

**FACULTAD DE INGENIERÍA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**XXIV CURSO INTERNACIONAL
DE INGENIERÍA SÍSMICA**

MODULO IV:

DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA :

MANUAL PARA LA ESTRUCTURACIÓN DE EDIFICIOS

AGOSTO 1998

DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL

SECRETARIA GENERAL DE OBRAS



MANUAL PARA LA ESTRUCTURACION DE EDIFICIOS

PROGRAMA DE LAS NACIONES
UNIDAS PARA EL DESARROLLO



CENTRO DE LAS NACIONES UNIDAS
PARA LOS ASENTAMIENTOS HUMANOS



PRESENTACION

PRESENTACION

Los sismos de Septiembre de 1985, con origen en las costas de Guerrero, frente a la desembocadura del Río Balsas, tuvieron una magnitud nunca antes registrada y sus efectos sobre el Centro Histórico de la Ciudad de México, se vieron magnificados por la naturaleza del subsuelo.

Las consecuencias para la ciudad de México fueron catastróficas, cerca de 5,000 personas perdieron la vida y las pérdidas materiales fueron incontables. Las autoridades del Departamento del Distrito Federal, por instrucciones del Regente del Distrito Federal, C. P. Ramón Aguirre Velázquez, de inmediato canalizaron todos los recursos disponibles hacia el rescate de las personas atrapadas, a la atención de los damnificados y a restablecer los servicios públicos.

Subsanadas estas primeras necesidades, se contemplaron otras acciones que permitieran mitigar el riesgo sísmico, entre otras medidas se modificaron los reglamentos y normas aplicables a la construcción. Dentro de este ámbito, y para clarificar el contenido de las disposiciones, es que se elaboraron varios manuales, contando para ello con la cooperación de la Organización de las Naciones Unidas, a través de sus organismos especializados; el Centro de las Naciones Unidas para los Asentamientos Humanos (HABITAT) y el Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo (PNUD), a ellos nuestro agradecimiento por la eficiente labor realizada.

Uno de estos manuales es el que ahora nos complacemos en presentar al medio interesado, en él varios expertos y asesores han volcado sus experiencias y conocimientos para clarificar con ejemplos las disposiciones reglamentarias evitando, hasta donde ello es posible, interpretaciones personales o comentarios subjetivos, por el esfuerzo hecho estamos seguros que estos trabajos serán un auxiliar valioso para quienes construyen en el Distrito Federal.

Francisco Noreña Casado
Secretario General de Obras

PREFACIO

PREFACIO

Los presentes trabajos fueron ejecutados teniendo como marco de referencia el convenio de colaboración entre el Departamento del Distrito Federal y la Organización de las Naciones Unidas, designado como Proyecto MEX-86-009, que tuvo por objeto conocer los fenómenos sísmicos que afectan la ciudad de México y determinar acciones que mitiguen sus efectos.

Por parte del Departamento del Distrito Federal, fungió como Coordinador Nacional del Proyecto el Ing. Alejandro Rivas Vidal, Coordinador Técnico Operativo de la Secretaría General de Obras, y por parte de la Organización de las Naciones Unidas, se desempeñó como Asesor Técnico Principal el Dr. Ignacio Armillas, Oficial Superior de Asentamientos Humanos del Centro de las Naciones Unidas para los Asentamientos Humanos (HABITAT).

Este "Manual para la Estructuración de Edificios" recoge y ejemplifica varias disposiciones reglamentarias, sin embargo no debe entenderse que dicha normatividad se extiende al Manual, los criterios y ejemplos aquí expuestos deben tomarse sólo como una recomendación.

La ejecución de este manual estuvo encomendada a Rioboo, S. A., se ruega al lector dirigir las sugerencias u observaciones a Prado Sur #664, México, D. F., C. P. 11000.

Participaron en forma directa:

Ing. José Ma. Rioboo Martín
Ing. Constancio Rene Rodríguez Cabello
Ing. Luis Enrique Valdés López
Ing. Othón Sánchez Páez
Ing. Sergio Torres Téllez
Ing. José Carlos Arce Rioboo

y como asesores:

M. en I. Jesús Iglesias Jiménez
Ing. Francisco Robles Fernández-Villegas
M. en I. Carlos Tapia Castro
Ing. Carlos Javier Mendoza Escobedo
M. en I. José Luis Trigos Suárez

gráficas y diagramas dibujados por:

Sr. Jesús Morales Máximo
Sr. Sergio Gutiérrez Mendoza

INDICE

	Pág.		
1.-Introducción	1	4.- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto	95
2.-Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal	13	4.1 Materiales	97
2.1 Disposiciones generales	15	4.2 Vigas	101
2.2 Características generales de las edificaciones para seguridad estructural	27	4.3 Columnas	103
2.3 Diseño por sismo	47	4.4 Losas	105
2.4 Diseño de cimentaciones	67	4.5 Muros	109
2.5 Obras provisionales y modificaciones	77	4.6 Marcos dúctiles	113
2.6 Capítulo único	81	4.7 Miembros a flexión	115
		4.8 Miembros a flexo-compresión	119
3.-Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo	85	4.9 Uniones viga-columna	123
3.2 Espectros para diseño sísmico	87	4.10 Losas planas	125
3.3 Reducción de fuerzas sísmicas	89	4.11 Concreto prefabricado	133
3.4 Factor de comportamiento sísmico	91	5.-Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería	135
3.5 Condiciones de regularidad	Anexo	5.1 Materiales para mampostería	137
		5.2 Sistemas estructurales a base de muros de mampostería	141
		6.-Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas	155
		6.1 Tipos de estructuras y métodos de análisis	157
		6.2 Estabilidad y relaciones de esbeltez	161
		6.3 Marcos dúctiles	165
		7.- Referencias	175

1.- Introducción

1.- Introducción.

Para llevar a cabo el proyecto arquitectónico y el diseño estructural de los edificios que serán construídos en la Ciudad de México, es necesario contar con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y con sus Normas Técnicas Complementarias.

Es por ello que a estos documentos se les considera como el marco de referencia técnico-legal que sirve de base para el diseño de los edificios ubicados en esta entidad.

Con el objeto de ampliar y complementar la información contenida en los documentos antes mencionados, las autoridades de esta Ciudad consideraron conveniente elaborar manuales operativos -- que tratarán con mayor extensión y profundidad algunos temas específicos, considerados fundamentales para el diseño de edificios. De esta manera, y con la valiosa cooperación de la Organización de las Naciones Unidas (ONU), se procedió a realizar los documentos de apoyo que a continuación se mencionan:

- Manual para la estructuración de edificios
- Manual de análisis sísmico de edificios
- Manual para el diseño de cimentaciones
- Manual para el diseño de viviendas, para personas de escasos recursos

1.1. Objetivos del "Manual para la Estructuración de edificios"

El objetivo general que se estableció para este Manual fue el de integrar en un sólo documento a los artículos -- del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y a las especificaciones contenidas en sus Normas Técnicas Complementarias, que tienen relación directa con la estructuración de edificios.

Los objetivos específicos que se plantearon fueron los siguientes:

- Tratar de interpretar los artículos y especificaciones antes señalados.
- Ampliar la información presentada en los artículos y especificaciones mencionados.
- Tratar de exponer los motivos que llevaron a incluir los temas tratados en esos artículos y especificaciones en los documentos base anteriormente mencionados.
- Ejemplificar los temas tratados.
- Proponer procedimientos específicos -- en relación con los temas tratados en algunos artículos.
- Complementar la información de algunos artículos o especificaciones con los textos de otros artículos o especificaciones relacionados directamente con el tema.

- Proponer recomendaciones en relación con la aplicación de algunos temas -- tratados en los artículos y especificaciones correspondientes.

Los objetivos antes mencionados -- fueron establecidos partiendo de las siguientes premisas.

- Que por ser el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias documentos oficiales, no era factible tratar los temas que en ellos se incluyen, con toda la amplitud que para algunos casos es deseable.
- Que las interpretaciones, comentarios y en algunos casos recomendaciones representan el punto de vista de los técnicos que colaboraron en este trabajo.
- Que este documento no pretende ser un tratado sobre estructuración de edificios, y que el objetivo buscado es el de servir de ayuda a los usuarios de los documentos oficiales mencionados.
- Que este documento se circunscribe -- únicamente a lo tratado, en relación con la estructuración de edificios en los documentos base; es decir, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (1987) y sus Normas Técnicas Complementarias y que, por lo tanto, su utilización directa, se limita a esta Ciudad.

- Que la organización de este Manual -- se definió en función del orden establecido por los artículos del Reglamento y de sus Normas Técnicas Complementarias.

Con el fin de entrar en materia de manera lógica y gradual se ha considerado conveniente tratar a continuación, algunos conceptos de carácter general relacionados con el tema base de este documento.

1.2. Diseño estructural

El diseño estructural es el procedimiento mediante el cual se definen -- los elementos que integran a las estructuras en lo referente a materiales, dimensiones, uniones, detalles en general y su ubicación relativa en los edificios. Estos elementos deberán presentar un comportamiento adecuado en condiciones de servicio y tener capacidad para resistir las fuerzas a las que estén sometidos sin que se presente el colapso de la estructura.

El diseño estructural se subdivide en los siguientes aspectos:

- Estructuración
- Análisis
- Dimensionamiento

1.3. Estructuración

La estructuración de los edificios es la primera etapa del diseño estructural. En ella se define la geometría general de la estructura (en planta y en elevación), se establecen los materiales a emplear, se determinan los elementos integrantes, definiendo su ubicación relativa en la estructura, se establecen los claros de las trabes y demás elementos horizontales y las alturas libres de los entrepisos, se proponen secciones y dimensiones tentativas de los elementos estructurales, se conceptualizan las uniones entre ellos, se definen los elementos no estructurales y sus sistemas de fijación a la estructura.

La estructuración de los edificios es la parte más subjetiva del proceso de diseño. Se basa en gran medida, en la experiencia y la creatividad de los ingenieros proyectistas. Sin embargo, esta etapa del proceso, deberá llevarse a cabo, cuidando que se cumpla lo señalado en los artículos y especificaciones del Reglamento relacionados con el tema.

Durante esta etapa del diseño estructural no se requiere llevar a cabo cálculos matemáticos complicados, ya que las dimensiones de los elementos estructurales y algunos otros aspectos se definen a partir de simples relaciones establecidas en el Reglamento de Construcciones y en sus Normas Técnicas Complementarias.

La estructuración es sin duda, la parte fundamental del diseño y en ella se reflejan de manera clara el criterio y la capacidad creativa del diseñador estructural y la influencia y la capacidad conceptual del arquitecto.

En la Ciudad de México, la estructuración de edificios plantea mayores complicaciones que para otras ciudades. Esto se debe, en parte a las condiciones del subsuelo y a la variabilidad de sus características, y en parte, a la ocurrencia de sismos de gran intensidad.

Se debe mencionar, que para diseñar estructuras de edificios se emplean modelos matemáticos basados en hipótesis simplificadoras en las que se incluyen factores que representan a los conceptos involucrados. Sin embargo, en aquellos casos en los que la estructuración es muy compleja, es muy difícil predecir el comportamiento real de la estructura a partir de los modelos establecidos.

Por lo mencionado anteriormente, es aconsejable que al llevar a cabo la estructuración de los edificios que serán construidos en esta ciudad, se trate, en la medida de lo posible, que sus estructuras sean conceptualizadas de manera tal, que presenten formas sencillas y simétricas y que estas características se cumplan también en lo referente a masas, rigideces y resistencia, tanto en planta como en elevación.

1.4. Procedimiento para definir la estructuración de edificios

Con el objeto de ejemplificar los pasos que se siguen en el proceso para diseñar y contruir edificios, se muestra en la fig. 1.4-1 un diagrama de secuencias.

En el diagrama antes mencionado, se presenta la ubicación de la estructuración de los edificios dentro del contexto del diseño y de la construcción y se muestra la interrelación existente entre las actividades que participan en el proceso.

En la fig. 1.4-2 se presenta una opción de procedimiento para llevar a cabo la estructuración de edificios.

Las actividades consideradas en la fig. 1.4-2 son las siguientes:

A.- Recopilación de información

En esta etapa se obtiene la información general del edificio a construir:

- Se define el uso o destino del edificio.
- Se establece la ubicación específica del edificio (calle (s), número, colonia, etc.).
- Se analiza el diseño arquitectónico, el que sirve de base para la estructuración del inmueble.

- Se define la posibilidad de realizar un estudio de mecánica de suelos del predio, en función del diseño arquitectónico, uso del edificio, ubicación, etc.

- Se reúnen los documentos oficiales (Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias) requeridos para llevar a cabo la estructuración del edificio.

B.- Definición de las características generales de la estructura

En esta etapa se define la geometría del edificio, tanto en planta como en elevación, y se subdivide en cuerpos (si ello es necesario) de tal manera que resulten formas regulares y simétricas, cuidando que se cumplan las especificaciones correspondientes a las relaciones permisibles largo-ancho, altura-ancho, etc.

C.- Clasificación del subsuelo del predio en el que se ubicará el edificio

A partir de la ubicación del predio y del estudio de mecánica de suelos (cuando éste se requiera) se clasificará el subsuelo del predio de acuerdo con la zonificación geológica establecida por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, pudiendo ser: Zona I (Lomas),

Zona II (Transición) o Zona III (Lago).

