), las fuerzas laterales en una dirección cualquiera son resistidas por los muros mediante fuerzas en su plano, para lo cual poseen gran rigidez y resistencia.

Para el funcionamiento en cajón se requiere que la losa forme un diafragma horizontal que tenga alta rigidez para cargas en su plano, de manera que las cargas laterales se puedan transmitir a los muros más rígidos en cada dirección.



**Fig. 2.54 Sistemas con muros en dos direcciones.**

El sistema tipo cajón es claramente tridimensional y con frecuencia no se presta a ser dividido en subsistemas bidimensionales, especialmente cuando los muros no son placas rectangulares separadas, sino que tienen geometrías irregulares formando a veces secciones tipo tubular como se observa en la Fig. 2.55.



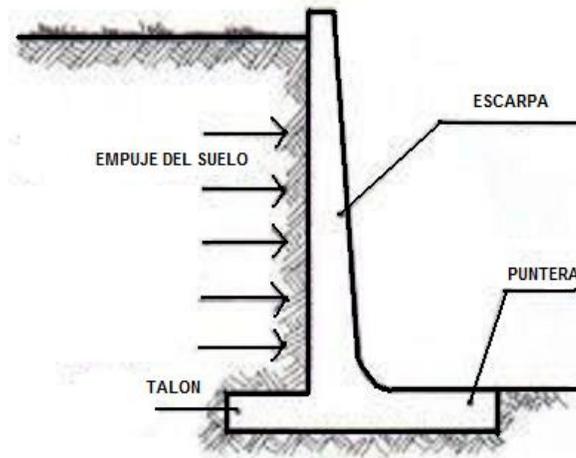
**Fig. 2.55 Distintas formas de muros.**

Este tipo de estructuración es común en los edificios a base de muros de carga alineados en dos direcciones ortogonales. Se emplean muros de mampostería y losa de concreto o muros y losas de concreto, esto ultimo principalmente con elementos prefabricados, para los cuales principalmente hay que tener detalles en el diseño de sus conexiones.

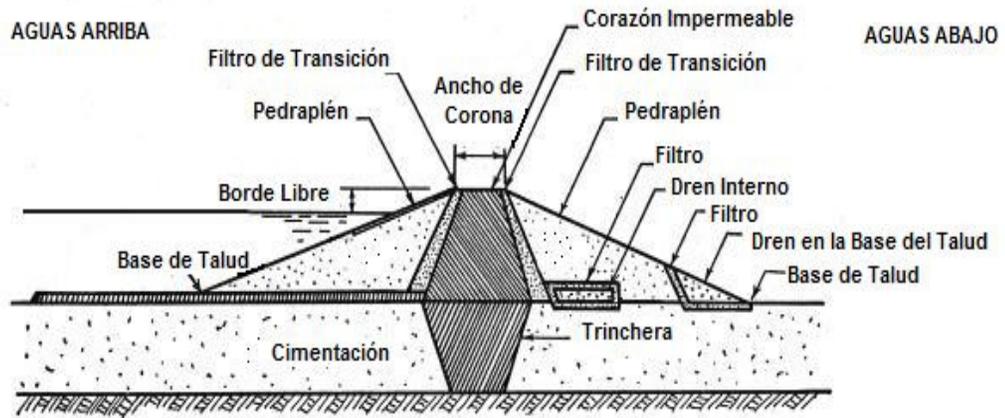
#### **2.5.4 Formas estructurales más comunes.**

Existen innumerables formas estructurales que pueden formarse con combinaciones de los sistemas estructurales formados de elementos lineales, planos o curvos anteriormente mencionados.

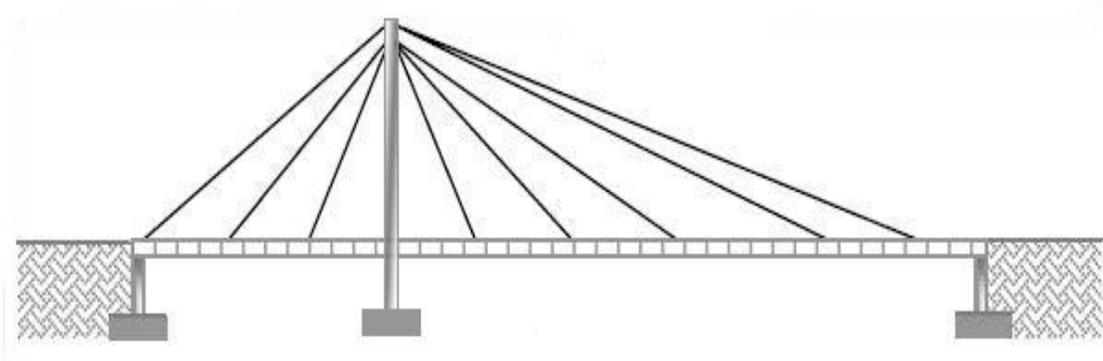
Para los principales tipos de estructuras civiles existen estructuraciones comunes cuyas ventajas han sido comprobadas con el tiempo. A continuación algunos ejemplos de formas estructurales mas comunes (Ver Figuras 2.56 a 2.65).



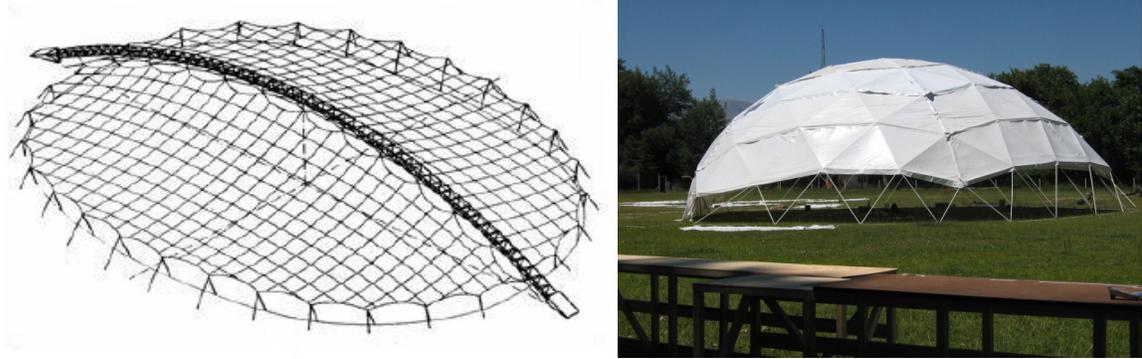
**Fig. 2.56 Muro de contención.**



**Fig. 2.57 Presas de tierra y enrocamiento.**



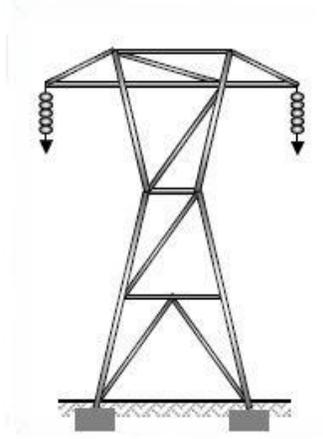
**Fig. 2.58 Puente colgante.**



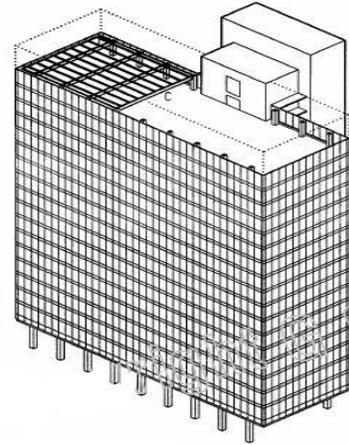
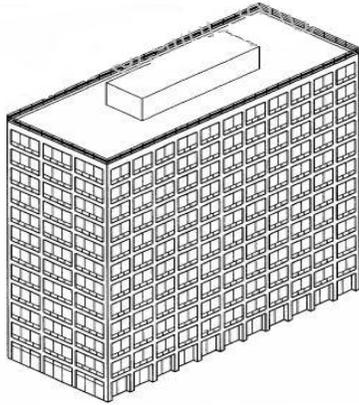
**Fig. 2.59** Techumbre.



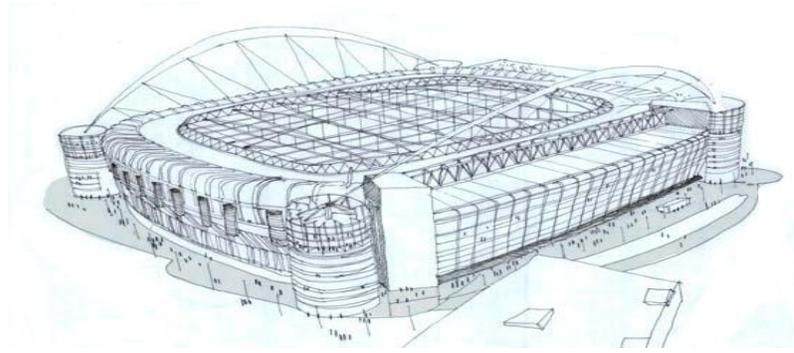
**Fig. 2.60** Nave industrial.



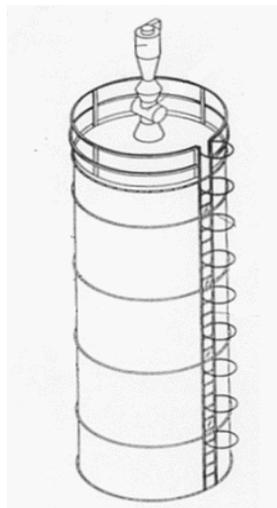
**Fig. 2.61 Torre.**



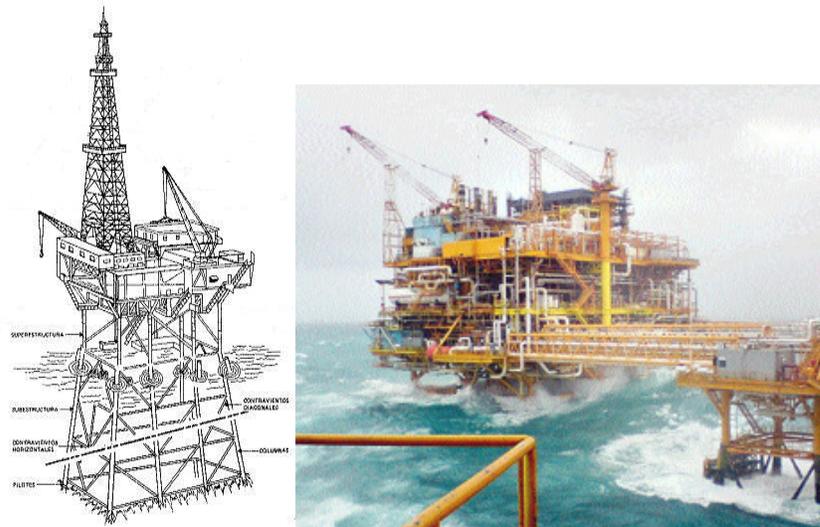
**Fig. 2.62 Edificios.**



**Fig. 2.63 Estadio.**



**Fig. 2.64 Silo.**



**Fig. 2.65 Plataforma.**

## 2.6 Concepto de rigidez estructural.

En ingeniería, la rigidez es la capacidad de un objeto sólido o elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones o desplazamientos.

Los coeficientes de rigidez son magnitudes físicas que cuantifican la rigidez de un elemento resistente bajo diversas configuraciones de carga. Normalmente las rigideces se calculan como la razón entre una fuerza aplicada y el desplazamiento obtenido por la aplicación de esa fuerza.

$$K_i = \frac{F_i}{\delta_i}$$

Para barras o vigas se habla así de rigidez axial, rigidez flexional, rigidez torsional o rigidez frente a esfuerzos cortantes, etc.

El comportamiento elástico de una barra o prisma mecánico sometido a pequeñas deformaciones está determinado por coeficientes elásticos. Estos coeficientes elásticos o rigideces depende de:

1. La sección transversal, cuanto más gruesa sea la sección más fuerza será necesaria para deformarla. Eso se refleja en la necesidad de usar cables más gruesos para arriostrar debidamente los mástiles de los barcos que son más largos, o que para hacer vigas más rígidas se necesiten vigas con mayor sección y más grandes.
2. El material del que esté fabricada la barra, si se fabrican dos barras de idénticas dimensiones geométricas, pero siendo una de acero y la otra de plástico la primera es más rígida porque el material tiene mayor módulo de Young ( $E$ ).
3. La longitud de la barra elástica ( $L$ ), fijadas las fuerzas sobre una barra estas producen deformaciones proporcionales a las fuerzas y a las dimensiones geométricas. Como los desplazamientos, acortamientos o alargamientos son proporcionales al producto de deformaciones por la longitud de la barra entre dos barras de la misma sección transversal y fabricada del mismo material, la barra más larga sufrirá mayores desplazamientos y alargamientos, y por tanto mostrará menor resistencia absoluta a los cambios en las dimensiones.

Funcionalmente las rigideces genéricamente tienen la forma:

$$K_i = \alpha_i \frac{E S_i}{L^{\beta_i}}$$

Donde:  $S_i$  es una magnitud puramente geométrica dependiente del tamaño y forma de la sección transversal,  $E$  es el módulo de Elasticidad,  $L$  es la longitud de la barra y  $\alpha_i$  y  $\beta_i$  son coeficientes adimensionales dependientes del tipo de rigidez que se está examinando.

Todas estas rigideces intervienen en la matriz de rigidez elemental que representa el comportamiento elástico dentro de una estructura.

### **-Rigidez axial**

La rigidez axial de un prisma o barra recta, como por ejemplo una viga o un pilar es una medida de su capacidad para resistir intentos de alargamiento o acortamiento por la aplicación de cargas según su eje. En este caso la rigidez depende sólo del área de la sección transversal (A), el módulo de Elasticidad del material de la barra (E) y la longitud (L) de la siguiente manera:

$$K_{ax} = \frac{N_x}{\delta_x} = \frac{EA}{L}$$

### **-Rigidez flexional**

La rigidez flexional de una barra recta es la relación entre el momento flector aplicado en uno de sus extremos y el ángulo girado por ese extremo al deformarse cuando la barra está empotrada en el otro extremo. Para barras rectas de sección uniforme existen dos coeficientes de rigidez según el momento flector esté dirigido según una u otra dirección principal de inercia. Esta rigidez viene dada:

$$K_{flex,y} = \frac{M_y}{\theta_y} = \frac{EI_y}{L} \quad K_{flex,z} = \frac{M_z}{\theta_z} = \frac{EI_z}{L}$$

Donde:  $I_z, I_y$  momento de inercia de la sección transversal de la barra, E es el módulo de Elasticidad y L es la longitud de la barra.

### -Rigidez frente a cortante

La rigidez frente a cortante es la relación entre los desplazamientos verticales de un extremo de una viga y el esfuerzo cortante aplicado en los extremos para provocar dicho desplazamiento. En barras rectas de sección uniforme existen dos coeficientes de rigidez según cada una de las direcciones principales:

$$K_{cort,y} = \frac{V_y}{\delta_y} = \frac{12EI_y}{L^3} \quad K_{cort,z} = \frac{V_z}{\delta_z} = \frac{12EI_z}{L^3}$$

Donde:  $I_z, I_y$  momento de inercia de la sección transversal de la barra, E es el módulo de Elasticidad y L es la longitud de la barra.

### -Rigidez torsional

La rigidez torsional en una barra recta de sección uniforme es la relación entre el momento torsor aplicado en un de sus extremos y el ángulo girado por este extremo, al mantener fijo el extremo opuesto de la barra:

$$K_{tors} = \tau_{tors} = \frac{M_x}{\theta_x} = \frac{GJ}{L}$$

Donde: G el módulo elástico transversal, J es el momento de inercia torsional y L la longitud de la barra.

### -Rigideces en placas y láminas

De manera similar a lo que sucede con elementos lineales las rigideces dependen del material y de la geometría, en este caso el espesor de la placa o lámina. Las rigideces en este caso tienen la forma genérica:

$$K_i = \alpha_i \frac{Eh^{\beta_i}}{(1 + \nu)^{\delta_i} (1 - \nu)^{\epsilon_i}}$$

Donde:

$E, \nu$ : Son respectivamente el módulo de Elasticidad y el coeficiente de Poisson.

$h$ : Es el espesor del elemento bidimensional.

$\beta_i$ : Es un entero y  $\{\delta_i, \epsilon_i\} \subset \{0, 1\}$ .

### **-Rigidez de membrana**

La rigidez de membrana es el equivalente bidimensional de la rigidez axial en el caso de elementos lineales viene dada por:

$$C = \frac{Eh}{(1 - \nu^2)} = \frac{2Gh}{(1 - \nu)}$$

Donde:  $E$  es el módulo de Elasticidad,  $G$  es el módulo elástico transversal,  $h$  es el espesor del elemento bidimensional y  $\nu$  el coeficiente de Poisson

### **-Rigidez flexional**

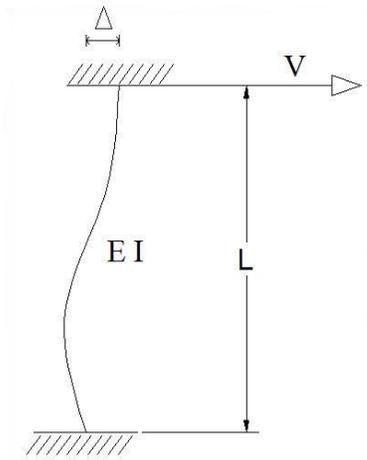
Para una placa delgada (modelo de Love-Kirchhoff) de espesor constante la única rigidez relevante es la que da cuenta de las deformaciones provocadas por la flexión bajo carga perpendicular a la placa. Esta rigidez se conoce como rigidez flexional de placas y viene dada por:

$$D = \frac{Eh^3}{12(1 - \nu^2)}$$

Donde:  $h$  espesor de la placa,  $E$  módulo de Elasticidad del material de la placa y  $\nu$  coeficiente de Poisson del material de la placa.

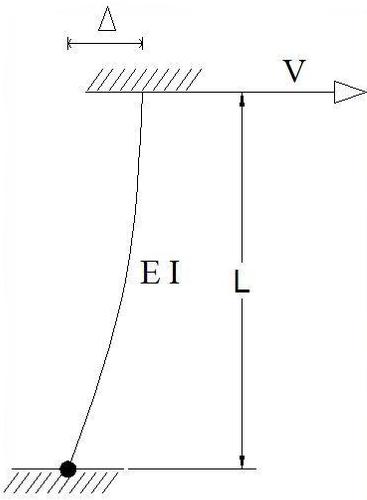
Debido a que la rigidez lateral es una de las más solicitadas en el análisis debido a las acciones laterales (viento o sismo) sobre la estructura hablaremos sobre esto con un poco más de profundidad.

En un edificio modelo como un sistema de un grado de libertad dinámica y sometido a fuerzas laterales (viento o sismo) el coeficiente de rigidez “k” representa la rigidez total de la estructura; muchos elementos contribuyen a esta rigidez. Para poder resolver problemas prácticos, sería bueno revisar la relación fuerza-desplazamiento (rigidez) de elementos estructurados comunes. (Ref. 12)



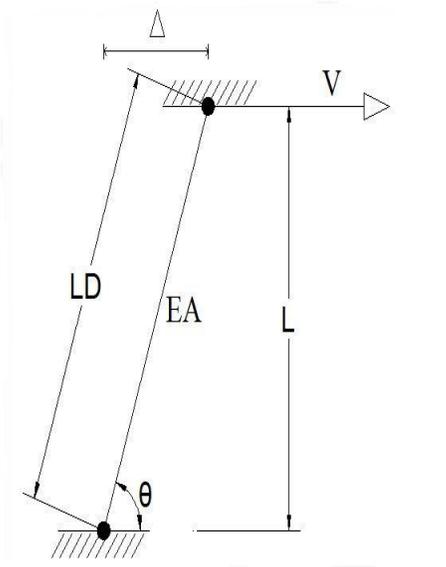
a) Rigidez de una barra empotrada-empotrada.

$$K = \frac{V}{\Delta} = \frac{12EI}{L^3}$$



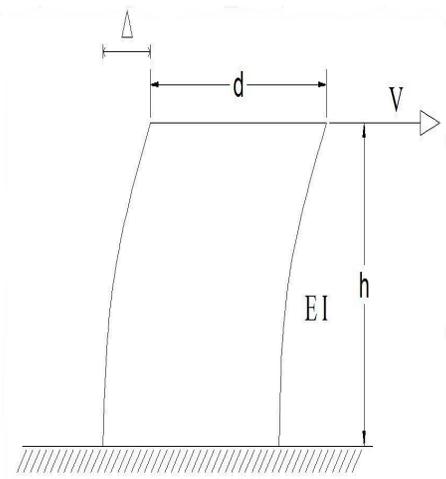
b) Rigidez de una barra articulada-empotrada.

$$K = \frac{V}{\Delta} = \frac{3EI}{L^3}$$



c) Rigidez contraviento diagonal articulado-articulado.

$$K = \frac{V}{\Delta} = \frac{EA}{L} \cos^2 \theta \cdot \sin \theta = \frac{EA}{LD} \cos^2 \theta$$



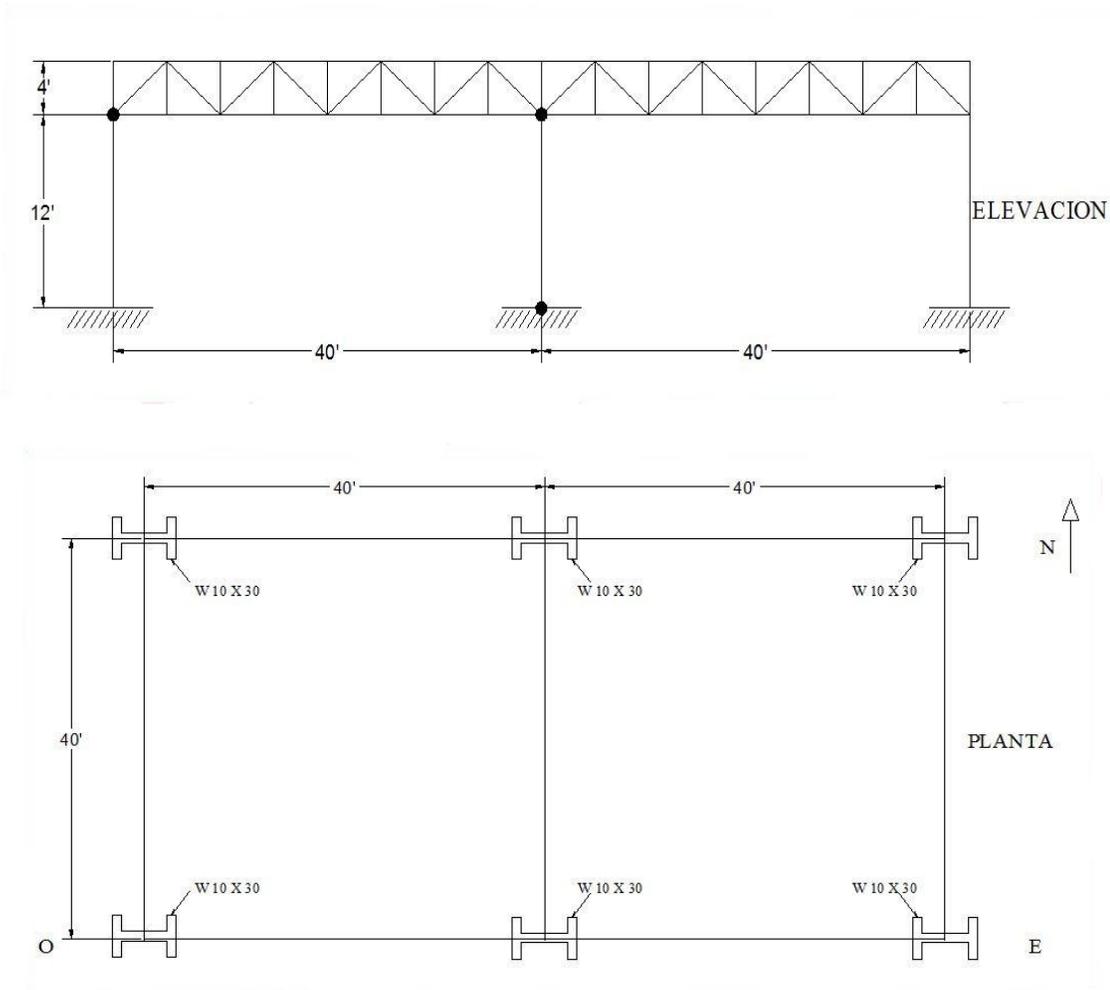
d) Rigidez de un muro.

$$K = \frac{V}{\Delta} = \frac{3EI}{h^3 \left[ 1 + 0.6(1+\nu) \frac{d^2}{h^2} \right]}$$

Donde:  $\nu$  es el coeficiente de Poisson del material.

**Ejemplo de cálculo de rigidez lateral.**

Determinar la Rigidez lateral del sistema estructural de la Fig.2.66; la cual que esta proporcionada por las columnas tipo W 10 X 30. (Ref. 12)



**Fig. 2.66 Elevación y Planta de un sistema estructural**

**Solución:**

La rigidez total de las dos columnas del este es:

$$K_e = \frac{12EI}{L^3} = \frac{12 \times 29,000(2 \times 170)}{(12 \times 12)^3} = 39.63 \text{Kips/in}$$

La rigidez total de las dos columnas del centro es:

$$K_c = 0 \quad \text{Esto es por que tiene articulación en sus extremos.}$$

La rigidez total de las dos columnas del oeste es:

$$K_o = \frac{3EI}{L^3} = \frac{3 \times 29,000(2 \times 170)}{(12 \times 12)^3} = 9.91 \text{Kips/in}$$

La rigidez total un la dirección Este-Oeste es:

$$K = K_e + K_c + K_o = 39.63 + 0 + 9.91 = 49.54 \text{Kips/in}$$

### **2.6.1 Rigidez de entrepiso.**

Para distribuir las fuerzas cortantes horizontales entre los elementos que resisten fuerzas laterales, es necesario calcular la rigidez, en cualquier entrepiso de todos los marcos o muros resistentes en que puede descomponerse el edificio. (*Ref. 3*)

La rigidez de entrepiso es la relación que existe entre la fuerza cortante resistida por un marco, muro o contraviento en un entrepiso y el desplazamiento horizontal relativo entre los dos niveles consecutivos. La rigidez así definida no es independiente del sistema de fuerzas laterales. Por lo tanto, para calcularla con rigor, debe conocerse tal sistema con anterioridad, lo cual en general no es posible.

En marcos ordinarios de edificios, el empleo de sistemas de cargas que no son estrictamente proporcionales al definitivo de análisis, introduce errores de poca importancia, y usualmente las rigideces calculadas a partir de hipótesis simplificadas sobre la forma del sistema de fuerzas laterales son satisfactorias. En muros, contravientos y ciertos marcos es indispensable tener en cuenta la variación de la carga lateral.

### **2.6.2 Fórmulas de Wilbur.**

En el caso de marcos regulares, formados por piezas de momento de inercia constante en los que las deformaciones axiales son depreciables y las columnas tienen puntos de inflexión (Ver Fig. 2.67), la determinación de la rigidez de entrepiso puede hacerse a partir de las fórmulas aproximadas de Wilbur. (*Ref. 3*)

La versión que se presente se basa en las siguientes hipótesis:

- 1) Los giros en todos los nudos de un nivel y de los dos niveles adyacentes son iguales, excepto en el nivel de desplante, en donde puede suponerse empotramiento o articulación, según sea el caso.

- 2) La fuerza cortante en los dos entresijos adyacentes al que interesa, son iguales a la de éste.

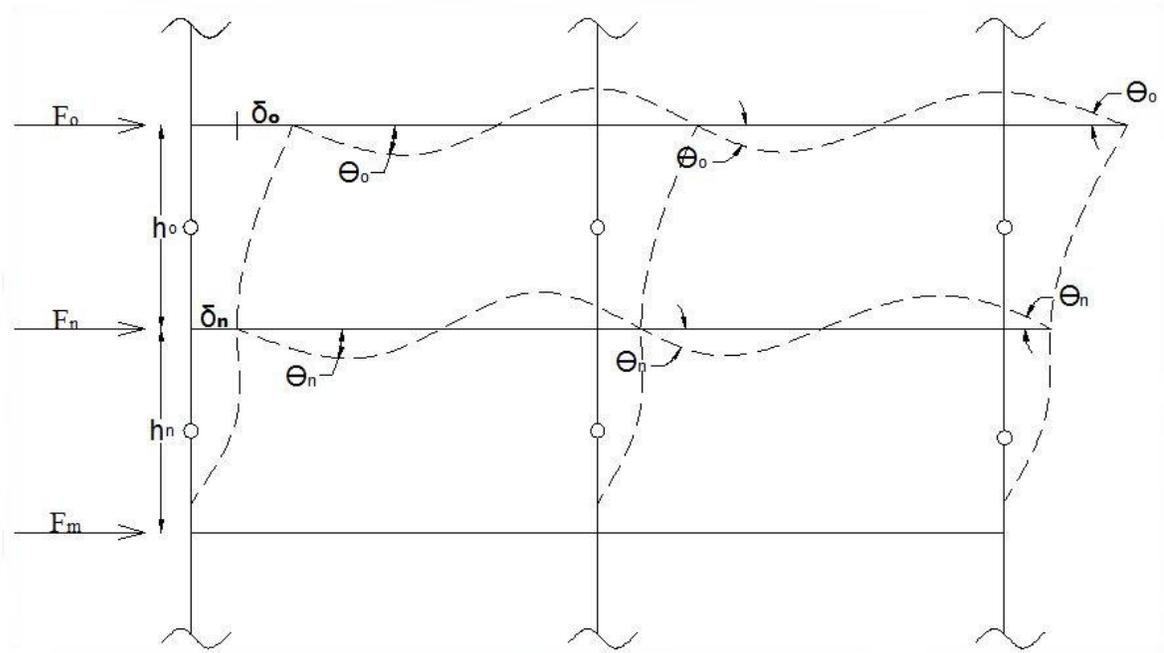


Fig. 2.67 Entresijo de un marco cualquiera.

De aquí resultan las siguientes expresiones: (Ref. 2)

- Para el primer entresijo.

Suponiendo columnas empotradas en la cimentación:

$$R_1 = \frac{48E}{(D_1 \times h_1)} \quad D_1 = \frac{4h_1}{\sum K_{cl}} + \frac{(h_1 + h_2)}{(\sum K_{t1} + \frac{\sum K_{cl}}{12})}$$

Suponiendo columnas articuladas en la cimentación:

$$R_1 = \frac{24E}{(D_1 \times h_1)} \quad D_1 = \frac{8h_1}{\sum K_{cl}} + \frac{(2h_1 + h_2)}{(\sum K_{t1})}$$

- Para el segundo entrepiso.

Suponiendo columnas empotradas en la cimentación:

$$R_2 = \frac{48E}{(D_2 \times h_2)} \quad D_2 = \frac{4h_2}{\sum K_{c2}} + \frac{(h_1 + h_2)}{\left(\sum K_{t1} + \frac{\sum K_{c1}}{12} + \frac{(h_2 + h_3)}{\sum K_{t2}}\right)}$$

Suponiendo columnas articuladas en la cimentación:

$$R_2 = \frac{48E}{(D_2 \times h_2)} \quad D_2 = \frac{4h_2}{\sum K_{c2}} + \frac{(2h_1 + h_2)}{(\sum K_{t1})} + \frac{(h_2 + h_3)}{(\sum K_{t2})}$$

- Para entrepisos intermedios.

$$R_n = \frac{48E}{(D_n \times h_n)} \quad D_n = \frac{4h_n}{\sum K_{cn}} + \frac{(h_m + h_n)}{(\sum K_{tm})} + \frac{(h_n + h_o)}{(\sum K_{tn})}$$

De las formulas precedentes hemos definido:

**E**: Módulo de elasticidad.

**R<sub>n</sub>**: Rigidez del entrepiso en cuestión.

**K<sub>tm</sub>**: Rigidez (I/L) de las vigas del nivel sobre el entrepiso n.

**K<sub>cn</sub>**: Rigidez (I/L) de las columnas del entrepiso n.

**m, n, o**: índices que identifican tres niveles consecutivos de abajo hacia arriba.

**h<sub>n</sub>**: Altura de entrepiso n.

Para el entrepiso superior, si se acepta que la cortante del penúltimo piso es el doble que la del último, se encuentra que es aplicable la fórmula para entrepisos intermedios, poniendo  $2h_m$  en vez de  $h_m$  y haciendo  $h_o=0$ .

### 2.6.2.1 Ejemplo del cálculo de rigidez de entrepiso con las fórmulas de Wilbur.

Para el marco de la Figura 2.68 tenemos  $E= 2000000 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $I = 7500 \text{ cm}^4$ ,  $h_1= 600 \text{ cm}$ ,  $h_2= 450 \text{ cm}$ ,  $h_3= 400 \text{ cm}$ ,  $h_4= 400 \text{ cm}$ , y  $L= 400 \text{ cm}$  para todas las crujeas.

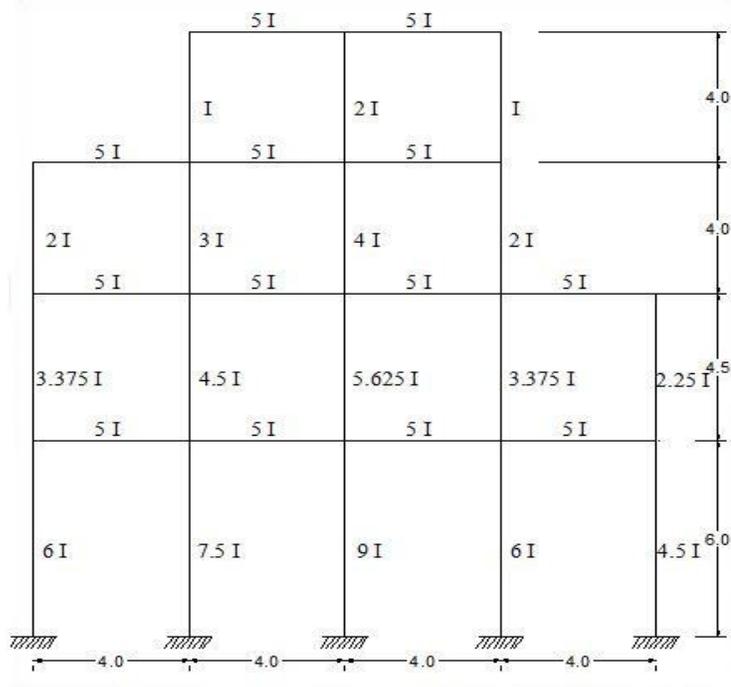


Fig. 2.68 Marco cualquiera para ejemplo de rigidez de entrepiso.

$$\Sigma K_{c1} = (6 + 7.5 + 9 + 6 + 4.5) (7500/600) = 412.50 \text{ cm}^3$$

$$\Sigma K_{c2} = (3.375 + 4.5 + 5.625 + 3.375 + 2.25) (7500/450) = 318.75 \text{ cm}^3$$

$$\Sigma K_{c3} = (2 + 3 + 4 + 2) (7500/400) = 206.25 \text{ cm}^3$$

$$\Sigma K_{c4} = (1 + 2 + 1) (7500/400) = 75.00 \text{ cm}^3$$

$$\Sigma K_{t1} = (5 + 5 + 5 + 5) (7500/400) = 375.00 \text{ cm}^3$$

$$\Sigma K_{t2} = (5 + 5 + 5 + 5) (7500/400) = 375.00 \text{ cm}^3$$

$$\Sigma K_{t3} = (5 + 5 + 5) (7500/400) = 281.25 \text{ cm}^3$$

$$\Sigma K_{t4} = (5 + 5) (7500/400) = 187.50 \text{ cm}^3$$

Usando las fórmulas para columnas empotradas en la cimentación, se llega a:

$$D_1 = \frac{4 \times 600}{412.50} + \frac{(600 + 450)}{\left(375.00 + \frac{412.50}{12}\right)} = 8.3831 / \text{cm}^2$$

$$D_2 = \frac{4 \times 450}{318.75} + \frac{(600 + 450)}{\left(375.00 + \frac{412.50}{12}\right)} + \frac{(450 + 400)}{375.00} = 10.4786 / \text{cm}^2$$

$$D_3 = \frac{4 \times 400}{206.25} + \frac{(450 + 400)}{(375.00)} + \frac{(400 + 400)}{281.25} = 12.8687 / \text{cm}^2$$

$$D_4 = \frac{4 \times 400}{75.00} + \frac{(2 \times 400 + 400)}{(281.25)} + \frac{(400 + 0)}{187.50} = 27.7333 / \text{cm}^2$$

Sustituyendo los valores obtenidos en las formulas para obtener las rigideces:

$$R_1 = \frac{48 \times 2000000}{8.3831 \times 600} = 19086 \text{ Kg/cm}$$

$$R_2 = \frac{48 \times 2000000}{10.4780 \times 450} = 20360 \text{ Kg/cm}$$

$$R_3 = \frac{48 \times 2000000}{12.8687 \times 400} = 18650 \text{ Kg/cm}$$

$$R_4 = \frac{48 \times 2000000}{27.7333 \times 400} = 8654 \text{ Kg/cm}$$

Las rigideces de entrepiso calculadas por este método se usan con frecuencia para distribuir las fuerzas cortantes en los entrepisos, donde interesan las rigideces relativas de un marco con respecto a otro.

## 2.7 Sistemas de piso.

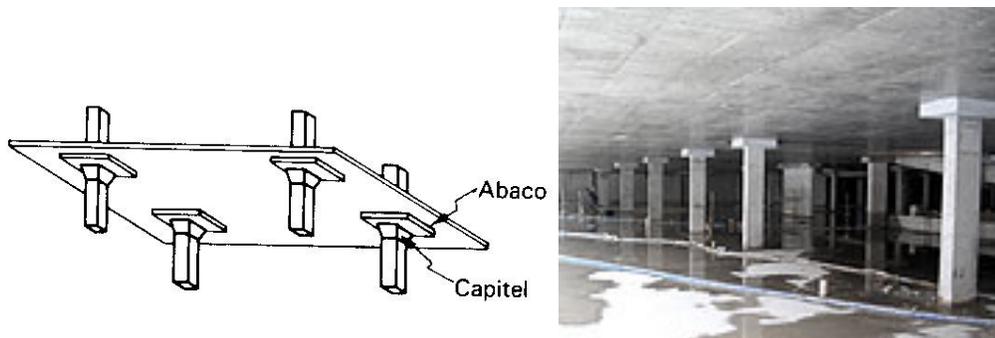
En la mayoría de las contracciones, y principalmente en los edificios, pueden identificarse dos subsistemas estructurales acerca de los cuales pueden tomarse algunas decisiones independientes, relativas a la solución más conveniente, antes de proceder al análisis de la estructura completa. Estos subsistemas son el horizontal, o de los sistemas de piso, y el vertical, o de los elementos de soporte. (Ref. 1)

La función estructural de un sistema de piso es de transmitir las cargas verticales hacia los apoyos que a su vez las bajan hasta la cimentación. Es casi siempre necesario que cumpla además la función de conectar los elementos verticales y distribuir entre ellos las cargas horizontales, para lo cual debe formar un diafragma con alta rigidez en su plano. Por ser los de piso sistemas planos, las cargas verticales introducen momentos flexionantes importantes, lo que hace críticos los problemas de flechas y vibraciones.

Por lo anterior, el espesor y las características que definen la rigidez del sistema de piso están regidos generalmente por el cumplimiento de estados límites de servicio.

El concreto reforzado es el material más usado para sistemas de piso por su durabilidad, moldeabilidad y economía.

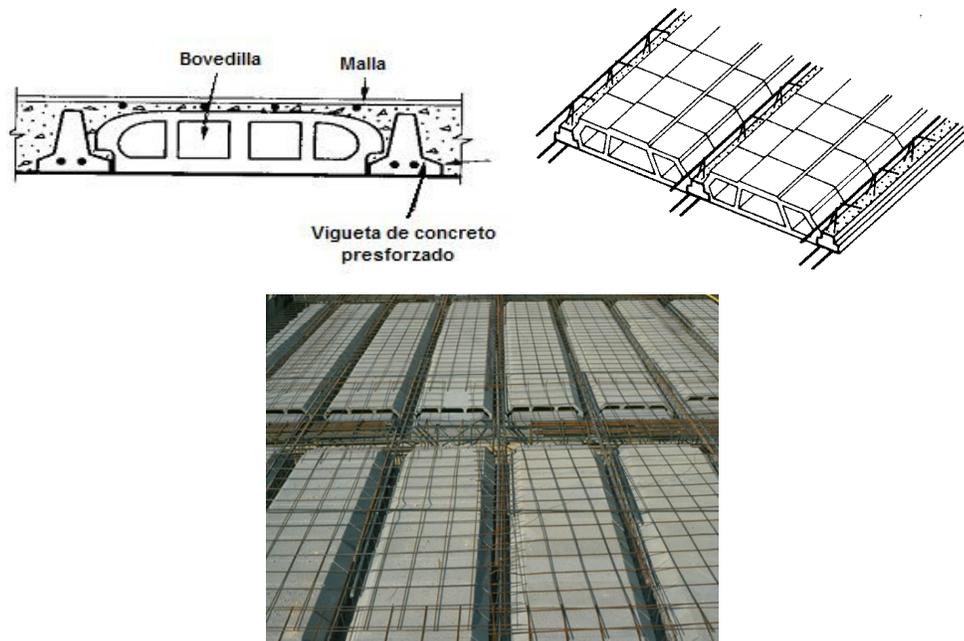
Para claros pequeños la solución de placa **plana maciza** es la más conveniente, de las cuales pueden ser losas en una o dos direcciones, de las cuales se hablaron en la sección de elementos planos. Para claros mayores, el peralte necesario hace esta solución muy pesada y obligada al empleo de ábacos y capiteles (Ver Fig. 2.69).



**Fig. 2.69 Losa plana maciza.**

Existen diversas variantes que no alteran el funcionamiento estructural pero que presentan algunas ventajas constructivas.

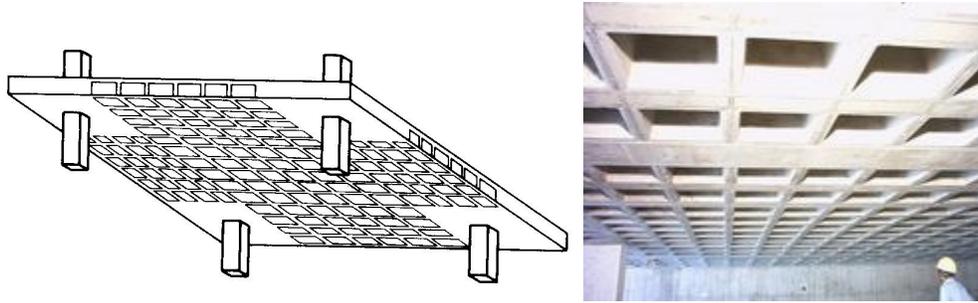
Los sistemas de **vigueta y bovedilla** permiten la integración de unas vigas prefabricadas de concreto presforzado, o tipo armadura, con una capa de compresión colada en sitio (Ver Fig. 2.70).



**Fig. 2.70 Sistema de vigueta y bovedilla.**

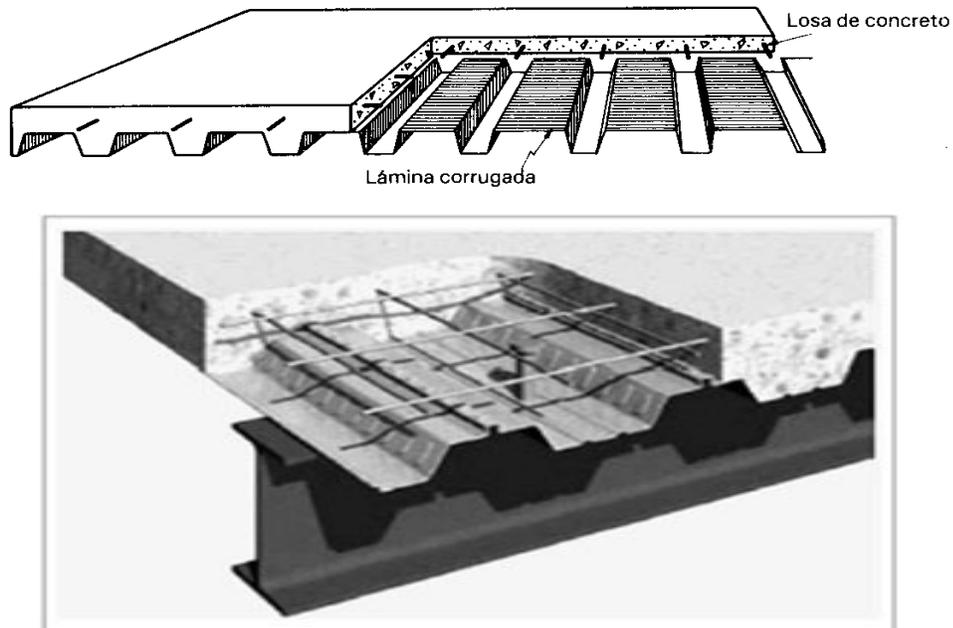
Este tipo de losa generalmente trabaja en una sola dirección lo que reduce en parte eficiencia.

Más atractivo resulta para casos de aligeramiento formar huecos por medio de los elementos removibles o que quedan formando parte de la losa en este caso llamada **losa reticular** como se muestra en la Fig. 2.71. Se genera en esta forma una retícula de nervaduras poco espaciadas en las que se concentra el refuerzo de flexión. Los problemas de estas losas se presentan en el diseño por cortante de la zona alrededor de la columna para evitar la falla de punzamiento.