D.- Definición del grupo al que pertenece el edificio

A partir de la información obtenida, se define el grupo al que pertenecerá el edificio, existiendo dos posibilidades: construcciones del Grupo A y construcciones del Grupo B, estas a su vez se subdividen en Subgrupo B1 y Subgrupo B2.

E.- Definición de los materiales estructurales

Se definen los materiales que se emplearán en la estructura basándose en la experiencia y conocimientos del proyectista y tomando en cuenta el proyecto arquitectónico, las características generales de la estructura y el grupo al que pertenece el edificio.

Es usual que en muchas estructuras se empleen dos o más materiales diferentes. Así se tienen estructuras de:

- Acero
- Concreto (elementos colados en sitio, elementos prefabricados o soluciones mixtas)
- Madera
- Acero y concreto

- Acero y mampostería
 - Concreto y mampostería
- F.- Definición de los elementos estructurales portantes
- En esta etapa se definen los elementos estructurales portantes y aquellos que resistirán los efectos de cargas horizontales. Entre las opciones factibles se tienen:
- Estructuras únicamente con marcos
 - Estructuras únicamente con muros
 - Estructuras con marcos y muros
 - Estructuras con marcos y contravientos
 - Estructuras con columnas y losas planas
- G.- Definición de los sistemas de piso
- Se definen los sistemas de piso correspondientes tanto a los entrepisos como a las azoteas. Para ello, se toman en cuenta tanto las cargas verticales como las horizontales. Estos sistemas de piso deberán funcionar también como diafragmas horizontales.
- Existen las siguientes opciones:
- . Losas apoyadas en trabes paralelas
 - . Losas perimetrales apoyadas
 - . Losas planas
- . Losas macizas
 - . Losas aligeradas
- H.- Definición de los claros y alturas de entrepiso
- Aun cuando desde el diseño arquitectónico se han definido los claros y las alturas de entrepiso, en esta etapa se hace un análisis cualitativo desde el punto de vista estructural, con el objeto de verificar si los claros y alturas propuestos en el proyecto arquitectónico son factibles de cumplir o, en su caso, deben modificarse.
- I.- Definición de los materiales específicos a utilizar en los elementos estructurales.
- Partiendo de los claros y alturas de entrepisos, se establecen los materiales estructurales que se emplearán en cada elemento. Como ejemplo de las opciones disponibles pueden mencionarse las siguientes:
- Marcos de acero y losas y muros de concreto
 - Marcos de concreto colados en el lugar y losas prefabricadas de concreto
- J.- Definición de las secciones transversales y dimensiones de los elementos estructurales
- En esta etapa se establecen las secciones transversales de cada uno de los elementos estructurales. Para ello se toman en cuenta las especificaciones (correspondientes a cada material) indicadas en las Normas Técnicas Complementarias. En el caso de las estructuras metálicas y de los elementos prefabricados de concreto es conveniente emplear elementos de línea o estandarizados. Esta actividad se realiza sin emplear cálculos matemáticos complicados, utilizándose únicamente algunas relaciones geométricas señaladas en las Normas Técnicas.
- K.- Definición de las uniones entre elementos estructurales
- Partiendo de las secciones transversales, dimensiones y materiales de los elementos estructurales, se procede a definir las uniones entre ellos. Estas uniones serán bastante simples en el caso de elementos de concreto colado en el lugar, presentarán mayores complicaciones en el caso de elementos estructurales metálicos y serán bastante complejas cuando se empleen elementos pre-

fabricados de concreto (trabes y columnas).

Esta definición es a nivel conceptual sin entrar al detalle en lo referente a armados o dimensiones específicas.

L.- Definición de elementos no estructurales

En esta etapa se definen los elementos no estructurales que van a formar parte de la construcción y que por su peso y características podrían modificar de manera sustancial el comportamiento general de la estructura.

Algunos ejemplos de elementos no estructurales que presentan las características antes mencionadas son:

- Pretiles
- Muros de fachada
- Muros de colindancia
- Muros divisorios

Es importante incluir dentro de esta actividad la definición de los materiales que se van a emplear en estos elementos.

M.- Definición de la fijación de los elementos no estructurales

Se establece de manera conceptual la forma en que se fijarán los elementos no estructurales a la propia estructura. Esta etapa es muy im-

portante, ya que de no llevarse a cabo una fijación adecuada se puede modificar notablemente el comportamiento de la estructura, principalmente ante efectos sísmicos. Debido a una incorrecta fijación de estos elementos a la estructura se puede evitar el libre desplazamiento de esta o aun modificar la rigidez y capacidad sismo-resistente de la misma.

N.- Revisión cualitativa de la estructura propuesta ante cargas verticales y horizontales

Con el objeto de verificar si la estructura está correctamente conceptualizada, se llevará a cabo un análisis breve y cualitativo de la misma, analizando los elementos resistentes de la estructura tanto para cargas gravitacionales como para fuerzas horizontales. Esto se realiza en ambos sentidos tomando en cuenta la conveniencia de tener simetría de resistencias, rigideces y masas, tanto en planta como en elevación. En esta etapa de diseño se visualiza el comportamiento de la estructura bajo los efectos de fuerzas verticales y horizontales.

O.- Definición de la cimentación

A partir de la información obtenida del estudio de Mecánica de Suelos y de la estructuración definida en las actividades anteriores, se propone, desde el punto de vista con-

ceptual, la cimentación del edificio a construir.

Con la actividad anterior se da por terminado el Proceso de Estructuración de edificios procediendo posteriormente al análisis estructural y al dimensionamiento, actividades donde los aspectos cuantitativos son de gran importancia.

Conviene señalar que el procedimiento para la estructuración de edificios aquí propuesto representa una opción factible para llevar a cabo esta actividad; sin embargo, existen otras alternativas adecuadas para el caso.

1.5. ¿A quién va dirigido este Manual?

Se pretende que este documento sea de utilidad práctica para arquitectos e ingenieros proyectistas que tengan que realizar el diseño arquitectónico y/o estructural de los edificios que se localizarán en el Distrito Federal.

1.6. Organización del Manual

El manual consta de seis capítulos:

- En el capítulo 1 se presentan los conceptos introductorios.

- En el capítulo 2 se tratan los artículos correspondientes al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (Título Sexto y Décimo Segundo).
- En el capítulo 3 se presentan las especificaciones correspondientes de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.
- En el capítulo 4 se incluyen las especificaciones correspondientes a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.
- En el capítulo 5 se incluyen las especificaciones correspondientes a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.
- En el capítulo 6 se presentan las especificaciones correspondientes a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas.
- Además se incluyen referencias.

1.7. Forma de presentación del Manual

Para presentar los artículos y especificaciones incluidos en este manual, se ha optado, en términos generales, por el formato que se describe a continuación:

- Subdivide el espacio en dos columnas.

- La primera columna sirve para presentar el texto del artículo o de la especificación tal como aparece en el documento base (esta columna presenta siempre las mismas dimensiones).
- La segunda columna, que se encuentra enmarcada en un rectángulo, es la que sirve para presentar la información complementaria de cada artículo en lo correspondiente a comentarios, recomendaciones y ejemplos.
- En algunos casos, al presentar el texto correspondiente a un artículo o especificación se incluye, para complementar la información, el texto de otro artículo o especificación, que tiene relación directa o que está mencionado en el primer texto.
- Para presentar los comentarios o información correspondiente a cada artículo o especificación, se ha tratado, en la medida de lo posible, de seguir un mismo formato, de la manera:

a) En este artículo se indica que:

En este rubro se presenta el contenido esencial del artículo o especificación.

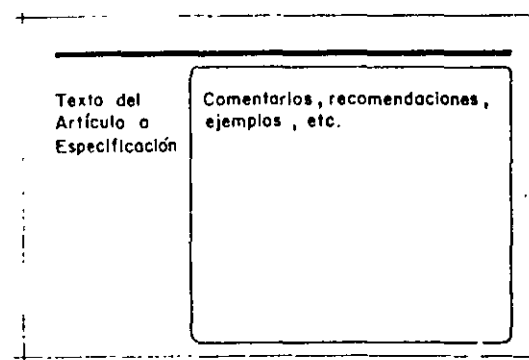
b) Objetivo.

En esta parte se tratan de presentar o exponer las razones que originaron al artículo o especificación.

A continuación con las letras c), d), e), f), etc. se presentan comentarios, procedimientos, señalamientos, recomendaciones y ejemplos.

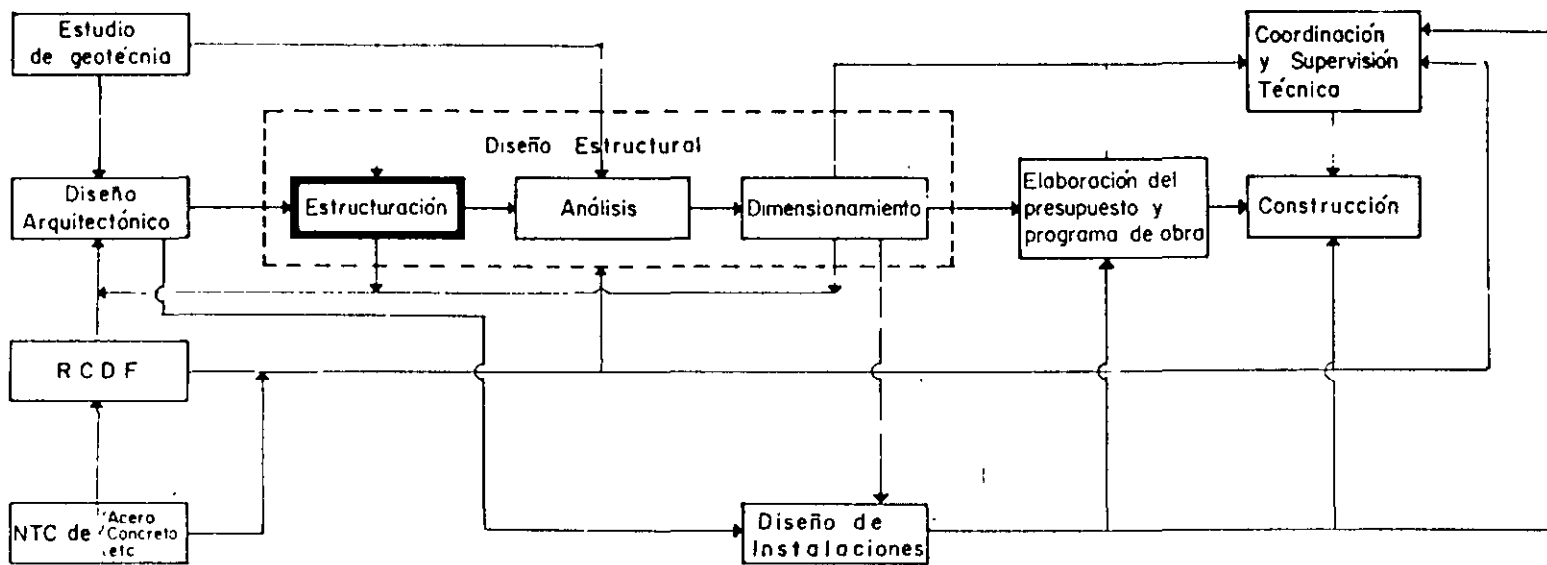
Cuando se presentan recomendaciones o ejemplos sobre algún tema, se indican las siguientes calificaciones:

- Recomendable
- No recomendable
- Inaceptable
- Se debe cumplir



Debido a que continuamente se hace referencia del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y a sus Normas Técnicas Complementarias, estos documentos se abrevian en los textos, de acuerdo a lo siguiente.