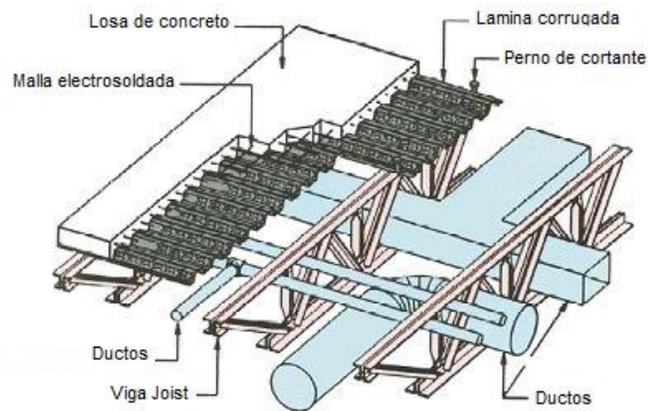
**Fig. 2.71 Losa reticular.**

Nuevamente, existen diversas variantes que pretenden simplificar la cimbra y la construcción de la losa. Una de ellas es la llamada **losacero** (Ver Fig. 2.72) la cual usa una lámina de acero corrugada apoyada sobre las vigas, como cimbra de la losa de concreto, con la cual se logra continuidad por medio de corrugaciones en las láminas en las cuales penetra el concreto produciendo un anclaje mecánico. De esta manera la lámina de acero de alta resistencia, trabaja en tensión eliminando o reduciendo la necesidad de refuerzo en el lecho inferior. El sistema es particularmente indicado para pisos que deben soportar cargas elevadas.



**Fig. 2.72 Sistema losacero.**

La construcción compuesta resulta muy económica cuando se emplean elementos ligeros de acero como perfiles de lámina delgada o pequeñas armaduras conectadas a la losa de concreto (Ver Fig. 2.73). Este sistema de armadura y la lámina corrugada de acero se conectan en taller para que esta última funciones como cuerda de compresión de la armadura en el periodo de construcción. Recibido el concreto sin necesidad de cimbra, los tres elementos trabajan con una sola unidad que puede soportar cargas considerables.



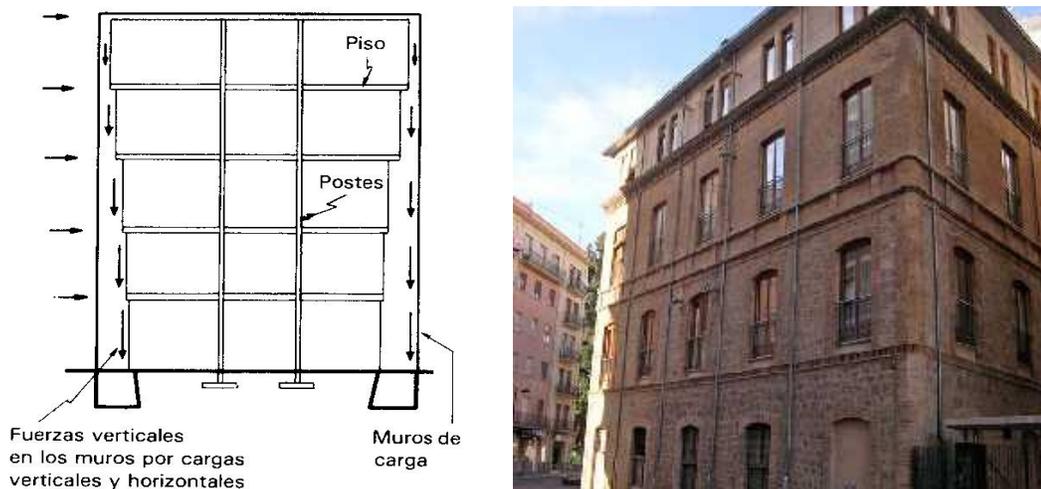
**Fig. 2.73 Sistema de piso de losa de concreto sobre vigas joists**

## 2.8 Distintos tipos de estructuración en edificios.

El sistema estructural debe permitir proporcionar resistencia a las fuerzas laterales y rigidez para mantener las deformaciones ante esas cargas dentro de límites tolerables. El segundo aspecto suele ser más decisivo que el primero para definir el esquema estructural apropiado. No puede separarse de manera tajante el estudio del sistema de soporte vertical del relativo a los sistemas de piso de un edificio, ya que el trabajo en conjunto es el que define el comportamiento y la eficiencia, especialmente en lo que se refiere a cargas laterales. (Ref. 1)

### 2.8.1 Estructuración a base de muros de carga.

Los muros de carga de mampostería han constituido el sistema estructural clásico para edificios de varios niveles (Ver Fig. 2.74), asociados a sistemas de piso de madera o de bóveda de mampostería. La limitación de este sistema se debe a que su escasa resistencia a la compresión y en tensión obliga a una densidad de muros con espesores considerables. Por ello la estructuración implica la subdivisión del espacio en áreas pequeñas, como en edificios de vivienda y hospitales. (Ref. 1)

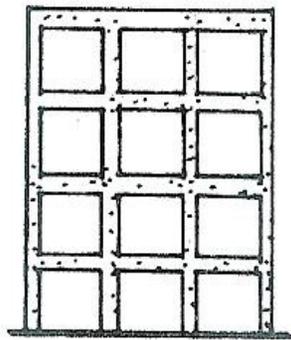


**Fig. 2.74 Estructuración típica de un edificio de varios pisos hasta principios de siglo (Tipo poste y dintel con muros de carga).**

En la actualidad la construcción a base de muros de carga de mampostería se empela usualmente para edificios hasta cerca de cinco pisos, aunque existen ejemplos de construcciones de 15 o más pisos con muros de mampostería de piezas de alta resistencia y con altas cantidades de refuerzo.

### 2.8.2 Estructuración a base de marcos rígidos.

La adopción del marco rígido en la primera década de este siglo permitió superar esas alturas y llegar a edificaciones del orden de los 50 pisos. El marco rígido de acero fue el preferido para los rascacielos, por la rapidez de construcción y por la poca área de columnas que se tiene en plantas. Algunas décadas más tarde se comenzaron a usar los marcos de concreto para edificios hasta de 20 a 30 pisos, aprovechando el menor costo que en muchos países se tenía con este sistema estructural. Sin embargo, la pérdida progresiva de área útil que se tenía por las dimensiones de columnas cada vez mayores a medida que aumentaba el número de pisos, limitó el empleo de este sistema y dio lugar al desarrollo de otros que no tuvieran esta deficiencia. Por otra parte, el marco es una estructura que resiste cargas laterales esencialmente por flexión de sus miembros, lo que lo hace poco rígido, especialmente cuando los claros son considerables. Lo anterior ocasiona que la estructuración a base de marcos no sea muy eficiente para edificios altos (Ver Fig. 2.75).



**Fig. 2.75 Estructuración típica a base de marcos rígidos (Empire State Building).**

No es posible fijar un límite general para el número de pisos que es económicamente conveniente estructurar con marcos. En zonas poco expuestas a sismos o huracanes este límite se encuentra en poco más de 20 pisos. En zonas de alto riesgo sísmico es probablemente menor de 10 pisos.

### 2.8.3 Estructuración a base de muros de cortante.

La forma mas popular de rigidización para marcos de acero como de concreto es la de un muro de rigidez de mampostería o de concreto. Este caso puede visualizarse como una viga vertical de gran peralte y en voladizo. Éste tiene gran rigidez cuando la relación altura a longitud es relativamente pequeña. En estos casos el muro absorbe prácticamente la totalidad de las cargas laterales (Ver Fig. 2.76), mientras que el diseño del marco queda regido por la resistencia a cargas verticales únicamente. (Ref. 1)

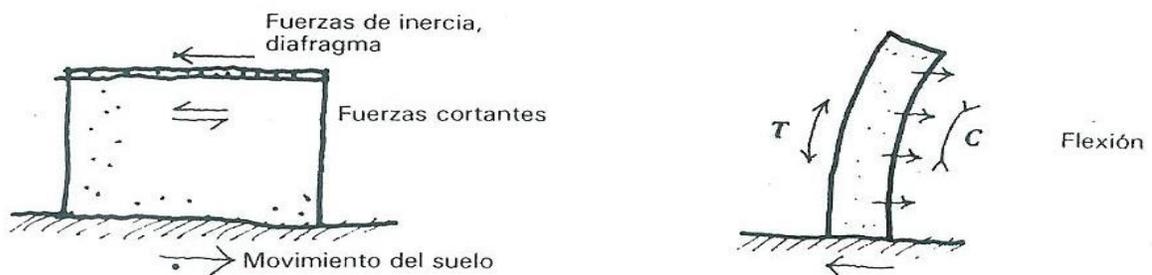
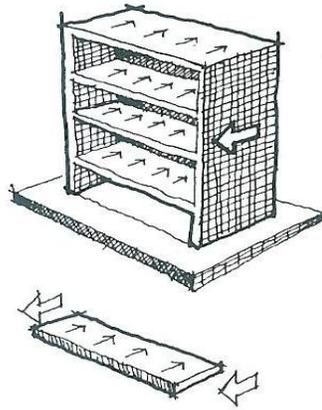


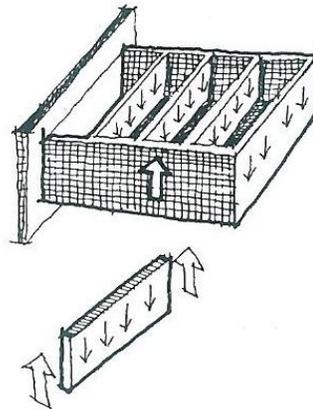
Fig. 2.76 Fuerzas en muros de cortante.

En la figura se ilustra un edificio con muros de cortante en sus extremos. El movimiento del suelo mueve al edificio y crea fuerzas de inercia que mueven a su vez a los diagramas de piso (Ver Fig. 2.77). Este movimiento es restringido por los muros de cortante, las fuerzas se transmiten hacia abajo hasta la cimentación. (Ref. 4)



**Fig. 2.77 Edificio a base de muros de cortante.**

Si se imagina que el edificio se voltea hasta proyectarse horizontalmente (Ver Fig. 2.78), resulta claro que los muros cortantes estarían actuando como vigas en voladizo que soportan vigas representadas por los diafragmas de piso. (Ref. 4)



**Fig. 2.78 Muros de cortante: analogía vertical como vigas en voladizo.**

Sin embargo, a diferencia de un voladizo normal que soporta fuerzas de gravedad, el muro de cortante debe resistir fuerzas dinámicas que están invirtiendo su dirección mientras continúe el movimiento fuerte (Fig. 2.79), lo cual depende de las características del sismo. (Ref. 4)

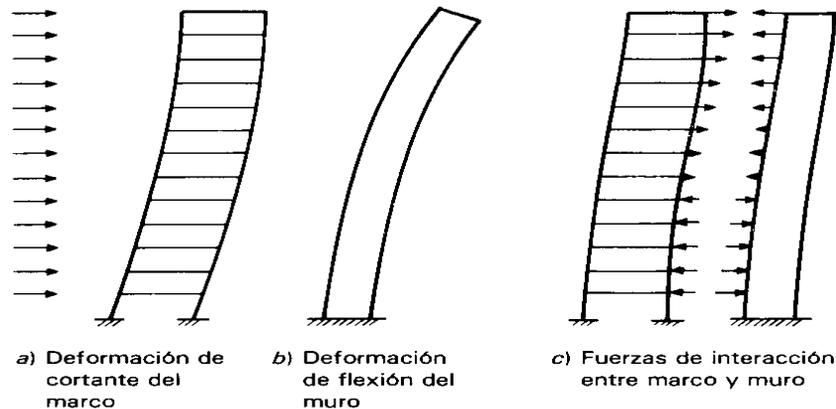


**Fig. 2.79 Inversión direccional.**

El tamaño y localización de los muros de cortante son críticos. Las plantas se pueden concebir como conjuntos de elementos resistentes con orientaciones variables para resistir las fuerzas de translación, que se colocan a distancias variables del centro de rigidez para resistir fuerzas de torsión. (Ref. 4)

Cuando la relación altura a longitud del muro crece, se reduce muy rápidamente su rigidez y se presenta una interacción bastante compleja entre marco y muro. Existe una diferencia importante en la manera en que los dos tipos de sistemas se deforman lateralmente.

En un marco la deformación de un piso relativa al inferior (desplazamiento relativo de entrepiso) es proporcional a la fuerza lateral total aplicada arriba de dicho entrepiso (cortante de entrepiso), de manera que el desplazamiento relativo de entrepiso tiende a ser mayor en los pisos inferiores que en los superiores (a menos que las dimensiones de las secciones se reduzcan radicalmente con la altura). Un muro esbelto, por el contrario, los desplazamientos relativos crecen en los pisos superiores, ya que las deformaciones de cortante dejan de ser significativas y la deformada del muro es como la de una viga en voladizo. Las configuraciones deformadas típicas son como las de la Figura 2.80, en las que se presentan además las fuerzas de interacción entre marco y muro. (Ref. 1)

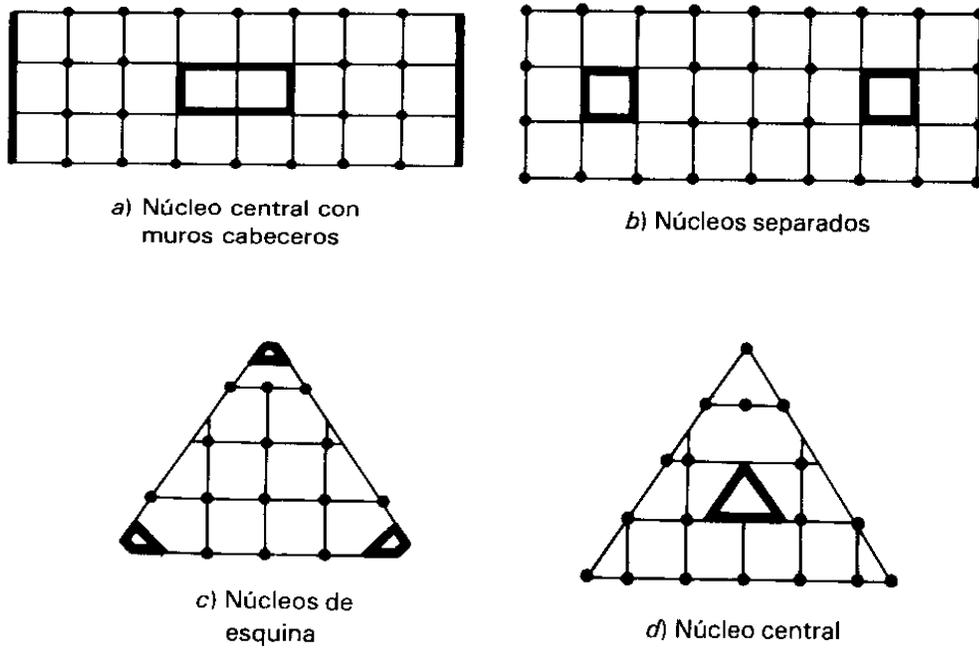


**Fig. 2.80 Interacción de marcos y muros ante cargas laterales.**

En pisos inferiores la rigidez del muro es muy alta y restringe casi totalmente la deformación en los marcos. En los pisos superiores el muro tiende a presentar grandes deflexiones, mayores de las que sufrirá el marco si tuviera que resistir toda la carga lateral por sí solo. Por ello, en lugar de colaborar con los marcos a resistir las cargas laterales, el muro origina un incremento en las fuerzas que éstos deben resistir. (*Ref. 1*)

Para que un muro rigidice una estructura de manera efectiva, su sección debe tener un momento de inercia tal que evite que se presente el fenómeno descrito anteriormente. En edificios de pocas decenas de pisos es relativamente sencillo disponer de uno o más muros que cumplan esta condición. (*Ref. 1*)

También se pueden utilizar los llamados núcleos de rigidez, los cuales están formados de muros de cortantes, los cuales se pueden formar aprovechando los ductos de servicios (escaleras, elevadores, instalaciones) que por su sección cerrada proporcione gran rigidez (Ver Fig. 2.81). Por ello la estructuración con núcleos de rigidez es la solución más común en edificios de esta índole, en zonas donde se deben resistir fuerzas laterales significativas.



**Fig. 2.81** Diferentes distribuciones de núcleos y muros de rigidez para edificios altos.

Un aspecto importante es que la ubicación de los muros en planta sea simétrica para que no se presenten torsiones en la respuesta ante cargas laterales. (*Ref. 1*)

En la Fig. 2.82 se ilustran algunos aspectos conceptuales de colocación de muros dentro de plantas con formas geométricas sencillas. (*Ref. 4*)

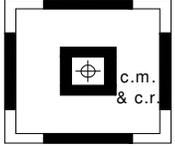
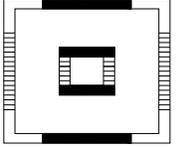
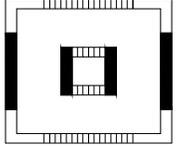
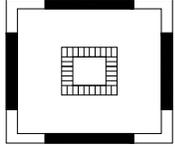
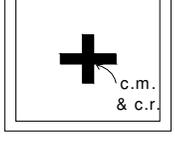
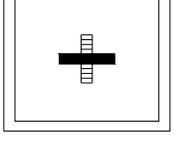
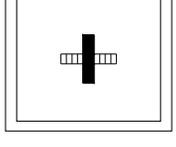
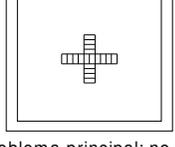
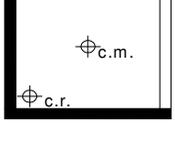
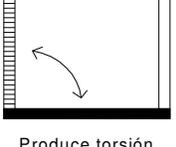
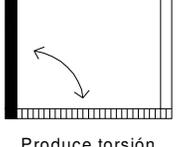
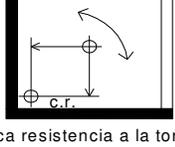
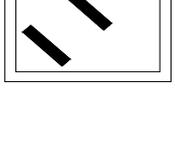
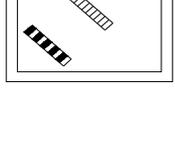
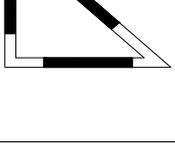
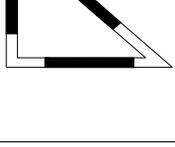
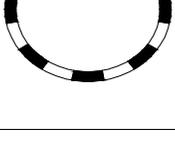
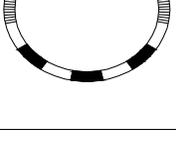
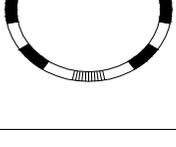
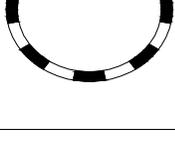
Configuración esquemática.	Elementos resistentes para fuerzas sísmicas. ↔	Elementos resistentes para fuerzas sísmicas. ↕	Elementos resistentes para torsión. ↻
			
			 Problema principal: no hay resistencia a la torsión
	 Produce torsión	 Produce torsión	 Poca resistencia a la torsión (brazo de palanca pequeño)
	 El análisis sobre dos ejes no es suficiente: para las fuerzas a lo largo de este eje diagonal ↗ no hay elementos resistentes.		
	 Aunque los triángulos pueden parecer intuitivamente muy buenas formas estructurales, tienden a producir plantas descompensadas.		
			

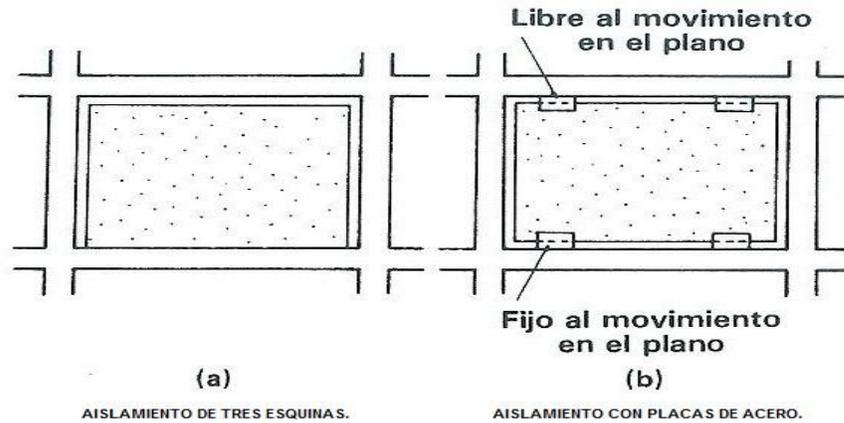
Fig. 2.82 Localización de muros de cortante.

#### **2.8.4 Estructuración con elementos de suspensión (muros no estructurales).**

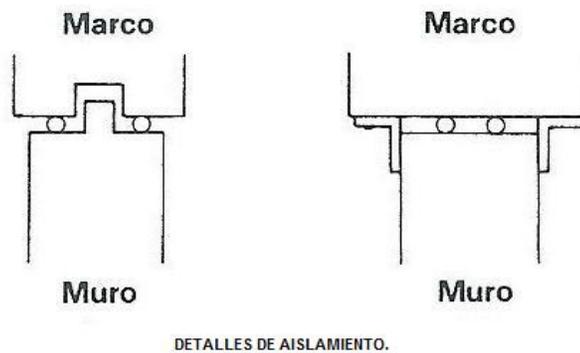
Los elementos en suspensión se refieren a los muros no estructurales suspendidos en edificios con marco flexible; es decir, construidos en edificios estructurados con columnas y travesaños que forman marcos que trabajan básicamente a base de deformaciones elásticas, y por lo tanto, durante los eventos sísmicos, experimentan desplazamientos relativos considerables entre pisos consecutivos. Estos muros no estructurales se caracterizan por las siguientes partes básicas:

- Muro: que podrá ser de cualquier material, y podrá ser prefabricado o construido en la misma obra.
- Elementos de suspensión: Que podrá ser de acero o de cualquier otro material con alta resistencia a la tensión.
- Elemento inferior de carga dentro del muro: Que generalmente será una dala, pero podrá ser de cualquier otro material, dependiendo de la distribución de los elementos de suspensión se podrá omitir el elemento inferior de carga dentro del muro.

Las partes de este sistema están dispuestas de la siguiente manera: el muro gravitará inerte dependiendo de los elementos de suspensión y/o apoyado en el elemento inferior de carga dentro del muro. Los elementos de suspensión estarán anclados en el entrepiso superior al muro. El elemento inferior de carga dentro del muro, en caso de ser necesario, se apoyará exclusivamente en los elementos de suspensión, sin tener contacto con ningún otro elemento estructural del edificio (Ver Figuras 2.83 y 2.84)



**Fig. 2.83 Aislamiento de los marcos de los muros no estructurales.**



**Fig. 2.84 Detalles del aislamiento de muros no estructurales y marcos.**

Las funciones que desempeñan los muros no suspendidos son: permitir en los edificios estructurados con marcos flexibles a la libre deformación elástica de los mismos durante los eventos sísmicos, permitiendo la absorción de energía cinética de la estructura; es decir, proporcionando a la estructura libertad suficiente para desarrollar los esfuerzos de flexión dinámica para la que fue calculada, sin el peligro de interferencia, agrietamientos, daños y eventual caída de los muros. (Ref. 5)

Es muy común el concepto erróneo de que los rellenos de mampostería de los marcos de acero estructural o de concreto reforzados tan sólo incrementan la capacidad total a las cargas laterales y que por consiguiente, siempre deben ser benéficos para el comportamiento sísmico. *(Ref. 6)*

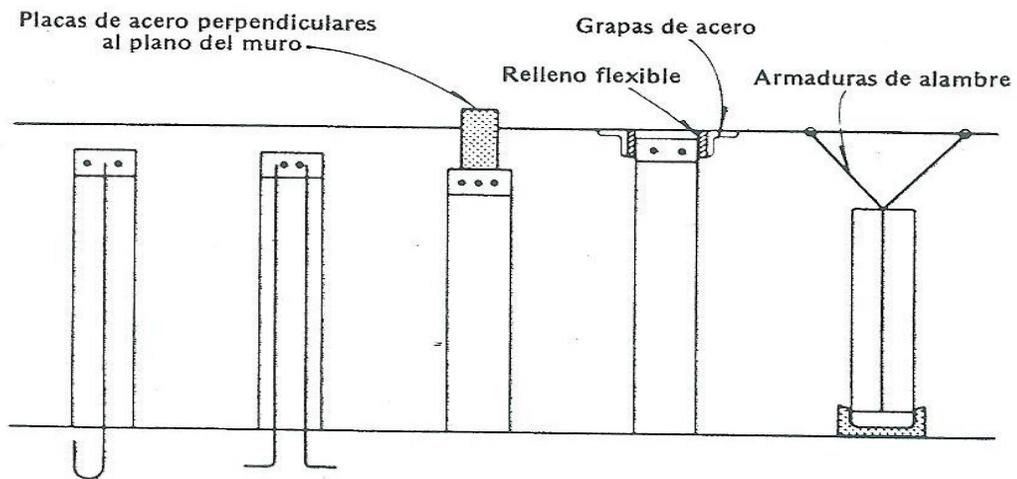
De hecho, existen numerosos ejemplos de daños producidos por temblores que pueden atribuirse a una modificación estructural del marco básico, debido a los llamados muros de relleno no estructurales y a tableros confinados.

La incorporación de los rellenos de mampostería tiene como resultado una reducción en el período fundamental, y un incremento de los cortantes sísmicos, produciendo con frecuencia una falla de cortante en las columnas del marco.

Si se usa el relleno de mampostería hay dos alternativas para el diseñador:

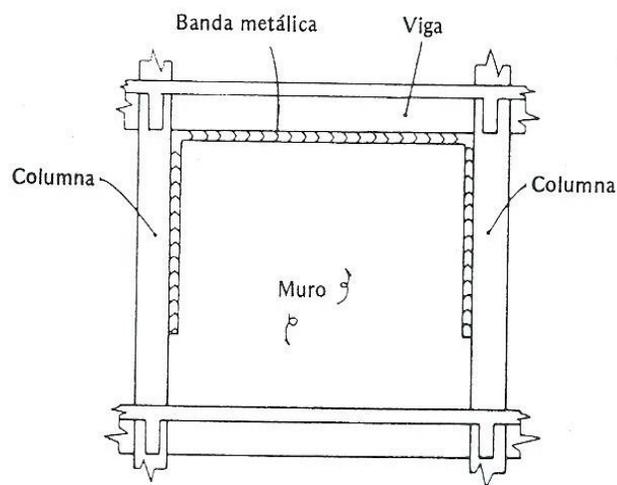
- Aislar en forma efectiva el tablero de las deformaciones del marco.
- Asegurar un contacto íntimo y continuo entre el tablero y el marco, y diseñar ambos para las fuerzas sísmicas a las cuales estarán sujetos.

Para garantizar el comportamiento normal del marco, los tableros de relleno pueden separarse estructuralmente alrededor de los lados y en el extremo superior (Ver Fig. 2.85), para permitir la deformación libre del marco en relación con el tablero. *(Ref. 6)*



**Fig. 2.85 Detalle común de conexión para muros no estructurales.**

Existe una conexión tablero-muro en la que se usa una banda de metal periférica, que consiste en pequeños cercos de metal con poca separación entre marco y tablero (Ver Fig. 2.86). Los cercos se pueden diseñar para que fluyan a una carga lo suficientemente pequeña como para proteger los tableros de un daño serio ante movimiento relativo entre éste y el marco y, de esta manera, proporcionar una cantidad importante de disipación de energía. (Ref. 6)



**Fig. 2.86 Conexión disipadora de energía entre muro y marco.**

### **2.8.5 Estructuración a base de elementos prefabricados.**

Cuando se habla de prefabricación suele entenderse, por regla general, un sistema constructivo basado en la fabricación de elementos estructurales en una posición distinta de la que tendrá en la estructura terminada. Este concepto amplio de prefabricación incluye, por ejemplo las siguientes modalidades: (*Ref. 7*)

- Estructuras construidas totalmente con elementos prefabricados en plantas especiales de prefabricación o plantas montadas en el lugar de la obra.
- Estructuras mixtas en las que se combinan elementos prefabricados con elementos colados en el lugar; el conocido sistema de losas planas coladas en el piso y levantadas después a su lugar definitivo “lift slabs”.

En cualquier caso los elementos prefabricados, pueden ser de concreto reforzado ordinario o de concreto presforzado, según las características, técnicas y económicas del elemento en cuestión.

En este campo, el uso del concreto presforzado ha tenido un mayor crecimiento por que ha permitido la combinación económica de las funciones estructurales y arquitectónicas. Por ejemplo, en los centros comerciales, se necesitan claros modernamente grandes para permitir la flexibilidad y los cambios de los muros divisorios; los muros exteriores deben ser atractivos y funcionales, lo cual conduce al uso de paneles de vigas “TT”, ya sean de concreto simple o con los agregados expuestos, y ocasionalmente pintado. (*Ref. 7*)

El sistema estructural predominante ha sido el que está compuesto por columnas, traveses “T” invertidas, losas de piso precoladas aligeradas o a base de losas “TT” y losas de techo a base de vigas “I” dobles o sencillas. (*Ref. 7*)

Algunos de los elementos básicos que se utilizan en estos sistemas son los siguientes:



**Fig. 2.87** Columna hueca precolada.



**Fig. 2.88** Trabes portantes pretensadas.



**Fig. 2.89** Losas "TT" Y "T" sencillas.



**Fig. 2.90** Muros de prefabricación

Se han empleado varios sistemas estructurales para edificios que incorporan elementos prefabricados reforzados o presforzados. Pueden identificarse tres sistemas básicos prefabricados: (Ref. 7)

- Sistemas de marcos.- La estructura principal consiste en vigas y columnas prefabricadas las cuales los proveedores deben incluir la ingeniería de detalles de la conexión entre las vigas y columnas.
- Sistemas de paneles grandes.- Los grandes paneles se conectan en la dirección vertical y horizontal. Los paneles de piso transfieren las cargas gravitacionales y las cargas laterales si están apropiadamente conectados a los paneles del muro.

- **Sistemas modulares o en cajón.-** Los sistemas modulares o en cajón están relacionados con los de grandes paneles. En este sistema de construcción, los cajones son colados como unidad integral en las plantas, o los componentes individuales se ensamblan con conexiones para proporcionar un comportamiento integral.

En la Figura 2.91 se muestra una edificación a base de elemento Prefabricados en la cual se muestran Columnas, Vigas y Sistemas de Piso prefabricado.



**Fig. 2.91 Edificación a base de elementos prefabricados.**

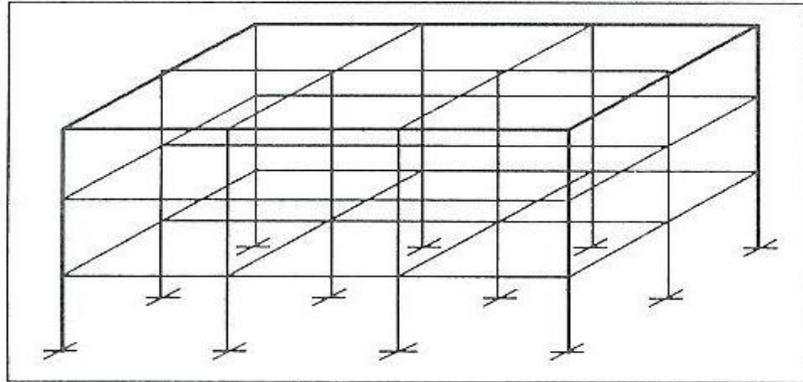
## 2.9 Recomendación sobre estructuración para edificios en zonas sísmicas.

En términos generales, podemos establecer los cuatro requisitos siguientes para los sistemas estructurales de edificios en zonas sísmicas: (*Ref. 2*)

- a) El edificio debe poseer una configuración de elementos estructurales que le confiera resistencia y rigidez a cargas laterales en cualquier dirección. Esto se logra generalmente, proporcionando sistemas resistentes en dos direcciones ortogonales.
- b) La configuración de los elementos estructurales debe permitir un flujo continuo, regular y eficiente de las fuerzas sísmicas desde el punto en que estas se generan (o sea, de todo punto donde haya una masa que produzca fuerzas de inercia) hasta el terreno.
- c) Hay que evitar las amplificaciones de las vibraciones, las concentraciones de solicitaciones y las vibraciones torsionales que pueden producirse por la distribución irregular de masas o rigideces en planta o en elevación. Para tal fin conviene que la estructura sea lo más posible.
  - Sencilla.
  - Regular.
  - Simétrica.
  - Continua.
- d) Los sistemas estructurales deben disponer de redundancia y de capacidad de deformaciones inelástica que les permitan disipar la energía introducida por sismos de excepcional intensidad, mediante elevado amortiguamiento inelástico y sin la presencia de fallas frágiles locales y globales.

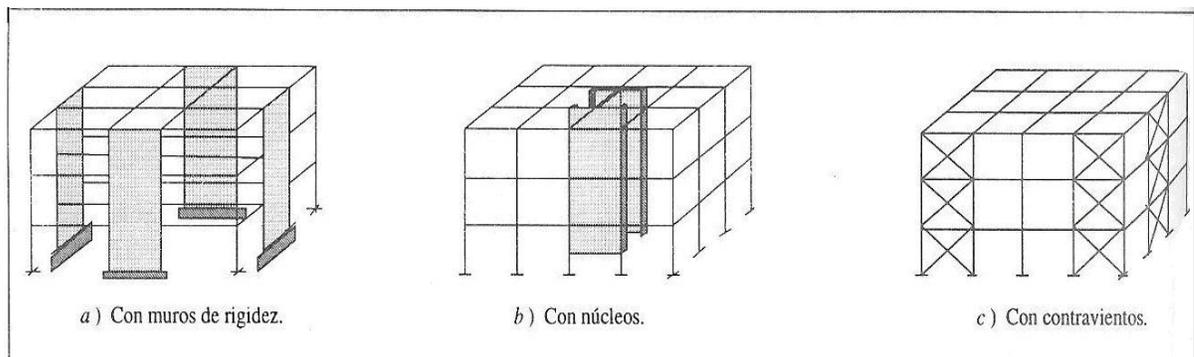
De estos principios básicos derivan diversas recomendaciones específicas sobre estructuración. Antes, conviene recordar brevemente cuales son los sistemas estructurales básicos con que se cuenta para proporcionar la resistencia a cargas laterales de los edificios.

- El marco tridimensional (Fig. 2.92) está formado por columnas y vigas en dos direcciones, conectadas entre sí de manera de permitir la transmisión de momentos flexionantes y proporcionar rigidez lateral a la estructura.



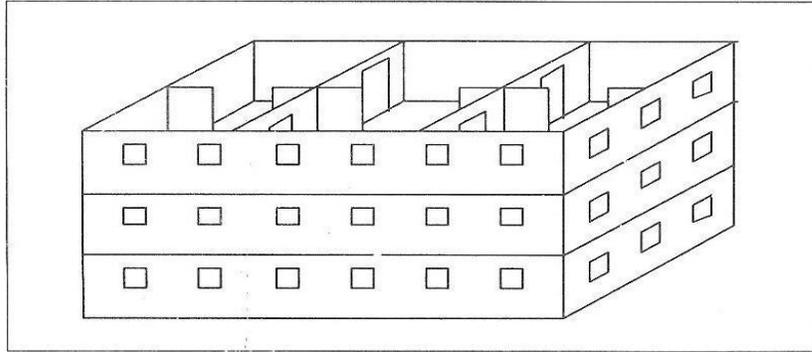
**Fig. 2.92 Marco tridimensional.**

- El marco rigidizado con diagonales de cortaviento, con núcleos rígidos o con muros de relleno (Fig. 2.93); en estas estructuras la interacción entre los dos sistemas básicos produce una distribución de las cargas laterales que es compleja y variable con el número de pisos, pero que da lugar a incrementos sustanciales de rigidez y resistencia con respecto a la estructura base.



**Fig. 2.93 Marcos Rigidizados.**

- La estructura tipo cajón, de paredes de carga (Fig. 2.94), está formada por paneles verticales y horizontales conectados para proporcionar continuidad.



**Fig. 2.94 Sistema tipo cajón.**

Al seleccionar los elementos de soporte, muros y columnas, y su posición en el edificio, hay que establecer que tan rígida ante fuerzas horizontales se desea la estructura del edificio.

Un criterio puede ser el diseñar una estructura que absorba energía a través de su capacidad de deformación. Otro criterio será el diseñar una estructura rígida capaz de resistir las fuerzas sísmicas o de viento que se presenten, sin sufrir grandes deformaciones.

Al fijar el grado de rigidez deseable en una estructura, hay que analizar el problema en conjunto con la cimentación. Una estructura muy rígida requerirá de un suelo y una cimentación capaces de desarrollar las fuerzas de empotramiento obtenidos en el cálculo. De otra manera ante la acción de fuerzas principalmente horizontales, se pondrán presentar fallas de cimentación. En el caso de una estructura flexible las acciones que llegan a la cimentación están amortiguadas por el comportamiento de la estructura.

### **2.10 Ejemplos de problemas de configuración estructural.**

En las figuras 2.95 (a, b, c) se muestran algunos problemas de configuración estructural, su planteamiento y algunas de las posibles soluciones a estos. (Ref. 4)

Problema de configuración.		Planteamiento arquitectónico.	Planteamiento del problema estructural.	Solución	
A. Problemas en las dimensiones totales.	1. Relación altura-ancho, externa.		Función de planeación o de áreas restringida.	Revisar proporción o usar sistema estructural especial.	
	2. Área de planta, externa.		Común en almacenes, edificios industriales, centros comerciales.	Subdividir el edificio mediante juntas sísmicas.	
	3. Relación longitud-ancho de la elevación.		Común en escuelas antiguas, edificios, residenciales de muchos pisos.	Subdividir el edificio mediante juntas sísmicas.	
B. Problemas de distribución horizontal.	1. Configuración de planta sencilla.	a. Variación en la resistencia y rigidez del perímetro.		Torsión causada por variación extrema de resistencia y rigidez.	Agregar marcos y desligar muros, o usar marcos y muros ligeros.
		b. Falta simetría.		Torsión causada por núcleo rígido asimétrico.	Desligar el núcleo o usar marcos haciendo los muros del núcleo no estructurales.
	2. Esquinas interiores.		Requisitos del programa para alas angostas; uso residencial, de hospital y lugares urbanos congestionados; común en edificios viejos, anteriores al acondicionamiento de aire y la iluminación fluorescente.	Torsión y concentración de esfuerzos en las esquinas interiores.	Separar muros. Formar una caja uniforme. Formar una caja central. Hacer una transición arquitectónica.
			Requisitos programáticos; estantería para libros en bibliotecas, equipo especial, piscinas elevadas.	Torsión, concentración de esfuerzo.	Reprogramar o agregar resistencia alrededor de la masa para balancear resistencia y masa.
	3. Excentricidades de masa.				

Fig. 2.95 (a) Resumen Gráfico de problemas de configuración y soluciones.

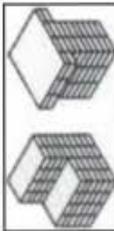
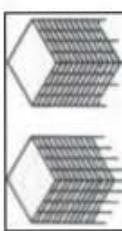
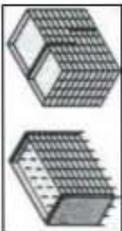
Problema de configuración.		Planteamiento arquitectónico.	Planteamiento del problema estructural.	Solución	
C. Problemas de distribución vertical.	1. Escalonamientos verticales y escalonamientos invertidos.		Es escalonamiento vertical debido al programa o al terreno; los escalonamientos invertidos son casi siempre un requisito de imagen (moda).	Sistemas estructurales especiales, análisis dinámico cuidadoso.	
	2. Piso débil.		Programático: necesidad de plazas abiertas en la planta baja o grandes espacios en cualquier piso; con frecuencia es un requisito de imagen (moda).	Agregar contravento Agregar columnas Contraventar	
	3. Variaciones de rigidez de columnas dentro de un piso.		Programático: necesidad de variedad de espacios y alturas de plafones; con frecuencia requisito de imagen.	Causa cambio abrupto de rigidez en el punto de discontinuidad.	Rediseñar el sistema estructural para compensar las rigideces.
	4. Muro resistente al cortante discontinuo.		Resultado del programa: la planeación restringe el uso de muros resistentes al cortante sobre los pisos de acceso, o bien, imagen de "cubo flotante".	Causa cambio abrupto de rigidez; fuerzas mucho más altas en las columnas más rígidas.	NO
	5. Columna débil-Viga fuerte.		Común en edificios con grandes áreas de ventanas - escuallas, hospitales, oficinas - vigas de gran claro, pretiles de gran peralte.	Produce discontinuidades en el trayecto de las cargas y concentración de esfuerzos en los elementos más cargados.	NO Agregar muros completos para reducir las fuerzas en las columnas, o separar los pretiles de las columnas, o usar muros de relleno ligeros con marcos.
	6. Modificaciones de la estructura primaria.		Programático: requisito de ventanas altas; común en remodelaciones, a veces solicitado por la administración del edificio (puede haber también condiciones interiores).	La columna falla antes que la viga, la columna corta debe absorber el desplazamiento total del piso.  Es mas grave cuando los rellenos de mampostería modifican el concepto estructural, la creación de columnas cortas y rígidas produce concentración de esfuerzos.	Desligar rellenos, o usar materiales ligeros.

Fig. 2.95 (b) Resumen Gráfico de problemas de configuración y soluciones.

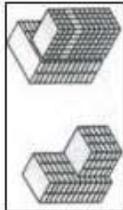
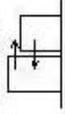
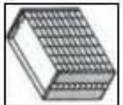
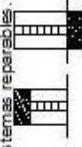
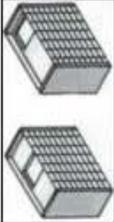
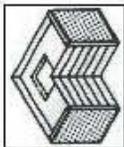
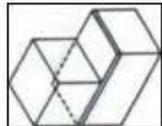
Problema de configuración.		Planteamiento arquitectónico.	Planteamiento del problema estructural.	Solución
D. Problemas de colindancia.	<p>1. Separación del edificio.</p> 	<p>Pueden ser diferentes partes del mismo edificio (es calcominientos) o edificios adyacentes.</p>	<p>Posibilidad de golpeteo, dependiendo del periodo, altura, desplazamiento lateral y distancia entre los edificios.</p>	<p>Asegurar separación adecuada, suponiendo la vibración de los edificios en direcciones opuestas.</p> 
E. Muros resistentes al cortante.	<p>1. Acoplados.</p>  <p>2. Con aberturas irregulares.</p> 	<p>Expresión común para extremo de plantas con pasillos doblemente cargados.</p> <p>Requisitos para ubicación de ventanas, puertas, aberturas para ductos.</p>	<p>Deformación incompatible entre "n" muros y uniones.</p> <p>Discrepe gravemente la capacidad en el punto de transferencia de fuerza máxima.</p>	<p><b>NO</b> Con unión débil: diseñar unión adecuada o bien, sistemas reparables.</p>  <p>Diseño cuidadoso, espacio adecuado para el refuerzo, diseño para comportamiento no lineal.</p>
F. Diafragma.	<p>1. Aberturas.</p>  <p>2. Forma.</p>  <p>3. Torre.</p> 	<p>Necesidades de circulación vertical, cubos de luz, tragaluces.</p> <p>La planeación casi siempre requiere circulación vertical en la "articulación" de plantas con esquinas interiores.</p> <p>Ver es calcominientos.</p>	<p>Discrepe gravemente la capacidad del diafragma.</p> <p>Debilita al diafragma en lugar más crítico.</p> <p>El diafragma en un es calcomineto debe transferir las cargas completas de la torre.</p>	<p><b>NO</b> A menos que se haga un diseño cuidadoso para comportamiento no lineal.</p> <p><b>NO</b> A menos que se haga un diseño cuidadoso para comportamiento no lineal.</p> <p>Diseño cuidadoso, consiérnalo el problema del diafragma.</p>

Fig. 2.95 (c) Resumen Gráfico de problemas de configuración y soluciones.

## **CAPITULO 3. SOLICITACIONES (ACCIONES) Y REPUESTAS ESTRUCTURALES.**

### **3.1 Solicitaciones sísmicas.**

La acción de un sismo en una estructura reviste aspectos netamente distintos de los de la mayoría de las otras acciones. Las diferencias no residen tanto en las características dinámicas de la acción, cuanto en que sus efectos dependen de una interacción compleja entre el movimiento sísmico, las propiedades del suelo subyacente y las de la estructura misma.

El diseño sismorresistente implica mucho más que la simple consideración de un conjunto de cargas estáticas que se aplican a la estructura; requiere, además y principalmente, la selección de un sistema estructural idóneo y eficiente para absorber los efectos sísmicos y de un cuidado especial en la observancia de requisitos de dimensionamiento y de detalle de los elementos estructurales, y aun de los no estructurales.