RCDF	(1987)	Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (1987)	1.8 Observación final
NTCC	(1987)	Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto	<p>Finalmente es indispensable señalar que si el usuario del presente manual llega a encontrar alguna discrepancia entre la información aquí presentada y la correspondiente a los documentos base; a saber, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias, deberá optar por tomar la información correspondiente a estos últimos (RCDF y NTC) que son los documentos oficiales y los establecidos por las autoridades de esta Ciudad para el Diseño y Construcción de edificios.</p>
NTCM	(1987)	Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería	
NTCME	(1987)	Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras metálicas	
NTCMA	(1987)	Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de madera	
NTCCI	(1987)	Normas Técnicas Complementarias para diseño de cimentaciones	
NTCS	(1987)	Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo	
NTCV	(1987)	Normas Técnicas Complementarias para diseño por viento	



PROCEDIMIENTO PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE EDIFICIOS

Fig 14 - 1

RELACION DE ARTICULOS CORRESPONDIENTES A CADA UNA DE LAS ACTIVIDADES DEL PROCEDIMIENTO PARA LA
A
 ESTRUCTURACION DE EDIFICIOS (EN FUNCION DEL NUMERO QUE LE CORRESPONDE EN EL INDICE DEL MANUAL) **AL**)

Actividad	Documento	R. C. D. F.	N. T. C.			
			Sismo	Concreto	Mampostería	Metálicas
A - Recopilación de información.		174,176,219,221				
B - Definición de las características generales de la estructura.		176,177,209,211,221	2,2,5,6			
C - Clasificación del subsuelo del predio en el que se ubicará el edificio.		175,219				
D - Definición del grupo al que pertenece el edificio.		174				
E - Definición de los materiales estructurales.			5	1,4,1,1,4,2,5,1,8	2,1,2,2,2,3,3,1,3,2,3,3,3,4,3,5,3,6	1,3,11,2,1,11,2,2,11,2,3
F - Definición de los elementos estructurales portantes.		204,209,238,323	2,2,2,6,3,4,1,5	4,5,1,4,5,2,5,2,5,3,8	2,1,3,1,3,2,3,3,3,4,3,5,3,6	1,3,2,2,4,2,2,5,11,2,1,11,2,2,11,2,3
G - Definición de los sistemas de piso.		238,323	2,2,3,4,1,5,6	4,3,1,4,3,3,6,1,8		
H - Definición de los claros y alturas de entre-piso.		176	2,2,6	4,1,2,4,2,1,8	3,1,3,2,3,3,3,4,3,5	1,3,2,2,4,2,2,5,11,2,1,11,2,2,11,2,3
I - Definición del material específico a utilizar en elementos estructurales.			5	1,4,1,1,4,2,5,1,8	2,1,2,2,2,3,3,1,3,2,3,3,3,4	1,3,2,2,4,2,2,5
J - Definición de las secciones transversales y dimensiones de los elementos estructurales.				4,1,2,4,2,1,4,3,1,4,3,3,4,5,1,4,5,2,5,1,5,2,5,3,5,4,4,6,1,6,13,8	3,2,3,3,3,4	1,3,2,2,4,2,2,5,11,2,1,11,2,2,11,2,3
K - Definición de las uniones entre elementos.		204,238,323	2,2,6	5,4,6,1,6,13,8	3,1,3,2,3,3,3,4	1,3,2,2,4,2,2,5,11,2,1,11,2,2,11,2,3
L - Definición de los elementos no estructurales.		179,180,204,210			3,5,3,6	
M - Definición de la fijación de los elementos no estructurales.		179,180,204,210			3,5,3,6	
N - Revisión cualitativa de la estructura propuesta ante cargas verticales y horizontales.		323				
O - Definición conceptual de la cimentación.		219,221,238				

**RELACION DE CAPITULOS DEL MANUAL REFERENTES A CADA UNA DE LAS ACTIVIDADES DEL PROCEDIMIENTO PARA
LA ESTRUCTURACION DE EDIFICIOS**

Actividad \ Documento	R C D F	N. T. C			
		Sismo	Concreto	Mampostería	Metálicas
A - Definición de los tipos de edificios	2.1.1, 2.2.1, 2.4.1, 2.4.2	3.1, 3.4, 3.5			
B - Definición de las características generales de la estructura	2.2.1, 2.2.2, 2.3.2, 2.3.4, 2.4.2				
C - Clasificación del subsuelo del predio en el que se ubicará el edificio	2.1.2, 2.4.1				
D - Definición del grupo al que pertenece el edificio	2.1.1				
E - Definición de los materiales estructurales		3.5	4.1.1, 4.1.2, 4.6.1, 4.11.1	5.1.1, 5.1.2, 5.1.3, 5.2.1, 5.2.2, 5.2.3, 5.2.4, 5.2.5, 5.2.6	6.1, 6.3.1, 6.3.2
F - Definición de los elementos estructurales portantes	2.3.1, 2.3.2, 2.5.1, 2.6.1	3.1, 3.2, 3.3, 3.4, 3.5	4.5.1, 4.5.2, 4.7, 4.8, 4.11.1	5.1.1, 5.2.1, 5.2.2, 5.2.3, 5.2.4, 5.2.5, 5.2.6	6.1, 6.2.1, 6.2.2, 6.3.1, 6.3.2, 6.3.3
G - Definición de los sistemas de piso	2.5.1, 2.6.1	3.1, 3.2, 3.3, 3.4, 3.5	4.4.1, 4.4.2, 4.10.1		
H - Definición de las claros y alturas de entrepiso	2.2.1	3.1, 3.4	4.2.1, 4.3.1, 4.11.1	5.2.1, 5.2.2, 5.2.3, 5.2.4, 5.2.6	6.1, 6.2.1, 6.2.2, 6.3.1, 6.3.2, 6.3.3
I - Definición del material específico a utilizar en elementos estructurales		3.3	4.1.1, 4.1.2, 4.6.1, 4.11.1	5.1.1, 5.1.2, 5.1.3, 5.2.1, 5.2.2, 5.2.3, 5.2.4	6.1, 6.2.1, 6.2.2
J - Definición de las secciones transversales y dimensiones de los elementos estructurales			4.2.1, 4.3.1, 4.4.1, 4.4.2, 4.5.1, 4.5.2, 4.6.1, 4.7.1, 4.8.1, 4.9.1, 4.10.1, 4.10.2, 4.11.1	5.2.2, 5.2.3, 5.2.4	6.1, 6.2.1, 6.2.2, 6.3.1, 6.3.2, 6.3.3
K - Definición de las uniones entre elementos	2.3.1, 2.5.1, 2.6.1	3.1, 3.5	4.9.1, 4.10.1, 4.10.2, 4.11.1	5.2.1, 5.2.2, 5.2.3, 5.2.4	6.1, 6.2.1, 6.2.2, 6.3.1, 6.3.2, 6.3.3
L - Definición de los elementos no estructurales	2.2.3, 2.2.4, 2.3.1, 2.3.3			5.2.5, 5.2.6	
M - Definición de la fijación de los elementos no estructurales	2.2.3, 2.2.4, 2.3.1, 2.3.3				
N - Revisión cualitativa de la estructura propuesta ante cargas verticales y horizontales	2.6.1				
O - Definición conceptual de la cimentación	2.4.1, 2.4.2, 2.5.1				

En función del número que le corresponde en el índice del manual.

2.- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal

ARTICULO 174.—Para los efectos de este Título las construcciones se clasifican en los siguientes grupos:

I.—Grupo A.—Construcciones cuya falla estructural podría causar la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales excepcionalmente altas, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como construcciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, como hospitales y escuelas, estadios, templos, salas de espectáculos y hoteles que tengan salas de reunión que puedan alojar más de 200 personas; gasolineras, depósito de sustancias inflamables o tóxicas, terminales de transporte, estaciones de bomberos, subestaciones eléctricas y centrales telefónicas y de telecomunicaciones, archivos y registros públicos de particular importancia a juicio del Departamento, museos, monumentos y locales que alojen equipo especialmente costoso, y

II.—Grupo B.—Construcciones comunes destinadas a vivienda, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el grupo A, las que se subdividen en:

a) SUBGRUPO B1.—Construcciones de más de 30 m de altura o con más de 6,000 m² de área total construida, ubicadas en las zonas I y II según se definen en el artículo 175, y construcciones de más de 15 m de altura o 3,000 m² de área total construida, en zona III, y

b) SUBGRUPO B2.—Las demás de este grupo.

a.- En este artículo se indica que:

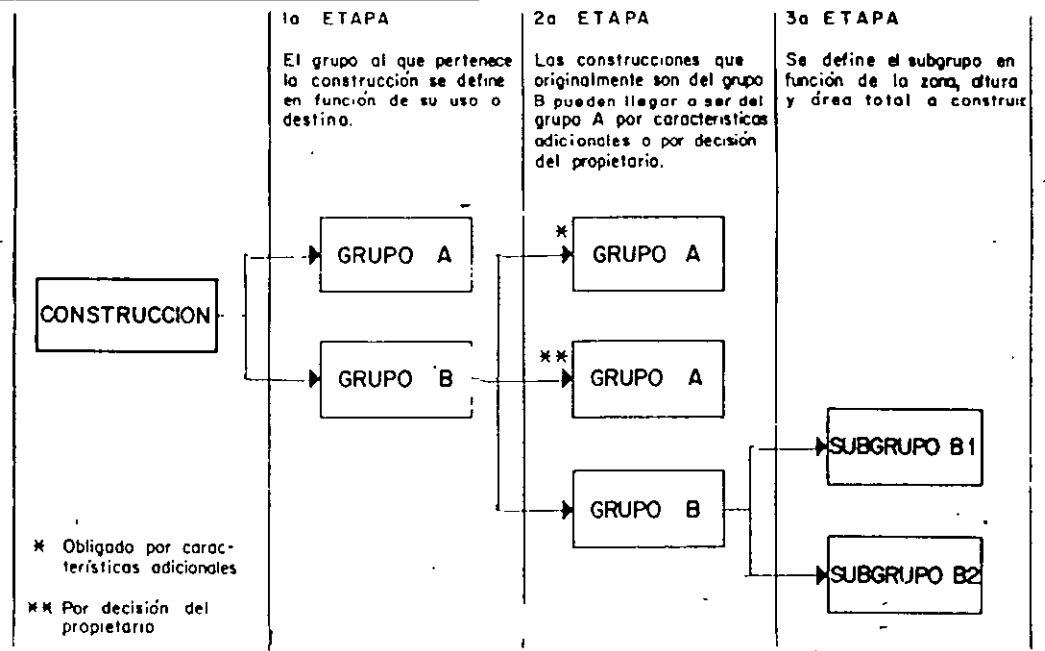
- Los edificios se pueden clasificar en función de las pérdidas que puedan producir al fallar sus estructuras, en:

- Grupo A
 - Grupo B
- } Subgrupo B1
- } Subgrupo B2

b.- Objetivo

Clasificar las construcciones en función de las posibles pérdidas que puedan ocurrir al fallar sus estructuras; para que cuenten con factores de seguridad adecuados para cada caso.

c.- Procedimiento para clasificar construcciones (fig. 2.1.1-1)



PROCEDIMIENTO PARA CLASIFICAR CONSTRUCCIONES

Fig 2.1.1-1

2.1.1.

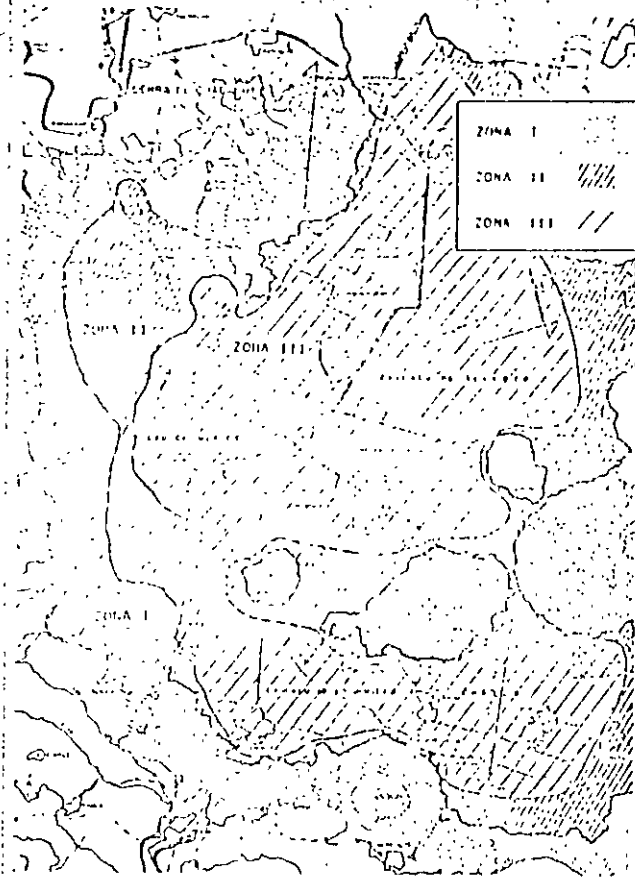


Fig. 1. Zonificación Urbana de la Ciudad de Medellín.

- Primera etapa

El grupo al que pertenece la construcción se define en función de su uso o destino.

EDIFICACION	GRUPO	POR USO O DESTINO	
		A	B
- Hospitales		X	
- Escuelas		X	
- Estudios		X	
- Templos		X	
- Salas de espectáculos		X	
- Terminales de transporte		X	
- Depósitos de sustancias tóxicas o explosivas		X	
- Estaciones de bomberos		X	
- Centrales telefónicas		X	
- Locales que alojen equipo costoso		X	
- Subestaciones eléctricas		X	
- Gasolineras		X	
- Museos		X	
- Archivos y registros públicos importantes a juicio del DDF		X	
- Monumentos		X	
- Viviendas			X
- Oficinas			X
- Locales comerciales			X
- Construcciones industriales			X
- Hoteles			X

Tabla 2.1.1-1

- Segunda etapa

Los edificios que originalmente se definieron en función de su uso o destino como del grupo B, es factible que tengan que clasificarse en el grupo A de acuerdo a lo siguiente:

* Por características adicionales que obligan a clasificarlos en el grupo A, tales como:

- . Edificios que cuentan con salas de reunión con capacidad para más de 200 personas.
- . Edificios en los que parte de su área construida se destina a escuelas.
- . Edificios en donde se ubiquen equipos delicados y costosos.
- . Edificios en los que se almacenen sustancias tóxicas y explosivas.

También se recomienda para edificios de 10 o mas niveles o que alojen a 500 o más personas.