Esto implica que un diseño adecuado para soportar las acciones comunes puede resultar totalmente inapropiado para resistir efectos sísmicos, como lo demuestran las frecuentes fallas y problemas que tienen al utilizar sistemas contractivos desarrollados para zonas no sísmicas en otras en que estos efectos son críticos. (*Ref. 1*)

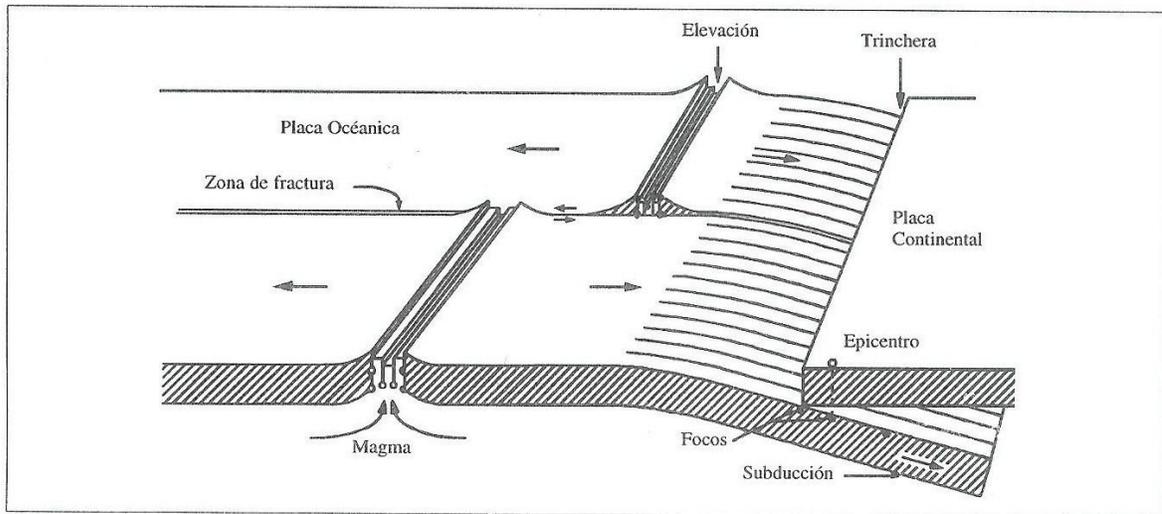
A grandes rasgos el diseño sísmico implica:

- a) **La definición de la acción de diseño.** Los reglamentos especifican la intensidad sísmica que debe usarse en el diseño de los diversos tipos de estructuras en distintas regiones; sin embargo, en estructuras de particular importancia es necesario realizar estudios de diseño, tomando en cuenta las características geológicas, topográficas y de mecánica de suelos del sitio particular en que éstas se van a desplantar. Para juzgar sobre estas modificaciones, es importante conocer los aspectos fundamentales de sismología y de riesgo sísmico.
- b) **La selección de una estructuración adecuada.** Como se ha dicho repetidamente, la bondad de un diseño depende de las condiciones necesarias del esquema estructural para absorber las acciones que lo puedan afectar. En el caso de sismos este aspecto adquiere una importancia todavía mayor, debido a que los efectos sísmicos dependen fuertemente de las propiedades de la estructura misma y de los elementos normalmente considerados no estructurales. Mediante una elección de una estructuración adecuada puede lograrse que sean menos desfavorables las acciones que inducen un sismo en la estructura.
- c) **El cálculo de la respuesta estructural.** Los métodos de análisis sísmico varían grandemente en el nivel de refinamiento; desde la consideración del efecto de una serie de fuerzas estáticas equivalente, hasta el análisis dinámico ante movimientos de la base de la estructura, representativos de los que el suelo de cimentación experimenta durante un sismo. El conocimiento de los aspectos básicos de la respuesta dinámica de las estructuras es siempre necesario, aun cuando se vayan a emplear métodos estáticos para su análisis cuantitativo.
- d) **El dimensionamiento y detallado de la estructura.** Debido a que los criterios de diseño aceptan que la estructura entre en etapas inelásticas de comportamiento ante el sismo de diseño, es esencial que se eviten fallas frágiles locales y que, en caso de que ocurra un sismo de excepcional intensidad, se logre una disipación uniforme de la energía del sismo mediante la influencia de un número alto de secciones.

### 3.2 Características de los sismos.

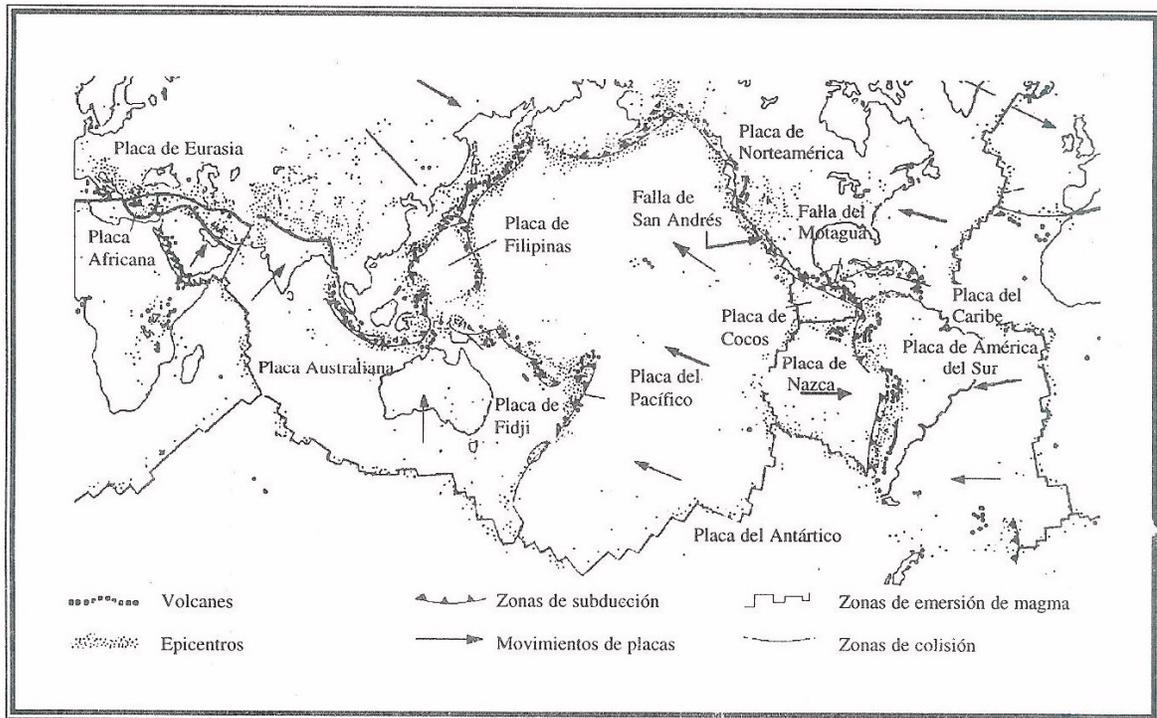
Los sismos, terremotos o temblores de tierra, son vibraciones de la corteza terrestre, generadas por distintos fenómenos, como la actividad volcánica, la caída de techos de cavernas subterráneas y hasta por explosiones. Sin embargo, los sismos mas severos y los mas importantes desde el punto de vista de la ingeniería, son los de origen tectónico, que se deben a desplazamientos bruscos de las grandes placas en que está subdividida dicha corteza. La energía se libera principalmente en forma de ondas vibratorias que se propagan a grandes distancias a través de la roca de la corteza.

Además de la vibración, hay otros efectos sísmicos que pueden afectar a la estructuras, principalmente los relacionados a fallas del terreno, como son los fenómenos de licuación, de desplazamiento de laderas y aberturas de grietas en el suelo. (Ref. 2)



**Fig. 3.1 Movimiento de placas y generación de sismos. Mecanismo de subducción.**

La figura 3.1 muestra de manera muy esquemática las principales características de este fenómeno tectónico. El sismo se genera por el corrimiento de cierta área de contacto entre placas. Se identifica un punto, generalmente subterráneo, que se denomina foco o hipocentro, donde se considera se inició el movimiento; a su proyección sobre la superficie de la tierra se le llama epicentro.

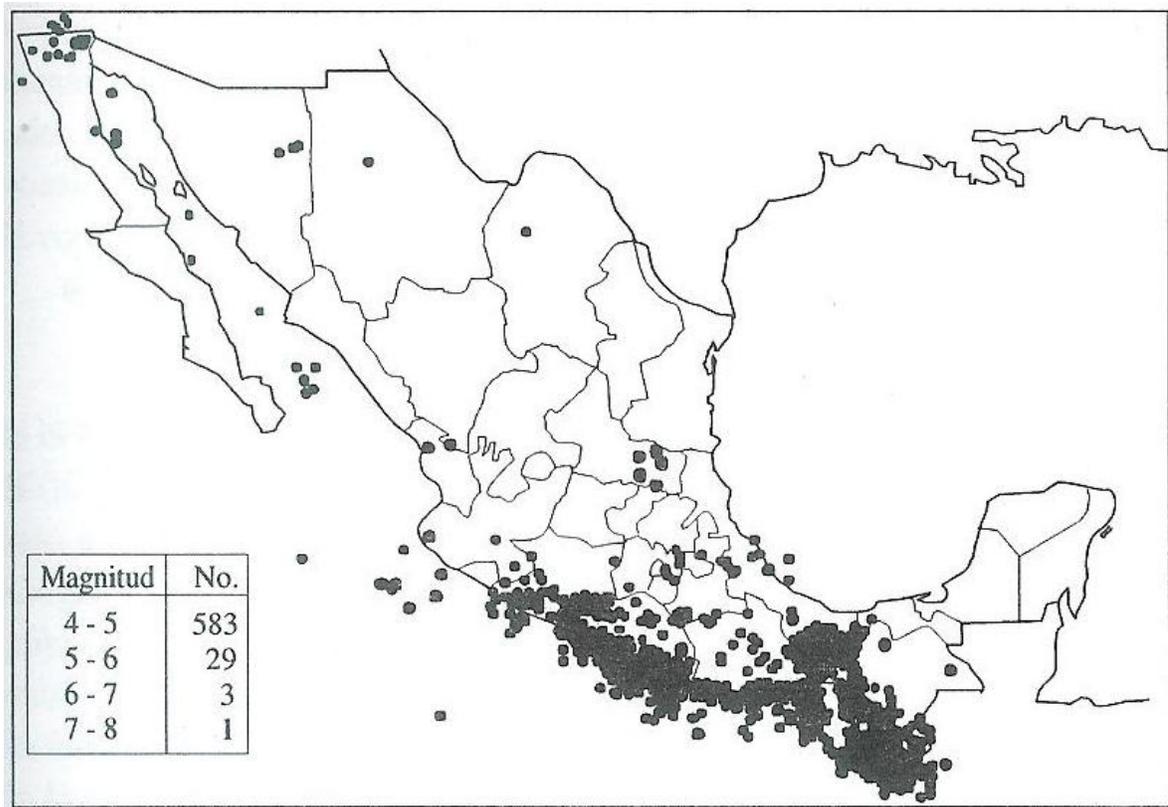


**Fig. 3.2 Mapa de relación entre las principales placas tectónicas y la localización de los epicentros de los terremotos y de los volcanes.**

Aunque prácticamente toda la corteza terrestre está afectada por fallas geológicas, se ha observado que la actividad sísmica se concentra en algunas zonas donde los movimientos a lo largo de estas fallas son particularmente severos y frecuentes.

Una visión global de la distribución espacial de los grandes sismos se muestra en la figura 3.2, de la que se aprecia cómo éstos se presentan principal, pero no exclusivamente, en los bordes de las grandes placas tectónicas.

La zona donde se libera la mayor parte de la energía sísmica es un gran arco, conocido como Cinturón Circumpacífico, un tramo del cual está constituido por la zona de subducción entre la placa de Cocos y la placa del Norteamérica en la costa del Pacífico de México. (Ref. 2)



**Fig. 3.3 Epicentros de sismos ocurridos en México en 1993 (Servicio Sismológico Nacional).**

En la figura 3.3 se muestra con mayor detalle la localización de los epicentros de los sismos registrados en México durante cierto periodo. Se aprecia que, con mucho, la actividad se concentra en la zona de subducción antes mencionada, pero que se presentan también fenómenos significativos en algunas otras áreas. Destacan los de Baja California Norte, los de Sonora y del Istmo de Tehuantepec.

### **3.3 Magnitud de un sismo.**

Todo sismo está asociado con gran desprendimiento de energía a lo largo de una superficie de falla. Esta energía bajo la forma de ondas sísmicas afecta grandes zonas de la superficie terrestre en la que se producen movimientos del suelo. Es importante poder describir en formas cuantitativa el tamaño o magnitud de un sismo. (Ref. 3)

La magnitud de un sismo se mide por la cantidad de energía cinética liberada por el disparo sísmico. Se mide por medio del logaritmo de la máxima amplitud, expresada en milésimas de milímetros, en que las ondas se registrarían en sismómetros estándar especialmente diseñados para este objeto, situados a una distancia epifocal de 100 km. Se han desarrollado factores de conversión que permiten calcular magnitudes cuando la distancia entre el instrumento y el epifoco difiere de 100 km. Energía y magnitud pueden ligarse por la expresión siguiente:

$$\text{Log}_{10} E = 11.8 + 1.5 M \quad (\text{Gutenberg y Richter})$$

Donde E es la energía en ergs, (cm-grs-seg) y M es la magnitud en la escala Richter. Esto quiere decir que en un temblor moderado, de magnitud 6 liberan aproximadamente  $10^{21}$  ergs.

### **3.4 Intensidad de un sismo.**

Cuando no se tienen registros instrumentales del movimiento del terreno, se puede describir la severidad de un sismo con los efectos en las construcciones que existen en una zona, así se define la intensidad de un sismo.

La intensidad de un temblor es la medida de la potencia desplazada de un sismo en un lugar dado. Del punto de vista de ingeniería no interesa tanto la magnitud del sismo como sus efectos en los sitios donde existen o se van a construir las edificaciones. Esto se refiere a la severidad de la sacudida sísmica que se experimenta en un sitio dado. A esta característica de los sismos se le llama intensidad, y es claro que un mismo sismo, aunque tiene una sola magnitud, tendrá diferentes intensidades, según el sitio donde se registre. En general la intensidad decrece a medida que nos alejamos de la zona epicentral, y para una misma distancia epicentral, son mas intensos los sismos de mayor magnitud. *(Ref. 3)*

La escala de intensidades más usada es la de Mercalli Modificada, se asignan intensidades entre I y XII. Intensidades de IV o menores no corresponden a daño estructural y una X corresponde a una destrucción generalizada. *(Ref. 2)*

**Escala de intensidad Mercalli Modificada (MM).**

- I. No es sentido por las personas, registrado por los instrumentos sismografitos.
- II. Sentido sólo por pocas personas en reposo, especialmente en los pisos superiores, objetos suspendidos pueden oscilar.
- III. Sentido en el interior de las edificaciones, especialmente en pisos superiores, pero muchos pueden reconocerlo como temblor, vibración semejante a la producida por el paso de un vehículo liviano, objetos suspendidos oscilan.
- IV. Objetos suspendidos oscilan visiblemente, vibración semejante a la producida por el paso de un vehículo pesado; vehículos estacionados se bambolean, cristalería y vidrios suenan, puertas y paredes de madera crujen.
- V. Sentido aun en el exterior de los edificios, permite estimar la dirección de las ondas, personas dormidas se despiertan, el contenido líquido de recipientes y tanques es perturbado y se puede derramar, objetos inestables son desplazados, las puertas giran y se abren o cierran, relojes de péndulo se paran.
- VI. Sentido por todas las personas, muchos sufren pánico y corren hacia el exterior, se tiene dificultad para caminar establemente, vidrios y vajillas se quiebran, libros y objetos son lanzados de los anaqueles y estantes, los muebles son desplazados o volcados, el revoque y enlucido de mortero de baja calidad y mampostería tipo D se fisuran, campanas pequeñas tañen.
- VII. Se tiene dificultad en mantenerse parado, percibido por los conductores de vehículos en marcha, muebles se rompen, daños y colapso de mampostería tipo C, las chimeneas se fracturan a nivel de techo, caída del revoque de mortero, tejas, cornisas y parapetos sin anclaje, algunas grietas en mampostería de calidad media, campanas grandes tañen, ondas en embalses y depósitos de agua.
- VIII. La conducción de vehículos se dificulta, daños de consideración y colapso parcial de mampostería tipo C, algún daño en mampostería tipo B; algún daño de mampostería tipo A; caída del revoque de mortero y de algunas paredes de mampostería, caída de chimeneas de fábricas, monumentos y tanques elevados,

algunas ramas de árboles se quiebran, cambio en el flujo o temperatura de pozos de agua, grietas en terreno húmedo y en taludes inclinados.

- IX.** Pánico general, construcciones de mampostería tipo D totalmente destruidas, daño severo y aun colapso de mampostería tipo C, daño de consideración en mampostería tipo B, daño a fundaciones, daños y colapso de estructuras aporticadas, daños en ensambles y depósitos de agua, ruptura de tubería cerrada, grietas significativas visibles en el terreno.
- X.** La mayoría de las construcciones de mampostería y a base de pórticos destruidas, algunas construcciones de madera de buena calidad dañada, puentes destruidos, daño severo a represas, diques y terraplenes, grandes deslizamientos de tierra, el agua se rebalsa en los bordes de ríos, lagos y embalses, rieles de ferrocarril deformados ligeramente.
- XI.** Los rieles de ferrocarril deformados severamente, ruptura de tuberías enterradas que quedan fuera de servicio.
- XII.** Destrucción total, grandes masas de roca desplazadas, las líneas de visión óptica distorsionadas, objetos lanzados al aire.

### **Definición de los tipos de mampostería.**

**Tipo A:** Buena calidad de ejecución, mortero y diseño, reforzada y confinada empleando varillas de acero, diseñada para resistir cargas laterales de sismo.

**Tipo B:** Buena calidad de ejecución, reforzada, pero no diseñada específicamente para resistir cargas laterales de sismo.

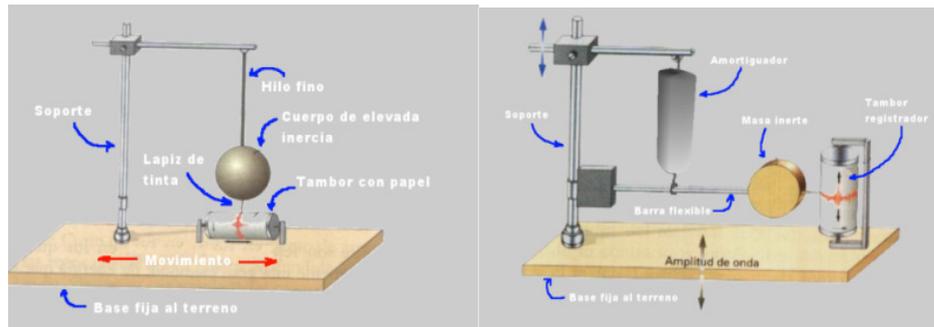
**Tipo C:** Calidad de ejecución media, sin refuerzo y no diseñada para resistir cargas laterales.

**Tipo D:** Materiales de baja resistencia, tal como adobe, baja calidad de ejecución débil para resistir cargas laterales.

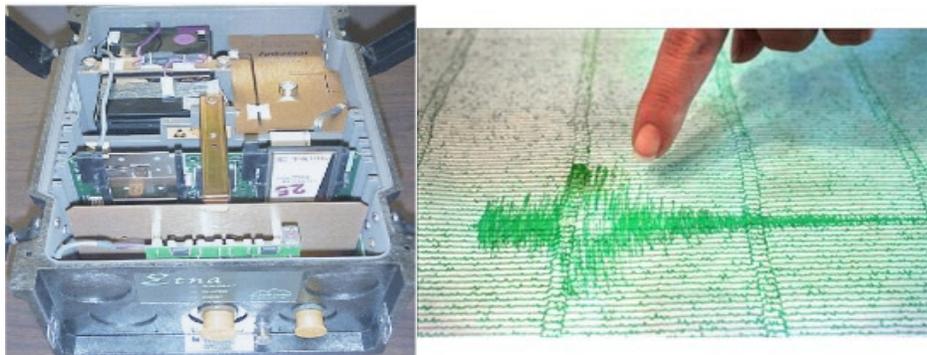
El rango de intensidades Mercalli Modificada I a VI no es relevante en términos de riesgo sísmico. El 90 % del daño ocasionado por los terremotos corresponde a eventos con intensidad grado VII a IX, expresado en la escala Mercalli Modificada.

### 3.5 Observaciones instrumentales.

Entre los aparatos para medir los sismos se encuentran los sismógrafos (Ver Fig. 3.4), que se usan principalmente para determinar los epicentros y mecanismos focales. Para fines de ingeniería los más importantes son los acelerógrafos que proporcionan la variación de aceleraciones con el tiempo en un lugar donde están colocados. Los mismos aparatos colocados en los edificios permiten determinar la respuesta de estos a la acción sísmica. Los acelerógrafos contienen sensores dispuestos de manera de registrar la aceleración del terreno en tres direcciones ortogonales (dos horizontales y una vertical). La Figura 3.5 muestra un registro típico. (Ref. 2)



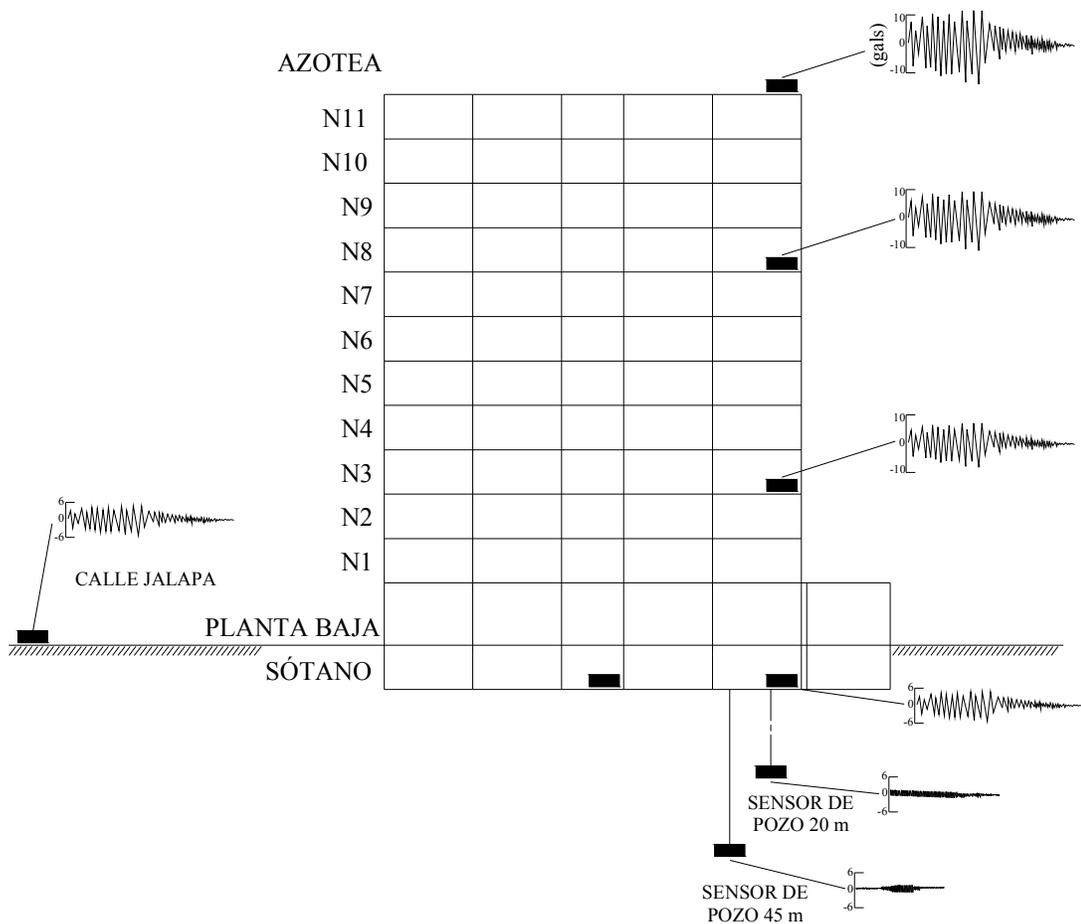
**Fig. 3.4 Sismógrafos (movimiento horizontal y amplitud de onda).**



**Fig. 3.5 Acelerógrafo y acelerograma reales.**

Los parámetros más importantes para definir la intensidad del movimiento y sus efectos en la estructura son la aceleración máxima, expresada generalmente como fracción de la gravedad, duración de la fase intensa del movimiento, y el contenido de frecuencias. Este último punto se refleja en la forma del llamado espectro de respuesta. Por ahora basta con decir que mientras más cercanos sean los periodos dominantes del movimiento del suelo y el periodo fundamental de vibración de la estructura, más críticos serán los efectos del sismo. (Ref. 2)

En la Figura 3.6 se muestra las aceleraciones medidas en distintos puntos de un edificio de la ciudad de México sometido a un sismo de intensidad moderada, así como en el terreno adyacente en el subsuelo.



**Fig. 3.6 Registro de aceleraciones en un edificio de la ciudad de México para un sismo moderado (28 de octubre de 1993).**

El conjunto de mediciones permite apreciar cómo el movimiento es casi imperceptible en los depósitos firmes profundos y crece en intensidad dentro de los estratos de arcilla (20 m de profundidad), y más aún en la superficie. El registro obtenido en el sótano del edificio resulta prácticamente igual al medido en el terreno libre, lo que indica que, en este caso, la presencia del edificio no altera significativamente el movimiento del terreno. Los registros obtenidos en el edificio van creciendo en intensidad con la altura, hasta que en la azotea la aceleración máxima es 2.5 veces mayor que la máxima registrada en el sótano. De los comentarios sobre la respuesta de sistemas de un grado de libertad se desprende que esta amplificación entre la azotea y el sótano depende principalmente de la relación entre el periodo fundamental del edificio y el periodo dominante del suelo.

### **3.6 Estadística de los temblores.**

Para realizar el diseño sísmico, es necesario reglamentar los criterios de análisis con base en estudios estadísticos acerca de la sismicidad en la región de estudio. México y en particular la zona sur, son regiones de alto grado de sismicidad, sin embargo la frecuencia de los temblores intensos, no es la misma en todas las regiones. Desde este punto de vista, se ve la necesidad de tener mapas en los que se indiquen las regiones de riesgo sísmico semejante, con el fin de facilitar el diseño de las estructuras. Es una labor difícil, ya que no siempre se cuenta con los datos necesarios para poder construirlos. *(Ref. 3)*

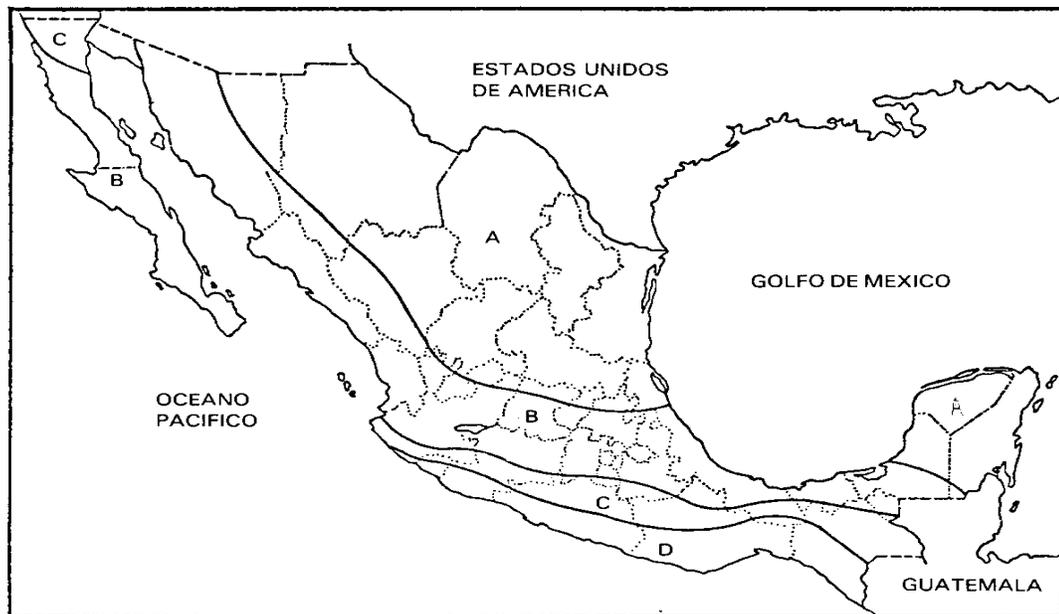
La mejor manera de expresar el riesgo sísmico en un sitio dado es por medio de las llamadas curvas de frecuencia-intensidad que expresan el número medio de veces por unidad de tiempo (año) que ocurren en el sitio intensidades sísmicas mayores que algún valor de interés.

Los periodos de recurrencia son los recíprocos de las frecuencias medias de temblores con intensidades mayores que la que interesan. *(Ref. 3)*

La regionalización sísmica de una zona, se realiza con base en los siguientes grupos de datos:

- Sísmicidad de la zona y de las zonas vecinas, medida por la frecuencia de temblores de diversas magnitudes que se originan, o por la energía liberada.
- Leyes de transmisión de las ondas sísmicas, e influencia en la intensidad de diversas variables, tales como la distancia epifocal, profundidad del foco, tipo de terreno, etc.
- Datos directos sobre intensidades registradas en el lugar de interés en caso de que existan.

Con base en la información geológica y tectónica del país, así como en los datos estadísticos sobre magnitudes e intensidades registrados desde principios el siglo, se trazaron curvas de iguales intensidades sísmicas correspondientes a períodos de recurrencia dados. A partir de estas curvas se hizo una regionalización y recomendaciones de diseño (coeficientes y espectros de diseño) en los reglamentos (Ver Fig. 3.7). (Ref. 3)



**Fig. 3.7 Regionalización sísmica de México.**  
**El peligro sísmico aumenta de la zona A hacia la D.**

### 3.7 Determinación de efectos sísmicos por criterios estáticos y dinámicos.

Todas las estructuras se analizarán, suponiendo que el sismo actúa según dos direcciones ortogonales, que deben coincidir con las de los marcos principales. Aunque las estructuras que tengan planta irregular pueden requerir análisis en otra dirección adicional. La estructura se diseñará para resistir las fuerzas por sismo, en cada una de las direcciones señaladas, por separado. En los elementos estructurales, las secciones críticas se dimensionarán para resistir la suma vectorial de los efectos gravitacionales, los de una componente del movimiento sísmico y 0.30 de los de la otra componente. *(Ref. 3)*

En estructuras con altura superior a 60 m es necesario el empleo del **análisis dinámico**. El reglamento de construcciones permite despreciar aquellos modos naturales con período menor a 0.40 seg. pero en ningún caso podrán considerarse menos de 3 modos. También permite despreciar el efecto dinámico torsional que resulte de excentricidades calculadas estáticamente. *(Ref. 3)*

Para estructuras con altura inferiores a los 60 m se podrá aplicar el **método estático** de análisis sísmico. También existe una variante del método estático que es el **método simplificado** de análisis sísmico, este método es aplicable a estructuras a base de muros de carga, de baja altura, planta rectangular, con una distribución sensiblemente simétrica de muros, y en los pisos tienen rigidez suficiente para transmitir las fuerzas sísmicas a los muros paralelos a la dirección del movimiento del terreno. *(Ref. 3)*

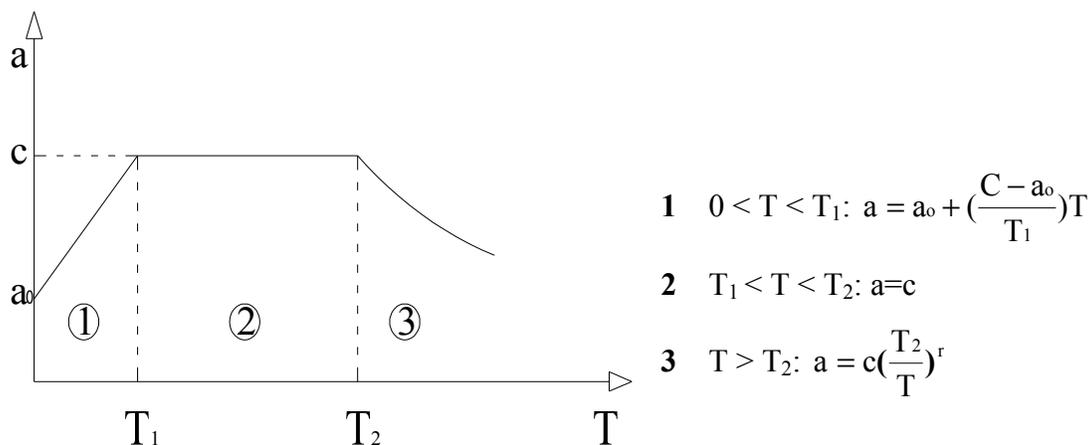
### 3.8 Coeficientes y espectros de diseño sísmico.

Los procedimientos de diseño sísmico incluidos en el capítulo correspondiente del Manual de Obras Civiles de la CFE son los mismos que los de RCDF (Reglamento de Construcciones del Distrito Federal), pero generalizado para toda la República Mexicana. Como índice de la acción de diseño se emplea el coeficiente sísmico “c”, que sirve de base para la construcción del espectro de diseño o puede usarse directamente como fracción del peso total de la construcción “W”, que constituye la fuerza cortante horizontal “V”, que actúa en la base de la construcción. (Ref. 1)

$$c = \frac{V}{W}$$

El coeficiente sísmico varía según el peligro sísmico del sitio, según el tipo de suelo y según la importancia de la construcción.

En la tabla 6.1 se muestran los coeficientes sísmicos especificados en el Manual de Obras Civiles de la CFE para las cuatro regiones sísmicas en que se divide la República Mexicana. (Ref. 9)



**Fig. 3.8** Espectro de diseño sísmico para la República Mexicana. Según el manual CFE.

Zona sísmica de la República.	Tipo de Suelo.	$a_0$	$c$	$T_1$ (s)	$T_2$ (s)	$r$
<b>A</b>	I	0.02	0.08	0.20	0.60	1/2
	II	0.04	0.16	0.30	1.50	2/3
	III	0.05	0.20	0.60	2.50	1
<b>B</b>	I	0.04	0.14	0.20	0.60	1/2
	II	0.08	0.30	0.30	1.50	2/3
	III	0.10	0.60	0.60	2.90	1
<b>C</b>	I	0.36	0.36	0.00	0.60	1/2
	II	0.64	0.64	0.00	1.40	2/3
	III	0.64	0.64	0.00	1.90	1
<b>D</b>	I	0.50	0.50	0.00	0.60	1/2
	II	0.86	0.86	0.00	1.20	2/3
	II	0.86	0.86	0.00	1.70	1

**Tabla 3.1 Coeficientes sísmicos especificados en el manual de CFE.**

**Nota:** Las ordenadas espectrales que se obtienen son para estructuras del grupo B. Éstas deberán de multiplicarse por 1.50 en caso de estructuras tipo A.

- **Tipo de suelo I:** Aquellos sitios de **terreno firme** en que, a profundidad menor de 3 m, existen estratos rocosos o de suelo muy compacto.
- **Tipo de suelo II: Terreno de Transición,** son los sitios en que el suelo compacto se encuentra a profundidades de entre 3 y 20 m.
- **Tipo de suelo III: Terreno Compresible,** son aquellos sitios en que el suelo firme se encuentra a más de 20 m de profundidad.

Sería impracticable diseñar edificios que resistieran sismos severos manteniendo un comportamiento elástico; por lo tanto, los reglamentos de construcción prescriben materiales y detalles constructivos tales que las estructuras pueden incursionar en comportamiento inelástico y disipar la energía impartida por un temblor fuerte mediante histéresis. (Ref. 2)

Esto permite reducir las fuerzas elásticas de diseño sísmico mediante factores que reflejan la capacidad del sistema estructural para deformarse inelásticamente ante fuerzas laterales alternantes sin perder su resistencia (ductilidad). En el caso del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, las fuerzas para análisis estático y las obtenidas del análisis dinámico modal se pueden reducir dividiéndolas entre el factor  $Q'$  que depende del factor de comportamiento sísmico  $Q$ . (Ref. 2)

Para estructuras que satisfacen las condiciones de regularidad que fijan la sección 6 de las Normas Técnicas Complementarias de Diseño Sísmico,  $Q'$  se calcula como:

$Q' = Q$  si se desconoce  $T$  o si éste es mayor o igual que  $T_1$ .

$Q' = 1 + \left(\frac{T}{T_1}\right)(Q - 1)$ , si  $T$  es menor que  $T_1$ .

Donde  $T$  es el periodo fundamental de vibración si se emplea el método estático o el periodo del modo que se considere cuando se use el análisis modal. Para estructuras que no satisfagan las condiciones de regularidad que fija la sección 6 de las Normas Técnicas Complementarias de Diseño Sísmico se multiplicará  $Q'$  por 0.80. Las deformaciones se calcularán multiplicando por  $Q$  las causadas por las fuerzas sísmicas reducidas en el método estático o modal.

Los valores de  $Q$  dependen del tipo de sistema estructural que suministra la resistencia a fuerzas laterales y de los detalles de dimensionamiento que se adopten (Ver tabla 3.2). Además se nota que  $Q$  puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones. (Ref. 2)

**Requisitos de regularidad para una estructura.**

1. Planta sensiblemente simétrica en masas y elementos resistentes con respecto a dos ejes ortogonales.
2. Relación de altura a menor dimensión de la base menor de 2.5.
3. Relación de largo a ancho de la base menor de 2.5.
4. En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de planta medida paralelamente a la dirección que se considera la entrante o saliente.
5. Cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
6. No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión en planta medida paralelamente a la dimensión que se considere de la abertura. Las áreas huecas no ocasionan asimetría significativa no difieren en posición de un piso a otro y el área total de abertura no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.
7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que el del piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.
8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los patios exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.
9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
10. La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 100 por ciento a la del entrepiso inmediato inferior.
11. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente,  $e_s$ , excede del 10 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

**Factor de comportamiento sísmico Q (Coeficiente de Ductilidad).**

<b>Factor Q</b>	<b>Requisitos</b>
<b>4</b>	<p>1.- La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero o concreto reforzado; por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.</p> <p>2.- Si hay muros ligados a la estructura en la forma especificada en el caso I del artículo 204 del reglamento, éstos se deben tener en cuenta en el análisis, pero su contribución a la capacidad ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si estos muros son de piezas macizas, y los marcos sean contraventeados, y los muros de concreto reforzado son capaces de resistir al menos 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin contribución de los muros de mampostería.</p> <p>3.- El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular los muros que se hallan en el caso I a que se refiere el artículo 204 del RCDF.</p> <p>4.- Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las normas técnicas correspondientes para marcos y muros dúctiles.</p> <p>5.- Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos dúctiles que fijan las normas técnicas correspondientes.</p>
<b>3</b>	<p>Se satisfacen las condiciones 2, 4 y 5 para Q=4, y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 1 o 3, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de este material, por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera contrachapada. Las estructuras con losas planas deberán además satisfacer los requisitos de las normas técnicas para estructuras de concreto.</p>
<b>2</b>	<p>La resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por Q= 4 o 3, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos; dadas, columnas o traveses de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las normas complementarias respectivas, o diafragmas contruidos con duelas inclinadas o por sistemas de muros formados por duelas de madera horizontales o verticales combinados con elementos diagonales de madera maciza. También se usará Q= 2 cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado con las excepciones que marcan las normas técnicas para estructuras de concreto.</p>
<b>1.5</b>	<p>La resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las normas técnicas respectivas, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para Q= 4 o 3, o por marcos y armaduras de madera.</p>
<b>1</b>	<p>La resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los antes especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre, a satisfacción de Departamento, que se puede emplear un valor más alto.</p>

**Tabla 3.2 Requisitos para el uso de distintos factores de comportamiento sísmico Q.**

### 3.9 Análisis estático sísmico.

El análisis dinámico puede ser muy complicado para determinado tipo de estructuras, en las que no se justifique un análisis de esta naturaleza; un criterio simplificado de análisis es el llamado análisis estático; se ha partido de una comparación de las resistencias requeridas por diversas estructuras, ante la presencia de fuerzas horizontales y con objeto de que su comportamiento sea adecuado en relación con sismos de diversa intensidad. (Ref. 3)

#### 3.9.1 Valuación de fuerzas sísmicas sin estimar el periodo fundamental del edificio sin apéndices.

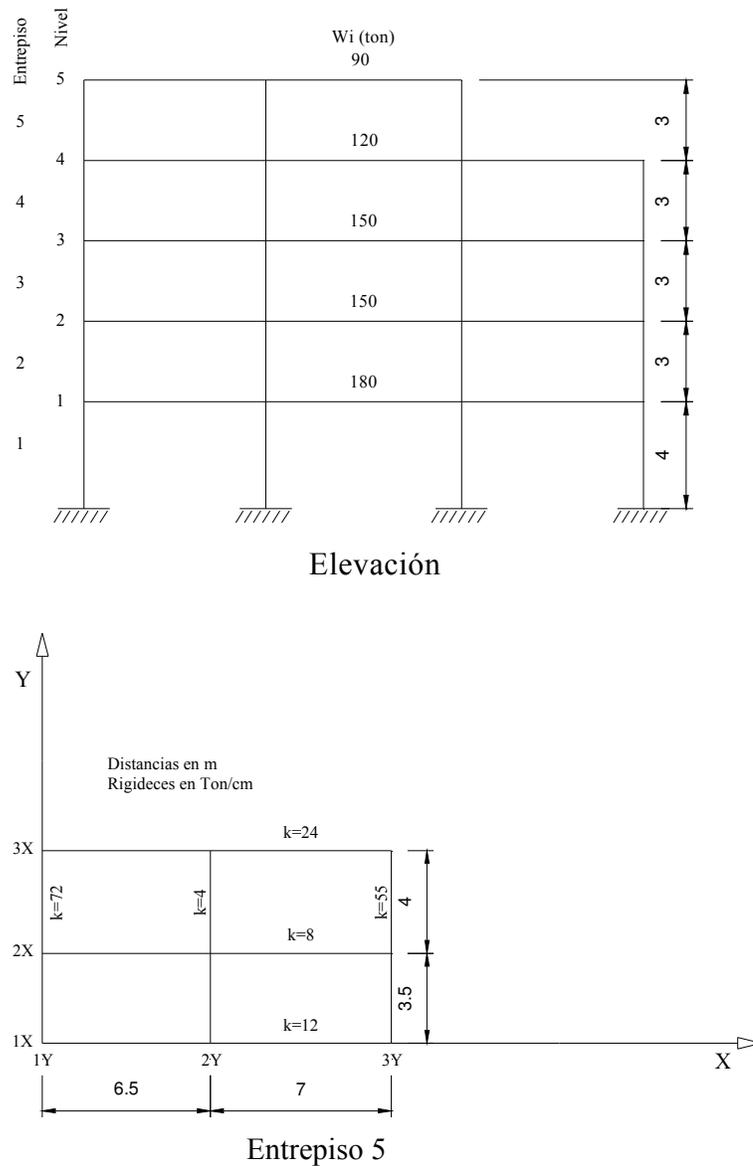
Según el primer párrafo de la sección 8 de las NTDS, las fuerzas sísmicas en los diferentes niveles de una estructura pueden valuarse suponiendo un conjunto de fuerzas horizontales que obran sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas. La fuerza actuante donde se concentra una masa  $i$  es igual al peso de la misma,  $W_i$ , por un coeficiente proporcional a la altura  $h_i$  de la masa en cuestión sobre el desplante, sin incluir tanques ni apéndices. (Ref. 2)

Con lo descrito en el párrafo anterior concluimos que la fuerza horizontal  $P_i$  aplicada en el centro de masas del nivel  $i$  está dada por la fórmula. (Ref. 2)

$$P_i = \frac{c}{Q} \left( \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \right) W_o$$

Aplicaremos esta fórmula al edificio esquematizado a en la Fig. 3.9, considerando que la estructuración, los materiales y los detalles constructivos empleados son tales que el factor de comportamiento sísmico  $Q$  puede tomarse igual a 4 en la dirección  $X$ , e igual a 2 en la dirección  $Y$ .

Obsérvese que el esquema aludido representa al edificio completo y no sólo a un marco o muro aislado, y que los valores de  $Q$  son distintos en las dos direcciones, porque hemos supuesto que las estructuraciones respectivas son diferentes. Consideramos además que la estructura esta ubicada en la zona de terreno altamente compresible (III) y que se trata de una construcción que por su importancia se clasifica como del grupo A y esta en la Zona B de la Regionalización Sísmica de México.



**Figura 3.9 Edificio con sistemas resistentes ortogonales.**

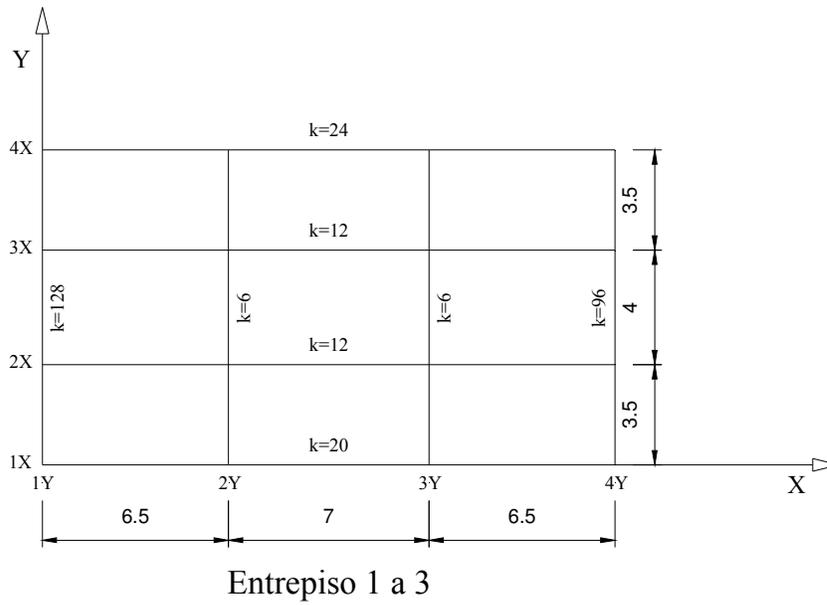
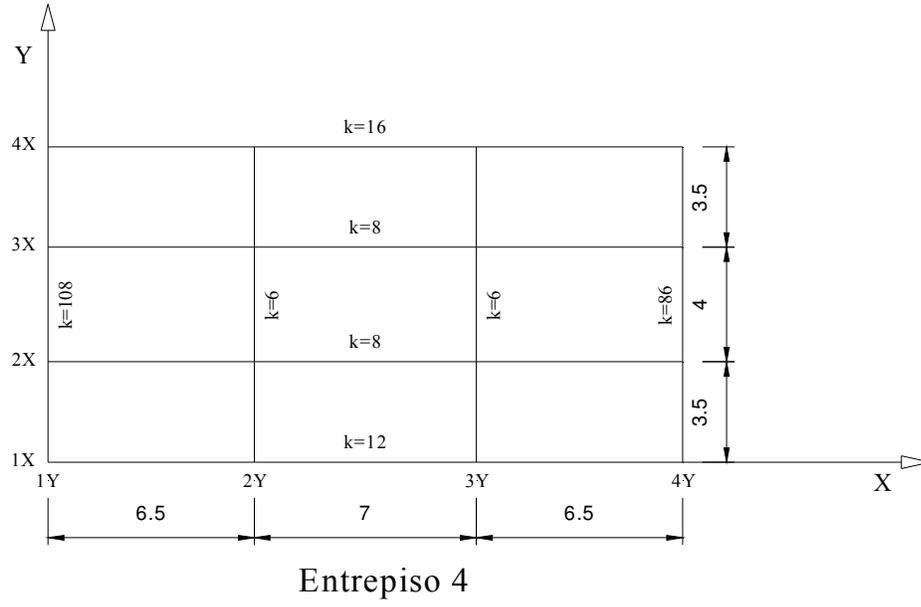


Figura 3.9 Edificio con sistemas resistentes ortogonales (continuación).