** Por decisión del propietario

- . En función de que las estructuras del grupo B se encuentran limitadas en cuanto a sus posibilidades de comercialización, por no permitir que se ubiquen en ellos equipos delicados y costosos, ciertas sustancias químicas, etc. Sus propietarios pueden optar por

que estos edificios (destinados a hoteles, viviendas multifamiliares, etc.) se clasifiquen en el grupo A aumentando sus posibilidades de rentabilidad y su nivel de seguridad.

- Tercera etapa

Para definir el Subgrupo al que pertenecen los edificios del grupo B se toma en cuenta lo siguiente:

- . Zona de la Ciudad de México en la que se construirá el edificio.
- . Altura del edificio (H)
- . Area total a construir (Ac).

Destino	Subgrupo	Zona	H y Ac
. Viviendas . Oficinas . Comercios . Industrias . Hoteles	B1	I y II	Si: H > 30m Ac > 6000m ²
		III	Si: H > 15m Ac > 3000m ²
	B2	I y II	Si: H ≤ 30m Ac ≤ 6000m ²
		III	Si: H ≤ 15m Ac ≤ 3000m ²

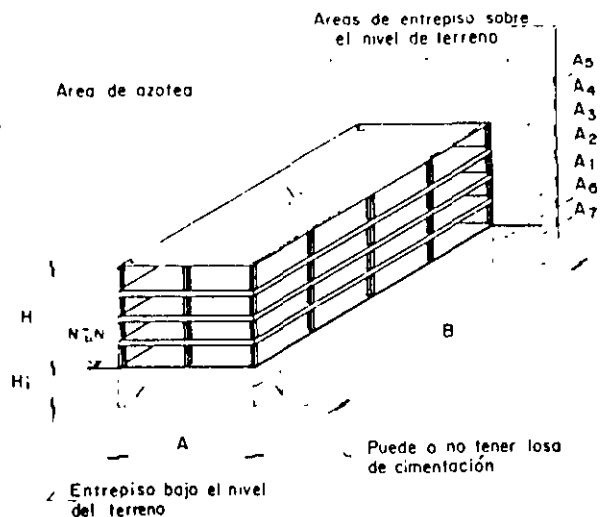
Ac = area de todas las losas incluyen do losas inferiores al nivel del terreno y losa de cimentación -- (si existen) (fig. 2.1.1.2).

Ac = Σ Ai

2.1.1

18

EJEMPLO



Luego el área total a construir (Ac) es:

$$Ac = A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 + A_6 + A_7$$

DEFINICION DEL AREA TOTAL A CONSTRUIR

Fig. 2.1.1 - 2

d.- Análisis comparativo de construcciones del grupo A con respecto a las del grupo B.

Se pueden considerar que las construcciones del grupo "A" presentan con respecto a las "B" las siguientes:

- Ventajas

- . El uso o destino del inmueble no se ve limitado en el futuro y permite alojar sustancias -- tóxicas, equipos costosos, -- grandes concentraciones de gente, etc.
- . La rentabilidad o precio del inmueble se ve incrementado -- debido a lo señalado en el párrafo anterior.
- . Se cuenta con un factor de seguridad mayor.
- . El edificio presenta un comportamiento más satisfactorio ante cualquier tipo de solicitaciones, principalmente ante -- las acciones de sismo.

- Desventajas

- . El costo de la construcción es superior.
- . Implica un diseño arquitectónico y estructural más detallado y complicado.
- . Requiere de una supervisión -- más cuidadosa.

e.- Observaciones y recomendaciones

- Para las construcciones del grupo A se especifican requisitos de diseño más estrictos que para los del B, con el objeto de garantizar en las primeras un nivel de seguridad superior.
- Cuando una zona de un edificio clasificado en el grupo B presente características que obligan a considerar a esa zona dentro del grupo A, todo el edificio será considerado del grupo A.
- En algunos casos y siempre que sea factible, se deberá recomendar al propietario que se divida la edificación en dos o más cuerpos independientes, en donde unos serán del grupo A y otros del grupo "B".
- Es conveniente que el arquitecto y el ingeniero estructural indiquen al propietario del edificio que se va a construir, en los casos en que se tenga opción entre el grupo "A" y el grupo "B", las ventajas y desventajas de ambos, para que éste decida la clasificación que le convenga.
- En aquellos casos en los que se tengan dudas respecto al grupo al que pertenece el edificio a construir, se deberá optar por el grupo "A".
- Los edificios que por sus características pertenecen al grupo "B", pero cuya altura es mayor de 10 niveles, o cuya cantidad de usuarios es mayor que 300 personas, es recomendable que se consideren dentro del grupo "A".
- Una vez que se ha clasificado un edificio en el grupo "A" o en el "B"; el diseño arquitectónico, estructural y de instalaciones, así como lo referente a su construcción, deberán cumplir con todo lo señalado en este reglamento y en sus normas técnicas complementarias para el grupo en cuestión.
- Es conveniente señalar que la clasificación del edificio, se deberá indicar tanto en la placa que se coloque en el inmueble (según este nuevo reglamento), como en los planos arquitectónicos y estructurales.
- Los edificios diseñados y contruidos de acuerdo con el grupo "B", no podrán modificar su uso o destino, albergar equipos costosos, sustancias tóxicas o explosivas, etc., a menos que se lleve a cabo una revisión arquitectónica y estructural de ellos, y se realicen las modificaciones requeridas, debiéndose contar con la aprobación de los directores responsables y de los correspondientes.

2.1.1.

EJEMPLO : 2.1.1 - I

- Datos:

Sea una edificación con las siguientes características:

- Uso o destino escuela
- Altura del edificio $H = 6m$
- Area total a construir $Ac = 500 m^2$
- Localización: Campo Nuevo Limón # 182
Col. Reynosa
Delegación Azcapotzalco

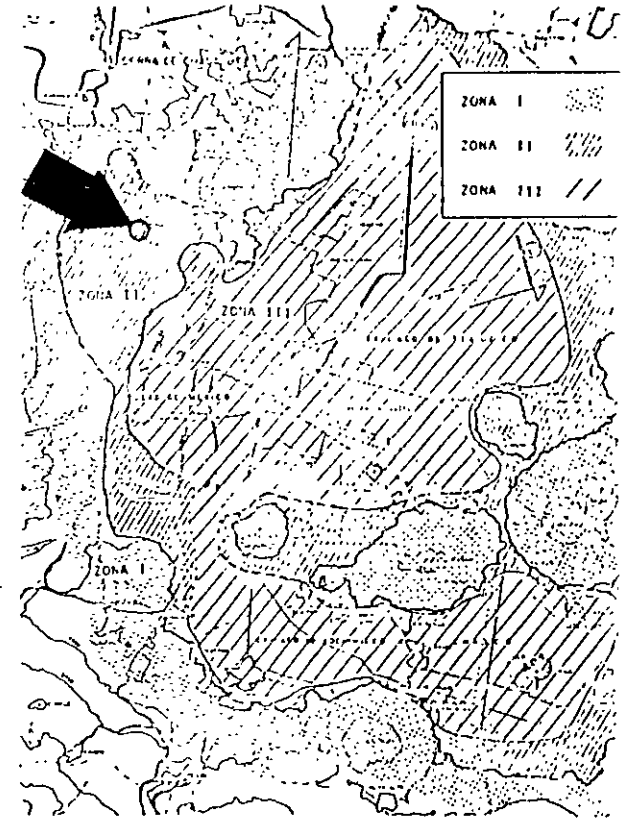
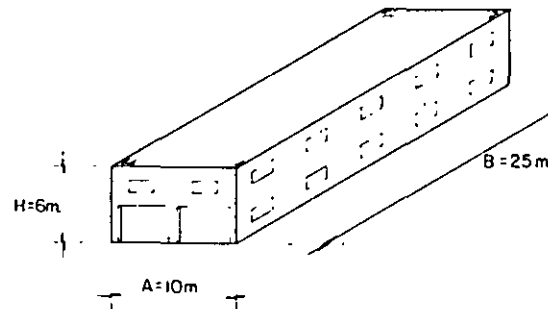


Fig 1 Zonificación Continua de la Ciudad de México.

- Procedimiento:

- 1a. Etapa
Uso de la construcción: escuela

- Conclusiones:

Por ser la construcción escuela, pertenece al grupo "A"

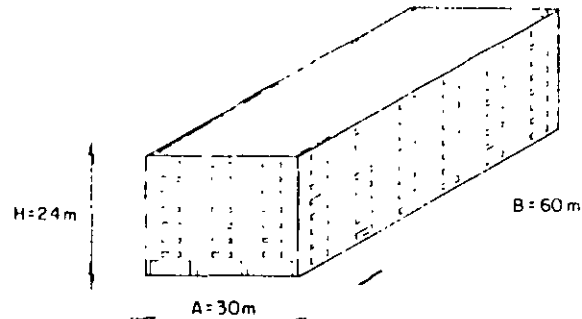
LOCALIZACION DEL INMUEBLE

EJEMPLO 2.1.1-2

- Datos:

Sea una edificación con las siguientes características.

- . Uso o destino: oficinas
- . Altura del edificio: $H = 24 \text{ m}$ (Número de niveles 8)
- . Área total a construir: $A_c = 14,400 \text{ m}^2$
- . Localización: Isabel La Católica esq con Izazaga, Centro Histórico del Distrito Federal



- Procedimiento:

1a Etapa

Uso edificio de oficinas

2a Etapa

- No contará con salas de reunión para alojar más de 200 personas
- No contará con áreas destinadas a escuelas
- No almacenará equipos costosos
- No almacenará sustancias tóxicas

3a Etapa

$H = 24 \text{ m} > 15 \text{ m}$
 $A_c = 14,400 \text{ m}^2 > 3000 \text{ m}^2$

→ B1

- Conclusiones:

La construcción pertenece al subgrupo B1

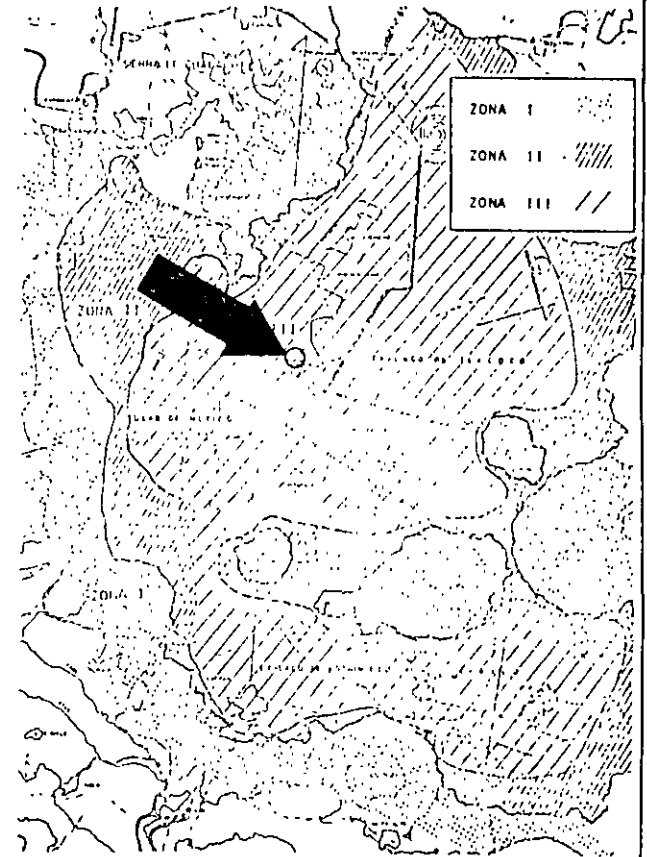


Fig. 1 Zonificación Geométrica de la Ciudad de México.

LOCALIZACIÓN DEL INMUEBLE

2.1.1.

EJEMPLO: 2.11-3

- Datos:

Sea una edificación con las siguientes características:

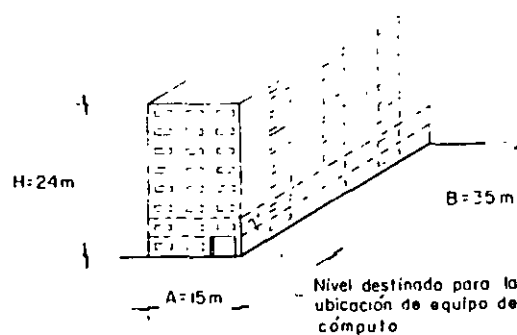
Uso o destino: oficinas

Altura del edificio: $H = 24 \text{ m}$

Area total a construir: $A_c = 4\,200 \text{ m}^2$

Localización: Isabel La Católica esq con Izazaga, Centro Histórico del Distrito Federal

En el piso numero 1 se almacenará equipo de cómputo



- Procedimiento:

1a. Etapa

Uso: edificio de oficinas

→ B

2a. Etapa

No contará con salas de reunión para alojar mas de 200 personas

No contará con áreas destinadas a escuelas.

Almacenará equipo costoso, debido a que existirá una unidad de cómputo en el 1er. piso

No almacenará sustancias tóxicas.

→ A

- Conclusiones:

La construcción se considera del grupo "A" debido a que se almacenará equipo de cómputo en el 1er. piso.