**Centros de masas**

Nivel	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)
1	8.50	6.30
2	9.20	5.50
3	9.20	5.50
4	9.20	5.50
5	6.75	3.25

**Tabla 3.3 Posición de los centros de masa del edificio de la Fig. 3.8.**

Hemos supuesto que los centros de masas en la tabla 3.3, en la dirección Y están ubicados en el centro y en la dirección X están desplazados un poco del centro, excepto en el nivel 5.

Empleando los datos anteriores se encuentra que:

$$c = 0.60 \times 1.50 = 0.90$$

$$\text{En la dirección X: } \frac{c}{Q} = \frac{0.90}{4} = 0.225$$

$$\text{En la dirección Y: } \frac{c}{Q} = \frac{0.90}{2} = 0.45$$

A partir de esta información se elaboran las siguientes tablas 3.4 (a y b) donde se presentan en forma sistematizada las operaciones para obtener en ambas direcciones, las fuerzas actuantes  $P_i$ , las cortantes en los entrepisos  $V_i$ , así como su posición en planta.

## a) Dirección X.

Nivel	$W_i$ (ton)	$h_i$ (m)	$W_i h_i$	$P_{ix}$ (ton)	$V_{ix}$ (ton)	$y_i$ (m)	$P_{ix} y_i$	$\Sigma P_{ix} \cdot y_i$ (m)	$y_{vi}$ (m)
5	90	16	1140	35.66	35.66	3.25	115.88	115.88	3.25
4	120	13	1560	38.63	74.28	5.50	212.45	328.33	4.42
3	150	10	1500	37.14	111.42	5.50	204.28	532.60	4.78
2	150	7	1050	26.00	137.42	5.50	142.99	675.60	4.92
1	180	4	720	17.83	155.25	6.30	112.31	787.91	5.08
<b>Suma</b>	<b>690</b>		<b>6270</b>						

$$P_{ix} = 0.225 \left( \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \right) \sum W_i \quad y_{vi} = \frac{\sum P_{ix} \cdot y_i}{V_{ix}}$$

## b) Dirección Y.

Nivel	$W_i$ (ton)	$h_i$ (m)	$W_i h_i$	$P_{iy}$ (ton)	$V_{iy}$ (ton)	$x_i$ (m)	$P_{iy} \cdot x_i$	$\Sigma P_{iy} \cdot x_i$ (m)	$x_{vi}$ (m)
5	90	16	1140	71.31	71.31	6.75	481.35	481.35	3.25
4	120	13	1560	77.25	148.56	9.20	710.73	1192.08	4.42
3	150	10	1500	74.28	222.85	9.20	683.40	1875.48	4.78
2	150	7	1050	52.00	274.84	9.20	478.38	2353.86	4.92
1	180	4	720	35.66	310.50	8.50	303.07	2656.93	5.08
<b>Suma</b>	<b>690</b>		<b>6270</b>						

$$P_{iy} = 0.45 \left( \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \right) \sum W_i \quad x_{vi} = \frac{\sum P_{iy} \cdot x_i}{V_{iy}}$$

Tabla 3.4 Fuerzas cortantes y su posición en el edificio de la Figura 3.8

### 3.9.2 Valuación de fuerzas sísmicas estimando el periodo fundamental del edificio sin apéndices.

La sección 8.2 de las NTDS permite usar fuerzas cortantes reducidas siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de vibración del edificio  $T$ , calculado en segundos con la formula siguiente: (Ref. 2)

$$T = 6.3 \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum P_i \cdot d_i}}$$

Donde:

- $W_i$ : Es el peso de la masa  $i$ .
- $P_i$ : La fuerza horizontal que actúa en ella de acuerdo con el procedimiento donde no se estima el periodo.
- $d_i$ : El desplazamiento correspondiente en la dirección de  $P_i$ .
- $g$ : La aceleración de la gravedad.

De acuerdo con el valor resultante de  $T$ , se aplica una de las dos opciones siguientes:

- I. Si  $T \leq T_2$  se procede como cuando no se calcula  $T$ , pero de manera que la relación  $V_o/W_o = a/Q'$ , calculándose  $a$  y  $Q'$  como hemos explicado anteriormente.
- II. Si  $T > T_2$  procedemos como en el párrafo I, pero de forma tal que la fuerza lateral en la masa  $i$  es proporcional a  $(k_1 \cdot h_i + k_2 \cdot h_i^2) W_i$ , siendo:

$$k_1 = q[1 - r(1 - q)] \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

$$k_2 = 1.5rq(1 - q) \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i^2}$$

Donde:  $q = \left(\frac{T}{T_2}\right)^r$  y  $a$  no será menor de  $c/4$ .

Por lo tanto para el párrafo I 
$$P_i = \frac{a}{Q'} \left( \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \right) \sum W_i$$

Y para el párrafo II 
$$P_i = \frac{a}{Q'} (k_1 \cdot h_i + k_2 \cdot h_i^2) \sum W_i$$

A continuación examinaremos si es posible reducir las fuerzas sísmicas del ejemplo anterior tomando en cuenta que el edificio cumple con todas las condiciones de regularidad necesarias que marcan las NTDS; para el edificio en cuestión se encontró que:

$$a_0 = 0.10$$

$$c = 0.60 \times 1.50 = 0.90$$

$$T_1 = 0.6$$

$$T_2 = 2.9$$

$$r = 1$$

Los cálculos empleados para obtener **T** en las dos direcciones de análisis empleado se simplificaran en la tabla 3.5 (a y b) partiendo de valores de rigideces dados en la figura 3.8 del edificio y de las fuerzas **P<sub>i</sub>** obtenidas.

### ESTIMACIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL DEL EDIFICIO.

#### a) Dirección X

Nivel	W <sub>i</sub> (ton)	P <sub>i</sub> (ton)	V <sub>i</sub> (ton)	K <sub>i</sub> (ton/cm)	V <sub>i</sub> /K <sub>i</sub> (cm)	d <sub>i</sub> (cm)	W <sub>i</sub> ·d <sub>i</sub> <sup>2</sup>	P <sub>i</sub> ·d <sub>i</sub>
5	90	35.66	35.66	44	0.810	8.441	6412.80	300.97
4	120	38.63	74.28	44	1.688	7.631	6987.53	294.75
3	150	37.14	111.42	68	1.639	5.943	5297.15	220.71
2	150	26.00	137.42	68	2.021	4.304	2778.67	111.90
1	180	17.83	155.25	68	2.283	2.283	938.25	40.70
<b>Suma</b>							<b>22414.39</b>	<b>969.04</b>

$$T_x = 6.3 \sqrt{\frac{22414.39}{981 \times 969.04}} = 0.97 \text{seg.}$$

Tomando en cuenta que  $g=981 \text{ cm/seg}^2$  y que  $V_i/K_i=$  desplazamientos de entrepiso, acumulados hacia arriba dan  $d_i$ .

**b) Dirección Y**

<b>Nivel</b>	<b>W<sub>i</sub></b> <b>(ton)</b>	<b>P<sub>i</sub></b> <b>(ton)</b>	<b>V<sub>i</sub></b> <b>(ton)</b>	<b>K<sub>i</sub></b> <b>(ton/cm)</b>	<b>V<sub>i</sub>/K<sub>i</sub></b> <b>(cm)</b>	<b>d<sub>i</sub></b> <b>(cm)</b>	<b>W<sub>i</sub>.d<sub>i</sub><sup>2</sup></b>	<b>P<sub>i</sub>.d<sub>i</sub></b>
5	90	71.31	71.31	131	0.544	4.690	1979.72	334.45
4	120	77.25	148.56	206	0.721	4.146	2062.45	320.27
3	150	74.28	222.85	236	0.944	3.425	1759.12	254.38
2	150	52.00	274.84	236	1.165	2.480	922.76	128.97
1	180	35.66	310.50	236	1.316	1.316	311.58	46.91
<b>Suma</b>							<b>7035.63</b>	<b>1084.99</b>

$$T_y = 6.3 \sqrt{\frac{7035.63}{981 \times 1084.99}} = 0.51 \text{seg.}$$

**Tabla 3.5 Estimación del periodo fundamental del edificio de la Figura 3.8.**

Tomando en cuenta que  $g=981 \text{ cm/seg}^2$  y que  $V_i/K_i=$  desplazamientos de entrepiso, acumulados hacia arriba dan  $d_i$ .

Ya teniendo los valores de **T** en las dos direcciones ortogonales analizadas procedemos a comparar los valores de **T** con **T<sub>1</sub>** y **T<sub>2</sub>** para poder valuar si se puede o no reducir las fuerzas sísmicas en el edificio.

En la dirección **X** resulta **T= 0.97** segundos, menos que **T<sub>2</sub>** entonces se aplica la formula

$$P_i = \frac{a}{Q'} \left( \frac{W_{ih_i}}{\sum W_{ih_i}} \right) \sum W_i \text{ y como } T_1 < T < T_2 \therefore a=c \text{ y } Q'=Q, \text{ que es el mismo valor que}$$

cuando no se estima el periodo fundamental del edificio, indicando que las fuerzas sísmicas en esta dirección no pueden reducirse por este concepto.

En la dirección **Y** encontramos que **T= 0.51** segundos, también menor que **T<sub>2</sub>** por que lo que nuevamente podemos emplear las fuerzas obtenidas sin estimar el periodo fundamental del edificio, pero esta vez como **T < T<sub>1</sub>**  $\therefore a = a_0 + \left( \frac{C - a_0}{T_1} \right) T$  y  $Q' = 1 + \left( \frac{T}{T_1} \right) (Q - 1)$ .

$$a = 0.10 + \left( \frac{0.90 - 0.10}{0.60} \right) \times 0.51 = 0.78$$

$$Q' = 1 + \left( \frac{0.51}{0.60} \right) (2 - 1) = 1.85$$

$$\frac{a}{Q'} = \frac{0.78}{1.85} = 0.42$$

Con las fuerzas **P<sub>iy</sub>** calculadas con la relación **c/Q= 0.45**, ahora nosotros calcularemos las fuerzas **P<sub>iy</sub>** con la relación **a/Q'= 0.42**; por lo que hay que multiplicar las **P<sub>iy</sub>** por **0.42/0.45=0.93** y se obtiene las fuerzas reducidas buscadas.

<b>P<sub>iy</sub></b> <b>(ton)</b>	<b>Reducción</b>	<b>P<sub>iy</sub> Reducidas</b> <b>(ton)</b>
71.31	0.93	66.32
77.25	0.93	71.84
74.28	0.93	69.08
52.00	0.93	48.36
35.66	0.93	33.16

**Tabla 3.6 Reducción de fuerzas sísmicas en dirección Y.**

Esta reducción no modifica las posiciones de las fuerzas por que todas han sido multiplicadas por el mismo factor reductivo.

### 3.9.3 Valuación de fuerzas sísmicas sin estimar el periodo fundamental del edificio con apéndices.

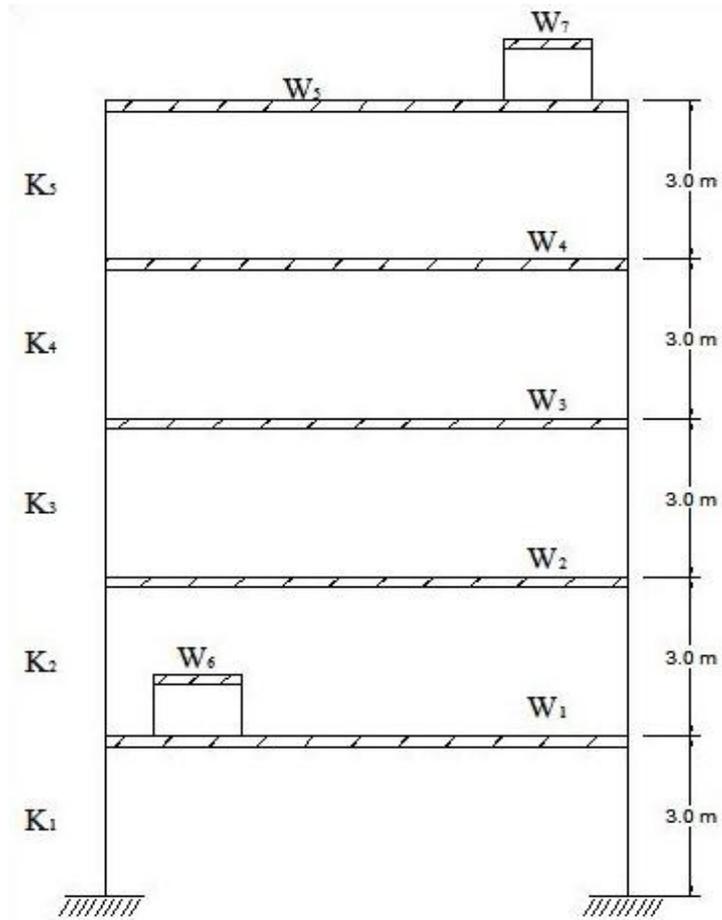
Son apéndices los tanques, parapetos, pretilas, anuncios, ornamentos, ventanales, muros, revestimientos y demás elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto del edificio. (Ref. 2)

Para determinar las fuerzas en un apéndice debemos suponer que la fuerza actúa sobre el apéndice de la misma distribución de aceleraciones que le correspondería si se apoya directamente en el terreno, multiplicada por  $\left(1 + \frac{4c'}{c}\right)$  donde  $c'$  es el factor por el que se multiplica el peso del nivel de desplante del apéndice cuando se valúan las fuerzas sobre toda la construcción, sin afectarlo por el factor  $Q$ , puesto que el mismo ya ha sido incluido en el cálculo de dichas fuerzas.

Estrictamente, en edificios con apéndices, no se aplica la formula  $P_i = \frac{c}{Q} \left( \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \right) W_o$  y para evaluar las fuerzas en los pisos debemos emplear textualmente las NTDS.

Para ilustrar los cálculos necesarios, consideremos un edificio con un  $Q=4$  y que se trata de una construcción del grupo **B**, desplantada en el terreno firme (**zona I**), en la zona **B** de la Regionalización sísmica de México. (Ver Figura 3.10).

Con tales datos determinamos que  $c=0.14$ , con lo que  $V_o/W_o$  debe ser igual a  $\frac{0.14}{4} = 0.035$ , estando incluidos en  $V_o$  y en  $W_o$  las fuerzas laterales y los pesos de los apéndices respectivamente.



<b>i</b>	<b><math>W_i</math> (ton)</b>	<b><math>K_i</math> (ton/cm)</b>
1	400	100
2	400	200
3	400	200
4	400	100
5	300	100
6	5	-----
7	10	-----

$W_i$  = Peso de la masa  $i$

$K_i$  = Rigidez del entresuelo  $i$

Figura 3.10 Elevación esquemática de un edificio con apéndices.

Las fuerzas sísmicas en los pisos 1 a 5 son proporcionales a los productos de sus pesos  $W_i$  por las alturas  $h_i$ , sea  $\alpha$  la constante de proporcionalidad, entonces:

$$P_5 = \alpha \cdot W_5 \cdot h_5 = 300 \times 15\alpha = 4500\alpha$$

$$P_4 = \alpha \cdot W_4 \cdot h_4 = 400 \times 12\alpha = 4800\alpha$$

$$P_3 = \alpha \cdot W_3 \cdot h_3 = 400 \times 9\alpha = 3600\alpha$$

$$P_2 = \alpha \cdot W_2 \cdot h_2 = 400 \times 6\alpha = 2400\alpha$$

$$P_1 = \alpha \cdot W_1 \cdot h_1 = 400 \times 3\alpha = 1200\alpha$$

Si los apéndices estuviesen apoyados en el suelo, suponiendo que su sistema resistente a cargas es tal que es apropiado  $Q=2$ , por lo consiguiente  $c = \frac{0.14}{2} = 0.07$ ; entonces tendrían unas fuerzas sísmicas iguales a:

$$P'_6 = 0.07 \times W_6 = 0.07 \times 5 = 0.35 \text{ ton}$$

$$P'_7 = 0.07 \times W_7 = 0.07 \times 10 = 0.70 \text{ ton}$$

Para el apéndice que pesa  $W_6$ ,  $c'$  es el factor por el cual se multiplica  $W_1$  para obtener la fuerza  $P_1$ ; es decir,  $c'_6 = \alpha \cdot h_1 = 3\alpha$ . Lo mismo aplica para el apéndice que pesa  $W_7$  se tiene  $c'_7 = \alpha \cdot h_5 = 15\alpha$ . Las fuerzas  $P'_6$  y  $P'_7$  tienen que multiplicarse por  $\left(1 + \frac{4c'}{c}\right)$  como sigue:

$$P_6 = 0.35 \left(1 + \frac{4(3\alpha)}{0.14}\right) = 0.35 + 30\alpha$$

$$P_7 = 0.70 \left(1 + \frac{4(15\alpha)}{0.14}\right) = 0.70 + 300\alpha$$

Para calcular  $\alpha$  se emplea la condición de que el cortante en la base (suma de las fuerzas  $P_1$  a  $P_7$ ) entre la suma de los pesos  $W_1$  a  $W_7$  debe ser igual a 0.035 usando las ecuaciones de  $P_1$  hasta  $P_7$ .

$16830\alpha + 1.05 = 0.035(1915) \therefore \alpha = 0.00392$  y sustituyendo  $\alpha$  en las ecuaciones tenemos:

$$\begin{aligned} P_7 &= 1.88 & V_7 &= 1.88 \\ P_5 &= 17.64 & V_5 &= 19.52 \\ P_4 &= 18.82 & V_4 &= 38.34 \\ P_3 &= 14.11 & V_3 &= 52.45 \\ P_2 &= 9.41 & V_2 &= 61.86 \\ P_6 &= 0.48 & V_6 &= 0.48 \\ P_1 &= 4.70 & V_1 &= 67.04 = V_o = \text{Cortante Basal;} \end{aligned}$$

Las fuerzas están en toneladas y en la base se verifica que  $V_o/W_o = 67.04/1915 = 0.035$

Cuando la masa de los apéndices es pequeña comparada con la que se concentra en los pisos, opcionalmente, podemos ignorar en primera instancia los apéndices y aplicar la

expresión  $P_i = \frac{c}{Q} \left( \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \right) W_o$ , podemos realizar una tabla como las anteriores (Ver

tabla 3.7):

Nivel o entrepiso	$W_i$ (ton)	$h_i$ (ton)	$W_i \cdot h_i$	$P_i$ (ton)	$V_i$ (ton)
5	300	15	4500	17.33	17.33
4	400	12	4800	18.49	35.82
3	400	9	3600	13.87	49.69
2	400	6	2400	9.24	58.93
1	400	3	1200	4.62	63.55
<b>Suma</b>	<b>1900</b>		<b>16500</b>		

$$P_i = 0.035 \left( \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \right) \sum W_i$$

**Tabla 3.7 Fuerzas sísmicas de la Figura 3.9 sin considerar apéndices.**

Las fuerzas de los apéndices como si estuviesen desplantados en el suelo se dan con las expresiones:

$$P'_6 = 0.07 \times W_6 = 0.07 \times 5 = 0.35 \text{ ton}$$

$$P'_7 = 0.07 \times W_7 = 0.07 \times 10 = 0.70 \text{ ton}$$

Para el apéndice  $W_6$ ,  $c'$  es el factor por el que se multiplica  $W_1$  para obtener  $P_1$ , esto es

$$c'_6 = \frac{P_1}{W_1} = \frac{4.62}{400} = 0.0116 ; \text{ similarmente, para el apéndice } W_7, \text{ es el factor por el que se}$$

$$\text{multiplica } W_5 \text{ para obtener } P_5, \text{ esto es } c'_7 = \frac{P_5}{W_5} = \frac{17.33}{300} = 0.0577 .$$

Los valores dados en las ecuaciones de  $P'_6$  y  $P'_7$  por la expresión  $\left(1 + \frac{4c'}{c}\right)$  por lo tanto

tenemos:

$$P_6 = 0.35 \left(1 + \frac{4(0.0116)}{0.14}\right) = 0.47$$

$$P_7 = 0.70 \left(1 + \frac{4(0.0577)}{0.14}\right) = 1.85$$

Comparando las fuerzas obtenidas considerando el factor de proporcionalidad  $\alpha$ , observamos que son muy similares entre sí. Las cortantes son ahora:

$$V_7 = 1.85 \text{ ton}$$

$$V_5 = 19.18 \text{ ton}$$

$$V_4 = 37.67 \text{ ton}$$

$$V_3 = 51.54 \text{ ton}$$

$$V_2 = 60.78 \text{ ton}$$

$$V_6 = 0.47 \text{ ton}$$

$$V_1 = 65.87 \text{ ton}$$

### 3.9.4 Valuación de fuerzas sísmicas estimando el periodo fundamental del edificio con apéndices.

Para estimar el periodo de el edificio con apéndices usaremos las cortantes calculadas empleando el factor  $\alpha$  en la sección anterior, ignorando las fuerzas y pesos de los apéndices.

Nivel	$W_i$ (ton)	$P_i$ (ton)	$V_i$ (ton)	$K_i$ (ton/cm)	$V_i/K_i$ (cm)	$d_i$ (cm)	$W_i \cdot d_i^2$	$P_i \cdot d_i$
5	300	17.33	17.33	100	0.173	1.710	877.38	29.64
4	400	18.49	35.82	100	0.358	1.537	944.72	28.41
3	400	13.87	49.69	200	0.248	1.179	555.65	16.34
2	400	9.24	58.93	200	0.295	0.930	346.09	8.60
1	400	4.62	63.55	100	0.636	0.636	161.56	2.94
<b>Suma</b>							<b>2885.40</b>	<b>85.93</b>

$$T = 6.3 \sqrt{\frac{2885.40}{981 \times 85.93}} = 1.17 \text{seg.}$$

**Tabla 3.8 Estimación del periodo fundamental del edificio de la Figura 3.9.**

Supongamos que el edificio satisface los requisitos de regularidad necesarias que marcan las NTDS para que no sea necesario multiplicar  $Q'$  por 0.80. Recordemos que  $c=0.14$  y que esta desplantada en terreno firme (Zona I) y que se encuentra en la zona **B** de la Regionalización sísmica de México. (Ver tabla 3.1).

$$a_0 = 0.04$$

$$c = 0.14$$

$$T_1 = 0.20$$

$$T_2 = 0.60$$

$$r = \frac{1}{2}$$

Ya que  $T > T_2$  se aplica el párrafo II de la sección 3.9.2 que requiere emplear los factores  $k_1$  y  $k_2$  dados por las expresiones:

$$k_1 = q[1 - r(1 - q)] \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

$$k_2 = 1.5rq(1 - q) \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i^2}$$

Donde:  $q = \left(\frac{T_2}{T}\right)^r$  y  $a$  no será menor de  $c/4$ .

Necesitamos previamente determinar  $\frac{a}{Q'}$  que es lo que debe valer  $\frac{V_0}{W_0}$ , cuando  $T > T_2$ ,

$a = c\left(\frac{T_2}{T}\right)^r$  por consiguiente  $a = 0.14 \times \left(\frac{0.60}{1.17}\right)^{1/2} = 0.1$  y como  $c/4$  es menor que  $a$  se utilizará  $a=0.1$ , en consecuencia como  $T > T_1$  por lo tanto  $Q' = Q = 4$ . Entonces la relación

$$\frac{V_0}{W_0} = \frac{a}{Q'} = \frac{0.1}{4} = 0.025.$$

La obtención de las fuerzas reducidas se muestra en la tabla 3.9, en particular, la cortante en la base que ha disminuido de 67.04 a 47.50 ton por haberse estimado el periodo fundamental de vibración del edificio.

Nivel	$W_i$ (ton)	$h_i$ (m)	$W_i \cdot h_i$	$W_i \cdot h_i^2$	$f_i$	$P_i$ (ton)	$V_i$ (ton)
5	300	15	4500	67500	431.35	14.00	14.00
4	400	12	4800	57600	436.53	14.17	28.17
3	400	9	3600	32400	309.72	10.05	38.22
2	400	6	2400	14400	194.69	6.31	44.53
1	400	3	1200	3600	91.45	2.97	47.50
<b>Suma</b>	<b>1900</b>		<b>16500</b>	<b>175500</b>	<b>1463.74</b>		

**Tabla 3.9 Fuerzas sísmicas del edificio de la Figura 3.9 reducidas por estimación de su periodo Fundamental.**

Datos ocupados para realizar la tabla 3.9:

$$c = 0.14$$

$$r = 0.50$$

$$T_2 = 0.60$$

$$Q' = Q = 4$$

$$T = 1.17 \text{ seg.}$$

Cálculos hechos para la tabla 3.9:

$$q = \left( \frac{T_2}{T} \right)^r = 0.72$$

$$a = 0.14 \times \left( \frac{0.60}{1.17} \right)^{1/2} = 0.1$$

$$k_1 = 0.72 [1 - 0.5(1 - 0.72)] \frac{1900}{16500} = 0.7130$$

$$k_2 = 1.5 \times 0.5 \times 0.72 (1 - 0.72) \frac{1900}{175500} = 0.001637$$

$$f_i = k_1 \cdot W_i \cdot h_i + k_2 \cdot W_i \cdot h_i^2$$

$$\frac{V_o}{W_o} = \frac{a}{Q'} \therefore V_o = \frac{a}{Q'} \times W_o = \frac{0.1}{4} \times 1900 = 47.50 \text{ ton}$$

$$P_i = \frac{V_o \cdot f_i}{\sum f_i}$$

Como verificación podemos verificar la relación  $\frac{V_o}{W_o} = \frac{47.50}{1900} = 0.025$  que es un valor

idéntico al solicitado.

Las fuerzas en los apéndices se pueden modificar procediendo como en la segunda parte del ejemplo de la sección 3.9.3.

Las fuerzas de los apéndices como si estuviesen desplantados en el suelo se dan con las expresiones:

$$P'_6 = 0.07 \times W_6 = 0.07 \times 5 = 0.35 \text{ ton}$$

$$P'_7 = 0.07 \times W_7 = 0.07 \times 10 = 0.70 \text{ ton}$$

Para el apéndice  $W_6$ ,  $c'$  es el factor por el que se multiplica  $W_1$  para obtener  $P_1$ , esto es

$$c'_6 = \frac{P_1}{W_1} = \frac{2.97}{400} = 0.0074 ; \text{ similarmente, para el apéndice } W_7, \text{ es el factor por el que se}$$

$$\text{multiplica } W_5 \text{ para obtener } P_5, \text{ esto es } c'_7 = \frac{P_5}{W_5} = \frac{14.00}{300} = 0.04667 .$$

Los valores dados en las ecuaciones de  $P'_6$  y  $P'_7$  por la expresión  $\left(1 + \frac{4c'}{c}\right)$  por lo tanto tenemos:

$$P_6 = 0.35 \left(1 + \frac{4(0.0074)}{0.14}\right) = 0.45$$

$$P_7 = 0.70 \left(1 + \frac{4(0.04667)}{0.14}\right) = 1.63$$

Entonces los cortantes quedan de la siguiente manera:

$$V_7 = 1.63 \text{ ton}$$

$$V_5 = 15.63 \text{ ton}$$

$$V_4 = 29.80 \text{ ton}$$

$$V_3 = 39.85 \text{ ton}$$

$$V_2 = 46.16 \text{ ton}$$

$$V_6 = 0.45 \text{ ton}$$

$$V_1 = 49.58 \text{ ton}$$

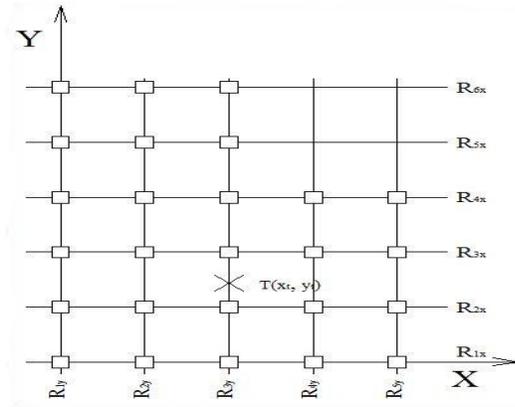
### **3.10 Distribución de las fuerzas sísmicas entre los elementos resistentes del edificio y cálculo de efectos de torsión.**

Una vez determinadas las fuerzas sísmicas que obran en cada piso de un edificio, tenemos que distribuir las entre los elementos resistentes verticales (marcos y/o muros y/o contravientos). En este paso del análisis sísmico hay que tener en cuenta que debido a los efectos dinámicos de la vibración, el momento torsionante que actúa en cada entrepiso se ve en general amplificado y la excentricidad efectiva puede ser mayor calculada. (*Ref. 2*)

Por otra parte, la determinación del centro de torsión sólo puede efectuarse con pobre aproximación ya que la rigidez de cada elemento particular se altera por agrietamientos locales, fluencias o por la contribución de elementos no estructurales. Por las dos razones expuestas, los reglamentos de construcción modernos especifican excentricidades de diseño que, según lo que sea más desfavorable, amplifican o reducen la excentricidad directa para incorporar a naturaleza dinámica de las torsiones sísmicas en cálculos estáticos.

Presentaremos a continuación dos métodos para efectuar la distribución de cortantes sísmicas siguiendo las pautas anteriores. El primero (se estudiara más a fondo) se limita a estructuras cuyos elementos resistentes están ubicados en dos direcciones ortogonales y hace uso del concepto de rigidez de entrepiso; tiene la ventaja que se puede incorporar fácilmente en una hoja de cálculo electrónica. El segundo método, (solo será mencionado) emplea operaciones matriciales, es innecesaria la definición de rigideces de entrepiso y dirección, pero requiere el empleo de computadoras. Ambos métodos se basan en la hipótesis de que los pisos son diafragmas rígidos en su plano.

La figura 3.11 muestra la planta de un entrepiso en el cual los elementos estructurales que resisten fuerzas laterales son paralelos a las direcciones X o Y.



**Fig. 3.11 Planta de un entrepiso y su centro de torsión.**

En estas circunstancias, las fuerzas sísmicas se pueden distribuir entre los elementos resistentes mediante los siguientes pasos: (Ref. 2)

- Se calculan las rigideces de entrepiso de los elementos resistentes en ambas direcciones y en todos los entrepisos.
- Se evalúa la fuerza horizontal  $P_i$  aplicada en el centro de gravedad de cada nivel  $i$  para las dos direcciones con alguna de las opciones descritas anteriormente.
- Se obtiene la cortante en cada entrepiso, así como su línea de acción en planta por equilibrio estático.
- Se determina el centro de torsión en cada entrepiso. Este centro es el punto por el que debe pasar la línea de acción de la fuerza cortante para que el movimiento relativo de los dos niveles consecutivos que limitan el entrepiso sea exclusivamente de translación. En caso contrario existe torsión o rotación relativa entre dichos niveles. Las expresiones para calcular el centro de torsión son:

$$x_t = \frac{\sum (R_{jy} \cdot x_j)}{\sum R_{jy}} \quad y_t = \frac{\sum (R_{jx} \cdot y_j)}{\sum R_{jx}}$$

$X_j, Y_j$  son las coordenadas de los elementos resistentes.

- e) La fuerza cortante sobre un elemento resistente es igual a la suma de dos efectos: debido a la fuerza cortante del entrepiso supuesta actuando en el centro de torsión, y el causado por el momento torsionante. Si la dirección analizada del sismo es paralela al eje X, se obtienen las cortantes siguientes:

En los elementos resistentes x, por efecto de la fuerza cortante aplicada en el centro de torsión:

$$\frac{V_x R_{jx}}{\sum R_{jx}}$$

En los elementos resistentes x, por efecto de torsión:

$$\frac{M_t \cdot R_{jx} \cdot y_{jt}}{\left( \sum R_{jx} \cdot y_{jt}^2 + \sum R_{jy} \cdot x_{jt}^2 \right)}$$

En los elementos resistentes y, por efecto de torsión:

$$\frac{M_t \cdot R_{jy} \cdot x_{jt}}{\left( \sum R_{jx} \cdot y_{jt}^2 + \sum R_{jy} \cdot x_{jt}^2 \right)}$$

En las expresiones anteriores  $V_x$  es la cortante en el entrepiso considerando en la dirección X;  $x_{jt}$ ,  $y_{jt}$  son las distancias del elemento resistente j al respectivo centro de torsión;  $M_t$  es el momento torsionante de diseño, igual al producto de  $V_x$  por la más desfavorable de las siguientes excentricidades:

$$e_1 = 1.5 e_s + 0.1 b$$

$$e_2 = e_s - 0.1 b$$

Siendo la excentricidad directa,  $e_s$ , la distancia entre la línea de acción de la cortante y el centro de torsión, y  $b$  la mayor dimensión en planta del entrepiso medida perpendicularmente a  $V_x$ . Al calcular  $e_1$  a  $e_s$  se le suma, en el mismo sentido, la excentricidad accidental  $0.1 b$ ; en cambio, al evaluar  $e_2$  a  $e_s$  se le resta en sentido contrario la excentricidad resultante sea de digno opuesto al de la directa. Para cada elemento resistente se investiga si  $e_1$  o  $e_2$  produce efectos más desfavorables. Se lleva a cabo un análisis similar con las fuerzas en la dirección  $Y$ .

- f) Para cada elemento resistente se calculan las cortantes debidas al 100 por ciento de las fuerzas sísmicas en la dirección  $Y$  y viceversa. Rige el mayor de los resultados.
- g) Conocidas las cargas que actúan en cada elemento resistente, éste se analiza de acuerdo con los métodos presentados en el capítulo 2 u otros similares.

Es necesario precisar los signos de las cantidades aludidas en el procedimiento que acabamos de describir. Las rigideces de entrepiso son siempre positivas y se debe de escoger un sistema de coordenadas derecho con centro en cualquier punto en planta. Así, las coordenadas de los elementos resistentes,  $x_j$  o  $y_j$  pueden ser positivas o negativas y se incluirán con su signo en las ecuaciones  $x_t = \frac{\sum (R_{jy} \cdot x_j)}{\sum R_{jy}}$  y  $y_t = \frac{\sum (R_{jx} \cdot y_j)}{\sum R_{jx}}$ , que dan como resultado las coordenadas del centro de torsión ( $x_t$ ,  $y_t$ ) con el signo apropiado. Las distancias de los elementos resistentes a dicho centro también tienen signo y están dadas por: (Ref. 2)

$$x_{jt} = x_j - x_t$$

$$y_{jt} = y_j - y_t$$

Las posiciones de las cortantes, definidas por las coordenadas  $x_v$  o  $y_v$ , deben referirse al mismo sistema de coordenadas, incluyendo el signo correspondiente.

Entonces las excentricidades directas se valúan con los signos que resulten, como las diferencias: (Ref. 2)

$$e_{sx} = y_v - y_t \qquad e_{sy} = x_v - x_t$$

El signo de  $e_s$  debe incluirse al calcular las excentricidades de diseño  $e_1$  y  $e_2$ ; las fórmulas siguientes incorporan correctamente el signo de la excentricidad accidental: (Ref. 2)

$$e_1 = e_s \left( 1.5 + \frac{0.1b}{|e_s|} \right)$$

$$e_2 = e_s \left( 1.0 + \frac{0.1b}{|e_s|} \right)$$

Como el signo puede actuar en uno u otro sentido en cada dirección de análisis, las cortantes sísmicas podrían ser positivas o negativas, aunque deben tener signos congruentes con el sentido escogido en todos los entrepisos. Conviene, no obstante, asignarles signo positivo, de manera que los momentos torsionantes asumen el signo de la excentricidad que los origina y la cortante directa de cada elemento resistente es siempre positiva. Por otro lado, los signos del momento torsionante y de las coordenadas  $x_{jt}$  o  $y_{jt}$  deben incluirse en las expresiones  $\frac{M_t \cdot R_{jx} \cdot y_{jt}}{\left( \sum R_{jx} \cdot y_{jt}^2 + \sum R_{jy} \cdot x_{jt}^2 \right)}$  y  $\frac{M_t \cdot R_{jy} \cdot x_{jt}}{\left( \sum R_{jx} \cdot y_{jt}^2 + \sum R_{jy} \cdot x_{jt}^2 \right)}$ , lo cual lleva a cortantes por torsión positiva o negativa.

Al combinar los efectos de las dos componentes ortogonales de movimiento del terreno en la determinación de las cortantes en los elementos resistentes, a la cortante inducida por el sismo actuando en una dirección, siempre se añade la producida al considerar la dirección perpendicular, independiente del signo de esta última (que se invertiría si cambiamos el sentido de la segunda componente, manteniendo fijo el de la primera).

Para calcular las posiciones de los centros de torsión de los entrepisos utilizaremos el edificio mostrado en la sección 3.9.1. Las rigideces de entrepiso se dan como datos en la figura aludida.

Anticipándonos a los cálculos necesarios para distribuir las cortantes entre los elementos resistentes, hemos incluido en esta tabla las coordenadas de dichos elementos referidas al centro de torsión y los cocientes: (Ref. 2)

$$c_d = R_{jx} / \sum R_{jx} \quad \text{o} \quad R_{jy} / \sum R_{jy}$$

$$c_t = R_{jx} \cdot y_{jt} / \sum R_t \quad \text{o} \quad R_{jy} \cdot x_{jt} / R_t$$

Siendo  $R_t$  la rigidez rotacional con respecto al centro de torsión igual a  $\sum (R_{jx} \cdot y_{jt}^2 + R_{jy} \cdot x_{jt}^2)$ .

### Posiciones de los centros de torsión de los entrepisos del edificio de la figura 3.8.

#### a) Entrepiso 5

Eje	$R_{jx}$	$y_j$	$R_{jx} \cdot y_j$	$y_{jt}$	$R_{jx} \cdot y_{jt}$	$R_{jx} \cdot y_{jt}^2$	$c_d$	$c_t$
$1_x$	12	0.0	0.0	-4.73	-56.76	268.47	0.273	-0.00913
$2_x$	8	3.5	28.0	-1.23	-9.84	12.10	0.182	-0.00158
$3_x$	24	7.5	180.0	2.77	66.48	184.15	0.545	0.01069
<b>Suma</b>	44		208.0			464.73	1.00	0.0000

$$y_t = \frac{\sum R_{jx} \cdot y_j}{\sum R_{jx}} = \frac{208}{44} = 4.73\text{m}$$

Eje	R <sub>jy</sub>	x <sub>j</sub>	R <sub>jy</sub> ·x <sub>j</sub>	x <sub>jt</sub>	R <sub>jy</sub> ·x <sub>jt</sub>	R <sub>jy</sub> ·x <sub>jt</sub> <sup>2</sup>	c <sub>d</sub>	c <sub>t</sub>
1 <sub>y</sub>	74	0.0	0.0	-5.78	-427.72	2472.22	0.556	-0.06880
2 <sub>y</sub>	4	6.5	26.0	0.72	2.88	2.07	0.030	0.00046
3 <sub>y</sub>	55	13.5	742.5	7.72	424.60	3277.91	0.414	0.06830
<b>Suma</b>	<b>133</b>		<b>768.5</b>			<b>5752.21</b>	<b>1.000</b>	<b>0.0000</b>

$$x_t = \frac{\sum R_{jy} \cdot x_j}{\sum R_{jy}} = \frac{768.5}{133} = 5.78m \quad R_t = \sum (R_{jx} \cdot y_{jt}^2 + R_{jy} \cdot x_{jt}^2) = 6216.93$$

$$c_d = R_{jx} / \sum R_{jx} \quad \text{o} \quad R_{jy} / \sum R_{jy} \quad c_t = R_{jx} \cdot y_{jt} / \sum R_t \quad \text{o} \quad R_{jy} \cdot x_{jt} / R_t$$

#### b) Entrepiso 4

Eje	R <sub>jx</sub>	y <sub>j</sub>	R <sub>jx</sub> ·y <sub>j</sub>	y <sub>jt</sub>	R <sub>jx</sub> ·y <sub>jt</sub>	R <sub>jx</sub> ·y <sub>jt</sub> <sup>2</sup>	c <sub>d</sub>	c <sub>t</sub>
1 <sub>x</sub>	12	0.0	0.0	-6.00	-72	432.00	0.273	-0.00036
2 <sub>x</sub>	8	3.5	28.0	-2.50	-20	50.00	0.182	-0.00010
3 <sub>x</sub>	8	7.5	60.0	1.50	12	18.00	0.182	0.00006
4 <sub>x</sub>	16	11.0	176.0	5.00	80	400.00	0.364	0.00040
<b>Suma</b>	<b>44</b>		<b>264.0</b>			<b>900.00</b>	<b>1.000</b>	<b>0.0000</b>

$$y_t = \frac{\sum R_{jx} \cdot y_j}{\sum R_{jx}} = \frac{264}{44} = 6.00m$$

Eje	R <sub>iy</sub>	x <sub>j</sub>	R <sub>iy</sub> ·x <sub>j</sub>	x <sub>jt</sub>	R <sub>iy</sub> ·x <sub>jt</sub>	R <sub>iy</sub> ·x <sub>jt</sub> <sup>2</sup>	c <sub>d</sub>	c <sub>t</sub>
1 <sub>y</sub>	108	0.0	0.0	-8.93	-964.44	8612.45	0.524	-0.00477
2 <sub>y</sub>	6	6.5	39.0	-2.43	-14.58	35.43	0.029	-0.00007
3 <sub>y</sub>	6	13.5	81.0	4.57	27.42	125.31	0.029	0.00014
4 <sub>y</sub>	86	20.0	1720.0	11.07	952.02	10538.86	0.417	0.00471
<b>Suma</b>	<b>206</b>		<b>1840.0</b>			<b>19312.05</b>	<b>1.000</b>	<b>0.0000</b>

$$x_t = \frac{\sum R_{iy} \cdot x_j}{\sum R_{iy}} = \frac{1840}{206} = 8.93m \quad R_t = \sum (R_{ix} \cdot y_{jt}^2 + R_{iy} \cdot x_{jt}^2) = 202112.05$$

$$c_d = R_{ix} / \sum R_{ix} \quad \text{o} \quad R_{iy} / \sum R_{iy} \quad c_t = R_{ix} \cdot y_{jt} / \sum R_t \quad \text{o} \quad R_{iy} \cdot x_{jt} / R_t$$

### c) Entrepiso 1 a 3

Eje	R <sub>ix</sub>	y <sub>j</sub>	R <sub>ix</sub> ·y <sub>j</sub>	y <sub>jt</sub>	R <sub>ix</sub> ·y <sub>jt</sub>	R <sub>ix</sub> ·y <sub>jt</sub> <sup>2</sup>	c <sub>d</sub>	c <sub>t</sub>
1 <sub>x</sub>	20	0.0	0.0	-5.82	-116.4	677.45	0.294	-0.00495
2 <sub>x</sub>	12	3.5	42.0	-2.32	-27.84	64.59	0.176	-0.00118
3 <sub>x</sub>	12	7.5	90.0	1.68	20.16	33.87	0.176	0.00086
4 <sub>x</sub>	24	11.0	264.0	5.18	124.32	643.98	0.353	0.00528
<b>Suma</b>	<b>68</b>		<b>396.0</b>			<b>1419.88</b>	<b>1.000</b>	<b>0.0000</b>

$$y_t = \frac{\sum R_{ix} \cdot y_j}{\sum R_{ix}} = \frac{396}{68} = 5.82m$$

Eje	$R_{jy}$	$x_j$	$R_{jy} \cdot x_j$	$x_{jt}$	$R_{jy} \cdot x_{jt}$	$R_{jy} \cdot x_{jt}^2$	$c_d$	$c_t$
<b>1<sub>y</sub></b>	128	0.0	0.0	-8.64	-1105.92	9555.15	0.524	-0.04699
<b>2<sub>y</sub></b>	6	6.5	39.0	-2.14	-12.84	27.48	0.025	-0.00055
<b>3<sub>y</sub></b>	6	13.5	81.0	4.86	29.16	141.72	0.025	0.00124
<b>4<sub>y</sub></b>	96	20.0	1920.0	11.36	1090.56	12388.76	0.407	0.04634
<b>Suma</b>	<b>236</b>		<b>2040.0</b>			<b>22113.11</b>	<b>1.000</b>	<b>0.0000</b>

$$x_t = \frac{\sum R_{jy} \cdot x_j}{\sum R_{jy}} = \frac{2040}{236} = 8.64\text{m} \quad R_t = \sum (R_{jx} \cdot y_{jt}^2 + R_{jy} \cdot x_{jt}^2) = 23532.99$$

$$c_d = R_{jx} / \sum R_{jx} \quad \text{o} \quad R_{jy} / \sum R_{jy} \quad c_t = R_{jx} \cdot y_{jt} / \sum R_t \quad \text{o} \quad R_{jy} \cdot x_{jt} / R_t$$

**Tabla 3.10 (a, b y c) Posición de centro de torsión de los entresijos de la figura 3.8 entresijo.**

Obsérvese que  $c_d$  y  $c_t$  forman parte de las expresiones  $\frac{M_t \cdot R_{jx} \cdot y_{jt}}{(\sum R_{jx} \cdot y_{jt}^2 + \sum R_{jy} \cdot x_{jt}^2)}$  y

$\frac{M_t \cdot R_{jy} \cdot x_{jt}}{(\sum R_{jx} \cdot y_{jt}^2 + \sum R_{jy} \cdot x_{jt}^2)}$ , respectivamente, y permiten expresar las contribuciones debidas a

la cortante actuando en el centro de torsión y al momento torsionante como: (Ref. 2)

$$V_d = c_d \cdot V$$

$$V_t = c_t \cdot M_t$$

Conocidas las coordenadas del centro de torsión, podemos valorar la excentricidad directa  $e_s$ , las excentricidades  $e_1$  y  $e_2$  y también verificar los requisitos reglamentarios de excentricidades y momentos torsionantes mínimos.