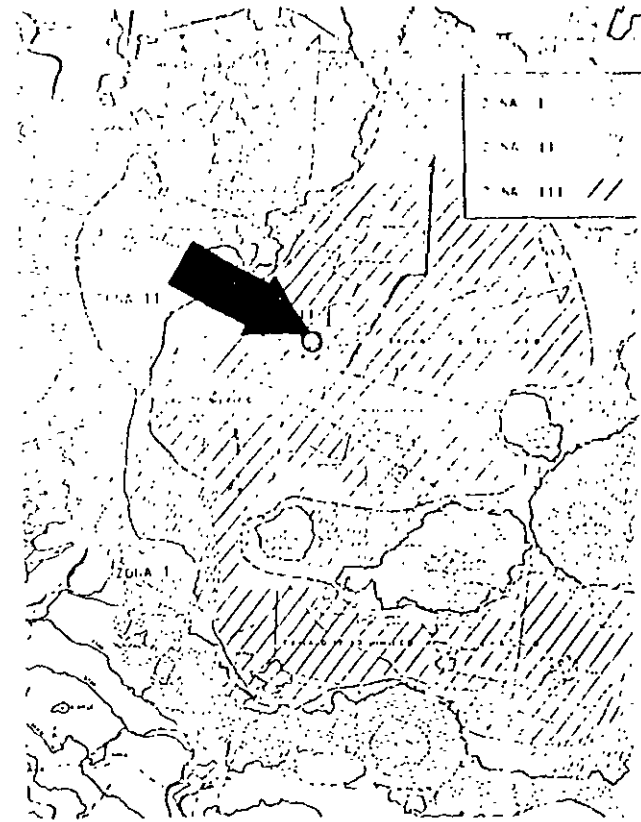


Fig. 1. Zona de oficinas en la Ciudad de México.

LOCALIZACION DEL INMUEBLE

2.1.2.

ARTICULO 175.- Para fines de estas disposiciones, el Distrito Federal se considera dividido en las zonas I a III, dependiendo del tipo de suelo.

Las características de cada zona y los procedimientos para definir la zona que corresponde a cada predio se fijan en el Capítulo VIII de este Título.

Del RCDF (1987)

ARTICULO 219.- Para fines de este título, el Distrito Federal se divide en tres zonas con las siguientes características generales:

Zona I.-Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta Zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena:

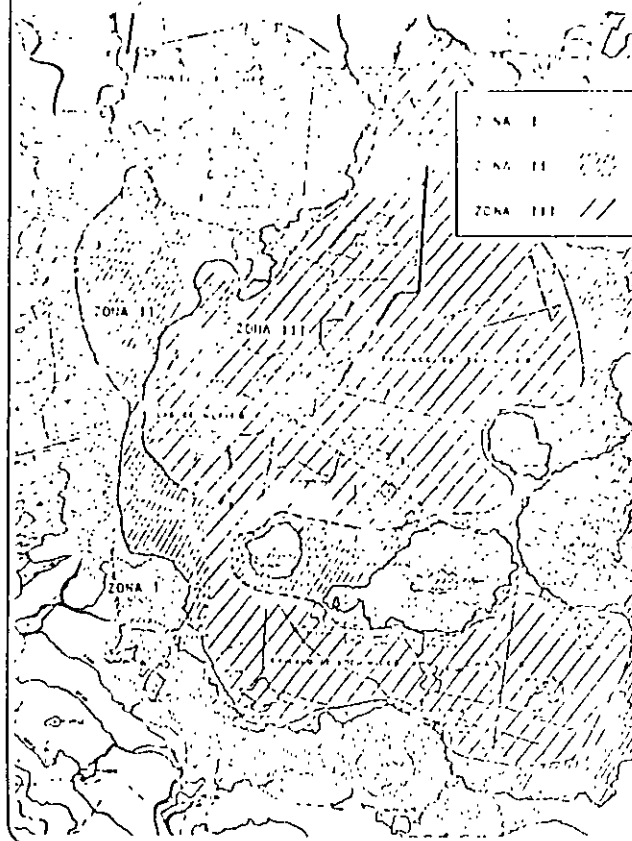
Zona II.-Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros, y

Zona III.-Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente comprensible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

a.- En este artículo se indica que:

- El Distrito Federal se subdivide en:

Zona I.- Lomas
Zona II.- Transición
Zona III.- Lacustre



b.- Objetivo

- Adecuar el diseño de cada estructura a su ubicación.

c.- Observaciones generales

- Debido a las características poco homogéneas del subsuelo de la Ciudad de México, al definir la estructuración de los edificios que en ella se van a construir; se requiere:

. Establecer en que zona geológica de la ciudad se ubicará (zona I, II ó III).

. Para edificios de cierta importancia es indispensable contar con un estudio de Mecánica de Suelos que defina las características específicas del subsuelo en el que se ubicará el edificio

2.1.2.

La zona a que corresponda un predio se determinará a partir de las investigaciones que se realicen en el suelo del predio objeto de estudio, tal y como lo establezcan las Normas Técnicas Complementarias. En caso de construcciones ligeras o medianas, cuyas características se definan en dichas Normas, podrá determinarse la zona mediante el mapa incluido en las mismas si el predio está dentro de la porción zonificada; los predios ubicados a menos de 200 m de las fronteras entre dos de las zonas antes descritas se supondrán ubicados en la más favorable.

d.- Recomendaciones

- Se recomienda construir estructuras rígidas en suelos compresibles y estructuras flexibles en suelos duros. Lo anterior tiene por objeto tratar de evitar que el período de vibración de la estructura coincida con el del suelo en que se ubica.

- En suelo duro (fig. 2.1.2-1)

Recomendable

- . Estructuras con marcos flexibles de concreto
- . Estructuras con marcos flexibles de acero
- . Estructuras con losas reticulares

No recomendable

- . Estructuras con gran densidad de muros de cortante
- . Estructuras con gran densidad de contravientos

EJEMPLO 2.1.2-1

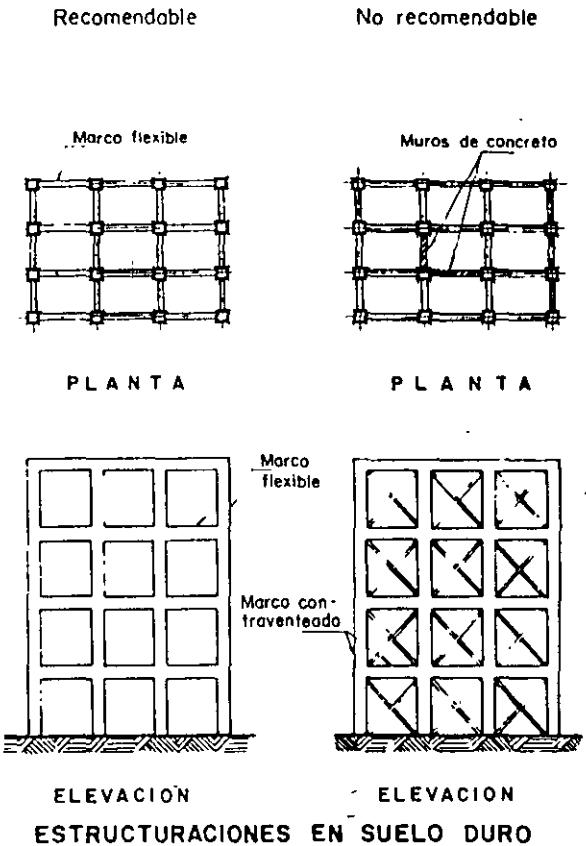


Fig. 2.1.2-1

2.1.2.

- En suelo compresible (fig. 2.1.2-2).

Recomendaciones

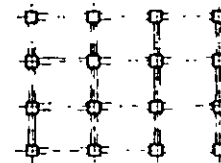
- . Estructuras con gran densidad de muros de cortante
- . Estructuras con gran densidad de contravientos
- . Estructuras con marcos rígidos de concreto
- . Estructuras con marcos rígidos de acero

No recomendable

- . Estructuras con marcos flexibles de concreto
- . Estructuras con marcos flexibles de acero
- . Estructuras con losas reticulares

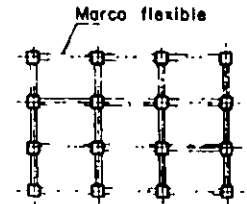
EJEMPLO: 2.1.2 - 2

Recomendable

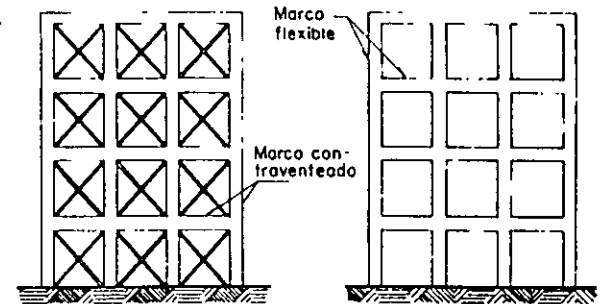


PLANTA

No recomendable



PLANTA



ELEVACION

ELEVACION

ESTRUCTURACIONES EN SUELO COMPRESIBLE

Fig 2.1.2 - 2

ARTICULO 176.—El proyecto arquitectónico de una construcción deberá permitir una estructuración eficiente para resistir las acciones que puedan afectar la estructura, con especial atención a los efectos sísmicos.

El proyecto arquitectónico de preferencia permitirá una estructuración regular que cumpla con los requisitos que se establezcan en las Normas Técnicas Complementarias de Diseño Sísmico

Las construcciones que no cumplan con dichos requisitos de regularidad se diseñarán para condiciones sísmicas más severas en la forma que se especifique en las Normas mencionadas.

De NTC de sismo

6. CONDICIONES DE REGULARIDAD

Para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos:

1. Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes.
2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
3. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
4. En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta incluida paralelamente a la dirección que se considera de la entrante o saliente.
5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.

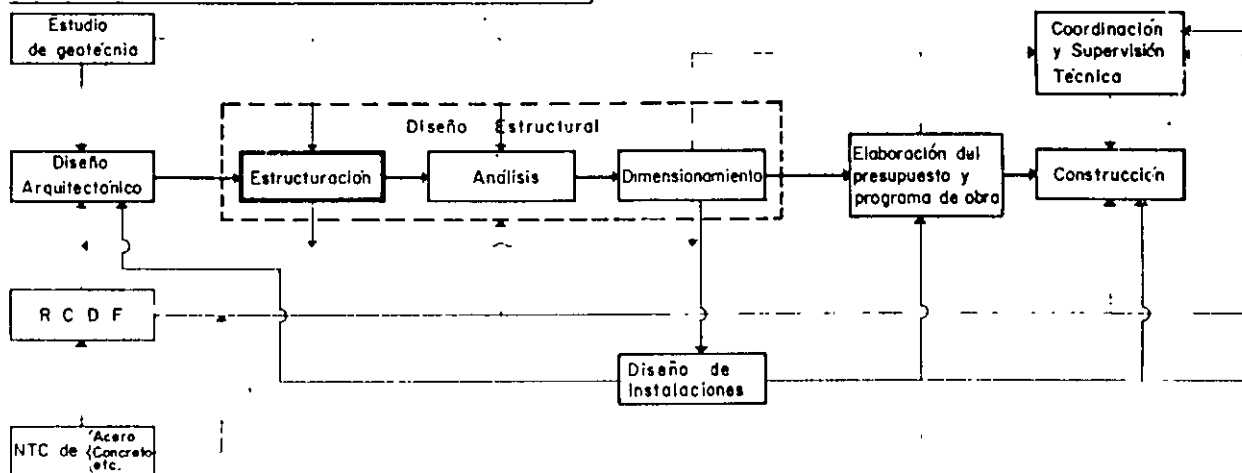
a.- En este artículo se indica que:

- Los proyectos arquitectónicos de los edificios construidos en esta ciudad deberán cumplir con ciertas características que conduzcan a lograr estructuraciones eficientes.

b.- Objetivos

- Evitar estructuraciones complejas, inseguras o de comportamiento poco predecible ante sismos de mediana y gran magnitud.

c.- Procedimiento para el diseño y construcción de edificios (fig. 2.2.1-1)



PROCEDIMIENTO PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE EDIFICIOS

Fig. 2.2.1-1

2.2.1.

6. No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la dimensión que se considere de la abertura, las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área total de aberturas 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 en área abilitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que la del piso inmediato inferior ni menor que 70% de ésta. Se examina 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 inmediatamente inferior.

11. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_t , excede del 10 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

d.- Clasificación de los proyectos arquitectónicos.

- Los proyectos arquitectónicos son el punto de partida para la estructuración de los edificios. Para lograr estructuras adecuadas y eficientes se requiere -- que estos reúnan algunas características, que posteriormente se mencionarán.

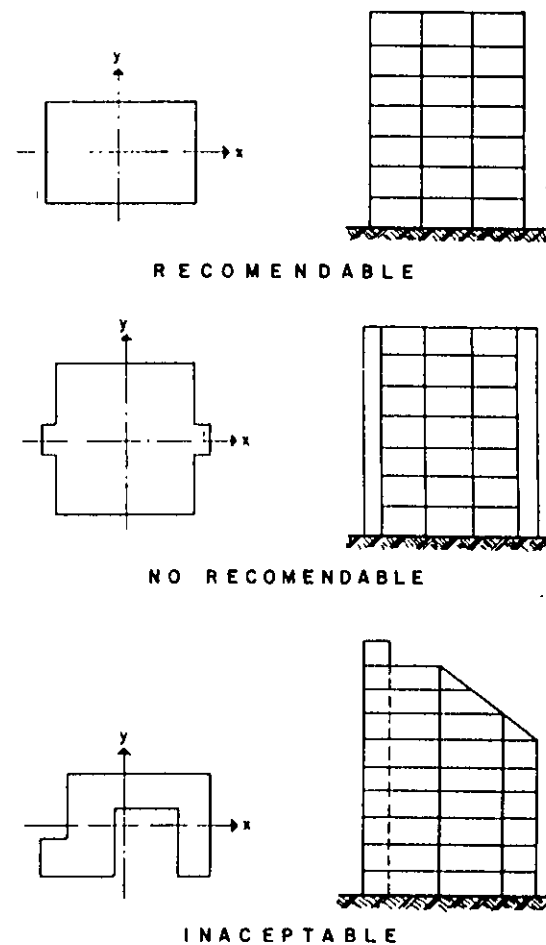
Los proyectos arquitectónicos se pueden clasificar en: (fig. 2.2.1-2).

Proyectos arquitectónicos que conducen a estructuraciones que presentan comportamiento altamente satisfactorio ante sismos de mediana y gran magnitud (RECOMENDABLES).

Proyectos arquitectónicos que conducen a estructuraciones que presentan comportamiento ineficiente o inconveniente ante sismos de mediana y gran magnitud y que requieren un diseño estructural complicado y cuidadoso y una construcción compleja y difícil.

Lo anterior produce incrementos considerables en el costo de la estructura e incertidumbre ante sismos excepcionales (NO RECOMENDABLES).

Proyectos arquitectónicos que no conducen a soluciones estructurales razonables y económicas (INACEPTABLES).



CLASIFICACION DE LOS PROYECTOS ARQUITECTONICOS

2.2.2

ARTICULO 177.— Toda construcción deberá separarse de sus linderos con predios vecinos a una distancia no menor igual a la que se señala en el artículo 211 de esta Reglamentación, el que regirá también las construcciones que deben dejarse en juntas de construcción entre cuerpos distintos de una misma construcción. Los espacios entre construcciones vecinas y las juntas de construcción deberán quedar libres de toda obstrucción.

Las separaciones que deben dejarse en colindancias y juntas se indicarán claramente en los planos arquitectónicos y en los estructurales.

De RCDF

ARTICULO 211.— Toda construcción deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos una distancia no menor de 5 cm ni menor que el desplazamiento horizontal calculado para el nivel de que se trate. El desplazamiento horizontal calculado se obtendrá con las fuerzas sísmicas reducidas según los criterios que fijan las Normas Técnicas Complementarias y se multiplicará por el factor de comportamiento sísmico marcado por dichas Normas, aumentado en 0.001, 0.003 o 0.006 de la altura de dicho nivel sobre el terreno en las zonas, I, II o III, respectivamente.

Si se emplea el método simplificado de análisis sísmico, la separación mencionada no será, en ningún nivel, menor de 5 cm ni menor de la altura del nivel sobre el

En este artículo se indica que:

Las construcciones se deberán separar de: (fig. 2.2.2-1).

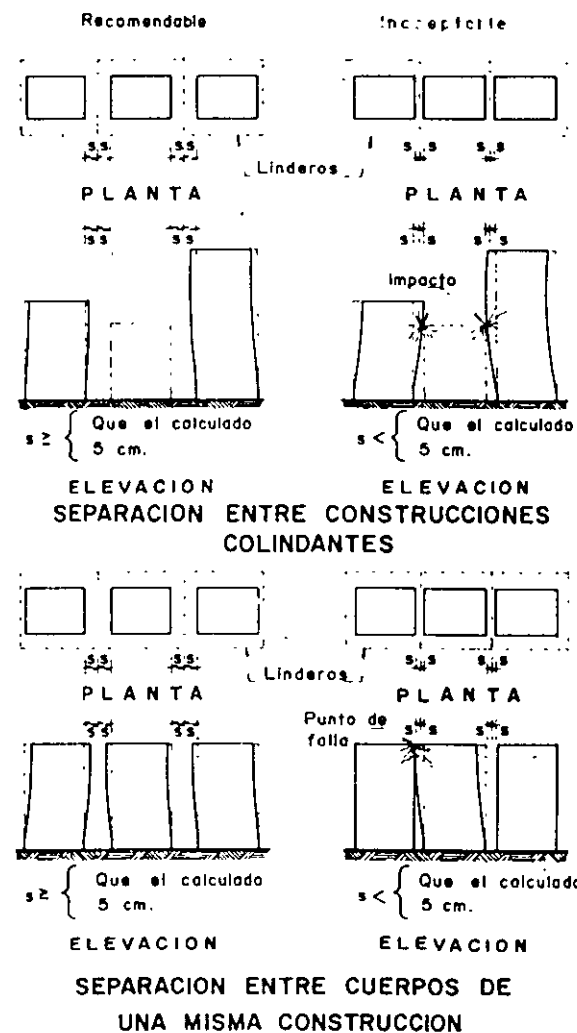
- Los linderos de predios vecinos.
- Los otros cuerpos de la misma construcción.

Estas separaciones deberán estar:

Definidas de acuerdo con la respuesta esperada de la estructura ante las solicitaciones de diseño.

Libres de toda obstrucción (fig. 2.2.2-2).

Indicadas claramente en los planos arquitectónicos y estructurales.



2.2.2

Se debe multiplicar por 0.007, 0.009 o 0.012 según que la construcción se halle en la zona I, II o III, respectivamente.

La separación entre cuerpos de un mismo edificio, o entre edificios adyacentes, es la cuando no es igual a la suma de las que de acuerdo con los párrafos precedentes corresponden a cada uno.

Se anotarán en los planos arquitectónicos y en los estructurales las separaciones que deben dejarse en los linderos y entre cuerpos de un mismo edificio.

Los espacios entre construcciones colindantes y entre cuerpos de un mismo edificio deben quedar libres de todo material. Si se usan tapajuntas, estas deben permitir los desplazamientos relativos tanto en su plano como perpendicularmente a él.

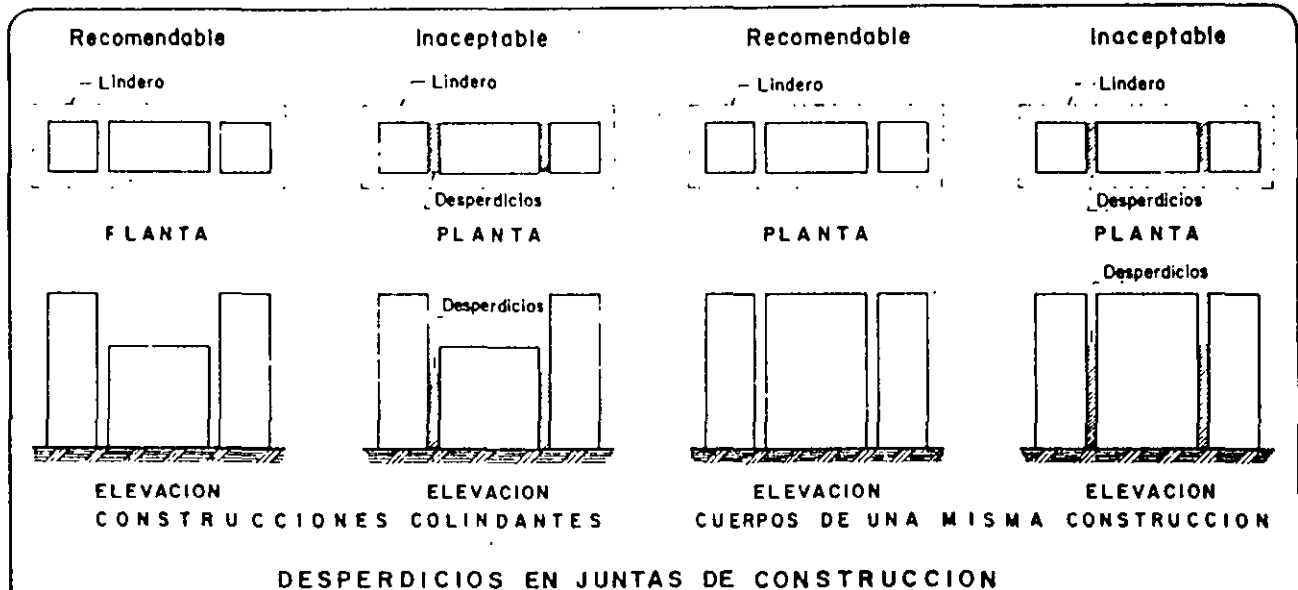


Fig. 2.2.2 - 2

b.- Objetivos

Evitar el choque de la estructura en proyecto con las construcciones ubicadas a su alrededor o con otros cuerpos de la misma construcción; ya que un choque entre dos edificios puede provocar desde daños de pequeña magnitud hasta el colapso parcial o total de las estructuras.

c.- Determinación de la separación requerida

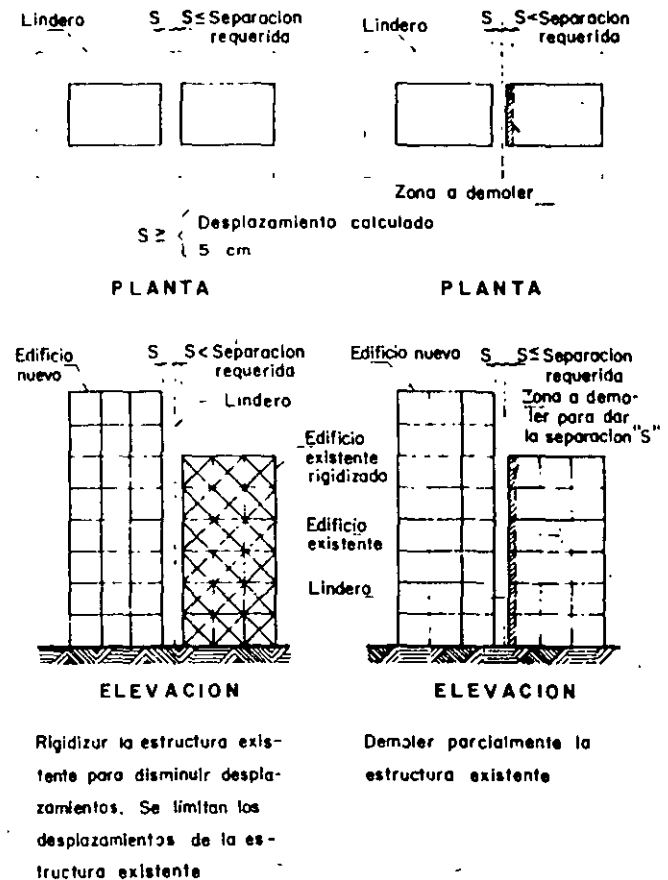
Se deberá definir la separación requerida entre una construcción y los linderos que la rodean mediante un cuidadoso análisis que permita definir las deformaciones y/o desplazamientos de la estructura, producidos por las acciones consideradas en el diseño (principalmente la correspondiente a sísmo). Esta separación no deberá ser menor de 5 cm.

2.2.2

d.- Estructuras colindantes que no cumplen esta especificación

- Para resolver el problema de edificios colindantes ya existentes que no cumplen con las separaciones indicadas en el Reglamento, se cuenta con varias opciones:

- Rigidizar las estructuras existentes mediante muros, contravientos, etc. para disminuir los desplazamientos horizontales que se puedan presentar durante sismos de mediana y gran intensidad (fig. 2.2.2-3).
- Demoler parcialmente la estructura existente (fig. 2.2.2-4).
- Construir la nueva estructura dejando una separación mayor, de tal manera que se absorban los posibles desplazamientos de las estructuras colindantes que no cumplan con lo señalado en este artículo (fig. 2.2.2-5).
- Diseñar la nueva estructura con gran rigidez para evitar desplazamientos notables que puedan originar el choque entre las estructuras en cuestión (fig. 2.2.2-6).



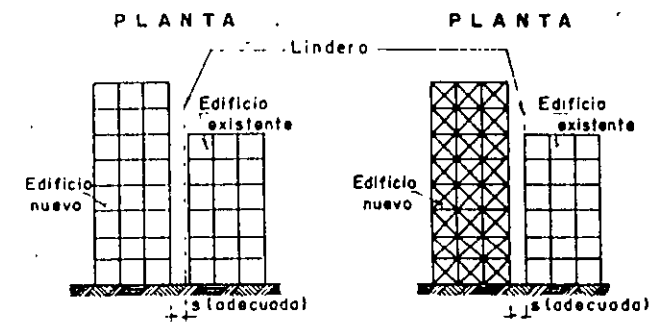
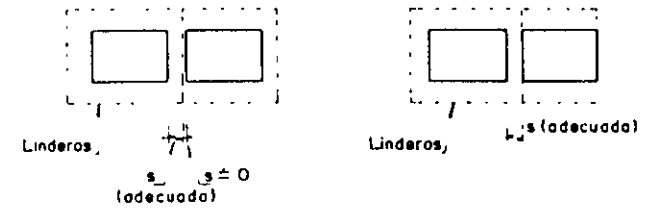
SOLUCIONES PARA EVITAR EL GOLPETEO DE EDIFICIOS COLINDANTES

Fig. 2.2.2 - 3

Fig. 2.2.2 - 4

2.2.2

- Para seleccionar alguna de las opciones antes mencionadas, es indispensable tratar este asunto con el propietario del edificio que no cumple estas especificaciones y con su Director Responsable de Obra.