Por lo consiguiente se elaborara la tabla 3.11 (a y b), que además incluye una excentricidad  $e_3$  igual a la mitad de la máxima excentricidad  $e_s$  debajo de cada nivel considerado. Otras dos columnas de la tabla listan el momento torsionante en  $M_t$  valuado con  $e_s$  y el momento  $M_4$  igual a la mitad del máximo  $M_t$  encima del nivel analizado. Para facilitar la comparación de  $e_1$  y  $e_2$  hemos definido una excentricidad  $e_4$  dada por el cociente  $M_4/V$ .

**a) Dirección X.**

$$e_s = y_v - y_t$$

Nivel	$V_x$	$y_v$	$y_t$	$b$	$e_s$	$e_1$	$e_2$	$e_3$	$M_t$	$M_4$	$e_4$
5	35.66	3.25	4.73	7.5	-1.48	-2.97	-0.73	-0.79	-52.77	0.00	0.00
4	74.28	4.42	6.00	11	-1.58	-3.47	-0.48	-0.52	-111.37	-26.39	-0.36
3	111.42	4.78	5.82	11	-1.04	-2.66	0.06	-0.45	-115.88	-58.68	-0.53
2	137.42	4.92	5.82	11	-0.90	-2.46	0.20	-0.37	-124.20	-57.94	-0.42
1	155.25	5.08	5.82	11	-0.74	-2.22	0.36	0.00	-115.64	-62.10	-0.40

**b) Dirección Y.**

$$e_s = x_v - x_t$$

Nivel	$V_y$	$x_v$	$x_t$	$b$	$e_s$	$e_1$	$e_2$	$e_3$	$M_t$	$M_4$	$e_4$
5	71.31	6.75	5.78	13.5	0.97	2.81	-0.38	-0.45	69.17	0.00	0.00
4	148.56	8.02	8.93	11	-0.91	-3.36	1.09	-0.11	-134.60	34.59	0.23
3	222.85	8.42	8.64	11	-0.22	-2.34	1.78	-0.04	-49.92	-67.30	-0.30
2	274.84	8.56	8.64	11	-0.08	-2.11	1.92	-0.04	-20.80	-24.96	-0.09
1	310.50	8.56	8.64	11	-0.08	-2.12	1.92	0.00	-25.79	-10.40	-0.03

$e_1 = e_s \left( 1.5 + \frac{0.1b}{|e_s|} \right)$   $e_2 = e_s \left( 1.0 + \frac{0.1b}{|e_s|} \right)$   $e_3 =$  mitad del máximo es abajo del nivel considerado.

$M_t = V \cdot e_s$   $M_4 =$  mitad del máximo  $M_t$  arriba del nivel considerado.  $e_4 = M_4/V$

**Tabla 3.11 (a y b) Obtención de excentricidad directa y momento torsionante.**

La distribución de las cortantes sísmicas entre los elementos resistentes de los entresijos 1 a 5 se lleva a cabo a continuación, de acuerdo con las fórmulas  $V_d = c_d \cdot V$  y  $V_t = c_t \cdot M_t$ . En la primera parte de las tablas 3.12 (a, b, c, d y e) se consignan las  $e_1$  y  $e_2$  correspondientes al entresijo analizado en las dos direcciones del sismo, junto con los dos respectivos momentos torsionantes  $M_{t1}$  y  $M_{t2}$ . Hemos incluido  $M_{t0}$  definido como el máximo valor absoluto entre  $M_{t1}$  y  $M_{t2}$  causado por la cortante que obra en la dirección ortogonal.

En lo que resta de las tablas 3.12 (a, b, c, d y e) se emplean los cocientes  $c_d$  y  $c_t$  para calcular la cortante directa y las debidas a los diferentes momentos torsionantes en los elementos resistentes del entresijo considerado, cada contribución se identifica con el subíndice correspondiente. Para cada elemento se determina si  $V_1$  o  $V_2$  es más desfavorable, o sea cuál es el mayor entre  $V_d + V_1$  y  $V_d + V_2$ . Llamado  $V_m$  al resultado más desfavorable, la combinación de los efectos de 100 por ciento de una dirección del temblor con 30 por ciento de los de la dirección ortogonal, se hace como sigue: (*Ref. 2*)

$$V_{xy1} = V_m + 0.3|V_o|$$

$$V_{xy2} = 0.3V_m + |V_o|$$

Rige la mayor de estos dos valores. Como verificarán, la suma de las  $V_d$  es, salvo pequeños errores de redondeo, igual a la cortante del entresijo, mientras que las cortantes originadas por torsión suman cero. Obsérvese también que la adición de las cortantes de diseño ( $V_{xy1}$  en este caso), siempre supera a la cortante de entresijo como consecuencia de que las cortantes más desfavorables por torsión para distintos elementos resistentes corresponden a diferentes excentricidades.

La forma tabular en que se organizó las operaciones de este ejemplo, incluyendo el tratamiento de signos, es apropiada para hojas electrónicas de cálculo.

## a) Entrepiso 5.

Sentido	V (ton)	e <sub>1</sub> (m)	e <sub>2</sub> (m)	M <sub>t1</sub> =V.e <sub>1</sub>	M <sub>t2</sub> =V.e <sub>2</sub>	M <sub>to</sub>
X	35.66	-2.97	-0.73	-105.91	-26.03	200.30
Y	71.31	2.81	-0.38	200.38	-27.10	105.91

Eje	c <sub>d</sub>	c <sub>t</sub>	V <sub>d</sub>	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>m</sub>	V <sub>o</sub>	V <sub>xy1</sub>	V <sub>xy2</sub>
1 <sub>x</sub>	0.273	-0.00913	9.73	0.97	0.24	10.69	-1.83	10.14	1.38
2 <sub>x</sub>	0.182	-0.00158	6.48	0.17	0.04	6.65	-0.32	6.56	1.68
3 <sub>x</sub>	0.545	0.01069	19.45	-1.13	-0.28	19.17	2.14	19.82	7.89
<b>Suma</b>			<b>35.66</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>		<b>0.00</b>	<b>36.52</b>	<b>10.95</b>

1 <sub>y</sub>	0.556	-0.0688	39.68	-13.79	1.86	41.54	-7.29	39.35	5.18
2 <sub>y</sub>	0.030	0.00046	2.14	0.09	-0.01	2.24	0.05	2.25	0.72
3 <sub>y</sub>	0.414	0.06830	29.49	13.69	-1.85	43.17	7.23	45.34	20.19
<b>Suma</b>			<b>71.31</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>		<b>0.00</b>	<b>86.95</b>	<b>26.08</b>

M<sub>to</sub> = Máximo valor absoluto entre M<sub>t1</sub> y M<sub>t2</sub> en la dirección ortogonal.

V<sub>d</sub> = Cortante directo = c<sub>d</sub>.V

V<sub>j</sub> = Cortante por torsión = c<sub>t</sub>.M<sub>tj</sub>, j= 1, 2, 0

c<sub>d</sub> y c<sub>t</sub> Proviene de la tabla donde se calculo el centro de torsión de los entresijos.

V<sub>m</sub> = Máximo entre (V<sub>d</sub>+V<sub>1</sub>) y (V<sub>d</sub>+V<sub>2</sub>)

V<sub>xy1</sub> = V<sub>m</sub> + 0.3|V<sub>o</sub>|

V<sub>xy2</sub> = 0.3V<sub>m</sub> + |V<sub>o</sub>|

**Tabla 3.12 (a) Distribución de fuerzas cortantes en elementos resistentes de entresijos.**

**Entrepiso 4.**

<b>Sentido</b>	<b>V (ton)</b>	<b>e<sub>1</sub> (m)</b>	<b>e<sub>2</sub> (m)</b>	<b>M<sub>t1</sub>=V.e<sub>1</sub></b>	<b>M<sub>t2</sub>=V.e<sub>2</sub></b>	<b>M<sub>to</sub></b>
<b>X</b>	74.28	-3.47	-0.48	-257.75	-35.65	499.16
<b>Y</b>	148.56	-3.36	1.09	-499.16	161.93	257.75

<b>Eje</b>	<b>c<sub>d</sub></b>	<b>c<sub>t</sub></b>	<b>V<sub>d</sub></b>	<b>V<sub>1</sub></b>	<b>V<sub>2</sub></b>	<b>V<sub>m</sub></b>	<b>V<sub>o</sub></b>	<b>V<sub>xy1</sub></b>	<b>V<sub>xy2</sub></b>
<b>1<sub>x</sub></b>	0.273	-0.00036	20.26	0.09	0.01	20.35	-0.18	20.30	5.93
<b>2<sub>x</sub></b>	0.182	-0.00010	13.51	0.03	0.00	13.53	-0.05	13.52	4.01
<b>3<sub>x</sub></b>	0.182	0.00006	13.51	-0.02	0.00	13.50	0.03	13.51	4.08
<b>4<sub>x</sub></b>	0.364	0.00040	27.01	-0.10	-0.01	27.00	0.20	27.06	8.30
<b>Suma</b>			<b>74.28</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>		<b>0.00</b>	<b>74.38</b>	<b>22.31</b>

<b>1<sub>y</sub></b>	0.524	-0.00477	77.89	2.38	-0.77	80.27	-2.38	79.55	21.70
<b>2<sub>y</sub></b>	0.029	-0.00007	4.33	0.04	-0.01	4.36	-0.04	4.35	1.27
<b>3<sub>y</sub></b>	0.029	0.00014	4.33	-0.07	0.02	4.35	0.07	4.37	1.37
<b>4<sub>y</sub></b>	0.417	0.00471	62.02	-2.35	0.76	62.78	2.35	63.49	21.19
<b>Suma</b>			<b>148.56</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>		<b>0.00</b>	<b>151.76</b>	<b>45.53</b>

$M_{to}$  = Máximo valor absoluto entre  $M_{t1}$  y  $M_{t2}$  en la dirección ortogonal.

$V_d$  = Cortante directo =  $c_d \cdot V$

$V_j$  = Cortante por torsión =  $c_t \cdot M_{tj}$ ,  $j = 1, 2, 0$

$c_d$  y  $c_t$  Proviene de la tabla donde se calculo el centro de torsión de los entresijos.

$V_m$  = Máximo entre  $(V_d + V_1)$  y  $(V_d + V_2)$

$V_{xy1} = V_m + 0.3|V_o|$

$V_{xy2} = 0.3V_m + |V_o|$

**Tabla 3.12 (b) Distribución de fuerzas cortantes en elementos resistentes de entresijos.**

**Entrepiso 3.**

<b>Sentido</b>	<b>V (ton)</b>	<b>e<sub>1</sub> (m)</b>	<b>e<sub>2</sub> (m)</b>	<b>M<sub>t1</sub>=V.e<sub>1</sub></b>	<b>M<sub>t2</sub>=V.e<sub>2</sub></b>	<b>M<sub>to</sub></b>
<b>X</b>	111.42	-2.66	0.06	-296.38	6.69	521.47
<b>Y</b>	222.85	-2.34	1.78	-521.47	396.67	296.38

<b>Eje</b>	<b>c<sub>d</sub></b>	<b>c<sub>t</sub></b>	<b>V<sub>d</sub></b>	<b>V<sub>1</sub></b>	<b>V<sub>2</sub></b>	<b>V<sub>m</sub></b>	<b>V<sub>o</sub></b>	<b>V<sub>xy1</sub></b>	<b>V<sub>xy2</sub></b>
<b>1<sub>x</sub></b>	0.294	-0.00495	32.77	1.47	0.03	34.24	-2.58	33.46	7.69
<b>2<sub>x</sub></b>	0.176	-0.00118	19.66	0.35	0.01	20.01	-0.62	19.83	5.39
<b>3<sub>x</sub></b>	0.176	0.00086	19.66	-0.25	-0.01	19.66	0.45	19.79	6.34
<b>4<sub>x</sub></b>	0.353	0.00528	39.32	-1.57	-0.04	39.29	2.75	40.12	14.54
<b>Suma</b>			<b>111.42</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>		<b>0.00</b>	<b>113.20</b>	<b>33.96</b>

<b>1<sub>y</sub></b>	0.542	-0.04699	77.89	24.51	-18.64	145.37	-13.93	141.20	29.68
<b>2<sub>y</sub></b>	0.025	-0.00055	4.33	0.28	-0.22	5.95	-0.16	5.90	1.62
<b>3<sub>y</sub></b>	0.025	0.00124	4.33	-0.65	0.49	6.16	0.37	6.27	2.21
<b>4<sub>y</sub></b>	0.407	0.04634	62.02	-24.17	18.38	109.03	13.73	113.15	46.44
<b>Suma</b>			<b>222.85</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>		<b>0.00</b>	<b>266.52</b>	<b>79.97</b>

$M_{to}$  = Máximo valor absoluto entre  $M_{t1}$  y  $M_{t2}$  en la dirección ortogonal.

$V_d$  = Cortante directo =  $c_d \cdot V$

$V_j$  = Cortante por torsión =  $c_t \cdot M_{tj}$ ,  $j = 1, 2, 0$

$c_d$  y  $c_t$  Proviene de la tabla donde se calculo el centro de torsión de los entresijos.

$V_m$  = Máximo entre  $(V_d + V_1)$  y  $(V_d + V_2)$

$V_{xy1} = V_m + 0.3|V_o|$

$V_{xy2} = 0.3V_m + |V_o|$

**Tabla 3.12 (c) Distribución de fuerzas cortantes en elementos resistentes de entresijos.**

**Entrepiso 2.**

<b>Sentido</b>	<b>V (ton)</b>	<b>e<sub>1</sub> (m)</b>	<b>e<sub>2</sub> (m)</b>	<b>M<sub>t1</sub>=V.e<sub>1</sub></b>	<b>M<sub>t2</sub>=V.e<sub>2</sub></b>	<b>M<sub>to</sub></b>
<b>X</b>	137.42	-2.46	0.2	-338.05	27.48	579.91
<b>Y</b>	274.84	-2.11	1.92	-579.91	527.69	338.05

<b>Eje</b>	<b>c<sub>d</sub></b>	<b>c<sub>t</sub></b>	<b>V<sub>d</sub></b>	<b>V<sub>1</sub></b>	<b>V<sub>2</sub></b>	<b>V<sub>m</sub></b>	<b>V<sub>o</sub></b>	<b>V<sub>xy1</sub></b>	<b>V<sub>xy2</sub></b>
<b>1<sub>x</sub></b>	0.294	-0.00495	40.42	1.67	-0.14	42.09	-2.87	41.23	9.76
<b>2<sub>x</sub></b>	0.176	-0.00118	24.25	0.40	-0.03	24.65	-0.69	24.44	6.71
<b>3<sub>x</sub></b>	0.176	0.00086	24.25	-0.29	0.02	24.27	0.50	24.42	7.78
<b>4<sub>x</sub></b>	0.353	0.00528	48.50	-1.79	0.15	48.65	3.06	49.57	17.66
<b>Suma</b>			<b>137.42</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>		<b>0.00</b>	<b>139.66</b>	<b>41.90</b>

<b>1<sub>y</sub></b>	0.542	-0.04699	149.07	27.25	-24.80	176.32	-15.89	171.55	37.01
<b>2<sub>y</sub></b>	0.025	-0.00055	6.99	0.32	-0.29	7.30	-0.18	7.25	2.01
<b>3<sub>y</sub></b>	0.025	0.00124	6.99	-0.72	0.65	7.64	0.42	7.77	2.71
<b>4<sub>y</sub></b>	0.407	0.04634	111.80	-26.87	24.45	136.25	15.67	140.95	56.54
<b>Suma</b>			<b>222.85</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>		<b>0.00</b>	<b>327.52</b>	<b>98.27</b>

$M_{to}$  = Máximo valor absoluto entre  $M_{t1}$  y  $M_{t2}$  en la dirección ortogonal.

$V_d$  = Cortante directo =  $c_d \cdot V$

$V_j$  = Cortante por torsión =  $c_t \cdot M_{tj}$ ,  $j = 1, 2, 0$

$c_d$  y  $c_t$  Proviene de la tabla donde se calculo el centro de torsión de los entresijos.

$V_m$  = Máximo entre  $(V_d + V_1)$  y  $(V_d + V_2)$

$V_{xy1} = V_m + 0.3|V_o|$

$V_{xy2} = 0.3V_m + |V_o|$

**Tabla 3.12 (d) Distribución de fuerzas cortantes en elementos resistentes de entresijos.**

**Entrepiso 1.**

<b>Sentido</b>	<b>V (ton)</b>	<b>e<sub>1</sub> (m)</b>	<b>e<sub>2</sub> (m)</b>	<b>M<sub>t1</sub>=V.e<sub>1</sub></b>	<b>M<sub>t2</sub>=V.e<sub>2</sub></b>	<b>M<sub>to</sub></b>
<b>X</b>	155.25	-2.22	0.36	-344.66	55.89	658.26
<b>Y</b>	310.50	-2.12	1.92	-658.26	596.16	344.66

<b>Eje</b>	<b>c<sub>d</sub></b>	<b>c<sub>t</sub></b>	<b>V<sub>d</sub></b>	<b>V<sub>1</sub></b>	<b>V<sub>2</sub></b>	<b>V<sub>m</sub></b>	<b>V<sub>o</sub></b>	<b>V<sub>xy1</sub></b>	<b>V<sub>xy2</sub></b>
<b>1<sub>x</sub></b>	0.294	-0.00495	45.66	1.70	-0.28	47.37	-3.26	46.39	10.95
<b>2<sub>x</sub></b>	0.176	-0.00118	27.40	0.41	-0.07	27.80	-0.78	27.57	7.56
<b>3<sub>x</sub></b>	0.176	0.00086	27.40	-0.30	0.05	27.44	0.56	27.61	8.80
<b>4<sub>x</sub></b>	0.353	0.00528	54.79	-1.82	0.30	55.09	3.48	56.13	20.00
<b>Suma</b>			<b>155.25</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>		<b>0.00</b>	<b>157.71</b>	<b>47.32</b>

<b>1<sub>y</sub></b>	0.542	-0.04699	168.41	16.20	-2.63	184.60	-16.20	171.74	39.18
<b>2<sub>y</sub></b>	0.025	-0.00055	7.89	0.19	-0.03	8.08	-0.19	8.03	2.24
<b>3<sub>y</sub></b>	0.025	0.00124	7.89	-0.43	0.07	7.96	0.43	8.09	2.82
<b>4<sub>y</sub></b>	0.407	0.04634	126.31	-15.97	2.59	128.90	15.97	133.69	54.64
<b>Suma</b>			<b>310.50</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>		<b>0.00</b>	<b>329.55</b>	<b>98.88</b>

$M_{to}$  = Máximo valor absoluto entre  $M_{t1}$  y  $M_{t2}$  en la dirección ortogonal.

$V_d$  = Cortante directo =  $c_d \cdot V$

$V_j$  = Cortante por torsión =  $c_t \cdot M_{tj}$ ,  $j = 1, 2, 0$

$c_d$  y  $c_t$  Proviene de la tabla donde se calculo el centro de torsión de los entresijos.

$V_m$  = Máximo entre  $(V_d + V_1)$  y  $(V_d + V_2)$

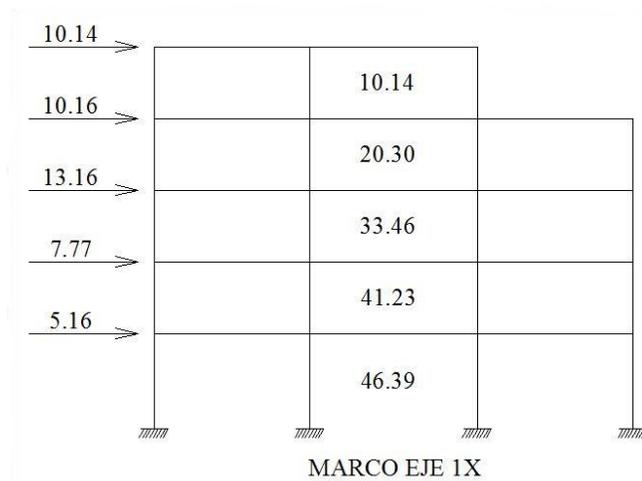
$V_{xy1} = V_m + 0.3|V_o|$

$V_{xy2} = 0.3V_m + |V_o|$

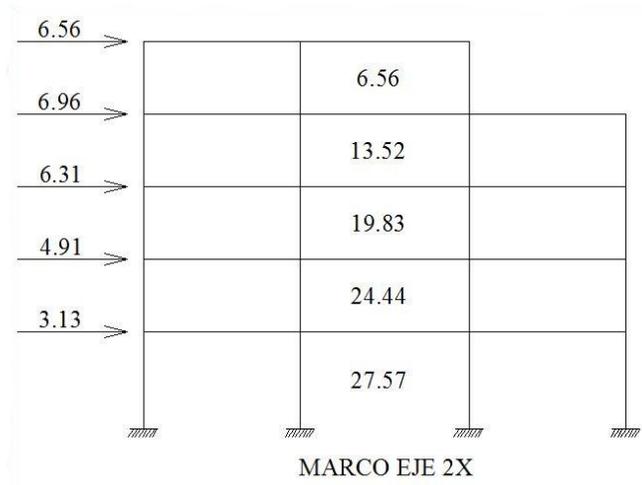
**Tabla 3.12 (e) Distribución de fuerzas cortantes en elementos resistentes de entresijos.**

Para que las hipótesis de análisis se cumplan, es necesario que la losa sea capaz de resistir como diafragma las fuerzas que actúan sobre ella como consecuencia de su participación transmitiendo la fuerza sísmica a los elementos resistentes.

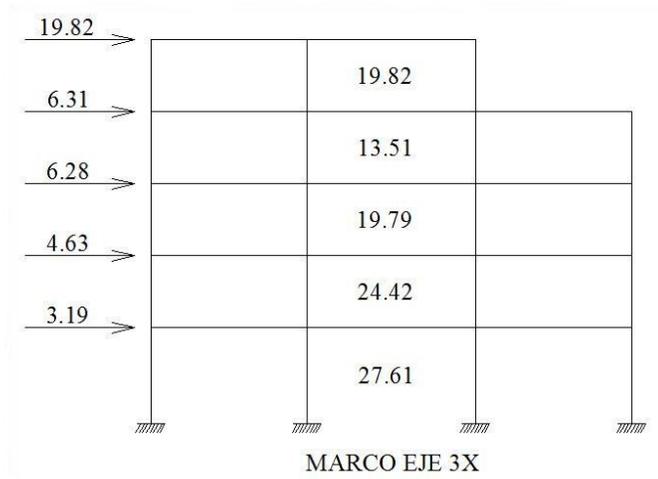
Tales fuerzas se pueden encontrar por estática; en el sistema 1y, por ejemplo, las fuerzas cortantes en los entrepisos 3 y 4 son 141.20 y 79.55 toneladas respectivamente; la fuerza que la losa transmite en el nivel 3 es, por lo tanto, la diferencia 61.65 toneladas, a continuación se muestran los marcos con las cargas ya calculadas ver Fig. 3.12 y 3.13 (a, b, c y d):



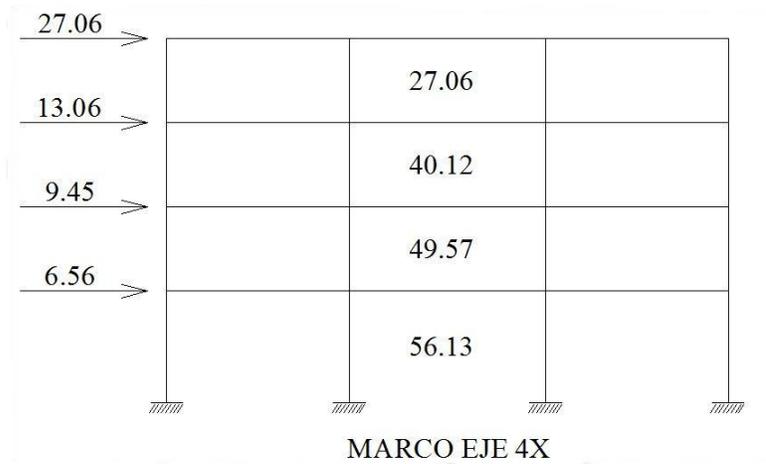
**Fig. 3.12 a**



**Fig. 3.12 b**



**Fig. 3.12 c**



**Fig. 3.12 d**

**Fig. 3.12 (a, b, c y d) Cortantes y fuerzas sísmicas en los marco de los ejes “X” del edificio de la Figura 3.9.**

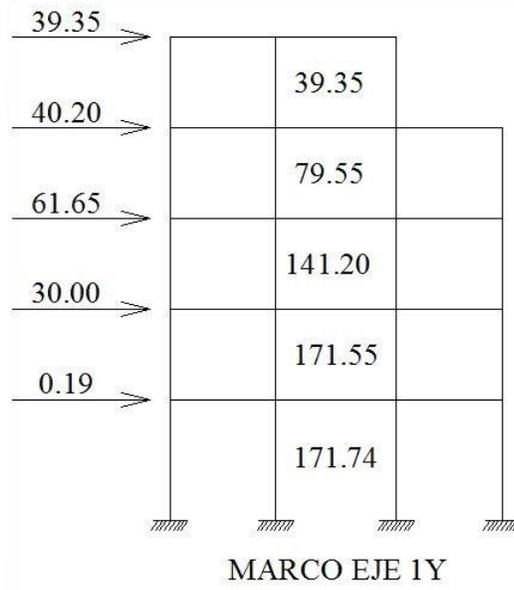


Fig. 3.13 a

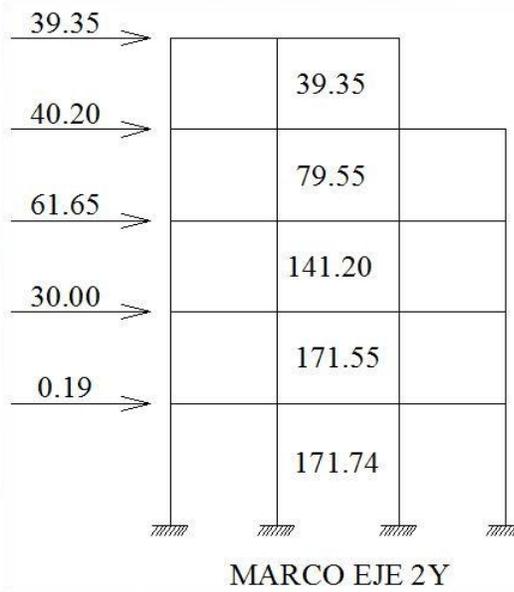


Fig. 3.13 b

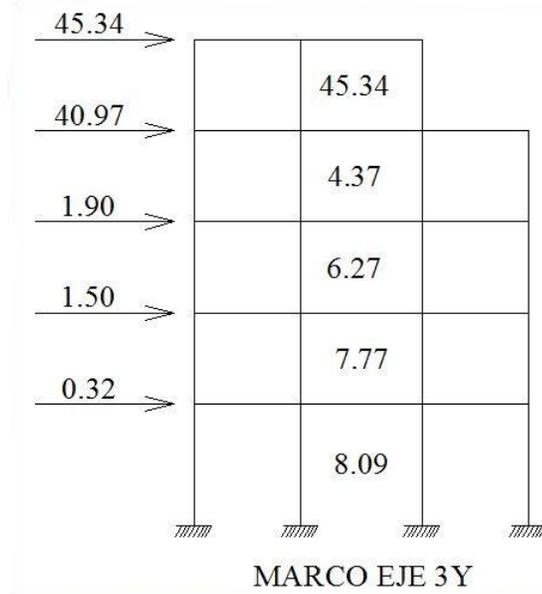


Fig. 3.13 c

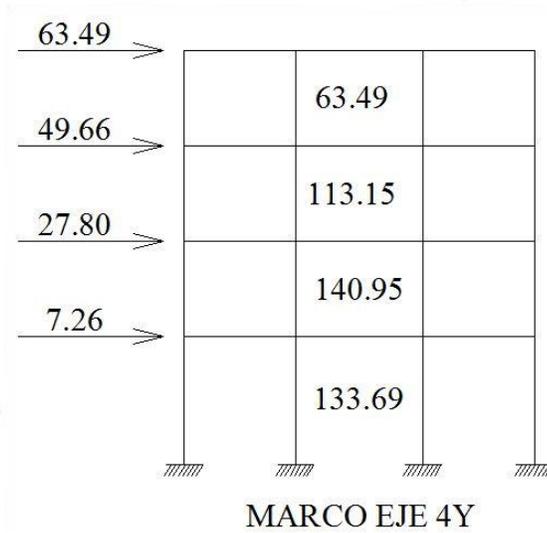


Fig. 3.13 d

Fig. 3.13 (a, b, c y d) Cortantes y fuerzas sísmicas en los marco de los ejes “Y” del edificio de la Figura 3.9.

### **3.11 Método simplificado de análisis sísmico.**

Este método es una variante del método estático, aplicable a estructuras a base de muros de carga, de baja altura, planta rectangular, con una distribución sensiblemente simétrica de muros, y en los pisos tienen rigidez suficiente para transmitir las fuerzas sísmicas a los muros paralelos a la dirección del movimiento del terreno. Los muros resistentes a cargas laterales pueden ser de mampostería, de concreto o de madera. Su empleo más generalizado es en edificios de vivienda unifamiliar de interés social, en que los muros son de bloque de concreto o de ladrillo y de sistemas de piso y techo son losas de concreto coladas en sitio o parcialmente prefabricadas. *(Ref. 2)*

Este método permite ignorar los efectos de flexión y los de la torsión sísmica, así como concentrar la atención en la revisión de la fuerza cortante. Dicha revisión se basa en la hipótesis de que la suma de las resistencias de todos los muros alineados es la dirección de análisis. Para tomar en cuenta que los muros muy cortos, y por tanto muy flexibles, pueden no alcanzar su resistencia antes de que los más rígidos pierdan su capacidad, su contribución se afecta por un factor reductor que depende de las dimensiones del muro en su propio plano. *(Ref. 2)*

Para el cálculo de la fuerza cortante en cada entrepiso se siguen los mismos principios del método estático, con la simplificación de que los efectos del periodo de vibración y de la reducción por factores de comportamiento sísmico se han incorporado en los coeficientes sísmicos, los cuales se multiplican directamente por el peso total para obtener la fuerza cortante basal.

### 3.11.1 Requisitos y descripción del método simplificado de análisis sísmico.

La sección 2.2 de las NTDS permite efectuar un análisis estático simplificado en estructuras que satisfagan simultáneamente los siguientes requisitos: (*Ref. 2*)

- I. En cada planta, al menos el 75 por ciento de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas corridas u otros sistemas de piso suficientemente resistente y rígido al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales y deberán satisfacer las condiciones que establecen las Normas Técnicas correspondientes. Será admisible cierta asimetría en la distribución de los muros cuando existan en todos los pisos dos muros de carga perimetrales paralelos cada uno con longitud al menos igual a la mitad de la dimensión mayor en planta del edificio. Los muros a que se refiere este párrafo podrán ser de mampostería, concreto reforzado o madera; en este último caso estarán arriostrados con diagonales.
- II. La relación entre longitud y anchura de la planta del edificio no excederá de 2.0, a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación entre longitud y anchura satisfaga esta restricción y cada tramo resista según el criterio que marca la sección 7 de las NTDS.
- III. La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excederá de 1.5, y la altura del edificio no será mayor de 13 m.

Según se describe en la sección 7 de las NTDS, al aplicar el método simplificado se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo, y se verificará únicamente que en cada piso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectadas en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que obre en dicho piso, calculada según se describió en la sección 3.9.1, pero empleando los coeficientes sísmicos reducidos que se indican en la tabla 3.13 para construcciones de tipo B. (*Ref. 2*)

Tratándose de las clasificadas en el grupo A dichos coeficientes se multiplicaran por 1.5. Nótese que estos coeficientes ya incluyen el factor de reducción por comportamiento sísmico. (Ref. 2)

En el cálculo de las resistencias al corte para muros cuya relación entre la altura de pisos consecutivos  $h$  y la longitud  $L$  exceda de 1.33, la resistencias se reducirá afectándola del coeficiente  $(\frac{1.33L}{h})^2$ . (Ref. 2)

Tipo de Muro.	Altura de la construcción.	Zona I	Zona II y III
Muros de piezas macizas o diafragmas de madera contrachapada.	Menor de 4m	0.07	0.13
	Entre 4 y 7m	0.08	0.16
	Entre 7 y 13 m	0.08	0.19
Muros de piezas huecas o diafragmas de duelas de madera*.	Menor de 4 m	0.10	0.15
	Entre 4 y 7 m	0.11	0.19
	Entre 7 y 13 m	0.11	0.23

\*Diafragmas de duelas de madera inclinadas o sistemas de muros formados por duelas de madera verticales u horizontales arriostradas con elementos de madera maciza.

Los coeficientes sísmicos se multiplicarán por 1.5 para construcciones del grupo A.

**Tabla 3.13 Coeficientes sísmicos reducidos para el método simplificado, correspondiente a estructuras grupo B.**

### 3.11.2 Ejemplo del método simplificado de análisis sísmico.

La figura 3.14 muestra esquemáticamente las plantas, alturas y pesos de una construcción de dos pisos, con pisos y techo formados por losas de concreto. Observando las plantas se aprecia que más del 75 por ciento de las cargas verticales están soportadas por muros de mampostería de piezas macizas ( $t=14$  cm). En la dirección Y existen dos muros perimetrales de 10 y 6 m respectivamente, ligados a la losa en una longitud mayor que  $0.5 \times 10 = 5$  m. La relación entre la altura y la dimensión mínima de la planta es  $7/10 = 0.7$ , menor que 1.5, y la altura del edificio, 7 m, es menor que 13 m. por tanto, esta estructura se puede analizar con el método simplificado.

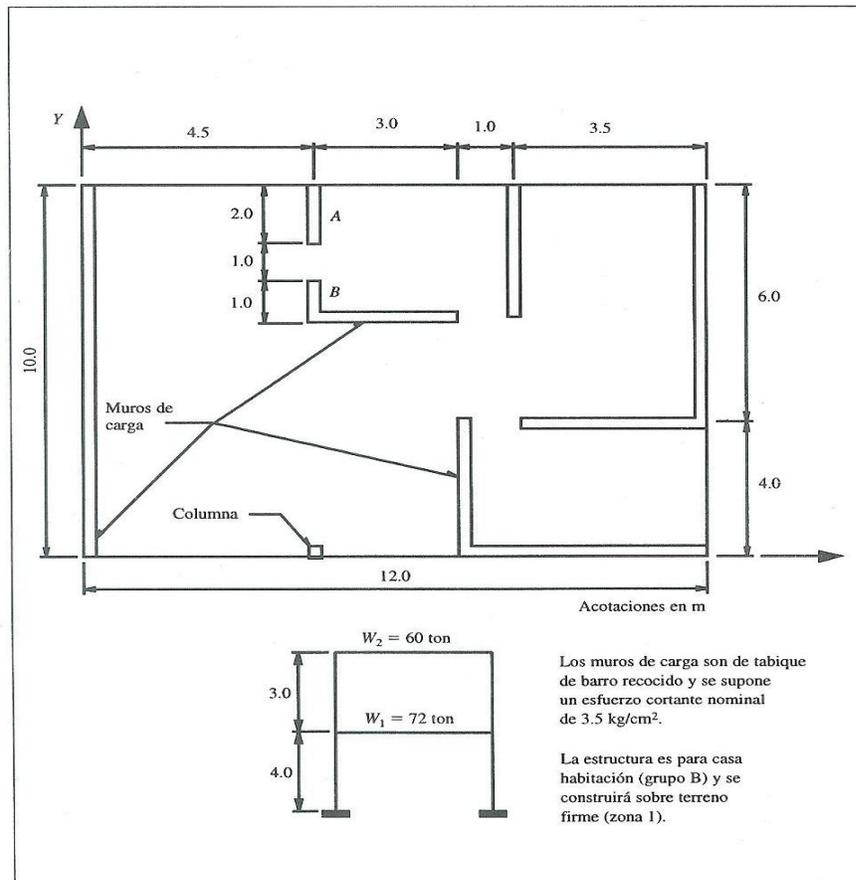


Fig. 3.14 Edificio para ilustrar el método simplificado de análisis sísmico.

Los cálculos necesarios en la dirección Y son como sigue:

- 1) Al considerar que la estructura es del grupo B, que se construirá sobre terreno correspondiente a la zona I, y que su altura es 7 m, en la tabla 3.13 encontramos que el coeficiente sísmico, ya reducido por comportamiento sísmico, vale 0.08.
- 2) Como no hay apéndices, podemos efectuar el cálculo de fuerzas sísmicas con la

expresión  $P_i = \frac{c}{Q} \left( \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \right) W_0$ , pero de modo que la cortante en la base valga

$V = 0.08 \times 132 = 10.56$  ton, como se muestra en la tabla 3.14. La cortante última es  $V_u = 1.1 \times 10.56 = 11.62$  ton, donde 1.1 es el factor de carga especificado por el RCDF para cargas sísmicas.

- 3) La longitud total de muros paralelos a la dirección Y es 27 m, 24 de los cuales corresponden a muros con relación h/L menor que 1.33; en ellos el esfuerzo resistente, de acuerdo con las Normas Técnicas para Estructuras de Mampostería, está dado por  $V_R = F_R (0.7v^*)$  donde  $F_R$  es el factor de reducción por resistencia equivalente a 0.6. Para  $v^* = 3.5 \text{ kg/cm}^2$ , se obtiene  $V_R = 1.5 \text{ kg/cm}^2$ .

En el muro A, en planta baja,  $h/L = 4.0/2.0 = 2.0 > 1.33$ ; por lo tanto, el esfuerzo resistente vale  $1.5 (1.33 \times \frac{1}{2})^2 = 0.66 \text{ kg/cm}^2$ . En el muro B,  $h/L = 4.0/1.0 = 4.0 > 1.33$  y el esfuerzo resistente es  $1.5 (1.33 \times \frac{1}{4})^2 = 0.17 \text{ kg/cm}^2$ . Entonces la capacidad total es:

$$(2400 \times 1.5 + 200 \times 0.66 + 100 \times 0.17) 14 = 52486 \text{ kg} = 52.49 \text{ Ton.}$$

Que es mayor que 11.62 Ton. Como la planta alta es igual a la baja, es innecesario revisarla, puesto que la fuerza cortante actuante es menor.

De manera análoga se revisa el efecto sísmico en la dirección X, que es más crítica por la menor longitud de muros. Haciéndolo encontraremos que la resistencia también es suficiente en esa dirección.

Nivel	$W_i$ (Ton)	$h_i$ (m)	$W_i \cdot h_i$	$P_i$ (Ton)	$V_i$ (Ton)
1	60	7	420	6.26	6.26
2	72	4	288	4.30	10.56
Suma	132		708		

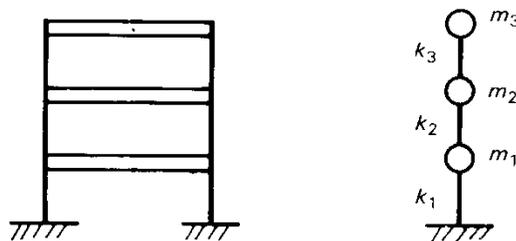
$$P_i = 0.08 \times \left( \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \right) W_o$$

**Tabla 3.13 Fuerzas sísmicas cortantes para el edificio de la Figura 3.13.**

### 3.12 Análisis dinámico sísmico.

Los métodos dinámicos permiten efectuar el análisis sísmico de estructuras resolviendo las ecuaciones de movimiento, por lo cual, además de las características de rigidez que se emplean en un análisis estático, incluyen las propiedades inerciales y de amortiguamiento. (Ref. 2)

En los métodos dinámicos se realiza una idealización de la estructura a base de masas y resortes como ejemplo podemos observar la figura 3.15. (Ref. 1)



**Fig. 3.15 Representación de un edificio por un sistema de varios grados de libertad.**

Para el Distrito Federal, la sección 2.1 de las NTDS especifica que cualquier estructura podrá analizarse mediante uno de los métodos dinámicos que se describen en su sección 9,

que se denominan análisis modal y análisis paso a paso de respuestas ante temblores específicos.

El método dinámico más empleado en la práctica es el modal, o, más propiamente, el análisis modal con técnicas de espectro de respuesta. En este método se determinan los tres primeros modos de translación, y todos aquellos adicionales que tengan un periodo mayor que 0.4 seg. Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, se considera la aceleración correspondiente al espectro de diseño reducido por ductilidad y para el periodo particular del modo en cuestión. (*Ref. 1*)

Otro método que se usa para el análisis de estructuras muy importantes es el análisis paso a paso, o sea la integración directa de las ecuaciones del movimiento, para una excitación correspondiente a un acelerograma representativo del sismo de diseño. El procedimiento además de su laboriosidad, presenta dificultades para tomar en cuenta el comportamiento inelástico y para definir el acelerograma de diseño. (*Ref. 1*)

La mayoría de los reglamentos de construcción contienen cláusulas que permiten la aplicación de los métodos que se muestran esquemáticamente en la Fig. 3.16. La diferencia entre uno y otro método reside en cómo se considera el posible comportamiento inelástico, la forma en que se define la excitación sísmica de diseño, y en la manera de efectuar los cálculos necesarios. (*Ref. 2*)

El tema sobre el análisis dinámico solo abarcara en esta tesis hasta este punto debido a que se sale de los alcances de dicha tesis, ya que esta solo esta orientada a nivel licenciatura y este tema en particular es de niveles de estudios avanzados, no cabe mencionar que se toco el tema debido a que es un método de análisis sísmico y se debe tener conocimiento de que existe, en que consiste y en que ocasiones de debe emplear.

Para una mayor información y aplicación de los métodos dinámicos descritos anteriormente, se recomienda los ejemplos de este tema en las Referencias 2 y 3.

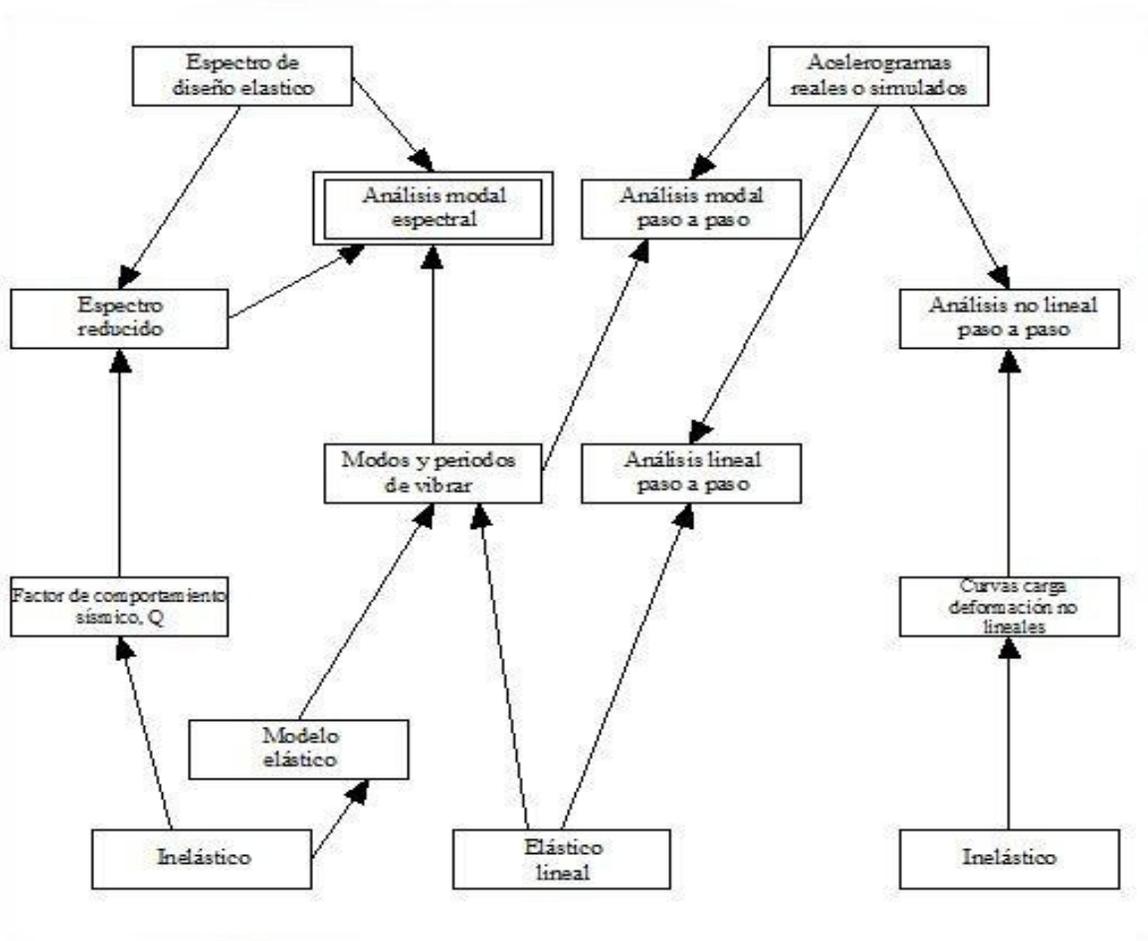


Fig. 3.16 Métodos de análisis dinámico.