ELEVACION

En la estructura nueva, prever la separación necesaria entre los dos edificios.

ELEVACION

Rigidizar la estructura nueva. Se limitan los desplazamientos de la estructura nueva y se deja una separación adecuada.

SOLUCIONES PARA EVITAR EL GOLPETEO DE EDIFICIOS COLINDANTES

Fig. 2.2.2 - 5

Fig. 2.2.2 - 6

2.2.2

e.- Construcciones integradas por varios cuerpos

Quando se proyecten estructuras integradas por varios cuerpos independientes es conveniente que además de contar con la separación adecuada entre ellos, las alturas de los entrepisos de los cuerpos sean iguales, con el objeto de evitar que bajo la acción de sismos intensos las losas de los entrepisos de un cuerpo golpeen a las columnas de los otros cuerpos produciendo fallas violentas en estas últimas. (fig. 2.2.2-7).

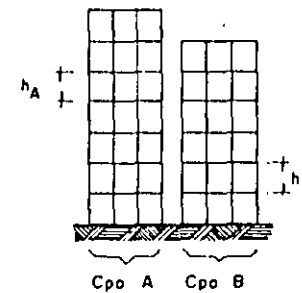
f.- Limpieza de espacios entre construcciones.

Es conveniente que al terminar la construcción de los edificios se limpien totalmente los espacios dejados para separarlos de las construcciones vecinas o de otros cuerpos del mismo edificio, ya que al dejar desperdicios en estos espacios se impide el libre desplazamiento de las estructuras, modificando totalmente su comportamiento, lo que puede llegar a producir hasta el colapso total por golpeteo de los mismo. Así mismo, y de manera periódica, se deberán limpiar cuidadosamente los espacios entre construcciones para evitar lo antes mencionado.

Recomendable



PLANTA



Cpo. A Cpo. B

Nota: La altura de los entrepisos coincide, cuando $h_A = h_B$

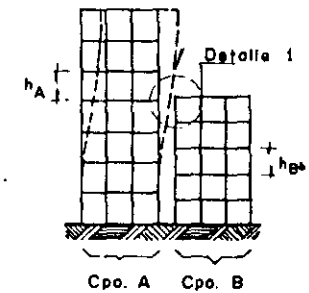
ELEVACION

Inaceptable



PLANTA

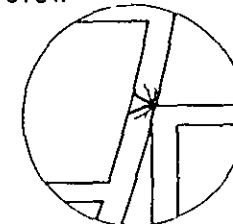
Degollamiento de columna



Cpo. A Cpo. B

Nota: La altura de los entrepisos no coincide, cuando $h_A \neq h_B$

ELEVACION

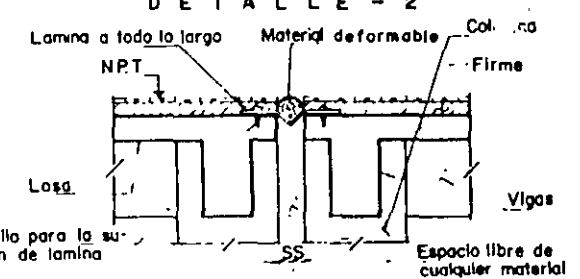
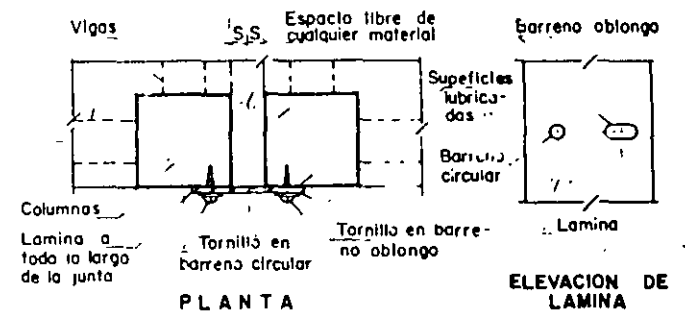
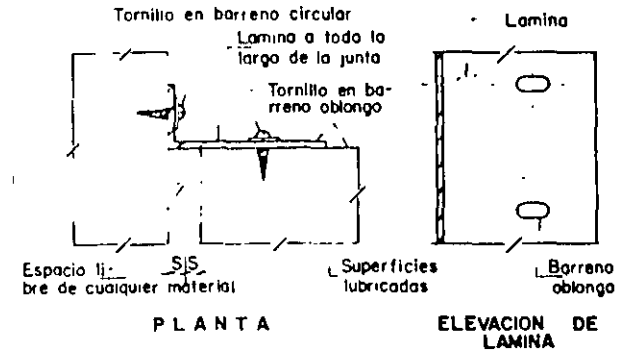
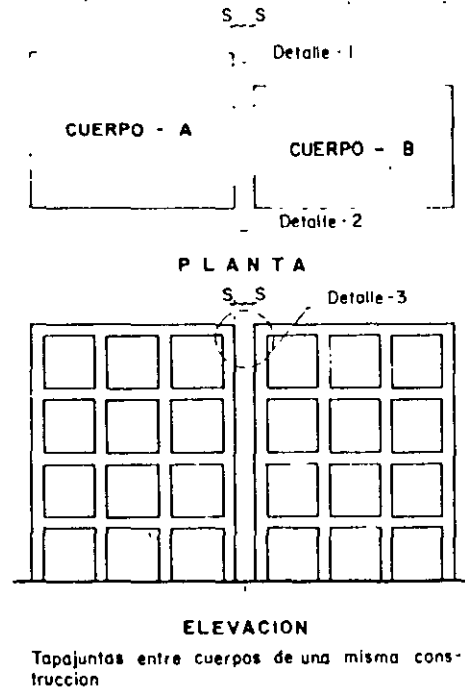


DETALLE - 1
(DETALLE DE GOLPETEO)
GOLPETEO ENTRE EDIFICIOS COLINDANTES.

Fig. 2.2.2-7

g.- Tapajuntas

Es conveniente utilizar tapajuntas para evitar la introducción de materiales no deseables en las separaciones entre edificios o entre cuerpos de edificios procurando cuidar que estas tapajuntas no modifiquen el comportamiento de las estructuras (fig. 2.2.2-8).



TAPAJUNTAS DETALLE - 3
Fig. 2.2.2 - 8

2.2.3

ARTICULO 19. Los Elementos no estructurales que puedan restringir las deformaciones de la estructura, no que tengan un peso considerable, de la tan serajitulos en sus características y en su forma de fijación, por el Director Responsable de Obra y por el Corresponsable en Seguridad Estructural en obras en que este requiriendo tales como muros divisorios de colindancia, de purlines, y otros elementos rígidos en fachadas, de escaleras, de equipos pesados, tanques, tinacos y casetas.

El mobiliario, los equipos y otros elementos cuyo volteo o desplazamiento pueda ocasionar daños físicos o materiales, como libreros altos, anaqueles y talleres eléctricos o telefónicos, deben fijarse de tal manera que se eviten estos daños.

a.- En este artículo se indica que:

* Los elementos no estructurales que se integran a las edificaciones tales como: (fig. 2.2.3-1 y fig. 2.2.3-2)

- Muros divisorios
- Muros de colindancia
- Pretiles
- Fachadas precoladas
- Elementos rígidos de fachada
- Elementos rígidos de escaleras
- Equipos pesados
- Tanques
- Tinacos
- Casetas
- Etc.

Deben ser aprobados por el director responsable de obra y por el corresponsable en seguridad estructural.

- En sus características
- En su fijación

EJEMPLO: 2.2.3 - 1

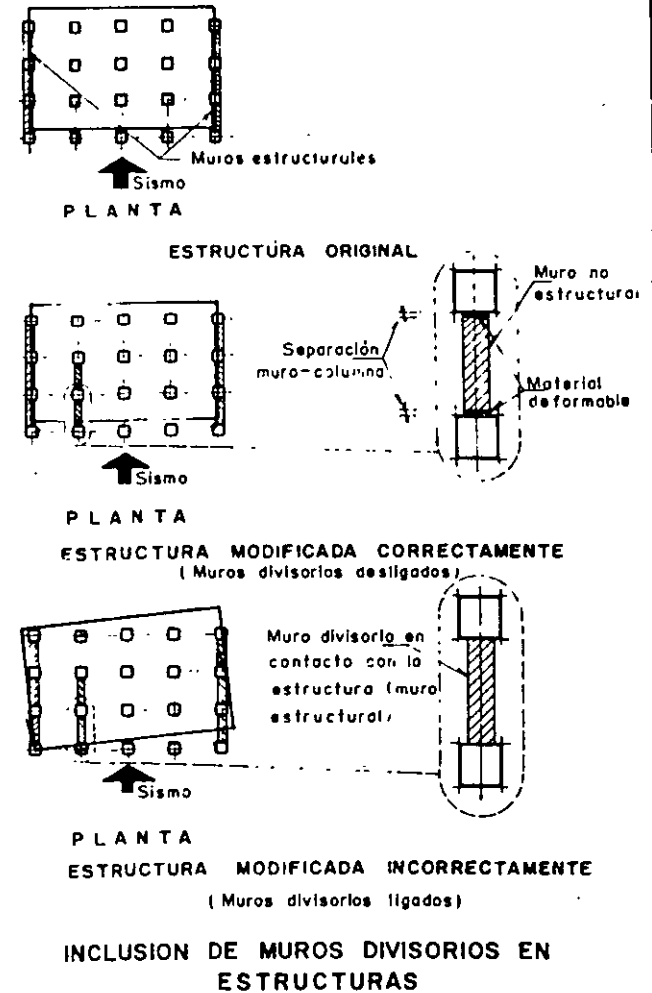
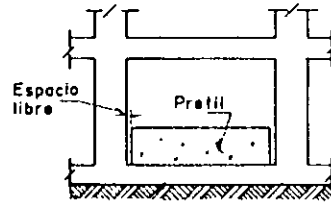


Fig. 2.2.3 - 1

2.2.3

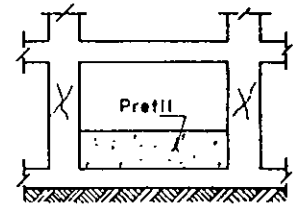
EJEMPLO: 2.2.3-2

Recomendable

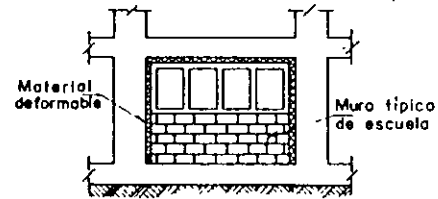


ELEVACION

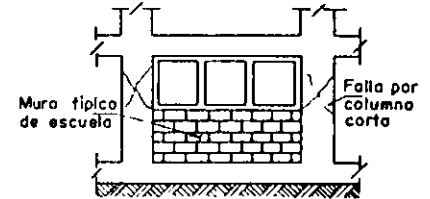
Inaceptable



ELEVACION



ELEVACION



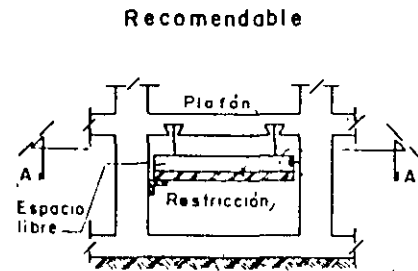
ELEVACION

ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

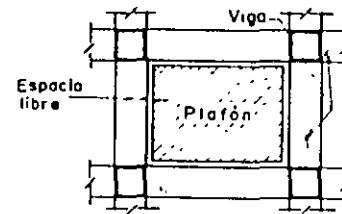
Fig. 2.2.3-2(a)

2.2.3

EJEMPLO: 2.2.3-2

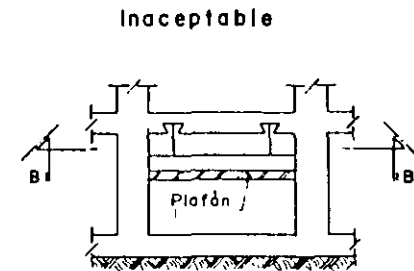


ELEVACION

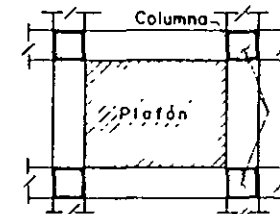


PLANTA

CORTE A - A



ELEVACION



PLANTA

CORTE B - B

ELEMENTOS

NO ESTRUCTURALES

Fig. 2.2.3-2(b)

2.2.3

38

* Los muebles y equipos que se incluyen dentro de las edificaciones tales como:

- Anaqueles
- Libreros
- Lockers
- Tableros eléctricos
- Tableros telefónicos
- Archivos
- Maquinaria, etc.