### **3.13 Análisis por Viento.**

#### **3.13.1 Aspectos generales.**

Los vientos son movimientos horizontales de masas de aire debidos a diferencias de presión en las distintas zonas de la atmosfera y a la rotación terrestre. Estos movimientos ocurren constantemente; sin embargo, para el diseño estructural interesan esencialmente los vientos que tienen velocidades muy grandes y que se asocian a fenómenos atmosféricos excepcionales. Por tanto, el viento se trata en el diseño como una acción accidental desde el punto de vista de las combinaciones de carga en que interviene y de los factores de carga que se deben adoptar. (*Ref. 10*)

#### **3.13.2 Requisitos generales para el análisis y diseño estructural.**

Las variables que deben considerarse como requisitos, para resistir la acción del viento, son: (*Ref. 10*)

- a) Dirección de análisis.** Las construcciones se analizarán de manera que el viento pueda actuar por lo menos en dos direcciones horizontales perpendiculares e independientes entre sí. Se elegirán aquéllas que representen las condiciones más desfavorables para la estabilidad de la estructura (o parte de la misma) en estudio, tomando en cuenta la rugosidad del terreno según la dirección del viento. Para definir la rugosidad del terreno alrededor del sitio de desplante, deben considerarse los obstáculos y construcciones de los alrededores.
- b) Factores de carga y resistencia.** Se seguirán los lineamientos establecidos en el Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Viento, Sección C (Estructuras), Tema 1, Capítulos 1 y 2 (Métodos de diseño y Acciones). (Ver Referencia).
- c) Seguridad contra el volteo.** Debe verificarse la seguridad de las construcciones sin considerar las cargas vivas que contribuyen a disminuir el volteo. Para las estructuras pertenecientes a los Grupos B y C, la relación entre el momento

estabilizador y el actuante de volteo no deberá ser menor que 1.5 y, para las del Grupo A, no deberá ser menor que 2. La clasificación de las estructuras en grupos se hará en función de su importancia como se presenta en el inciso 3.13.3.

- d) Seguridad contra el deslizamiento.** Al analizar esta posibilidad, deberán considerarse nulas todas las cargas vivas. La relación entre la resistencia al deslizamiento y la fuerza que provoca el desplazamiento horizontal, será por lo menos igual que 1.5 para las estructuras de los Grupos B y C, para las del Grupo A, la relación deberá ser por lo menos igual que 2. La clasificación en grupos se presenta en el inciso 3.13.3.
- e) Seguridad contra el levantamiento.** Las estructuras ligeras o provisionales, así como techos y recubrimientos de construcciones, pueden presentar problemas al generarse fuerzas de levantamiento debidas al viento. Al analizar esta posibilidad, se considerarán nulas las cargas vivas que disminuyan el efecto del levantamiento.
- f) Presiones interiores.** Se presentan en estructuras permeables, que son aquéllas con ventanas, ventilas o puertas que permiten la entrada y salida del aire de la construcción. El efecto de estas presiones se combinará con el de las presiones exteriores, de manera que el diseño considere los efectos más desfavorables.
- g) Seguridad durante la construcción.** En esta etapa es necesario establecer las medidas necesarias para garantizar la seguridad de las estructuras bajo la acción del viento. En esta condición, las estructuras se considerarán del Grupo C al que corresponde una velocidad de diseño con un periodo de retorno de diez años. Esta condición se aplicará también a estructuras provisionales que permanezcan durante un periodo menor o igual que seis meses, siendo también pertenecientes al Grupo C, como se indica en el inciso 3.13.3
- h) Efecto de grupo debido a construcciones vecinas.** En este capítulo debe aceptarse que la respuesta de la estructura en estudio es independiente de la influencia, favorable o desfavorable, que otras construcciones cercanas provoquen al aparecer la acción del viento. La proximidad y disposición de ellas pueden generar presiones locales adversas y ocasionar el colapso de una o varias estructuras del grupo. Así, para un grupo de chimeneas altas que se encuentren próximas entre sí a una

distancia menor que un diámetro, la variación de presiones puede provocar problemas de inestabilidad. Se recomienda evaluar el efecto de grupo a partir de resultados de pruebas en un túnel de viento.

- i) **Análisis estructural.** Pueden aplicarse los criterios generales de análisis que se señalan en el Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Viento, Sección C (Estructuras), Tema 2, Capítulos 1 (Métodos de diseño y Acciones). (Ver Referencia).
- j) **Interacción suelo-estructura.** Cuando el suelo del sitio de desplante sea blando o compresible, deben considerarse los efectos que, en respuesta ante la acción del viento, pueda provocar la interacción entre el suelo y la construcción. Al considerar la interacción suelo – estructura se seguirán los lineamientos del Manual de Obras Civiles, Capítulo C.1.3 Diseño por sismo, en donde se recomiendan los métodos para establecer el periodo fundamental de vibración y el amortiguamiento efectivos de la estructura. Estos parámetros se utilizarán para evaluar las cargas debidas al viento y la respuesta correspondiente.

### 3.13.3 Clasificación de estructuras según su importancia.

Se recomienda que la seguridad necesaria para que una construcción cumpla con las funciones para las que se destine, se establezca a partir de niveles de importancia. En la práctica actual, dichos niveles se asignan a velocidades de diseño correspondientes a periodos de retorno constantes u óptimos. En este inciso, según el nivel de importancia seleccionado para una estructura, las construcciones se clasifican en los grupos que se definen a continuación. (*Ref. 10*)

#### **Grupo A:**

Estructuras con un grado de seguridad elevado. Se incluyen en este grupo aquellas cuya falla cause la pérdida de un número importante de vidas, o perjuicios económicos o culturales excepcionalmente altos; las construcciones y depósitos cuya falla implique un

peligro significativo por almacenar o contener sustancias tóxicas o inflamables; las construcciones cuyo funcionamiento es imprescindible y debe continuar después de la ocurrencia de vientos fuertes y las construcciones cuya falla impida la operación de plantas termoeléctricas, hidroeléctricas y nucleares. Ejemplos de estas estructuras son: áreas de reunión con capacidad mayor que doscientas personas (salas de espectáculos, auditorios y centros de convenciones), locales y cubiertas que alojen equipo especialmente costoso, museos, templos, estadios, terminales de distribución de hidrocarburos, centrales telefónicas e inmuebles de telecomunicaciones principales, estaciones terminales de transporte, estaciones de bomberos, de rescate y de policía, hospitales e inmuebles médicos con áreas de urgencias, centros de operación en situaciones de desastre, escuelas, chimeneas, subestaciones eléctricas.

**Grupo B:**

Estructuras para las que se recomienda un grado de seguridad moderado. Se clasifican en este grupo aquéllas que, al fallar, generan baja pérdida de vidas humanas y que ocasionan daños materiales de magnitud intermedia; aquéllas cuya falla por viento pueda poner en peligro a otras de este grupo o del anterior; las construcciones que forman parte de plantas generadoras de energía y que, al fallar, no paralizarían el funcionamiento de la planta. Ejemplos de estructuras en este grupo son: plantas industriales, subestaciones eléctricas de menor importancia que las del Grupo A, bodegas ordinarias, gasolineras (excepto los depósitos exteriores de combustibles pertenecientes al Grupo A), comercios, restaurantes, casas para habitación, viviendas, edificios de apartamentos u oficinas, hoteles, bardas cuya altura sea mayor que 2.5 metros. También pertenecen a este grupo: salas de reunión y espectáculos, estructuras de depósitos urbanas o industriales, no incluidas en el Grupo A. Los recubrimientos, tales como cancelerías y elementos estructurales que formen parte de las fachadas, pertenecerán a este grupo siempre y cuando no causen daños corporales o materiales importantes al desprenderse, en caso contrario, se analizarán como pertenecientes al Grupo A.

**Grupo C:**

Estructuras para las que se recomienda un grado de seguridad bajo. Son aquéllas cuya falla no implica graves consecuencias, ni causa daños a construcciones de los Grupos A y B. Abarca estructuras o elementos temporales con vida útil menor que tres meses, bodegas provisionales, cimbras, carteles, muros aislados y ardas con altura menor o igual que 2.5 metros. Las provisiones necesarias para la seguridad durante la construcción de estructuras, se evaluarán para la importancia de este grupo.

**3.13.4 Clasificación de las estructuras según su respuesta ante la acción del viento.**

Por las características del comportamiento de las estructuras a los efectos dinámicos del viento, las construcciones se clasifican en cuatro tipos. Una vez que se establezca su clasificación, podrá seleccionarse el método para estimar las cargas de diseño provocadas por el viento sobre las estructuras. En el inciso 3.13.6 se recomiendan dos procedimientos para definir las cargas de diseño, uno estático y otro dinámico. (*Ref. 10*)

**Tipo 1.**

Estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento. Se agrupan en este tipo aquéllas en las que la relación de esbeltez,  $\lambda$ , (definida como la relación entre la altura y la menor dimensión en planta), es menor o igual que cinco y con periodo natural de vibración del primer modo, menor o igual que un segundo. Se consideran dentro de este tipo la mayoría de los edificios para habitación u oficinas, bodegas, naves industriales, teatros y auditorios, puentes cortos. Para travesaños y para armaduras simples o continuas, la relación de esbeltez se obtendrá al dividir el claro mayor por la menor dimensión perpendicular a éste. Incluye las construcciones cerradas con sistemas de cubierta rígidos, capaces de resistir las cargas debidas al viento sin que varíe esencialmente su geometría. Se excluyen las cubiertas flexibles, como las de tipo colgante, a menos que, por la adopción de una geometría adecuada, proporcionada por la aplicación de pre-esfuerzo u otra medida

conveniente, se limite la respuesta estructural dinámica de manera que se satisfagan los requerimientos aquí establecidos.

**Tipo 2.**

Estructuras que, por su alta relación de esbeltez o las dimensiones reducidas de su sección transversal, son sensibles a la turbulencia del viento y tienen periodos naturales que favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes por la acción del viento. En este tipo se incluyen los edificios con relación de esbeltez,  $\lambda$ , mayor que cinco o con periodo fundamental mayor que un segundo; las torres de celosía atirantadas, chimeneas, tanques elevados, antenas, bardas, parapetos, anuncios y las construcciones que presentan una pequeña dimensión paralela a la dirección del viento. Se excluyen aquéllas que explícitamente se mencionan como pertenecientes a los Tipos 3 y 4.

**Tipo 3.**

Estas estructuras, presentan todas las características de las del Tipo 2 y, además, presentan oscilaciones importantes transversales al flujo del viento al aparecer vórtices o remolinos periódicos que interactúan con la estructura. Se incluyen las construcciones y elementos aproximadamente cilíndricos o prismáticos esbeltos, tales como chimeneas, tuberías exteriores o elevadas, arbotantes para iluminación y postes de distribución.

**Tipo 4.**

Estructuras que por su forma y dimensiones o por la magnitud de sus periodos de vibración (periodos naturales mayores que un segundo), presentan problemas aerodinámicos inestables. Entre ellas se hallan las formas aerodinámicamente inestables como los cables de las líneas de transmisión, cuya sección transversal se ve modificada de manera desfavorable en zonas sometidas a heladas, las tuberías colgantes y las antenas parabólicas.

### **3.13.5 Acciones del viento que deben considerarse.**

A continuación se mencionan las acciones del viento que, según el tipo de construcción, deben considerarse para su diseño. (*Ref. 10*)

#### **Acción I. Empujes medios.**

Son causados por presiones y succiones del flujo medio del viento, tanto exteriores como interiores y generan presiones globales (para el diseño de la estructura en conjunto) y locales (para el diseño de un elemento estructural o de recubrimiento en particular). Se considera que estos empujes no varían con el tiempo.

#### **Acción II. Vibraciones generadas por ráfagas turbulentas en la dirección del viento.**

Las generan fuerzas variables, paralelas al flujo medio, causadas por la turbulencia del viento y cuya fluctuación en el tiempo influye en la respuesta estructural.

#### **Acción III. Vibraciones transversales al flujo y torsión.**

La presencia de estructuras cilíndricas o prismáticas dentro del flujo del viento, genera el desprendimiento de vórtices alternantes que provocan fuerzas y vibraciones transversales a la dirección del flujo. Por otro lado, la posible distribución asimétrica de presiones en las estructuras puede ocasionar fuerzas de torsión sobre éstas.

#### **Acción IV. Inestabilidad aerodinámica.**

Es generada por la amplificación dinámica de la respuesta estructural causada por: la geometría de la construcción, los distintos ángulos de incidencia del viento, las propiedades dinámicas de la estructura y el cambio de amortiguamiento aerodinámico.

En el diseño de las estructuras pertenecientes al Tipo 1, bastará analizar la respuesta de la estructura ante el empuje medio del viento según se establece en el análisis estático.

Para diseñar las construcciones del Tipo 2 se considerará la acción dinámica generada por la turbulencia del viento al interactuar con la estructura. La respuesta se evaluará mediante las recomendaciones que establece el análisis dinámico.

Las estructuras del Tipo 3 deben diseñarse con los criterios establecidos para las del Tipo 2; en adición, debe revisarse su capacidad para resistir los empujes dinámicos transversales generados por los vórtices alternantes, de acuerdo con el análisis dinámico.

Finalmente, para las estructuras del Tipo 4 los efectos del viento se evaluarán mediante estudios analíticos y/o experimentales; los efectos resultantes normalmente resultan mayores que los obtenidos para las construcciones del Tipo 3, por lo que aquéllos que resulten para las de Tipo 3, se considerarán como mínimos.

En construcciones cuya geometría y características de rigidez resultan sensibles a los efectos dinámicos del viento, su análisis se basará en los resultados de las pruebas de prototipos o de modelos en túnel de viento.

### **3.13.6 Procedimientos para evaluar las acciones generadas por viento.**

Para evaluar las fuerzas inducidas sobre las estructuras al paso del flujo del viento, se proponen principalmente dos procedimientos analíticos en modelos representativos: el análisis estático y el análisis dinámico. El primero se aplicará a estructuras o elementos estructurales suficientemente rígidos del Tipo 1. Para los Tipos restantes, debe utilizarse el análisis dinámico. *(Ref. 10)*

Si la altura total de la estructura es mayor que 200 m o si un claro es mayor que 100 m, es necesario aplicar el tercer procedimiento y consultar a un experto, para evaluar la acción del viento sobre las construcciones recurre a pruebas experimentales de modelos en túnel de viento que deben realizarse cuando no exista información disponible en reglamentos o en la literatura técnica. *(Ref. 10)*

En la Figura 3.17 se muestra un diagrama de flujo del procedimiento para evaluar las acciones ocasionadas por el viento para el diseño de estructuras.

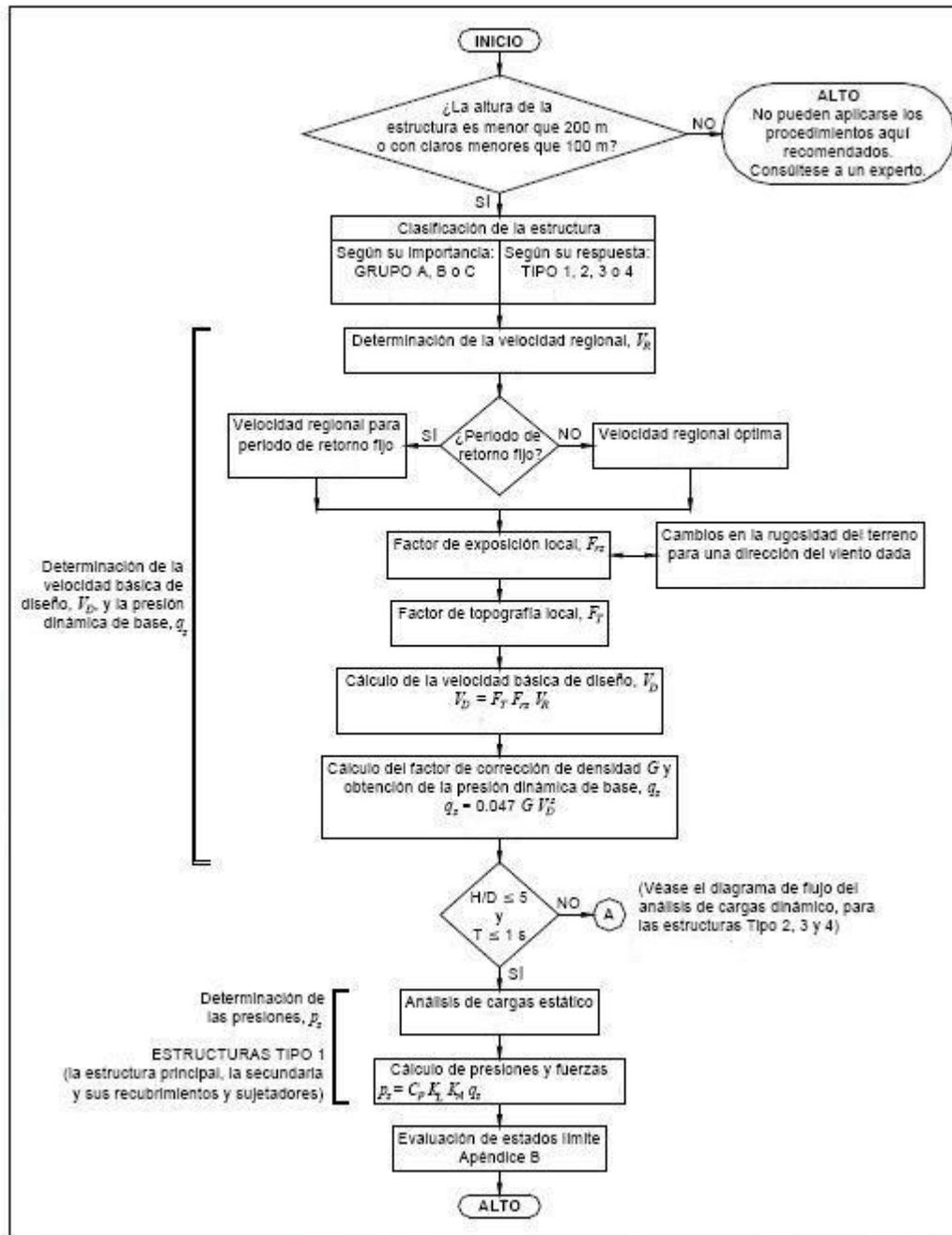


Figura 3.17 Diagrama de flujo del procedimiento para obtener las cargas por viento.

### 3.13.7 Determinación de la velocidad básica de diseño, $V_D$ .

La velocidad básica de diseño,  $V_D$  es la velocidad a partir de la cual se calculan los efectos del viento sobre la estructura o sobre un componente de la misma. La velocidad básica de diseño, en km/h, se obtendrá con la ecuación: (*Ref. 10*).

$$V_D = F_T F_{Tz} V_R$$

En donde:

- $F_T$  es el factor que depende de la topografía local, adimensional.
- $F_{Tz}$  el factor que toma en cuenta en efecto de las características de exposición local, adimensional.
- $V_R$  le velocidad regional de ráfaga que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura, en km/h.

La velocidad regional de ráfaga,  $V_R$ , y los factores  $F_{Tz}$  y  $F_T$  se definen y se determinan en los incisos 4.2.2, 4.2.3 y 4.2.4 respectivamente.

#### 3.13.7.1 Categoría de terrenos según su rugosidad.

Tanto en el procedimiento de análisis estático como en el dinámico, intervienen factores que dependen de las condiciones topográficas y de exposición locales en donde se desplantará la construcción. Por lo tanto, con el fin de evaluar correctamente dichos factores, es necesario establecer clasificaciones de carácter práctico. En la Tabla 3.14 se consignan cuatro categorías de terrenos atendiendo al grado de rugosidad que se presenta alrededor de la zona de desplante.

Cat.	Descripción	Ejemplos	Limitaciones
1	Terreno abierto prácticamente plano, sin obstrucciones y superficies de agua.	Franjas costeras planas, zonas de pantanos o de lagos, campos aéreos, pastizales y tierras de cultivo sin setos o bardas alrededor, superficies nevadas planas.	La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 2000 m o 10 veces la altura de la construcción por diseñar, la que sea mayor.
2	Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones.	Campos de cultivo o granjas con pocas obstrucciones tales como setos o bardas alrededor, árboles y construcciones dispersas.	Las obstrucciones existentes, tienen alturas de 1.5 a 10 m, la longitud mínima debe ser la mayor entre 1500 m o 10 veces la altura de la construcción por diseñar.
3	Terreno cubierto por numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas.	Áreas urbanas, suburbanas y de bosques, o cualquier terreno con numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas. El tamaño de las construcciones corresponde al de las casas y viviendas.	Las obstrucciones existentes presentan alturas de 3 a 5 m. La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser 500 m o 10 veces la altura de la nueva construcción, la que sea mayor.
4	Terreno con numerosas obstrucciones largas, altas y estrechamente espaciadas.	Centros de grandes ciudades y complejos industriales bien desarrollados.	Por lo menos el 50 % de los edificios tiene una altura mayor que 20 m. Las obstrucciones miden de 10 a 30 m de altura. La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser la mayor entre 400 m y 10 veces la altura de la nueva construcción.

**Tabla 3.14 Categoría del terreno según su rugosidad.**

### 3.13.7.2 Velocidad regional, $V_R$ .

La velocidad regional de ráfaga para diseño podrá determinarse de dos maneras. Una de ellas es empleando la importancia de la estructura que está relacionada con un periodo de retorno fijo. La otra manera está asociada con el costo relativo aceptable de las consecuencias en caso de producirse una falla estructural. (En esta tesis solo se tocara el tema empleando la importancia de la estructura).

El proyectista empleará el enfoque tradicional con el primer procedimiento para el diseño de estructuras de los Grupos A, B y C. Las velocidades regionales recomendadas para ambos procedimientos, se proporcionan bajo condiciones homogéneas preestablecidas: Categoría del terreno 2 (según la Tabla 3.14), velocidades asociadas con ráfagas de 3 segundos y evaluadas a 10 m de altura en terreno plano. Por tanto, al aplicar los factores de exposición y topografía, como se indica más adelante, se estarán considerando las condiciones reales del sitio de desplante.

La velocidad regional de ráfaga del viento,  $V_R$ , es la velocidad máxima que puede ser excedida en un cierto periodo de retorno,  $T$ , en años, en una zona o región determinada del país. La velocidad regional de ráfaga,  $V_R$ , en km/h, se determina tomando en consideración tanto la importancia de la estructura como la localización geográfica de su sitio de desplante.

En las Figuras 3.18, 3.19 y 3.20 se muestran los mapas de isotacas regionales correspondientes a los periodos de retorno de 200, 50 y 10 años, recomendados para el diseño por viento de estructuras de los Grupos A, B y C, respectivamente. (*Ref. 10*)

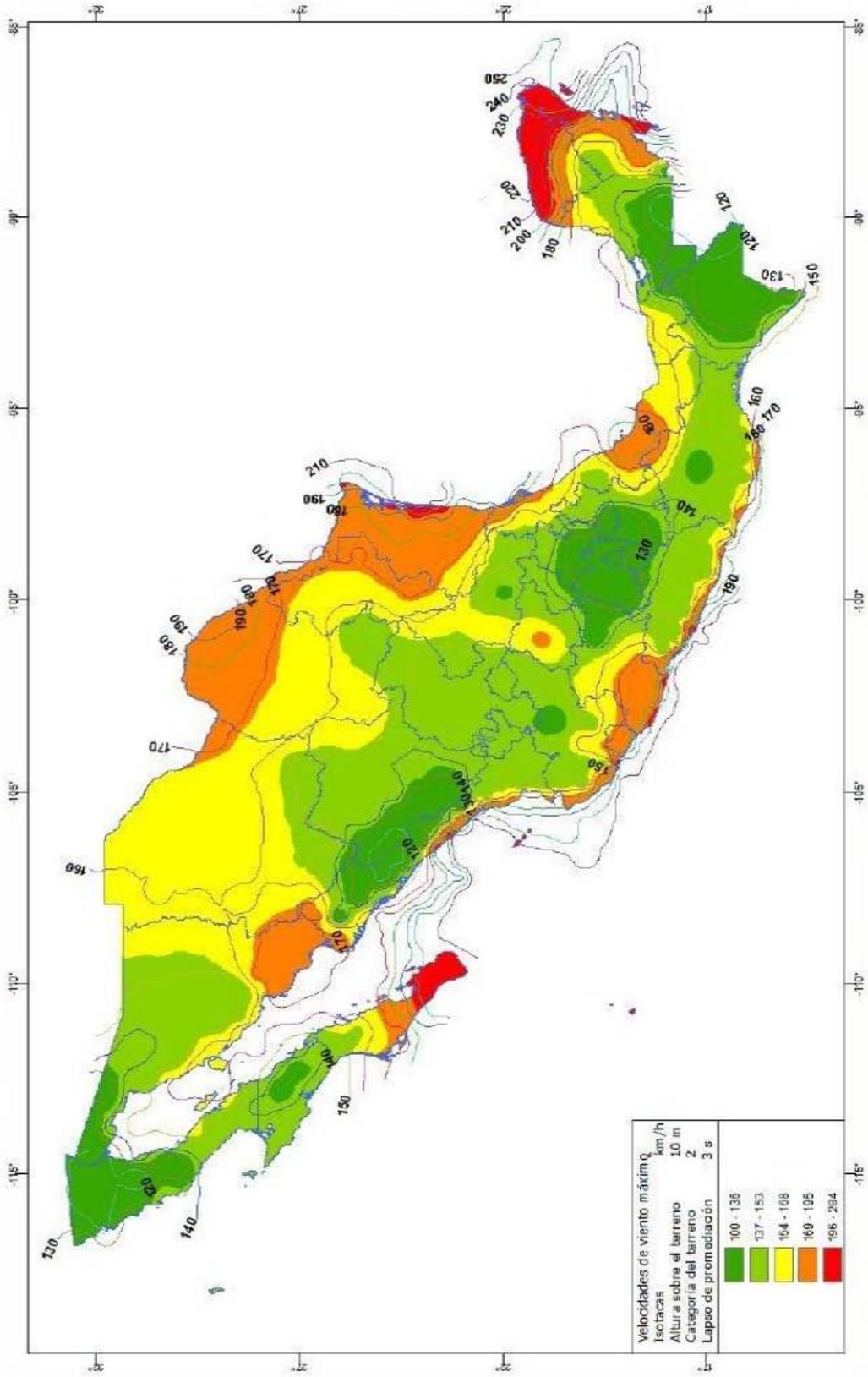


Fig. 3.18 Mapa de isotacas para velocidades regionales con periodo de retorno de 200 años.

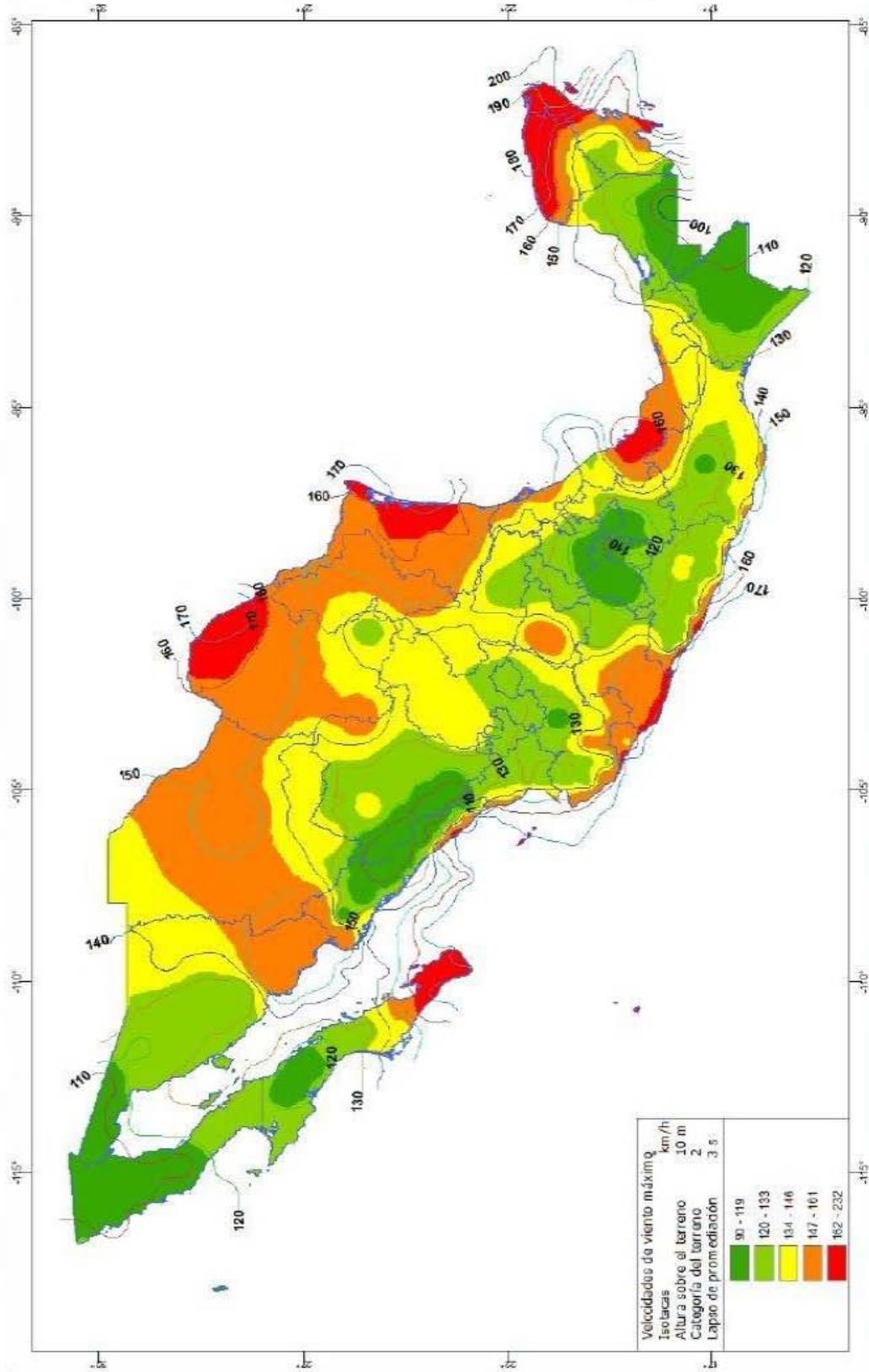


Fig. 3.19 Mapa de isotacas para velocidades regionales con periodo de retorno de 50 años.

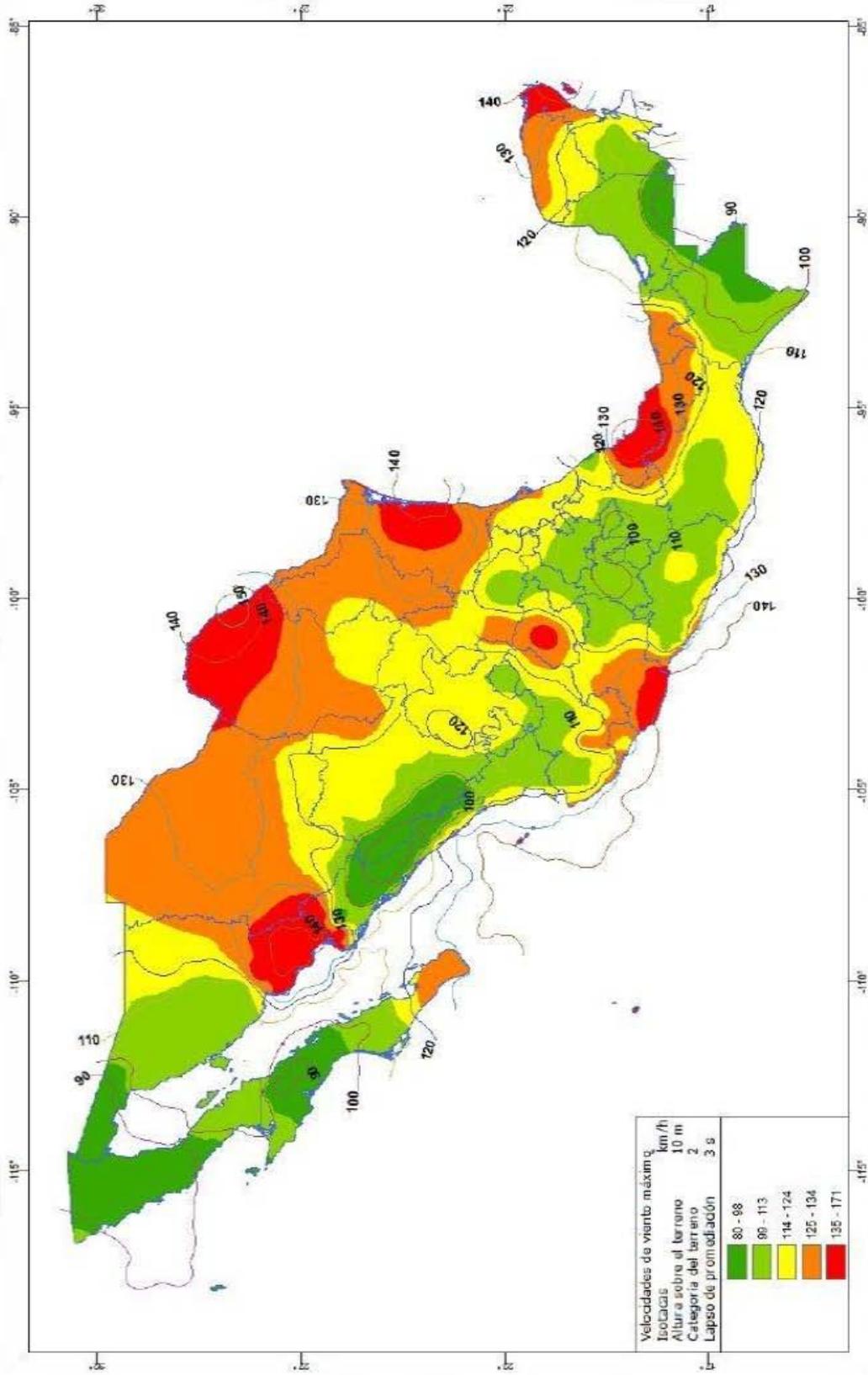


Fig. 3.20 Mapa de isotacas para velocidades regionales con periodo de retorno de 10 años.

### 3.13.7.3 Factor de exposición $F_{rz}$ .

El factor de exposición local,  $F_{rz}$ , establece la variación de la velocidad del viento con la altura, en función de la categoría del terreno. Este factor se obtiene de acuerdo con las expresiones siguientes: (Ref. 10)

$$F_{rz} = c \quad \text{Sí } Z \leq 10$$

$$F_{rz} = c \left( \frac{Z}{10} \right)^\alpha \quad \text{Sí } 10 < Z < \delta$$

$$F_{rz} = c \left( \frac{\delta}{10} \right)^\alpha \quad \text{Sí } Z \geq \delta$$

En donde:

**Z:** Es la altura por encima del terreno natural, a la cual se desea conocer la velocidad de diseño, en m.

**$\alpha$ :** El exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura, adimensional.

**$\delta$ :** La altura medida a partir del nivel del terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y puede suponerse constante; a esta altura se le conoce como altura gradiente; en m.

**c:** El coeficiente de escala de rugosidad, adimensional.

Las variables  $\alpha$ ,  $\delta$  y  $c$  están en función de la rugosidad del terreno, los valores recomendados se presentan en la Tabla 3.15. (Ref. 10)

Categoría del terreno	$\alpha$	$\delta$ (m)	$c$
1	0.099	245	1.137
2	0.128	315	1.000
3	0.156	390	0.881
4	0.170	455	0.815

Tabla 3.15 Variables de  $\alpha$ ,  $\delta$  y  $c$  en función de la rugosidad del terreno.

#### 3.13.7.4 Factor de topografía. $F_T$ .

Este factor toma en cuenta el efecto topográfico local del sitio en donde se desplantará la estructura. Así, por ejemplo, si la construcción se localiza en las laderas o cimas de colinas o montañas de altura importante con respecto al nivel general del terreno de los alrededores, es muy probable que se generen aceleraciones del flujo del viento y, por consiguiente, deberá incrementarse la velocidad regional.

De acuerdo con las características topográficas del sitio, en la Tabla 3.16 se presentan los valores o expresiones para determinar el valor del factor de topografía. (Ref. 10)

Sitios	Ejemplos de topografía local	$F_T$
Protegidos	Valles cerrados	0.9
Normales	Terreno prácticamente plano: Campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores de 5%.	1.0
Expuestos	Promontorios: Montes, cerros, lomas, cimas, colinas, montañas.	Véanse las ecuaciones A, B Y C
	Terraplenes: Peñascos, acantilados, precipicios, diques, presas.	

Tabla 3.16 Factores de Topografía Local.  $F_T$ .

Para los efectos topográficos locales de promontorios y terraplenes, el factor de topografía se calcula de acuerdo con las siguientes condiciones: (Ref. 10)

A.- Sí  $\frac{H_t}{2L_u} < 0.05$  Dentro de la zona achurada de afectación local (Ver figuras 3.20 y 3.21)

$$F_T = 1.00$$

B.- Sí  $0.05 \leq \frac{H_t}{2L_u} \leq 0.45$  Dentro de la zona achurada de afectación local (Ver figuras 3.20 y 3.21)

$$F_T = 1 + \left[ \frac{H_t}{3.5(Z_t + L_1)} \right] \left( 1 - \frac{|X_t|}{L_2} \right)$$

C.- Sí  $\frac{H_t}{2L_u} < 0.45$  Dentro de la zona de separación del flujo,  $L_s = H_t/4$  (Ver figura 3.22)

$$F_T = 1 + 0.71 \left( 1 - \frac{|X_t|}{L_2} \right)$$

Dentro de la zona achurada de afectación local (Ver figura 3.22),  
 Aplique la ecuación del inciso B.

Las variables que intervienen en los casos anteriores y en las Figuras 3.21 a 3.23, se definen como:

**H<sub>t</sub>**: La altura del promontorio o terraplén, medida verticalmente desde el inicio de la cuesta hasta la cresta, en m.

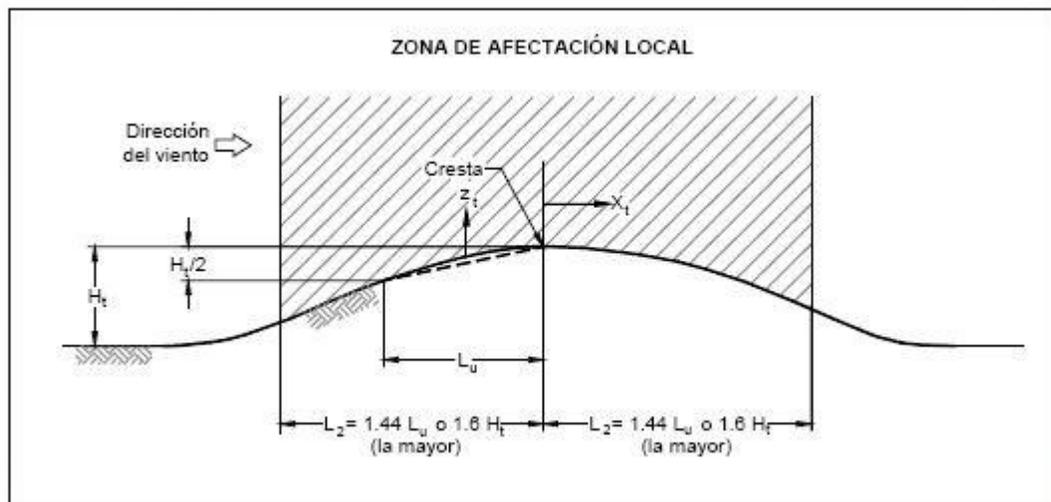
**L<sub>u</sub>**: La distancia horizontal en barlovento medida desde H<sub>t</sub>/2 hasta la cresta del promontorio o terraplén, en m.

**X<sub>t</sub>**: La distancia horizontal en barlovento o sotavento, medida entre la estructura y la cresta del promontorio o terraplén (obsérvese que puede tener valor positivo o negativo), en m.

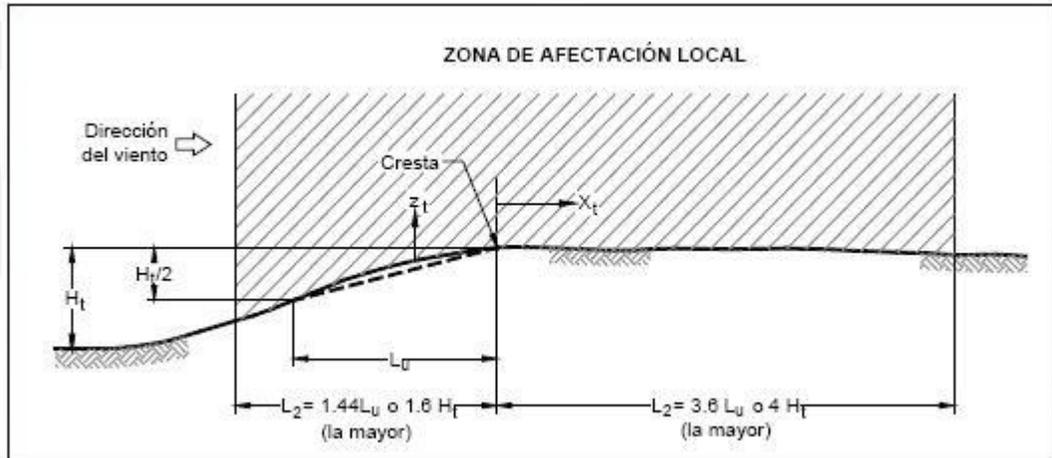
**$L_1$ :** La escala longitudinal para determinar la variación vertical de  $F_T$ , se toma el valor mayor entre  $0.36 L_u$  y  $0.4 H_t$ , en m.

**$L_2$ :** La escala longitudinal para determinar la variación horizontal de  $F_T$ , se toma igual a  $4 L_1$  para promontorio o terraplén en barlovento e igual a  $10 L_1$  para terraplenes en sotavento, en m.

**$Z_t$ :** La altura de referencia de la estructura medida desde el nivel promedio del terreno, en m, esta altura puede ser la altura total de la estructura,  $H$ , o la altura promedio del techo inclinado de la construcción,  $h$ .

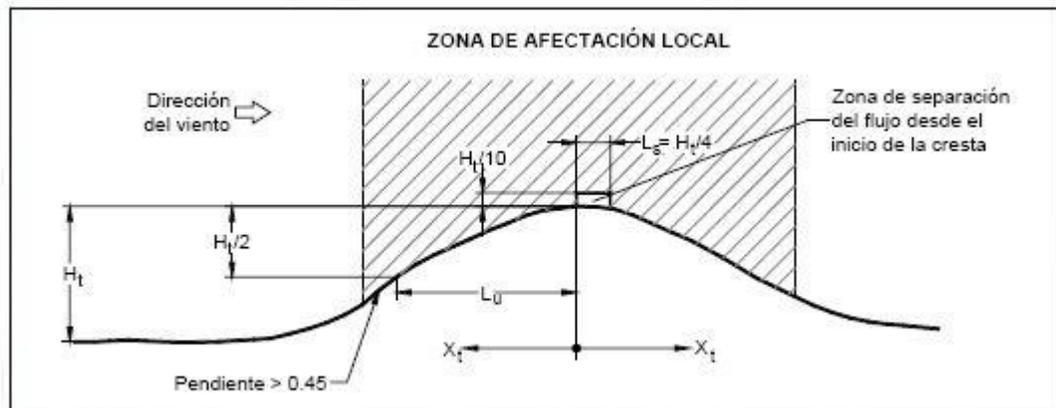


**Fig. 3.21 Zona de afectación local en Promotorios.**



**Fig. 3.22 Zona de afectación local en Terraplenes.**

En la zona de sotavento de los terraplenes, a lo largo de la distancia  $L_2$ , la pendiente no deberá exceder de 0.05.



**Fig. 3.23 Zona de separación del flujo para pendientes mayores que 0.45.**

En los casos de sitios expuestos que no se apeguen a las condiciones anteriores, el factor de topografía podrá obtenerse utilizando alguno de los siguientes procedimientos:

1. Experimentos a escala en túneles de viento.
2. Mediciones realizadas directamente en el sitio.

Expertos en la materia deberán validar los resultados de cualquiera de estos procedimientos.

### 3.13.8 Presión dinámica base, $q_z$ .

Cuando el viento actúa sobre una construcción, genera presiones sobre sus superficies, que varían según la intensidad de la velocidad y la dirección del viento. La presión que ejerce el flujo del viento sobre una superficie plana perpendicular a él, se denomina presión dinámica de base  $q_z$  y se determina con la siguiente ecuación: (Ref. 10)

$$q_z = 0.0048G.V_D^2 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

En donde:

**$V_D$ :** Es la velocidad básica de diseño, en km/h.

**$q_z$ :** La presión dinámica de base a una altura  $z$  sobre el nivel del terreno.

**$G$ :** El factor de corrección por temperatura y por altura con respecto al nivel del mar, adimensional.

El valor de  $G$  se obtiene con la siguiente expresión: (Ref. 10)

$$G = \frac{0.392\Omega}{273 + \tau}$$

En donde:

**$\Omega$ :** Es la presión barométrica, en mm de Hg.

**$\tau$ :** Es la temperatura ambiental, en °C.

En la Tabla 3.17 se presenta la relación entre los valores de la altitud,  $h_m$ , en metros sobre el nivel del mar (msnm), y la presión barométrica,  $\Omega$ , en mm de Hg (mercurio). (Ref. 10)

Altitud, $h_m$ (msnm)	Presión barométrica, $\Omega$ (mm de Hg)
0	760
500	720
1000	675
1500	635
2000	600
2500	565
3000	530
3500	495

**Tabla 3.17 Relación entre la altitud y la presión barométrica.**

### 3.13.9 Presión actuante sobre estructuras, $p_z$ .

La presión actuante sobre una construcción determinada,  $P_z$ , se obtiene tomando en cuenta principalmente su forma y está dada, de manera general, por la ecuación: (Ref. 10)

$$p_z = C_p \cdot q_z$$

En donde:

$C_p$ : se denomina coeficiente de presión y es adimensional,

$q_z$ : Es la presión dinámica base ( $\text{kg/m}^2$ )

A esta presión se le denomina empuje medio o estático y es producido por los efectos de la velocidad de ráfaga.

El coeficiente de presión se define como la relación de la presión actuante sobre la construcción o sobre una de sus superficies, con la presión dinámica de base, para una altura dada. Este coeficiente determina el efecto de la variación de la presión, según la geometría o forma de la construcción, así como de la intensidad de la velocidad y la turbulencia del flujo del viento. (*Ref. 10*)

De acuerdo con su aplicación, los coeficientes de presión se dividen en los siguientes tipos:

- Coeficientes de presión sobre superficies, determinan las presiones interiores (empuje o succión).
- Coeficientes de arrastre sobre un cuerpo, determinan la fuerza de arrastre sobre construcciones o elementos estructurales.
- Coeficientes de presión neta sobre superficies, determinan el efecto combinado de empujes y succiones para evaluar las fuerzas resultantes.
- Coeficientes de fuerza sobre cuerpos, determinan las fuerzas generales (fuerzas o momentos) sobre un cuerpo.
- Coeficientes de presión local sobre superficies, determinan el efecto local pico de las presiones en zonas críticas de las construcciones.

Los valores de los coeficientes de presión para diversas formas estructurales, se especifican en el Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Viento.

### **3.13.10 Análisis estático de viento.**

#### **3.13.10.1 Limitaciones.**

El análisis estático se aplica en el diseño de construcciones y elementos estructurales pertenecientes al Tipo 1 (inciso 3.13.4), así como de los elementos de recubrimiento y sus anclajes que se emplean en las construcciones Tipos 1, 2 y 3, cuando estas estructuras o

elementos de recubrimiento sean poco sensibles a la acción turbulenta del viento. Esta condición se satisface cuando: (*Ref. 10*)

a).- La relación  $H/D \leq 5$ , en donde H es la altura de la construcción y D en la dimensión mínima de la base.

b).- El periodo fundamental de la estructura es menor o igual a un segundo.

Para el caso de construcciones cerradas, techos aislados y toldos y cubiertas adyacentes, no es necesario calcular su periodo fundamental cuando se cumplan las siguientes condiciones:

a).- La altura de la construcción, H, es menor o igual que 15 metros.

b).- La estructura no está expuesta extraordinariamente en ninguna dirección del viento, es decir no se encuentra en un promontorio o terraplén.

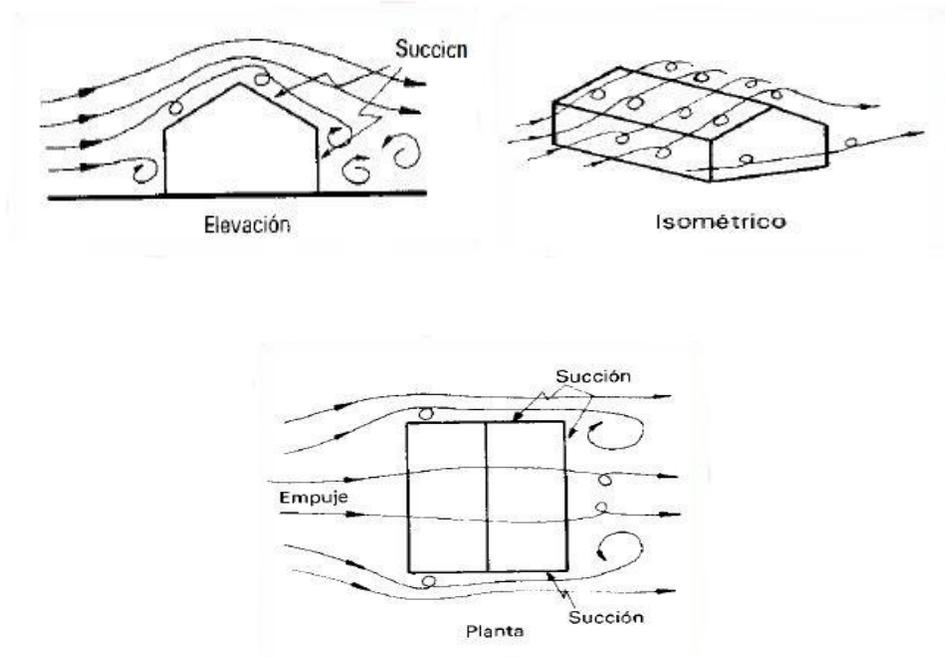
c).- La planta de la estructura es rectangular o formada por una combinación de rectángulos.

d).- La relación H/D es menor que cuatro para construcciones cerradas y menor que uno para techos aislados, toldos y cubiertas adyacentes en voladizo; el claro no debe ser mayor que 5 m.

e).- Para construcciones cerradas y techos aislados, la pendiente de sus techos-inclinados o a dos aguas- no debe exceder los  $20^\circ$ , y en techos de claros múltiples deberá ser menor que  $60^\circ$ ; para toldos y cubiertas adyacentes, la pendiente no será mayor que  $5^\circ$ .

### 3.13.10.2 Fuerzas sobre construcciones cerradas.

Para los fines de este capítulo, una estructura cerrada es la que se compone de muros y techos, dispuestos de tal manera que forman una construcción prismática; dichos techos y muros no necesariamente son impermeables, pueden tener aberturas, tales como ventanas o puertas, por donde el flujo del viento puede penetrar y generar presiones interiores. Así mismo, una estructura de planta rectangular en la que uno de sus lados está completamente abierto se considera como cerrada con una abertura dominante en ese lado. Cuando se tenga una construcción con dos muros o menos, éstos se diseñarán como elementos aislados. Para un edificio de paredes cerradas, la trayectoria de líneas de viento de flujo de aire se muestran en la figura 3.24. (Ref. 10)



**Fig. 3.24 Flujo del aire alrededor de una construcción cerrada.**

Las fuerzas estáticas que se ejercen sobre los muros y techos de estructuras cerradas, serán las resultantes de las presiones actuantes sobre sus superficies exteriores e interiores y deberán calcularse de acuerdo con la ecuación: (Ref. 10)

$$F_{es} = P_z \cdot A_z$$

Con  $P_z = (P_e - P_i)$  Para construcciones cerradas ó  $P_z = P_n$  Para en caso en que se aplique la presión neta.

En donde:

$F_{es}$ : Es la fuerza estática resultante del viento que actúa perpendicularmente sobre las superficies o elementos estructurales de la construcción.

$P_z$ : Presión de diseño a la altura  $Z$ .

$P_e$ : Presión exterior.

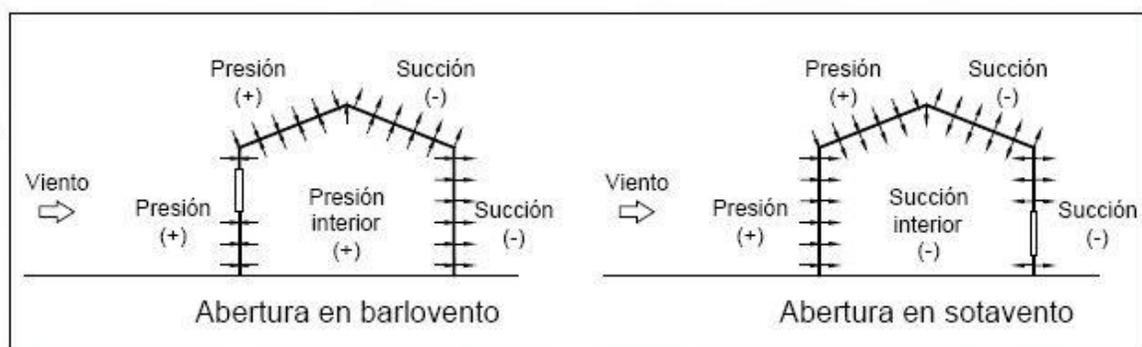
$P_i$ : Presión interior.

$P_n$ : Presión neta.

$A_z$ : El área de la estructura o parte de ella, en  $m^2$ , a la altura  $Z$  sobre la que actúa la presión de diseño  $P_z$ .

Las fuerzas y los momentos de volteo totales que actúan sobre una construcción deberán obtenerse sumando los efectos de las presiones exteriores e interiores, o de las presiones netas, que se presentan sobre sus superficies.

La convención de signos para presiones exteriores e interiores que aquí se adopta, es que éstas serán positivas cuando ejerzan un empuje y negativas cuando ejerzan una succión en la superficie sobre la que actúan. (Ver figura 3.25) (Ref. 10)



**Fig. 3.25 Convención de signos para las presiones ejercidas por el viento en una edificación con aberturas en barlovento o sotavento.**

### 3.13.10.3 Presiones exteriores.

La presión exterior,  $P_e$ , sobre una de las superficies de una construcción cerrada se calculará utilizando la siguiente ecuación: (Ref. 10)

$$P_e = C_{pe} \cdot K_A \cdot K_L \cdot q_z$$

En donde:

**$P_e$ :** Es la presión exterior.

**$C_{pe}$ :** El coeficiente de presión exterior, adimensional.

**$K_A$ :** El factor de reducción de presión por tamaño de área, adimensional.

**$K_L$ :** El factor de presión local, adimensional.

**$q_z$ :** La presión dinámica de base del viento.

En las Tablas 3.18, 3.19 y 3.20 (a, b y c) se proporcionan valores del coeficiente de presión exterior,  $C_{pe}$ , para muros y techos de construcciones con planta rectangular cerrada. Si se adoptan otros valores de  $C_{pe}$ , éstos deberán justificarse con base en resultados analíticos, experimentales o presentados en la literatura especializada.

Cuando el valor de  $C_{pe}$  sea positivo, se tratará de un empuje sobre el área en cuestión; cuando sea negativo, se tratará de una succión. (Ref. 10)

Muro	Dirección del viento $\theta$ , en grados	d/b	Inclinación del techo $\gamma$ , en grados	$C_{pe}$
Barlovento	Normal ( $\theta = 0^\circ$ ) o paralela ( $\theta = 90^\circ$ ) a las generatrices	Cualquiera	Cualquiera	0.8
Sotavento	Normal ( $\theta = 0^\circ$ ) o paralela ( $\theta = 90^\circ$ ) a las generatrices, para techos a cuatro aguas.	$\leq 1$	$< 10^\circ$	-0.5
		$= 2$		-0.3
		$\geq 4$		-0.2
	Normal ( $\theta = 0^\circ$ ) a las generatrices, para techos a una o dos aguas	Cualquiera	$10^\circ \leq \gamma \leq 15^\circ$	-0.3
			$20^\circ$	-0.4
			$\geq 25^\circ$	-0.75
	Paralela ( $\theta = 90^\circ$ ) a las generatrices, para techos a una o dos aguas	$\leq 0.1$	Cualquiera	-0.75
		$\geq 0.3$		-0.5
		$\leq 1$		-0.5
	$= 2$	-0.3		
	$\geq 4$	-0.2		

**Tabla 3.18 Coeficientes de presión exterior  $C_{pe}$ , para muros de barlovento y sotavento de construcciones con planta rectangular cerrada.**

NOTAS:

- Esta tabla se aplica con ayuda de la Fig. 3.27
- Para valores intermedios de d/b y  $\gamma$ , los valores del coeficiente  $C_{pe}$  pueden interpolarse linealmente.

Distancia horizontal a lo largo de un muro lateral medida a partir de la arista común con el muro de barlovento	Coeficiente de presión exterior $C_{pe}$
de 0 a $1\bar{h}$	-0.65
de $1\bar{h}$ a $2\bar{h}$	-0.5
de $2\bar{h}$ a $3\bar{h}$	-0.3
$> 3\bar{h}$	-0.2

**Tabla 3.19 Coeficientes de presión exterior  $C_{pe}$ , para zonas de muros laterales de construcciones con planta rectangular cerrada.**

NOTAS:

- Esta tabla se aplica con la ayuda de la Fig. 3.26
- La distancia horizontal se determina en función de la altura de la construcción,  $\bar{h}$ .

Inclinación del techo, cubierta de barlovento (CB) $\gamma$	Relación $\bar{h}/d$	$C_{pe}$
10°	$\leq 0.25$	-0.7, -0.3
15°		-0.5, 0.0
20°		-0.3, 0.2
25°		-0.2, 0.3
30°		-0.2, 0.4
35°		0.0, 0.5
$\geq 45^\circ$		0.0, 0.8sen $\gamma$
10°	0.50	-0.9, -0.4
15°		-0.7, -0.3
20°		-0.4, 0.0
25°		-0.3, 0.2
30°		-0.2, 0.3
35°		-0.2, 0.4
$\geq 45^\circ$		0.0, 0.8sen $\gamma$
10°	$\geq 1.0$	-1.3, -0.6
15°		-1.0, -0.5
20°		-0.7, -0.3
25°		-0.5, 0.0
30°		-0.3, 0.2
35°		-0.2, 0.3
$\geq 45^\circ$		0.0, 0.8sen $\gamma$

**Tabla 3.20 (a) Coeficiente de presión exterior,  $C_{pe}$ , para zonas de techos de construcciones con planta rectangular cerrada. Cubierta de barlovento para  $\gamma \geq 10^\circ$ .**

NOTAS: Las Tablas 3.20 (a), (b) y (c) que, a su vez, se utilizarán con ayuda de la Figura 3.26

1. En los casos donde se muestren dos valores del coeficiente  $C_{pe}$ , el techo deberá diseñarse para el más desfavorable, ya que debido a la turbulencia del viento, el techo puede estar sometido a presiones positivas o negativas. Asimismo, deben considerarse las diferentes combinaciones entre presiones exteriores e interiores con el fin de seleccionar la condición más adversa en el diseño.
2. Si se requieren valores del coeficiente de presión correspondientes a valores intermedios de  $\gamma$ , y de la relación  $h/d$ , puede realizarse una interpolación lineal, la cual se llevará a cabo entre valores del mismo signo.

Zona e inclinación del techo		Relación $\bar{h}/d$	Distancia horizontal sobre el techo medida a partir de la arista superior del muro de barlovento	$C_{pe}$	
Cubierta transversal (CT) de techos a una o dos aguas $\gamma'$	Cubierta de barlovento (CB) y sotavento (CS) $\gamma$			Caso 1	Caso 2
Cualquiera	$\gamma < 10^\circ$	$\leq 0.5$	0 a $0.5\bar{h}$	-0.9	-0.4
			$0.5\bar{h}$ a $1\bar{h}$	-0.9	-0.4
			$1\bar{h}$ a $2\bar{h}$	-0.5	0
			$2\bar{h}$ a $3\bar{h}$	-0.3	0.1
			$> 3\bar{h}$	-0.2	0.2
		$\geq 1.0$	0 a $0.5\bar{h}$	-1.3	-0.6
			$0.5\bar{h}$ a $1\bar{h}$	-0.7,	-0.3
			$1\bar{h}$ a $2\bar{h}$	(-0.7)	(-0.3) <sup>(1)</sup>
			$2\bar{h}$ a $3\bar{h}$	(-0.7)	(-0.3)
			$> 3\bar{h}$	(-0.7)	(-0.3)

**Tabla 3.20 (b) Coeficiente de presión exterior,  $C_{pe}$ , para zona de techos de construcciones con planta rectangular cerrada. Cubierta de barlovento y cubierta de sotavento para  $\gamma < 10^\circ$ . Cubiertas transversales de techos a una o dos aguas y cualquier ángulo  $\gamma$ .**

NOTAS:

1. Los valores entre paréntesis se proveen para poder realizar las interpolaciones correspondientes.
2. Los casos de la última columna se analizarán de manera independiente y se seleccionará la condición más crítica para el diseño.
3.  $\gamma'$  es el ángulo de inclinación de la cubierta transversal.

Zona e inclinación del techo		Relación $\bar{n}/d$	Ángulo de inclinación de la cubierta $\gamma$	$C_{pe}$
Inclinación del techo. Cubierta transversal (CT) de techos a cuatro aguas $\gamma'$	Cubierta de sotavento (CS) $\gamma$			
Cualquiera	$\gamma \geq 10^\circ$	$\leq 0.25$	10° 15° 20°	-0.3 -0.5 -0.6
			$\geq 25^\circ$	Para $b/d < 3$ : -0.6 Para $3 < b/d < 8$ : $-0.06(7+b/d)$ Para $b/d > 8$ : -0.9
		0.5	10° 15° 20°	-0.5 -0.5 -0.6
			$\geq 25^\circ$	Para $b/d < 3$ : -0.6 Para $3 < b/d < 8$ : $-0.06(7+b/d)$ Para $b/d > 8$ : -0.9
		$\geq 1.0$	10° 15° 20°	-0.7 -0.6 -0.6
			$\geq 25^\circ$	Para $b/d < 3$ : -0.6 Para $3 < b/d < 8$ : $-0.06(7+b/d)$ Para $b/d > 8$ : -0.9

Tabla 3.20 (c) Coeficiente de presión exterior,  $C_{pe}$ , para zonas de techos de construcciones con planta rectangular cerrada. Cubierta de sotavento para  $\gamma \geq 10^\circ$ .

Cubiertas transversales de techos a cuatro aguas y cualquier ángulo  $\gamma$ .

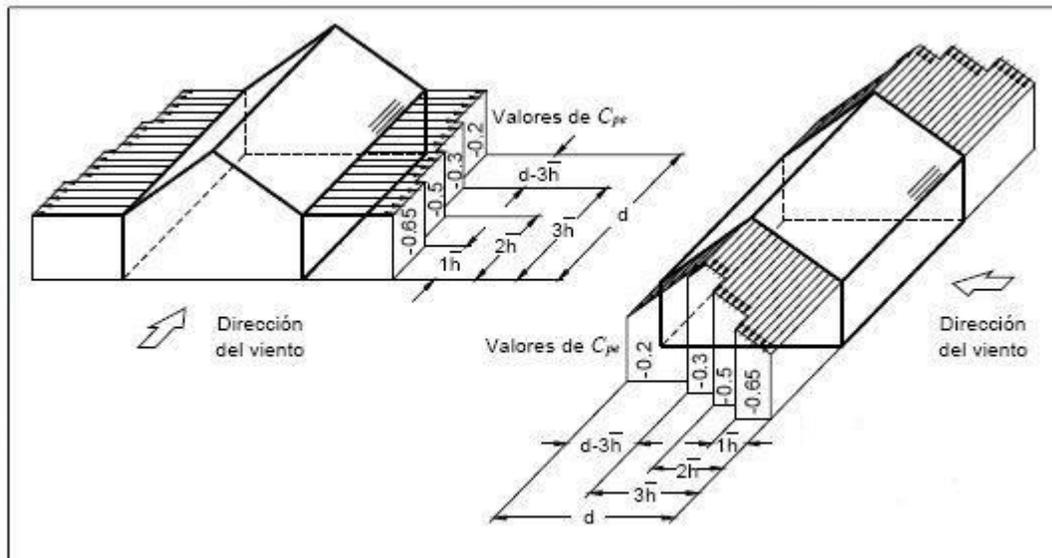


Fig. 3.26 Definición de zonas de muros laterales para aplicarse los coeficientes de presión exterior.



- Factor de reducción de presión por tamaño de área,  $K_A$ .

Los valores del factor  $K_A$  se indican en la Tabla 3.21 y sólo se aplican a las presiones exteriores; en ella puede observarse que este factor depende del área tributaria de diseño. Para los casos no contemplados, así como para los muros de silos, tanques cilíndricos y techos aislados, el valor de  $K_A$  será igual a la unidad. (Ref. 10)

Área tributaria en m <sup>2</sup> $A$	Factor de reducción $K_A$
$\leq 10$	1.0
25	0.9
$\geq 100$	0.8

**Tabla 3.21 Factor de reducción  $K_A$ , para techos y muros laterales.**

El área tributaria es aquella sobre la cual se considera que actúa la presión de diseño; por ejemplo, en el caso de un sujetador de recubrimiento, ésta será el área tributaria que retendrá, en el caso de un larguero, ésta será la que resulte del producto del claro entre vigas o columnas principales por la separación entre los largueros, y para la estructura principal, su área tributaria será la que le corresponda según la distribución de marcos o elementos de carga principales.

La presión exterior,  $P_e$ , se verá afectada por el factor  $K_A$  cuando se diseñen los siguientes elementos de una construcción dada: (Ref. 10)

- Estructura principal que soporta techos y muros laterales,
- Recubrimientos de esos techos y muros,
- Elementos que sostienen los recubrimientos (tales como los largueros), y
- Sistemas de sujeción de dichos recubrimientos.

Como se observa, este factor no interviene en el diseño de los muros de barlovento y sotavento, por lo que, en estos casos, será igual a uno.

- Factor de presión local,  $K_L$ .

El factor de presión local,  $K_L$ , se obtendrá de la Tabla 3.22 para las áreas de afectación indicadas en la Figura 3.28 ((a), (b) y (c)) y afectará sólo a las presiones exteriores, las cuales a su vez se combinarán con las interiores. Cuando se aplique más de un caso de los indicados en la Tabla 3.22, deberá emplearse el mayor valor del factor  $K_L$  correspondiente a tales casos. Para el diseño, se considerarán los valores de  $K_L$  que causen los efectos más adversos. Sin embargo, se tomará como 1.0 si la combinación de presiones exteriores e interiores resulta así más desfavorable. (*Ref. 10*)

La presión exterior,  $P_e$ , será afectada por el factor  $K_L$  cuando se diseñen los siguientes elementos:

- Recubrimientos de techos y muros de barlovento y laterales.
- Elementos que soportan los recubrimientos (tales como los largueros).
- Sistemas de sujeción de los recubrimientos.

Cuando se diseñe la estructura principal de la construcción o se trate del muro de sotavento, este factor también se tomará igual a la unidad.

La Figura 3.28 ((a), (b) y (c)) complementan la Tabla 3.22 para aclarar todas las variables y las zonas en donde se aplica el factor de presión local.

Cuando el área de un elemento de recubrimiento, o el área tributaria de un miembro de soporte de éste, exceda las áreas de afectación indicadas en la Tabla 3.22, el factor de presión local,  $K_L$ , será igual a 1.0 para el área restante de dicho elemento.

Al aplicar el factor de presión local, el límite negativo del producto  $K_L C_{pe}$  será de -2.0.

Para techos con pendientes menores que  $10^\circ$  y con parapetos, los valores de  $K_L$ , para las áreas CBA1 y CBA2 (véase la Figura 3.28) para la superficie que quede expuesta del lado de sotavento del parapeto, pueden ser modificados multiplicando los valores de la Tabla 3.22 por el factor de reducción por parapetos,  $K_r$ , dado en la Tabla 3.23. (Ref. 10)

Presión externa	Referencia de las áreas	$\bar{h}$ (m)	Área de afectación $A_f$ (m <sup>2</sup> )	Proximidad al borde	$K_L$
Empuje (+)	MBA1	Cualquiera	$\leq 0.25 a_0^2$	Cualquiera	1.25
Succión (-)	CBA1	Cualquiera	$\leq a_0^2$	$< a_0$	1.50
	CBA2	Cualquiera	$\leq 0.25 a_0^2$	$< 0.5 a_0$	2.00
	CSA3	Cualquiera	$\leq a_0^2$	$< a_0$	1.50
	CSA4	Cualquiera	$\leq 0.25 a_0^2$	$< 0.5 a_0$	2.00
	MLA1	$\leq 25$	$\leq a_0^2$	$< a_0$	1.50
	MLA2	$\leq 25$	$\leq 0.25 a_0^2$	$< 0.5 a_0$	2.00
	MLA3	$> 25$	$\leq 0.25 a_0^2$	$> a_0$	1.50
	MLA4		$\leq a_0^2$	$< a_0$	2.00
	MLA5		$\leq 0.25 a_0^2$	$< 0.5 a_0$	3.00
Todas las otras áreas, empuje o succión.	---	Cualquiera	---	---	1.00

**Tabla 3.22 Factor de presión local,  $K_L$ , para recubrimientos y sus soportes.**

NOTAS:

1. Los casos de presiones negativas (succiones) son alternativos y no se aplican simultáneamente.
2. Para techos de edificios bajos que se encuentren adyacentes a edificios altos, y para construcciones altas que tengan muros con bordes inclinados o con salientes, expuestos a condiciones de alta turbulencia, un factor de presión local con un valor de 3.0 no resulta conservador. Estas situaciones están fuera del alcance de este manual por lo que deberá realizarse un estudio especializado.
3. Si un área de recubrimiento está sometida a más de un caso de los indicados en esta tabla, utilice el mayor valor obtenido para tales casos.
4. El área de afectación debe compararse con la tributaria para definir en qué área se aplican los valores de  $K_L$  que aquí se indican.

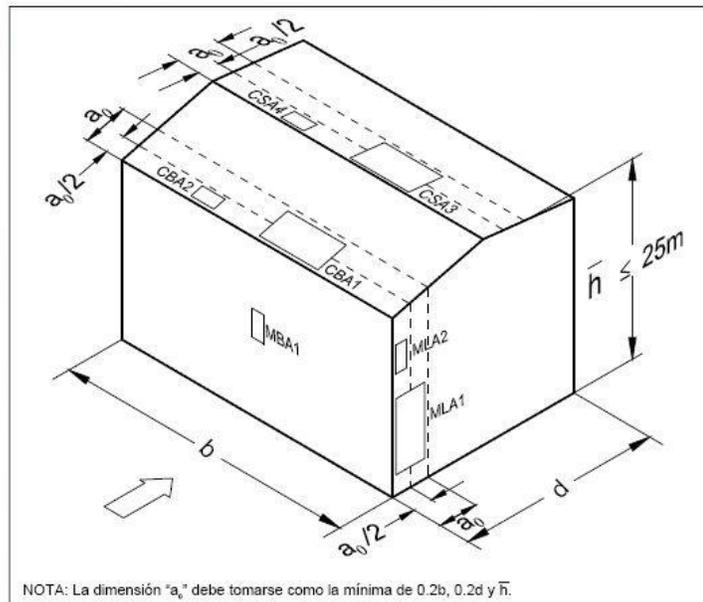
5. Cuando  $\gamma$  (ángulo de inclinación del techo) sea menor que diez grados, la zona de afectación del techo se definirá como si éste fuese horizontal, por lo que el factor de presión local no se aplicará en la zona de la cumbrera.
6. La dimensión “ $a_0$ ”, en m, y las referencias de las áreas se definen en la Figura 3.27, casos (a), (b) y (c).

$\bar{h}$	$h_p$	$K_r$
$\leq 25$ m	$\leq 0.07 \bar{h}$	1.0
	$0.10 \bar{h}$	0.8
	$\geq 0.20 \bar{h}$	0.5
$> 25$ m	$\leq 0.02 D$	1.0
	$0.03 D$	0.8
	$\geq 0.05 D$	0.5

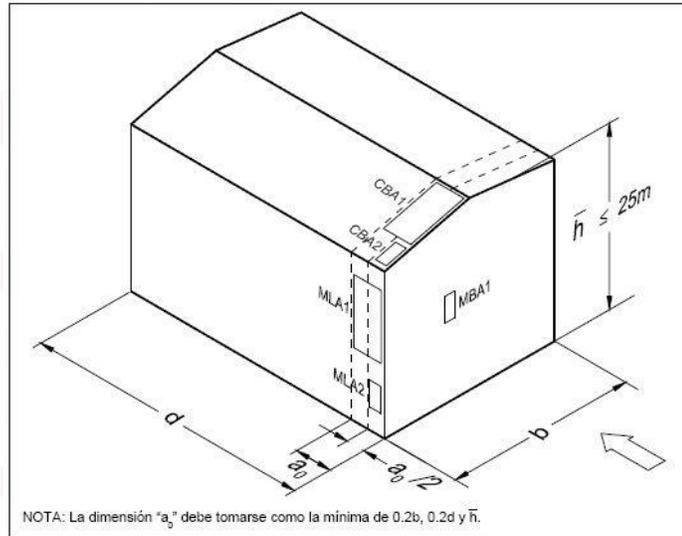
**Tabla 3.23 Factor de reducción de presión local  $K_r$ , por parapetos.**

NOTAS:

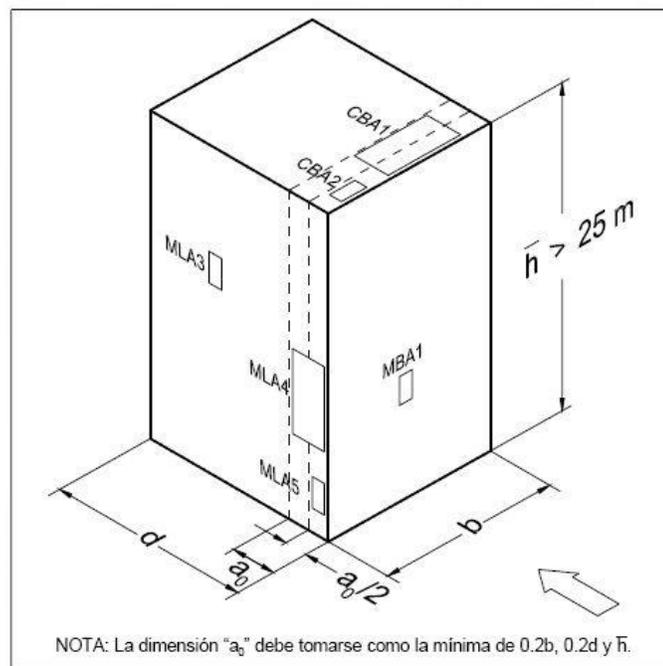
1.  $h_p$  es la altura del parapeto medida desde el nivel de la cubierta, mientras que  $D$  es la menor dimensión horizontal de la construcción, ambas dimensiones en m.
2. Para valores intermedios puede emplearse una interpolación lineal.
3. Estos valores se utilizan para modificar los valores de la Tabla 3.22.



**Fig. 3.28 (a) Zonas para la determinación de los factores de presión local  $K_L$ , para recubrimientos y sus soportes. Viento normal a las generatrices.**



**Fig. 3.28 (b) Zonas para la determinación de los factores de presión local  $K_L$ , para recubrimientos y sus soportes. Viento paralelo a las generatrices.**



**Fig. 3.28(c) Zonas para la determinación de los factores de presión local  $K_L$ , para recubrimientos y sus soportes. Construcciones con techo plano y alturas mayores a 25m.**

### 3.13.10.4 Presiones interiores.

La presión interior,  $P_i$ , se calculará utilizando la expresión: (Ref. 10)

$$P_i = C_{pi} \cdot q_z$$

En donde:

**$P_i$ :** Es la presión interior.

**$C_{pi}$ :** El coeficiente de presión interior.

**$q_z$ :** La presión dinámica base.

Es importante remarcar que esta presión interior se considerará constante sobre todas las superficies interiores de la construcción y que, para diseñar las estructuras y sus recubrimientos, deberá tomarse en cuenta que las presiones interiores actúan simultáneamente con las exteriores, debiéndose seleccionar la combinación de ellas que resulte más desfavorable. Asimismo, para su cálculo se considerará la altura promedio de la construcción,  $h$ .

Los distintos valores del coeficiente de presión interior,  $C_{pi}$ , se dan en las Tablas 3.24 (a) y 3.24 (b); la primera de ellas se aplica cuando las superficies permiten pequeñas filtraciones al interior de la construcción (no son impermeables), mientras que la segunda es aplicable cuando existen aberturas de tamaño considerable sobre las superficies que conforman la estructura. En estas tablas se emplean los conceptos de permeabilidad, aberturas y aberturas dominantes, las que se definen a continuación. (Ref. 10)

**a) Permeabilidad.** Si en una estructura existen huecos o hendiduras que permiten que el flujo de viento penetre a su interior, entonces se presentan presiones interiores que pueden alcanzar magnitudes importantes o actuar simultáneamente con las exteriores provocando condiciones desfavorables, por lo que deberán tomarse en cuenta. Para fines de este

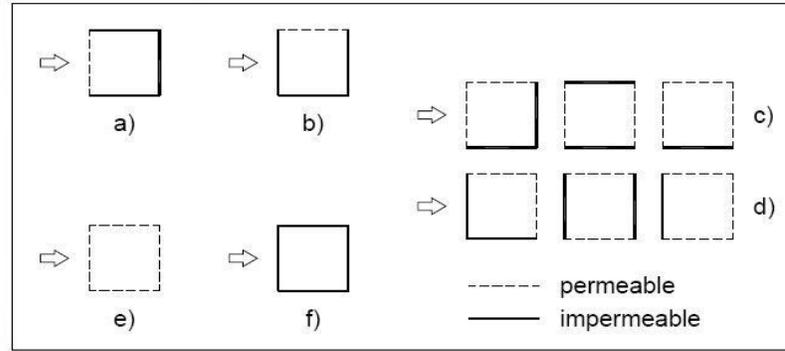
capítulo, la permeabilidad de una superficie se define como el cociente entre el área de las hendiduras y huecos, resultado de las tolerancias normales de la construcción, y el área total de esa superficie; en esta permeabilidad también pueden incluirse aberturas o huecos pequeños tales como ventilas de ventanas. Dado que resulta poco práctico evaluar esta permeabilidad, en la Tabla 3.24 (a) se incluyen diferentes casos que, en forma cualitativa, toman en cuenta la permeabilidad de las superficies expuestas.

**b) Aberturas.** Se consideran como tales las puertas y ventanas abiertas, ventilas para aire acondicionado y sistemas de ventilación, y aberturas en los recubrimientos, entre otras.

**c) Aberturas dominantes.** Se presentan sobre una superficie cuando la suma del área de sus aberturas excede la suma de las áreas de las aberturas de cualquiera de las otras superficies; en estas aberturas no se incluye la permeabilidad. Una abertura dominante no necesariamente es grande y también puede presentarse como resultado de un escenario particular al producirse una abertura mientras otras están cerradas. (*Ref. 10*)

Condiciones de permeabilidad posibles	$C_{pi}$
1. Un muro permeable, los otros impermeables: a) Muro de barlovento permeable b) Muro de barlovento impermeable (Casos a y b de la Figura 3.28 respectivamente)	0.6 -0.3
2. Dos o tres muros igualmente permeables, el (los) otro(s) impermeable(s): a) Muro de barlovento permeable b) Muro de barlovento impermeable (Casos c y d de la Figura 3.28 respectivamente)	-0.1 o 0.2 según lo que produzca la combinación de carga más desfavorable. -0.3
3. Todos los muros igualmente permeables (Caso e de la Figura 3.28 )	-0.3 o 0.0 según lo que produzca la combinación de carga más desfavorable.
4. Construcciones selladas eficientemente y que tengan ventanas que no puedan abrirse. (Caso f de la Figura 3.28 )	-0.2 o 0.0 según lo que produzca la combinación de carga más desfavorable

**Tabla 3.24 (a) Coeficientes de presión interior  $C_{pis}$  para construcciones de planta rectangular cerrada y muros permeables.**



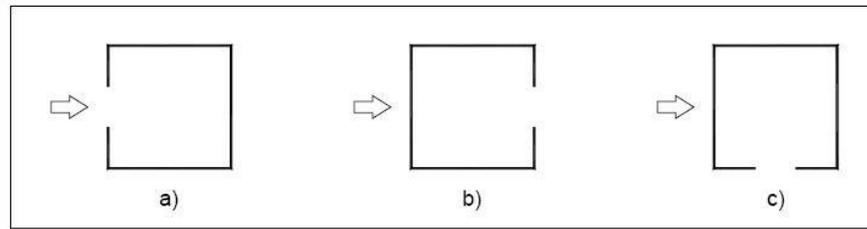
**Fig. 3.29** Ejemplos que muestran diferentes casos de permeabilidad en muros de edificaciones. (La flecha indica la dirección de viento).

Ubicación de las aberturas dominantes	Relación entre el área de las aberturas dominantes y la suma de las áreas de las aberturas del techo y de los otros muros (incluyendo el área de posible permeabilidad),				
	$\leq 0.5$	1	2	3	$\geq 6$
a) En el muro de barlovento ( <i>MB</i> ); (caso a de la Figura 3.29 )	-0.3,0.0	-0.1,0.2	$0.7 C_{pe}$	$0.85 C_{pe}$	$C_{pe}$
b) En el muro de sotavento ( <i>MS</i> ); (caso b de la Figura 3.29 )	-0.3,0.0	-0.3,0.0	$0.7 C_{pe}$	$0.85 C_{pe}$	$C_{pe}$
c) En un muro lateral ( <i>ML</i> ); (caso c de la Figura 3.29 )	-0.3,0.0	-0.3,0.0	$0.7 C_{pe}$	$0.85 C_{pe}$	$C_{pe}$
d) En el techo	-0.3, 0.0	$-0.3, 0.15 C_{pe}$	$0.7 C_{pe}$	$0.85 C_{pe}$	$C_{pe}$

**Tabla 3.24 (b) Coeficiente de presión interior  $C_{pi}$ , para construcciones con planta rectangular cerrada y muros y techos con aberturas dominantes.**

NOTAS:

1. El valor de  $C_{pe}$  que se seleccione debe corresponder al de la superficie con la abertura dominante. Por ejemplo, para el caso en el que la abertura dominante se ubique en el muro en sotavento, cuando la relación entre el área total de las aberturas dominantes y el área total del techo y de los otros muros sea 2, el  $C_{pi}$  será igual a  $0.7 C_{pe}$ , en donde el valor del  $C_{pe}$  deberá tomarse de la Tabla 3.18 para muros en sotavento.
2. Dado que en las Tablas 3.19 y 3.20(a, b y c) el  $C_{pe}$  varía según la zona de la superficie, para calcular el  $C_{pi}$  deberá localizarse, en la superficie en cuestión, el centroide de las aberturas y tomar el valor correspondiente a esa posición.



**Fig. 3.30 Ejemplos que muestran diferentes casos de aberturas en muros de edificaciones. (La flecha indica la dirección del viento).**

La Tabla 3.24 (a) se empleará cuando se considere el caso en el que las aberturas estén cerradas y la permeabilidad predomina. Por el contrario, la Tabla 3.24 (b) se empleará en el caso en el que las aberturas estén abiertas.

En regiones propensas a ciclones, las ventanas deberán considerarse como aberturas, a menos que sean capaces de resistir el impacto de una pieza de madera de 4 kg y con sección transversal de 100 mm x 50 mm, que las golpee a una velocidad de 15 m/s. Este requisito puede ser diferente en el caso de estructuras especiales, en cuyo caso deberá justificarse el empleo de otros valores. (*Ref. 10*)

### **3.13.11 Ejemplo de cálculo de presiones producidas por el viento (Método Estático).**

Se desea obtener las presiones que el viento produce en una nave industrial con cubierta a dos aguas. La estructura se localiza en un terreno tipo suburbano, rodeada predominantemente por viviendas de baja altura y zonas arboladas, cercano a la ciudad de Veracruz, Ver. En la Figura 3.31 (a) se muestran su geometría y sus dimensiones.

Los elementos del sistema estructural y sus áreas tributarias son los siguientes:

#### **Estructura principal**

La estructura principal consta de 11 marcos de acero colocados a cada 8 m en la dirección longitudinal (Figura 3.31 (a)). En la dirección perpendicular a la cumbrera, dichos marcos están ligados por contraventeos en los muros C y D y en la cubierta de las crujías comprendidas entre los ejes 2-3 y 9-10. Además, la estructura tiene puntales en cada descarga de columna los cuales van desde el eje 1 hasta el 3 y desde el eje 9 hasta el 11 (Figura 3.31 (a) y Figura 3.31 (b)). Las áreas tributarias para los elementos de la estructura principal se muestran en la Figura 3.31 (c).

#### **Elementos secundarios**

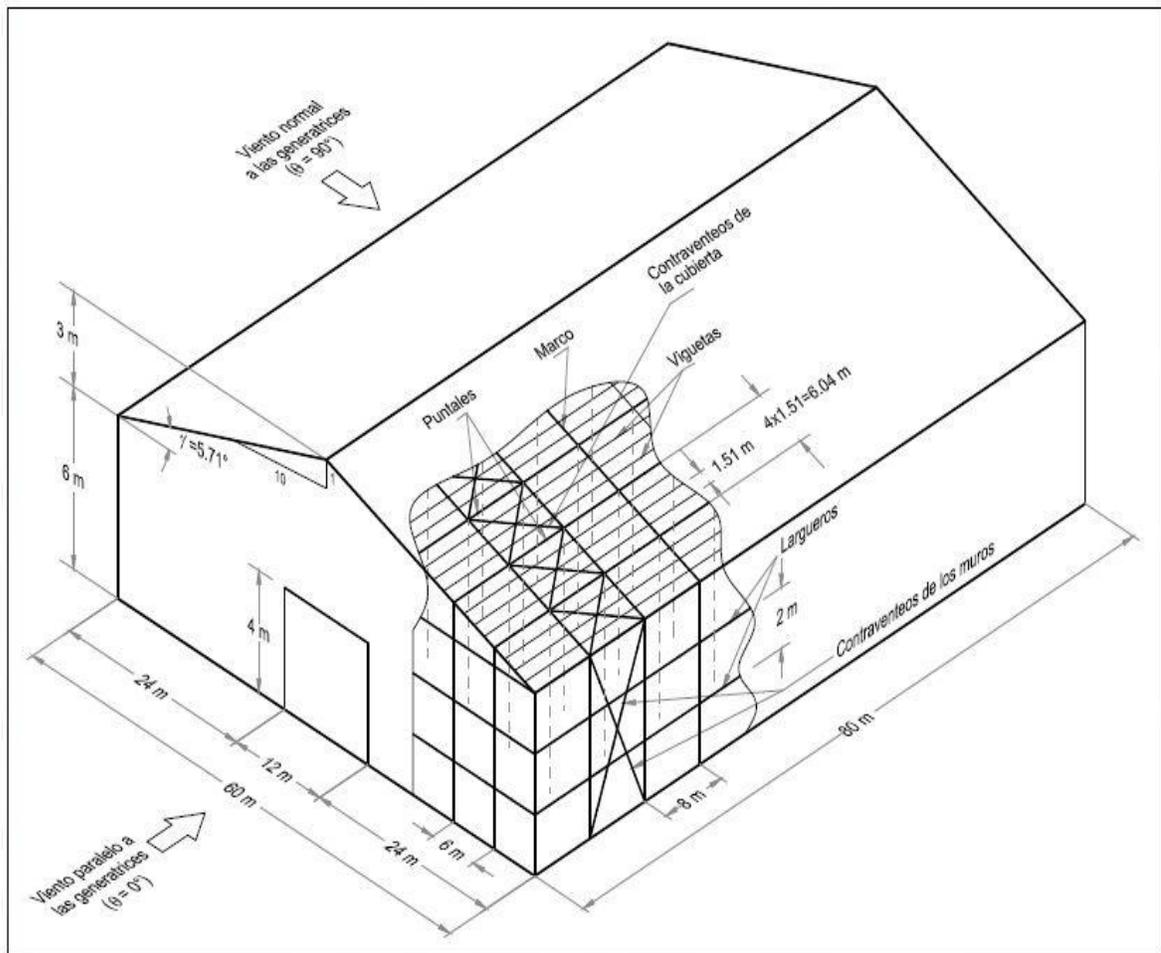
Los elementos secundarios del sistema estructural son las viguetas de la cubierta y los largueros de los muros (Figura 3.31 (a)). El área tributaria de las viguetas es de 12.1 m<sup>2</sup>, la de los largueros de los muros longitudinales (C y D) es de 16 m<sup>2</sup> y la de los transversales (A y B) es de 12 m<sup>2</sup>.

#### **Recubrimientos**

El esqueleto de la estructura está cubierto por paneles de lámina de 3.05 x 0.61 m de manera que el área tributaria que le corresponde a cada panel es de 1.86 m<sup>2</sup>.

## Anclajes

La lámina de recubrimiento se sujeta a la estructura mediante anclajes colocados a cada 0.305 m por lo que el área tributaria de estos anclajes es de  $0.305 \times 1.51 = 0.46 \text{ m}^2$  para los del techo y de  $0.305 \times 2.00 = 0.61 \text{ m}^2$  para los de los muros.



**Fig. 3.31 (a) Geometría y dimensiones del sistema estructural de la nave industrial.**

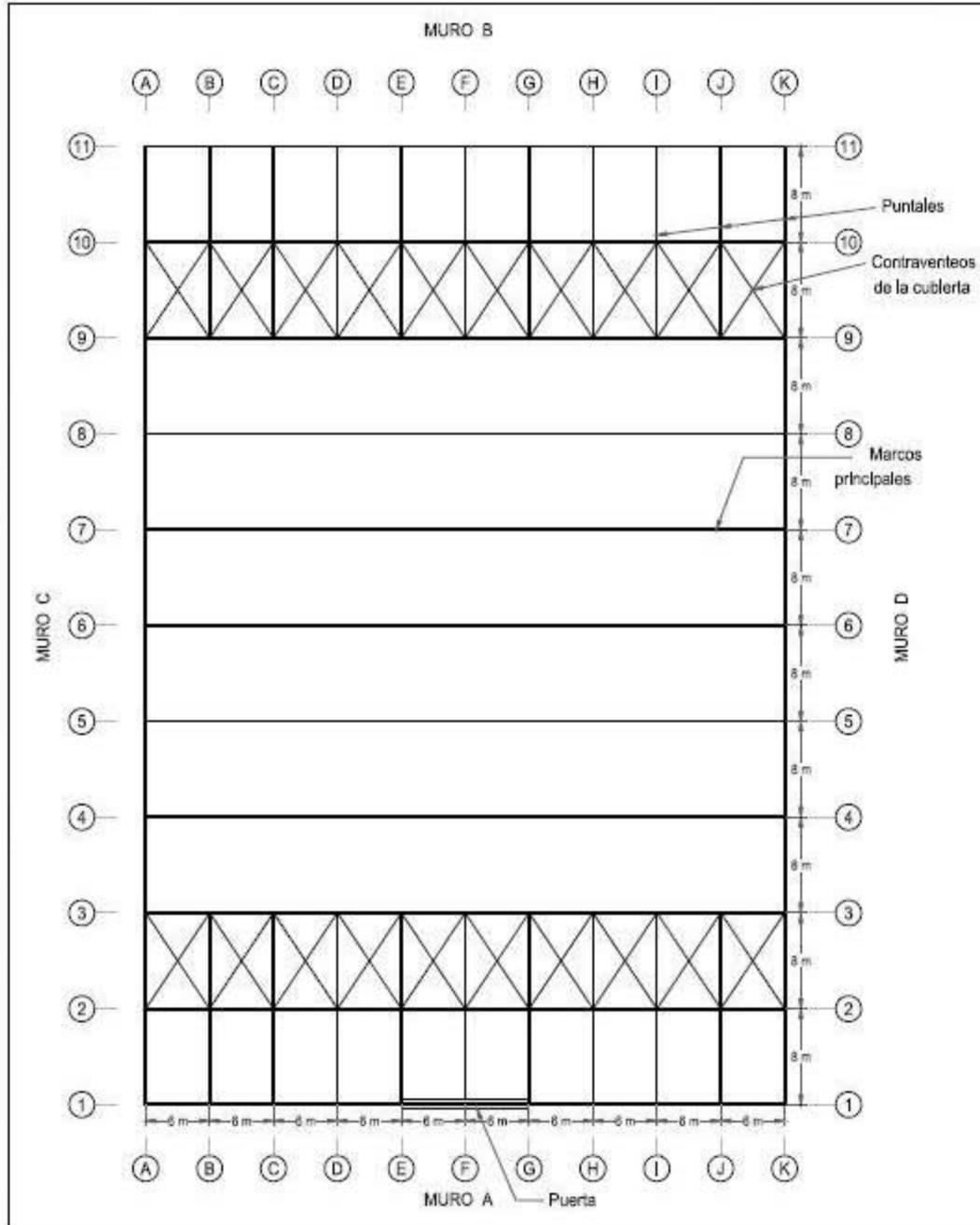


Fig. 3.31 (b) Ejes del sistema estructural principal.

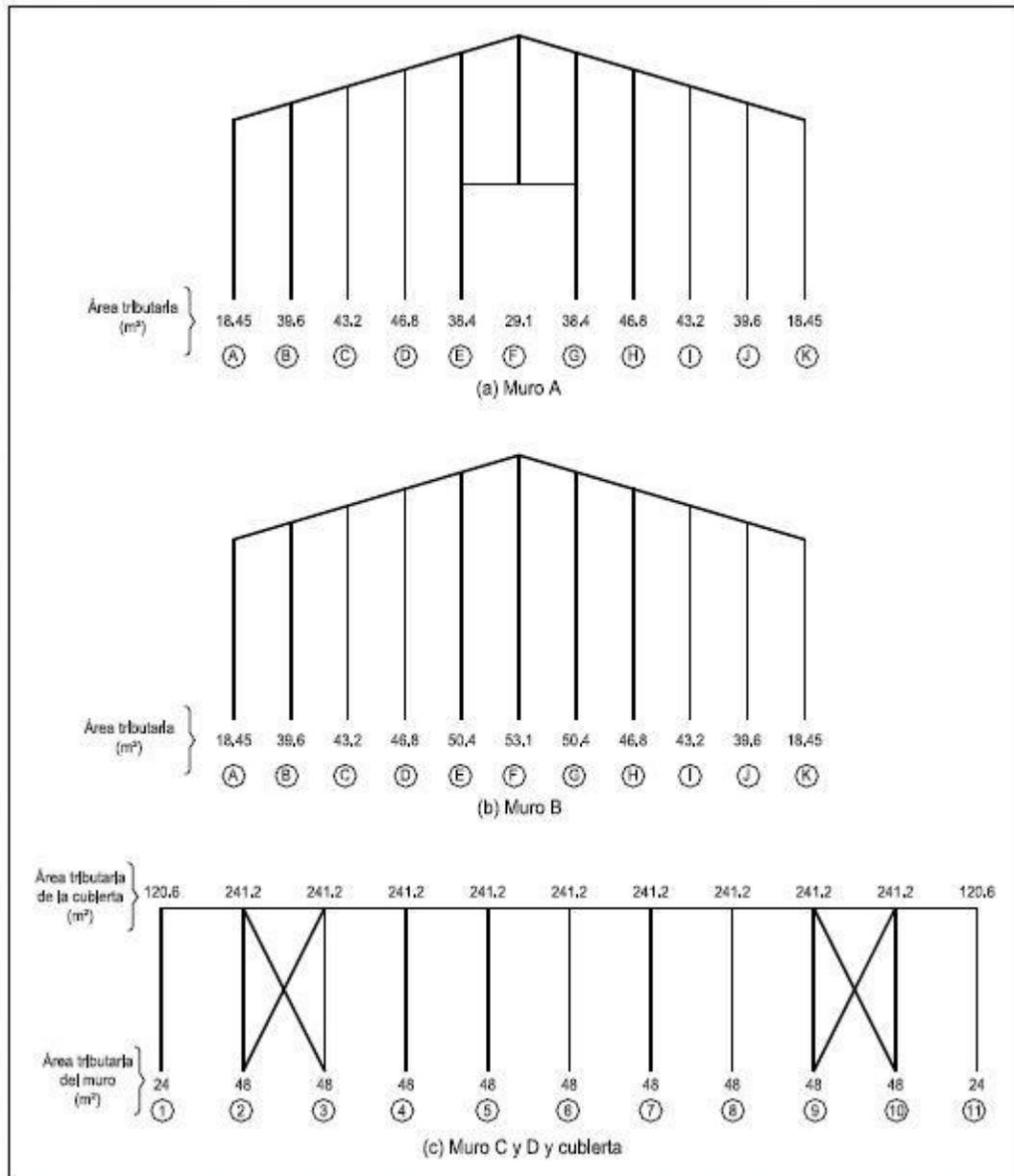


Fig. 3.31 (c) Áreas tributarias para el sistema estructural principal.

## **Procedimiento de Solución.**

### **1) Clasificación de la estructura.**

Según su importancia la estructura pertenece al Grupo B (**inciso 3.13.3**).

### **2) Determinación de la velocidad básica de diseño.**

La velocidad básica de diseño depende de varios parámetros (**inciso 3.13.7**); éstos se calculan como se indica a continuación.

#### 2.1) Categoría de terreno.

De acuerdo con los datos, el terreno se clasifica dentro de la Categoría 3 (consúltese la Tabla 3.14). Se supone que la rugosidad del terreno de los alrededores es uniforme más allá de las longitudes establecidas en dicha tabla, por lo que no es necesario considerar cambios graduales en lo referente a esta característica.

#### 2.2) Velocidad regional.

Conforme con el **inciso 3.13.7.2**, en un periodo de retorno de 50 años (para estructuras pertenecientes al Grupo B), la velocidad regional que corresponde al sitio de desplante es:

$$V_R = 170 \text{ Km/hr}$$

#### 2.3) Factor de exposición, $F_{Iz}$ .

El factor de exposición,  $F_{Iz}$ , es constante dado que la altura de la nave es menor que 10 metros (**inciso 3.13.7.3**). Por tanto, este factor vale:

$$F_{Iz} = c = 0.881$$

#### 2.4) Factor de topografía.

Puesto que la nave industrial se desplantará en terreno plano, el factor de topografía local es: (inciso 3.13.7.4).

$$F_T = 1.0.$$

#### 2.5) Velocidad básica de diseño.

Finalmente, la velocidad básica de diseño es (**inciso 3.13.7**):

$$V_D = 1.0 (0.881) (170) = 149.8 \text{ Km/hr.}$$

### 3) Presión dinámica de base.

La altura sobre el nivel del mar del sitio de desplante es de 10 m, y su temperatura media anual es de 25.5 °C (véase la Ref. Apéndice C). La presión barométrica para esa altura es de 760 mm de Hg aproximadamente (Tabla 3.17). Por tanto, el factor G vale:

$$G = \frac{.392 \times 760}{273 + 25.5} = 0.99$$

Por lo que la presión dinámica de base (**inciso 3.13.8**) vale:

$$q_z = 0.0048 \times 0.99 \times 149.8^2 = 106.64 \text{ Kg/cm}^2$$

#### 4) Selección del procedimiento de análisis de cargas

De acuerdo con la Figura 3.16, la altura de referencia es  $h = 7.5$  m, entonces, la relación de esbeltez ( $\lambda = \text{altura/ancho}$ ) es  $7.5/60 = 0.125 < 5$ . El cálculo del periodo fundamental no es necesario. Por lo anterior, la estructura es del Tipo 1 según su respuesta ante la acción del viento (**inciso 3.13.4**), con lo que el procedimiento de análisis se efectuará siguiendo el análisis estático (**inciso 3.13.10**).

#### 5) Presiones de diseño

##### 5.1) Presiones interiores de diseño

Las presiones interiores de diseño que aquí se obtengan serán aplicables en el diseño de la estructura principal y de los elementos secundarios.

Suponiendo que la puerta del muro A (Figura 3.31 (a) y Figura 3.31 (c)) se encuentra abierta, se presentan los siguientes casos.

a) Viento normal a las generatrices (a lo largo de los 60 m).

Conforme a la Tabla 3.24 (b) (caso c) (**inciso 3.13.10.4**), el coeficiente de presión interior,  $C_{pi}$ , es igual al valor de  $C_{pe}$  para muros laterales ya que la relación entre el área abierta del muro lateral ( $12 \times 4 = 48 \text{ m}^2$ ) y el área abierta total de los otros muros y la cubierta ( $= 0 \text{ m}^2$ ) es mayor que 6; es decir,  $C_{pi} = C_{pe} = -0.2$  de la Tabla 3.19 (**inciso 3.13.10.3**), ya que la puerta se encuentra a una distancia, del borde de barlovento, de 24 m, la cual resulta mayor que  $3\bar{h} = 3 \times 7.5 = 22.5 \text{ m}$ . Así, cuando el viento es normal a las generatrices, la presión interior de diseño es (**inciso 3.13.10.4**):

$$P_i = -0.2(106.64) = -21.33 \text{ Kg/m}^2$$

b) Viento paralelo a las generatrices (a lo largo de los 80 m).

Dado que la relación entre el área abierta de barlovento ( $12 \times 4 = 48 \text{ m}^2$ ) y el área abierta total de los otros muros y la cubierta ( $= 0 \text{ m}^2$ ) es mayor que 6, se tiene que  $C_{pi}$  (caso a, Tabla 3.24 (b) y Tabla 3.18). Así, cuando el viento es paralelo a las generatrices, la presión interior de diseño es:

$$P_i = 0.8(106.64) = 85.31 \text{Kg} / \text{m}^2$$

5.2) Presiones de diseño para la estructura principal.

Para determinar las presiones de diseño de la estructura principal, el factor de presión local,  $K_L$ , será igual a la unidad (**inciso 3.13.10.3**).

a) Viento normal a las generatrices  $\theta = 0^\circ$  (a lo largo de los 60 m)

1. Muro de barlovento (muro C).

Para  $\theta = 0^\circ$ ,  $C_{pe} = 0.8$  (Tabla 3.18), y  $K_A = 1.0$  (por no ser muro lateral). Por tanto, la presión de diseño es (**incisos 3.13.10.2, 3.13.10.3 y 3.13.10.4**):

$$P_z = P_e - P_i = 0.8(1.0)(1.0)(106.64) - (-21.33) = 106.64 \text{Kg} / \text{m}^2$$

2. Muro de sotavento (muro D).

Para  $\theta = 0^\circ$ ,  $d/b = 60 / 80 = 0.75 \leq 1$  y  $\gamma = 5.71^\circ < 10^\circ$  se obtiene, de la Tabla 3.18, que  $C_{pe} = -0.5$ ; dado que este muro no es lateral  $K_A = 1.0$ . Así, la presión de diseño es:

$$P_z = P_e - P_i = -0.5(1.0)(1.0)(106.64) - (-21.33) = -31.99 \text{Kg} / \text{m}^2$$

### 3. Muros laterales.

Muro A.

Según la Tabla 3.19, para  $\bar{h} = 7.5$  m, los coeficientes de presión exterior, en el sentido de los 60 m, son:

$$\begin{aligned} C_{pe} &= -0.65 && (0.0 - 7.5 \text{ m}) \\ &= -0.50 && (7.5 - 15.0 \text{ m}) \\ &= -0.30 && (15.0 - 22.5 \text{ m}) \\ &= -0.20 && (22.5 - 60.0 \text{ m}) \end{aligned}$$

Los factores de reducción por tamaño de área  $K_A$ , se obtienen mediante la interpolación de los valores anotados en la Tabla 3.21 para las áreas tributarias que se muestran en la Fig. 3.31 (c). Con lo anterior, las presiones de diseño son ( $K_L=1.0$  para todos los ejes):

Eje	$C_{pe}$	$K_A$	$P_z = P_e - P_i$ (kg/m <sup>2</sup> )
A - A	-0.65	0.944	-44.10
B - B	$-[4.5(0.65)+1.5(0.50)]/6$	0.881	-36.21
C - C	-0.50	0.876	-25.38
D - D	-0.30	0.871	-6.54
E - E	$-[1.5(0.30)+4.5(0.20)]/6$	0.882	0.17
F - F	-0.20	0.895	2.24
G - G	-0.20	0.882	2.52
H - H	-0.20	0.871	2.75
I - I	-0.20	0.876	2.65
J - J	-0.20	0.881	2.54
K - K	-0.20	0.944	1.20

**Tabla 3.25 Presiones de diseño por eje (Muro A).**

Muro B.

Dada la simetría de la estructura para esta dirección del viento, las presiones en el muro B son iguales a las del muro A, excepto en la zonas correspondientes a la puerta debido a las diferencias en las áreas tributarias (Figura 3.31 (c)). Así, se tiene que las presiones de diseño para este muro B son (con  $K_L=1.0$  para todos los ejes):

Eje	$C_{pe}$	$K_A$	$P_z = P_e - P_i$ (kg/m <sup>2</sup> )
A - A	-0.65	0.944	-44.10
B - B	$-[4.5(0.65)+1.5(0.50)]/6$	0.881	-36.21
C - C	-0.50	0.876	-25.38
D - D	-0.30	0.871	-6.54
E - E	$-[1.5(0.30)+4.5(0.20)]/6$	0.866	0.55
F - F	-0.20	0.863	2.94
G - G	-0.20	0.866	2.86
H - H	-0.20	0.871	2.75
I - I	-0.20	0.876	2.65
J - J	-0.20	0.881	2.54
K - K	-0.20	0.944	1.20

**Tabla 3.26 Presiones de diseño por eje (Muro B).**

#### 4. Cubierta

De la Tabla 3.20 (b), para  $\gamma = 5.71^\circ < 10^\circ$ , cubiertas de barlovento y sotavento, y

$\frac{\bar{h}}{d} = \frac{7.5}{60} = 0.125 \leq 0.5$ , los coeficientes de presión exterior,  $C_{pe}$ , son:

$$\begin{aligned}
 C_{pe} &= -0.9, -0.4 && (0.0 - 7.5 \text{ m}) \\
 &= -0.5, 0.0 && (7.5 - 15.0 \text{ m}) \\
 &= -0.3, 0.1 && (15.0 - 22.5 \text{ m}) \\
 &= -0.2, 0.2 && (22.5 - 60.0 \text{ m})
 \end{aligned}$$

Por su parte, los factores  $K_A$  son iguales a 0.8 (según la Tabla 3.21) ya que las áreas tributarias correspondientes son mayores que  $100 \text{ m}^2$ ;  $241.2 \text{ m}^2$  para los marcos intermedios (ejes 2-2 a 10-10) y  $120.6 \text{ m}^2$  para los marcos extremos (ejes 1-1 y 11-11), como se muestra en la Figura 3.31 (c).

Al emplear estos valores, según los **incisos 3.13.10.2, 3.13.10.3 y 3.13.10.4**, las presiones de diseño para la cubierta, en el sentido de los 60 m, son:

Para 0.0 – 7.5 m:

$$P_z = P_e - P_i = -0.9(0.8)(1.0)(106.64) - (-21.33) = -55.45 \text{Kg/m}^2; \text{ O}$$

$$P_z = P_e - P_i = -0.4(0.8)(1.0)(106.64) - (-21.33) = -12.79 \text{Kg/m}^2$$

Para 7.5 – 15.0 m:

$$P_z = P_e - P_i = -0.5(0.8)(1.0)(106.64) - (-21.33) = -21.33 \text{Kg/m}^2; \text{ O}$$

$$P_z = P_e - P_i = 0.0(0.8)(1.0)(106.64) - (-21.33) = 21.33 \text{Kg/m}^2$$

Para 15.0 – 22.5 m:

$$P_z = P_e - P_i = -0.3(0.8)(1.0)(106.64) - (-21.33) = -4.26 \text{Kg/m}^2; \text{ O}$$

$$P_z = P_e - P_i = 0.1(0.8)(1.0)(106.64) - (-21.33) = 29.86 \text{Kg/m}^2$$

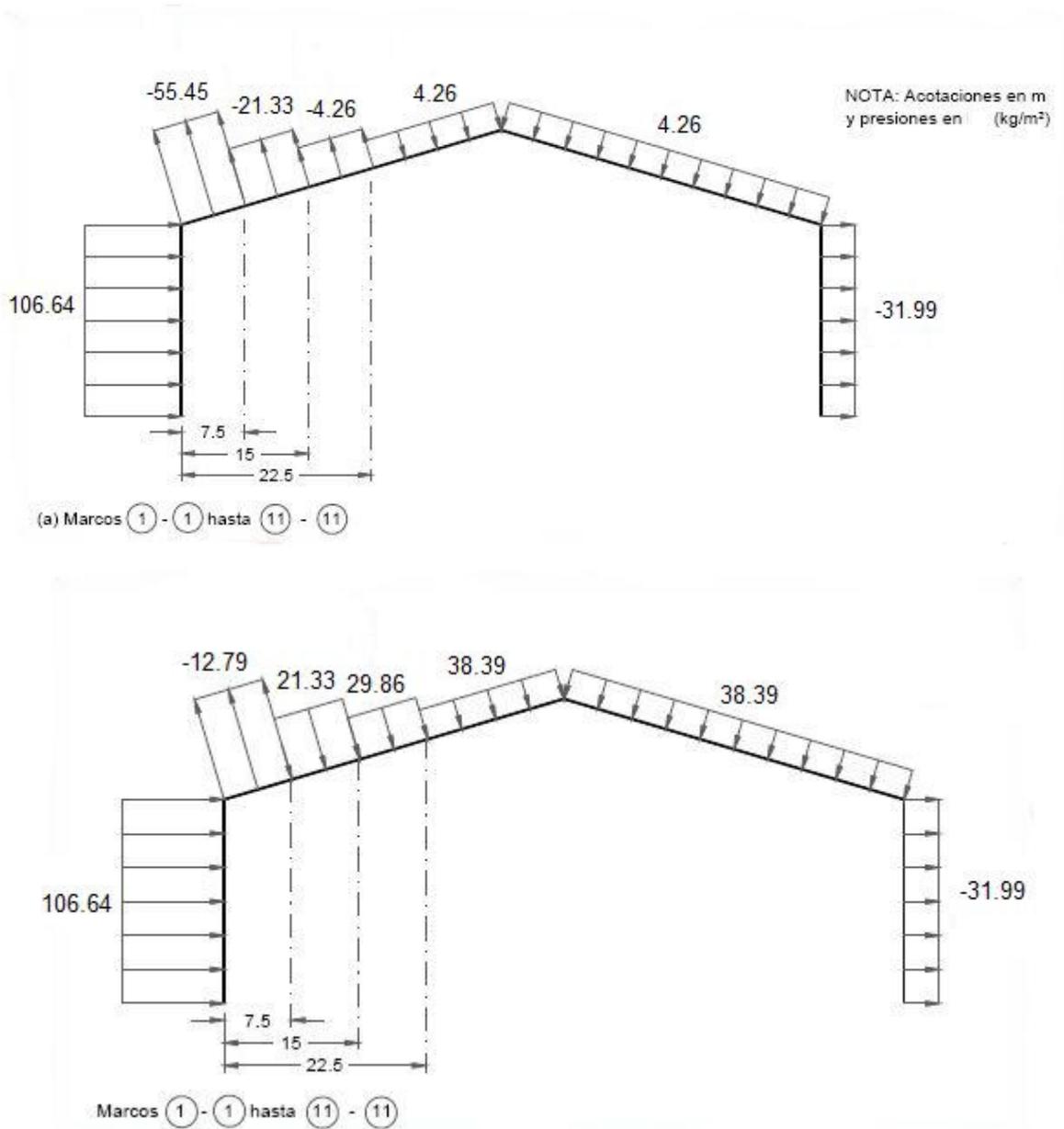
Para 22.5 – 60.0 m:

$$P_z = P_e - P_i = -0.2(0.8)(1.0)(106.64) - (-21.33) = 4.26 \text{Kg/m}^2; \text{ Ó}$$

$$P_z = P_e - P_i = 0.2(0.8)(1.0)(106.64) - (-21.33) = 38.39 \text{Kg/m}^2$$

Debido a que en este caso se tienen dos coeficientes de presión exterior para cada una de las distancias horizontales a partir del muro de barlovento, el diseñador tendrá que verificar cuál combinación de presiones es la más desfavorable para el diseño de la cubierta de la estructura principal ante la acción del viento en la dirección normal a las generatrices.

En las Figura 3.32 (a) y (b) se muestran las presiones de diseño para la estructura principal cuando el viento actúa en la dirección normal a las generatrices.



**Fig. 3.32 (a) Presiones de diseño cuando el viento es Normal a las generatrices.**

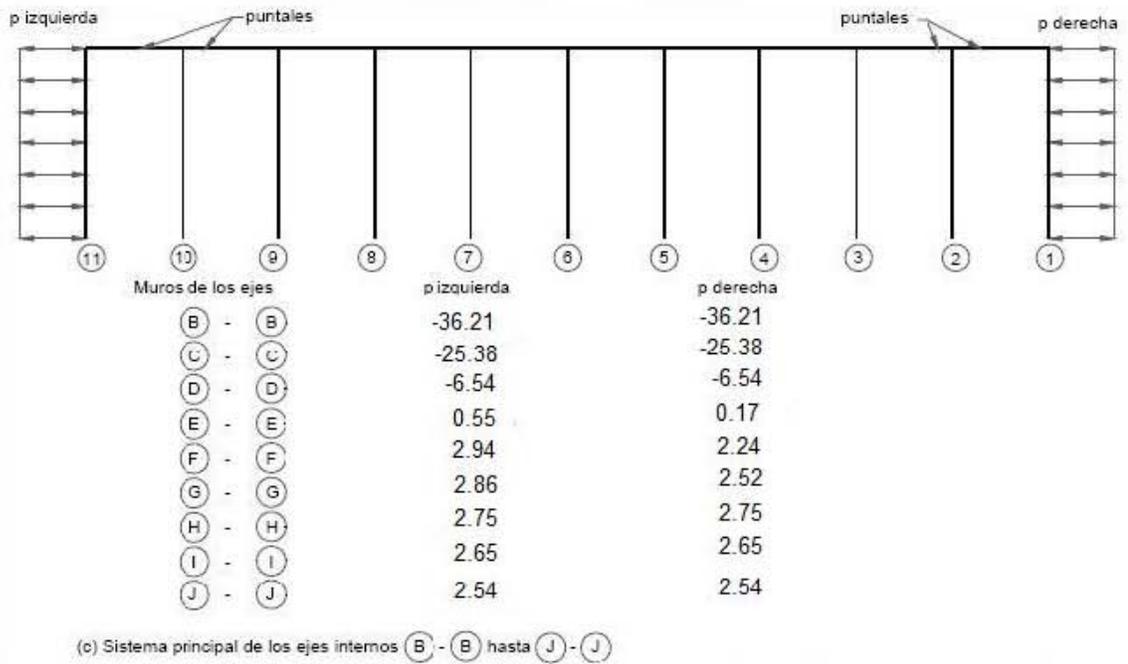
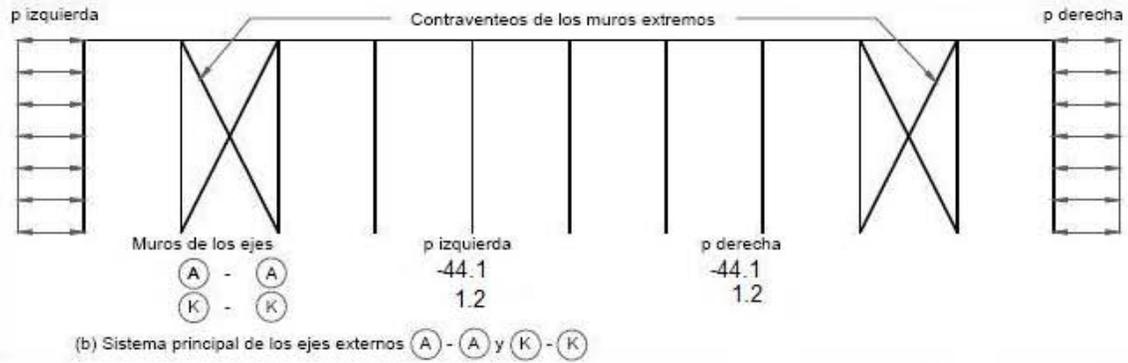


Fig. 3.32 (b) Presiones de diseño cuando el viento es Normal a las generatrices.

b) Viento paralelo a las generatrices  $\theta = 90^\circ$  (a lo largo de los 80 m)

1. Muro de barlovento (muro A)

Para este muro y si  $\theta = 90^\circ$ , de la Tabla 3.18 se tiene que  $C_{pe} = 0.8$ , y  $K_A = 1.0$  debido a que no es muro lateral. De esta manera, se obtiene:

$$P_z = P_e - P_i = 0.8(1.0)(1.0)(106.64) - (85.31) = 0 \text{ Kg/m}^2$$

2. Muro de sotavento (muro B)

Para  $\theta = 90^\circ$ ,  $d/b = 80 / 60 = 1.33 > 1$  y  $\gamma = 5.71^\circ < 10^\circ$ , el valor de  $C_{pe}$  es igual a  $-0.433$  (véase la Tabla 3.18), mientras que  $K_A = 1.0$  por no ser muro lateral. De tal manera, la presión de diseño es:

$$P_z = P_e - P_i = -0.433(1.0)(1.0)(106.64) - (85.31) = -131.49 \text{ Kg/m}^2$$

3. Muros laterales (muros C y D)

De la Tabla 4.3.2, para  $\bar{h} = 7.5 \text{ m}$ , los coeficientes de presión exterior, en el sentido de los 80 m, son:

$C_{pe} = -0.65$	(0.0 – 7.5 m)
$= -0.50$	(7.5 – 15.0 m)
$= -0.30$	(15.0 – 22.5 m)
$= -0.20$	(22.5 – 80.0 m)

Además, los factores  $K_A$  son 0.907 para un área tributaria de  $24 \text{ m}^2$  y 0.869 para una de  $48 \text{ m}^2$  (Figura 3.31 (c)), según la Tabla 3.21 y  $K_L = 1.0$  para todos los ejes.

Con los datos anteriores, las presiones de diseño son:

Eje	$C_{pe}$	$K_A$	$P_z = P_e - P_i$ (kg/m <sup>2</sup> )
1 - 1	-0.65	0.907	-148.18
2 - 2	$-[3.5(0.65)+4.5(0.50)]/8$	0.869	-137.73
3 - 3	$-[3.0(0.50)+5.0(0.30)]/8$	0.869	-120.06
4 - 4	$-[2.5(0.30)+5.5(0.20)]/8$	0.869	-106.74
5 - 5 a 10 - 10	-0.20	0.869	-103.84
11 - 11	-0.20	0.907	-104.65

**Tabla 3.27 Presiones de diseño por eje (Muros C y D).**

#### 4. Cubierta

Según la Tabla 3.20 (b), para  $\gamma = 5.71^\circ < 10^\circ$ , cubiertas de barlovento y sotavento, y

$\frac{\bar{h}}{d} = \frac{7.5}{80} = 0.094 \leq 0.5$ , los coeficientes de presión exterior,  $C_{pe}$ , son:

$$\begin{aligned}
 C_{pe} &= -0.9, -0.4 && (0.0 - 7.5 \text{ m}) \\
 &= -0.5, 0.0 && (7.5 - 15.0 \text{ m}) \\
 &= -0.3, 0.1 && (15.0 - 22.5 \text{ m}) \\
 &= -0.2, 0.2 && (22.5 - 80.0 \text{ m})
 \end{aligned}$$

Los factores  $K_A$  son iguales a 0.8 (según la Tabla 3.21) ya que las áreas tributarias correspondientes son mayores que 100 m<sup>2</sup>; 241.2 m<sup>2</sup> para los marcos intermedios (ejes 2-2 a 10-10) y 120.6 m<sup>2</sup> para los marcos extremos (ejes 1-1 y 11-11), como se muestra en la Figura 3.31 (c).

Con los valores anteriores, y con  $K_L=1.0$  para todos los ejes, las presiones de diseño para la cubierta, en el sentido de los 80 m, son:

Eje	$C_{pe}$	$K_A$	$P_z = P_e - P_i$ (kg/m <sup>2</sup> )
1 - 1	-0.9	0.8	-162.09
	-0.4	0.8	-119.43
2 - 2	$-[3.5(0.9)+4.5(0.5)]/8$	0.8	-142.90
	$-[3.5(0.4)+4.5(0.0)]/8$	0.8	-100.24
3 - 3	$-[3.0(0.5)+5.0(0.3)]/8$	0.8	-117.30
	$-[3.0(0.0)-5.0(0.1)]/8$	0.8	-79.98
4 - 4	$-[2.5(0.3)+5.5(0.2)]/8$	0.8	-105.04
	$[2.5(0.1)+5.5(0.2)]/8$	0.8	-70.91
5 - 5 a 11 - 11	-0.2	0.8	-102.37
	0.2	0.8	-68.25

**Tabla 3.28 Presiones de diseño por eje para Cubierta.**

Como puede observarse en la tabla anterior, se tienen dos combinaciones para cada uno de los ejes, por tanto, el diseñador tendrá que verificar cuál de ellas es la más desfavorable para el diseño de la cubierta de la estructura principal ante la acción del viento en la dirección paralela a las generatrices.

Las presiones de diseño para la estructura principal cuando el viento actúa en la dirección paralela a las generatrices se muestran en las Figura 3.33 (a) y (b).

NOTA:

Las presiones de la cubierta asociadas al viento paralelo a las generatrices, se transfieren a los marcos a través de las viguetas, por lo que los contraventeos sólo resistirán las presiones laterales.

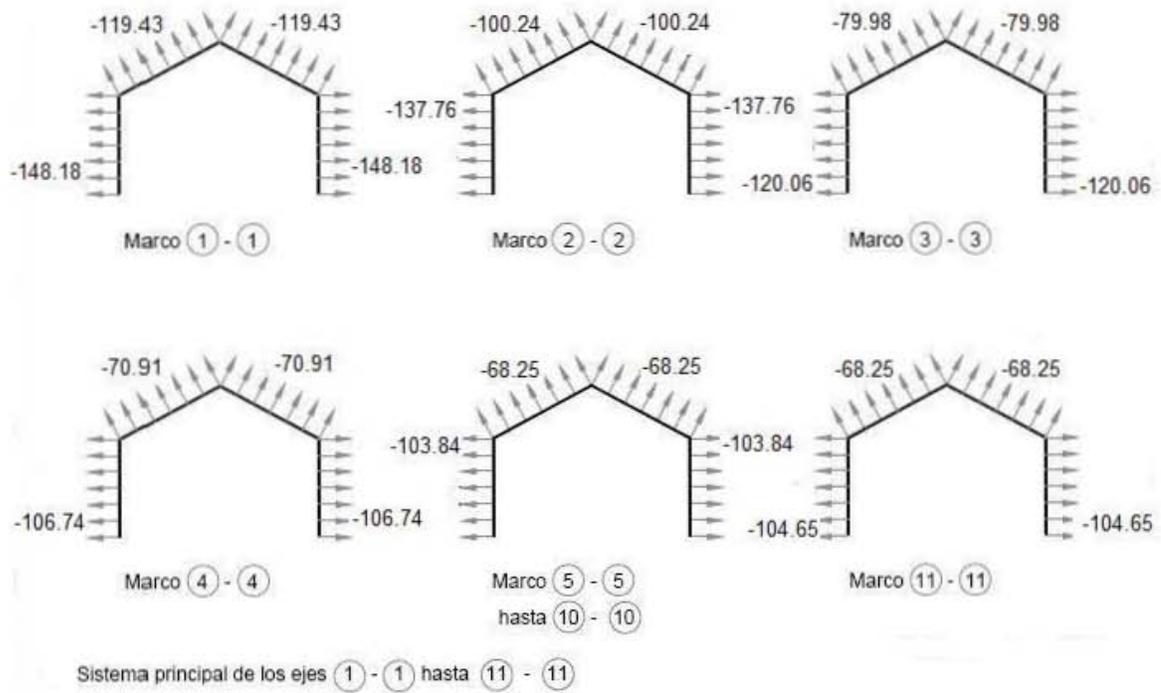
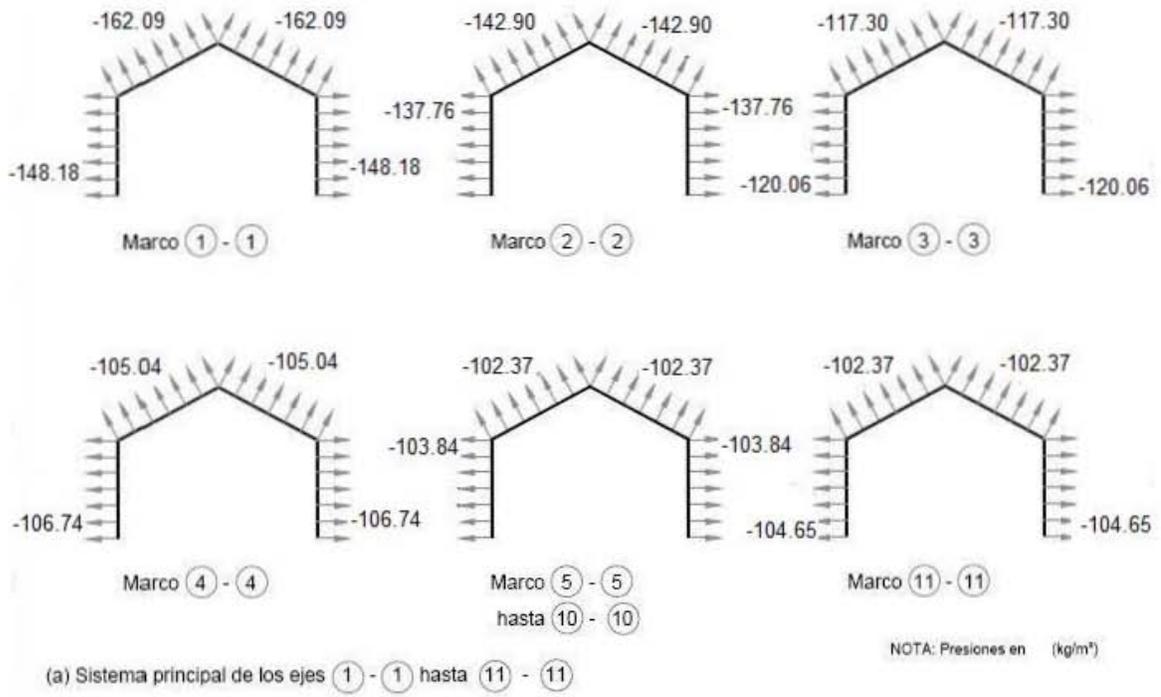
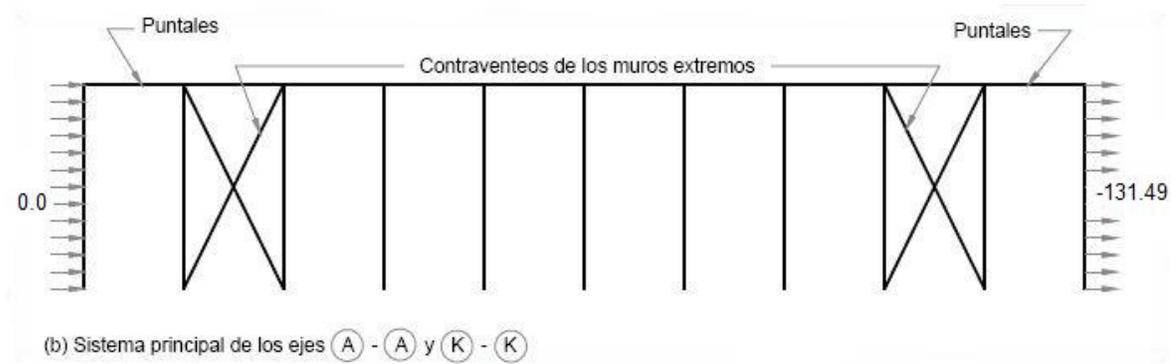


Fig. 3.33 (a) Presiones de diseño cuando el viento es Paralelo a las generatrices.



**Fig. 3.33 (b) Presiones de diseño cuando el viento es Paralelo a las generatrices.**

### 6) Comentarios.

Es importante señalar que en este ejemplo se calcularon las presiones de diseño para cuando el viento incide de manera perpendicular y paralela a las generatrices de la nave industrial, independientemente una de otra. No obstante, para estas direcciones sólo se estudió un sentido, por lo que el diseñador deberá prever si es necesario o no calcular las presiones correspondientes al sentido contrario. Adicionalmente deberá considerarse el caso en que la puerta de la nave se encuentre cerrada.

Lo anterior debe llevarse a cabo para poder seleccionar, de entre las situaciones mencionadas, la condición de carga más desfavorable y así diseñar adecuadamente cada elemento estructural.

### 3.13.12 Análisis dinámico de viento.

El análisis dinámico se emplea para evaluar la acción resultante de la interacción dinámica entre el flujo del viento y las estructuras pertenecientes a los Tipos 2 y 3, definidos en el inciso 3.13.4. Las fuerzas y presiones actuantes sobre algunas de las partes o subsistemas, como tramos de muros o cubiertas, deben determinarse mediante el análisis estático.

El procedimiento de análisis dinámico, se aplicará para calcular las cargas equivalentes por viento que actúan sobre las estructuras sensibles a los efectos dinámicos producidos por la turbulencia del viento; dichas estructuras tienen un comportamiento elástico lineal.

En la Figura 3.34 se presenta un diagrama de flujo de este procedimiento. *(Ref. 10)*

Si el periodo de la estructura es mayor que cinco segundos, este procedimiento no es aplicable y deberá consultarse a un experto en la materia. En particular, este método deberá emplearse en el diseño de las estructuras que cumplan con alguna de las siguientes condiciones: *(Ref. 10)*

- La relación  $H/D > 5$ , en donde H es la altura de la construcción y D la dimensión mínima de la base, ambas en m.
- El periodo fundamental de la estructura es mayor que un segundo y menor o igual que cinco segundos.

En este tema solo se abarcará hasta este punto debido a que realizar un Análisis Dinámico de Viento es un tema especial de Ingeniería y se sale de los alcances de esta Tesis para nivel licenciatura. Si se requiere más información sobre este tema se recomienda leer las Referencias 3 y 10.

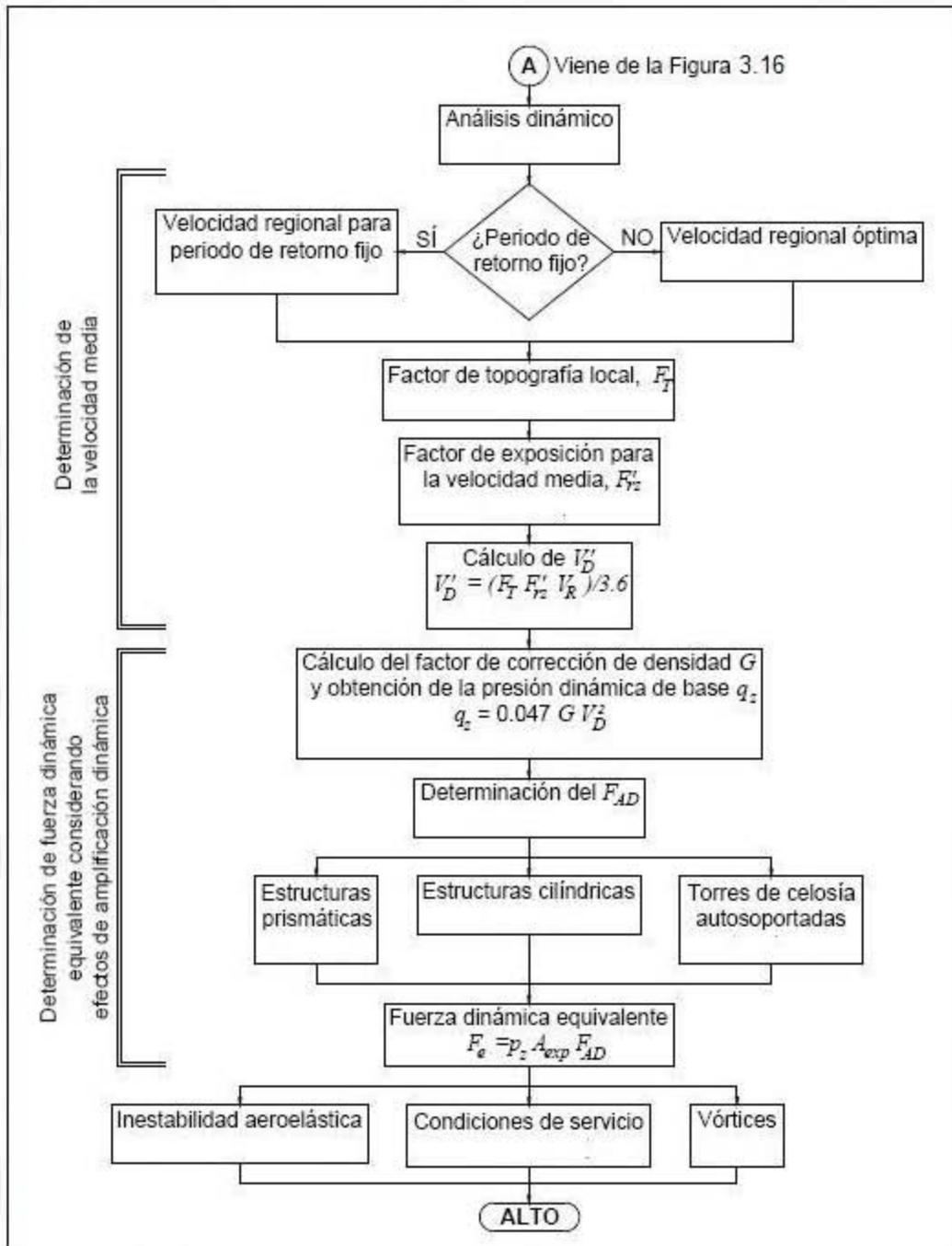


Fig. 3.34 Diagrama de flujo para el Análisis Dinámico.

**REFERENCIAS**

1. Meli Piralla, Roberto, *Diseño Estructural*, Edit. Limusa, Segunda edición, 2008.
2. Bazá, Enrique y Meli Piralla, Roberto, *Diseño Sísmico de Edificios*, Edit. Limusa, 2009.
3. De Buen, Oscar, *Apuntes de Diseño Estructural*, Departamento de Estructuras, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1987.
4. Arnold, Christopher y Reitherman, Robert, *Configuración y Diseño Sísmico de Edificios*, Edit. Limusa, Primera Edición, 1987.
5. Wakabayashi, Minoru y Martínez Romero, Enrique, *Diseño de Estructuras Sismorresistentes*, Edit. McGraw Hill, 1988.
6. Rosenblueth, Emilio, *Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos*, IMCYC, A.C., 1982.
7. Tinoco Morales, Víctor M., *Empleo de Elementos Prefabricados en la Industria de la Construcción*, Tesis Profesional, Universidad Villa Rica, Boca del Río, Ver., 2004.

8. G. G., Schierle, *Architectural Structures Excerpts*, University of Southern Carolina, 2003.
9. Manual de Diseño de Obras Civiles, *Diseño por Sismo*, CFE, México, D.F. 1993.
10. Manual de Diseño de Obras Civiles, *Diseño por Viento*, CFE, México, D.F. 2008.
11. W. M. C. M<sup>c</sup>Kenzie, *Desing of Structural Elements*, Edit. Grave Macmillan, 2004.
12. *Apuntes Personales del Ingeniero Jorge A. Miranda Moreno*, 1998.
13. Herrejón de la T., Luis, *Estructuras Marítimas*, Edit. Limusa, Primera Reimpresión, 1982.

**BIBLIOGRAFIA**

Arnold, Christopher y Reitherman, Robert, *Configuración y Diseño Sísmico de Edificios*, Edit. Limusa, Primera Edición, 1987.

Bazán, Enrique y Meli Piralla, Roberto, *Diseño Sísmico de Edificios*, Edit. Limusa, 2009.

De Buen, Oscar, *Apuntes de Diseño Estructural*, Departamento de Estructuras, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1987.

G. G., Schierle, *Architectural Structures Excerpts*, University of Southern Carolina, 2003.

González Cuevas, Oscar M., *Análisis Estructural*, Edit. Limusa, 2008.

González Cuevas, Oscar M. y Robles Fernández Francisco, *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*, Edit. Limusa, 2009.

Malcolm Millais, *Building Structures*, Taylor & Francis Group 2005, London.

Manual de Diseño de Obras Civiles, *Diseño por Sismo*, CFE, México, D.F. 1993 y 2008.

Manual de Diseño de Obras Civiles, *Diseño por Viento*, CFE, México, D.F. 2008.

Meli Piralla, Roberto, *Diseño Estructural*, Edit. Limusa, Segunda edición, 2008.

Rosenblueth, Emilio, *Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos*, IMCYC, A.C., 1982.

Rubinstein, Moshe F., *Matrix Computer Analysis of Structures*, Prentice-Hall, Inc. 1996, Englewood Cliffs, New Jersey.

Tinoco Morales, Víctor M., *Empleo de Elementos Prefabricados en la Industria de la Construcción*, Tesis Profesional, Universidad Villa Rica, Boca del Río, Ver., 2004.

Wakabayashi, Minoru y Martínez Romero, Enrique, *Diseño de Estructuras Sismorresistentes*, Edit. McGraw Hill, 1988.

W. F. Chen y E. M. Lui, *Principles of Structural Desing*, Taylor & Francis Group 2006, Broken Sound Parkway NW.

W. M. C. M<sup>c</sup>Kenzie, *Desing of Structural Elements*, Edit. Grave Macmillan, 2004.