Se deberán fijar adecuadamente a la estructura, para evitar:

- Daños materiales
- Daños a las personas

b.- Objetivos.

- Evitar que la respuesta de las estructuras ante sismos de mediana y gran magnitud pueda ser modificada respecto al proyecto original al incluirse en la edificación elementos no estructurales como los mencionados, los que, debido a sus características y a su forma de fijación a la estructura, pueden evitar que la estructura se deforme libremente o bien pueden modificar la distribución de la capacidad sísmo-resistente de la misma.
- Evitar que se presenten en la estructura torsiones no previstas en el diseño estructural, que puedan llegar a causar daños considerables o aún al colapso parcial o total.
- Fijar adecuadamente los muebles o equipos en las edificaciones para evitar su posible deslizamiento, volteo, falla integral o falla de los elementos de sujeción.

c.- Observaciones

- Pueden presentarse modificaciones a la capacidad sísmo-resistente de las estructuras debido a la inclusión de elementos no estructurales, ya sea que estos elementos se integren a la estructura durante su construcción o bien posteriormente, cuando el edificio se encuentra en condiciones de servicio.
- En aquellos casos en los que es imposible desligar los elementos no estructurales de la propia estructura, se deberá llevar a cabo un nuevo diseño estructural tomándolos en cuenta como elementos estructurales.
- Los muros no estructurales deben estar desligados adecuadamente de la estructura de tal manera que no restrinjan sus desplazamientos.
- Los muros no estructurales no deberán estar fijos a la estructura de tal manera que al presentarse sismos de gran magnitud no se desplacen ni se volteen (fig. 2.2.3-3).
- Los materiales utilizados para aislar a los elementos no estructurales de la propia estructura pueden ser:

- . Polisulfuro
- . Celotex

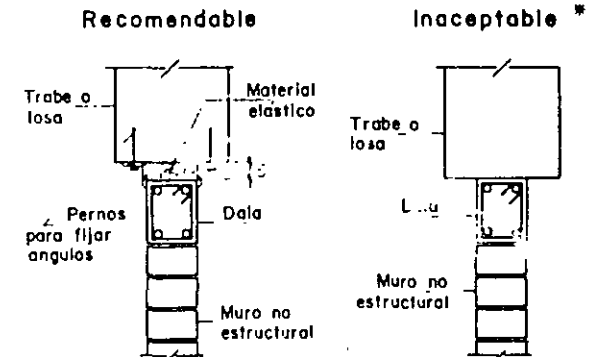
. Sicaflex

. Poliestireno

. Hule espuma (alta densidad).

- Los muebles o equipos no deberán fijarse a los elementos estructurales, ya que ello podría ocasionar la falla de estos debido a las acciones adicionales producidas por su peso y/o tamaño.

Es conveniente fijar los muebles y equipos pesados a los elementos estructurales tomando en cuenta esta situación, al llevar a cabo la revisión estructural del edificio (fig. 2.2.3-4).

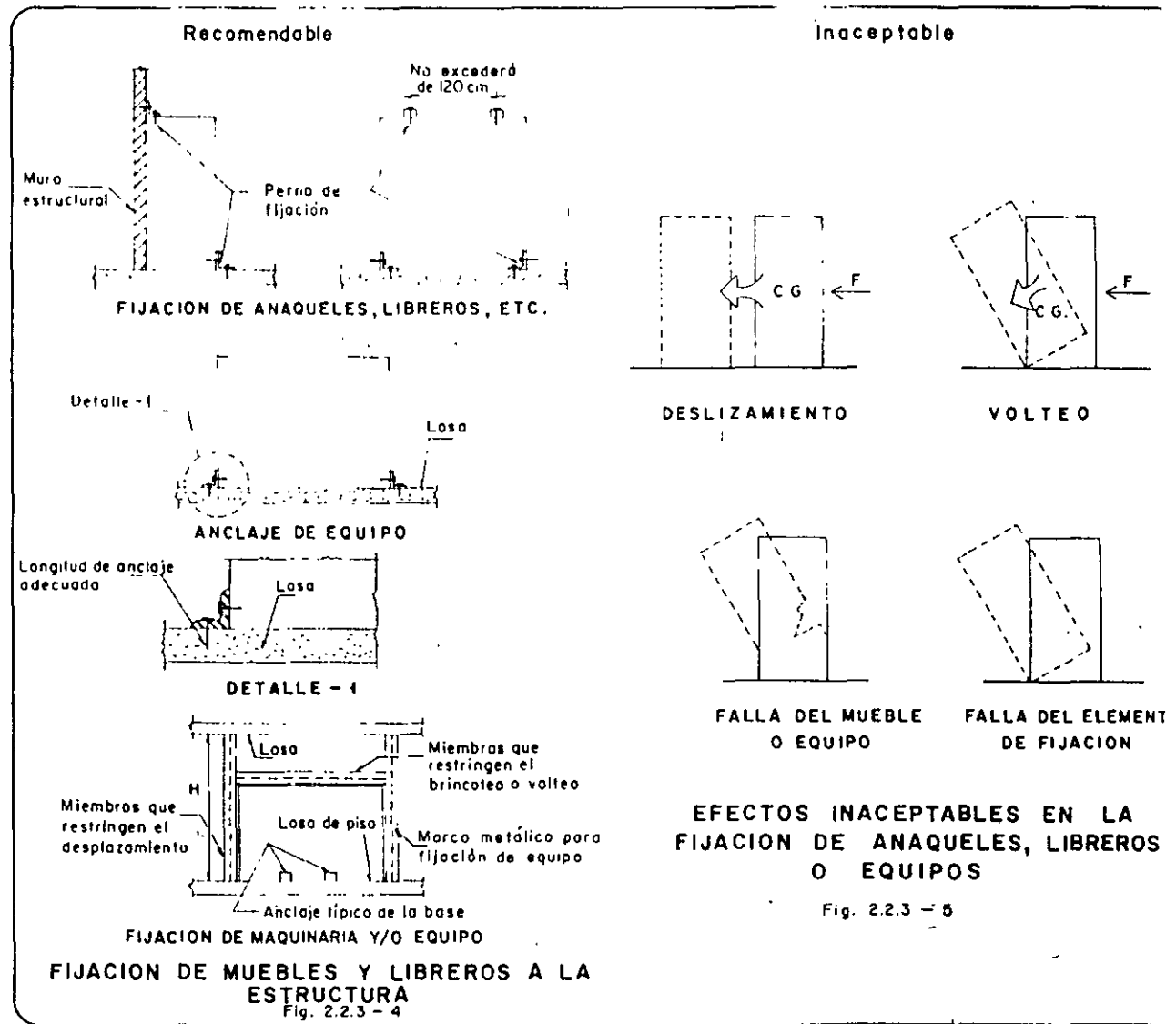


FIJACION DE MUROS NO ESTRUCTURALES

Fig 2.2.3 - 3

* Para muros no estructurales

2.2.3



2.2.4

ARTICULO 180 - Los anuncios colgantes de azotea, de gran peso y dimensiones, deberán ser de diseño estructural en los términos de este artículo. Particular atención a los efectos del viento. Debe considerarse su influencia en el diseño de la estructura. El proyecto de estos anuncios deberá ser revisado por el Director Responsable de Obra y el Corresponsable en Seguridad Estructural, en abstracción a lo que se requiere.

a - En este artículo se indica que:

- Las estructuras de los edificios - en que se coloquen anuncios (de gran peso y/o dimensiones considerables), ya sea:

- . Adosados (fig. 2.2.4-1.).
- . Colgantes (fig. 2.2.4-2.) ó
- . En la azotea (fig. 2.2.4-3.)

- Se deberán revisar tomando en cuenta las características de estos -- anuncios por:

- . Viento.
- . Sismo.

- Así mismo, se deberá tener cuidado especial en su:

- . Apoyo
- . Fijación.

- Y se deberá contar con la aprobación de los:

- . Directores Responsables de Obra.
- . Corresponsables en Seguridad Estructural.

b.- Objetivo

- Definir adecuadamente la fijación o apoyo de los anuncios a las estructuras.
- Tomar en cuenta en el diseño de la estructura la influencia del peso y dimensiones de los anuncios.

c.- Observaciones.

- El contar con anuncios de gran peso y dimensiones considerables puede ocasionar solicitaciones adicionales a la estructura, -- las que es necesario tomar en cuenta en su diseño. Cuando estos anuncios son de peso considerable, se presentan solicitaciones adicionales por carga -- vertical y sismos, y cuando presentan dimensiones notables, -- existen solicitaciones adicionales por viento.

Estas solicitaciones pueden --- afectar parte de la estructura o la totalidad de la misma.

2.2.4

42

d.- Revisión estructural debido a los -
anuncios.

Es común que los anuncios se colo--
quen posteriormente al diseño y ---
construcción del edificio. En este-
caso, es necesario llevar a cabo --
una revisión estructural del mismo.

e.- Apoyo y fijación de los anuncios.

Cuando se tienen anuncios de peso y
dimensiones considerables y su apo-
yo o fijación no son adecuados, se-
pueden desprender y provocar daños-
graves, al presentarse acciones con-
siderables de viento o sismo.

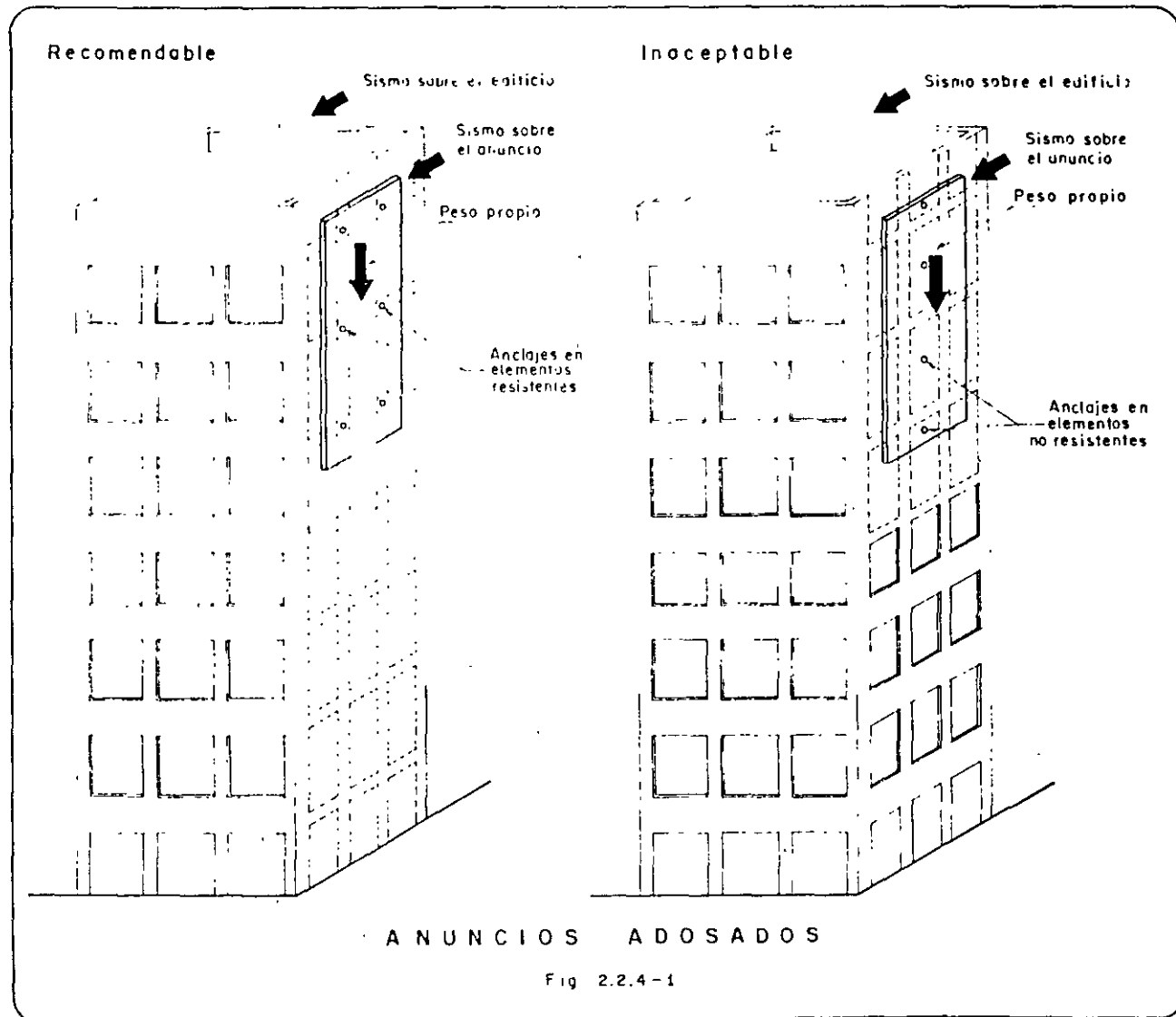
- Los anuncios deben ser ubicados -
de acuerdo con la estructuración-
de los edificios; es decir, bus--
cando que sus apoyos queden loca-
lizados en las columnas o en tra-
bes que tengan capacidad para re-
sistir estas acciones, no se de--
ben apoyar en los muros o en las-
losas.

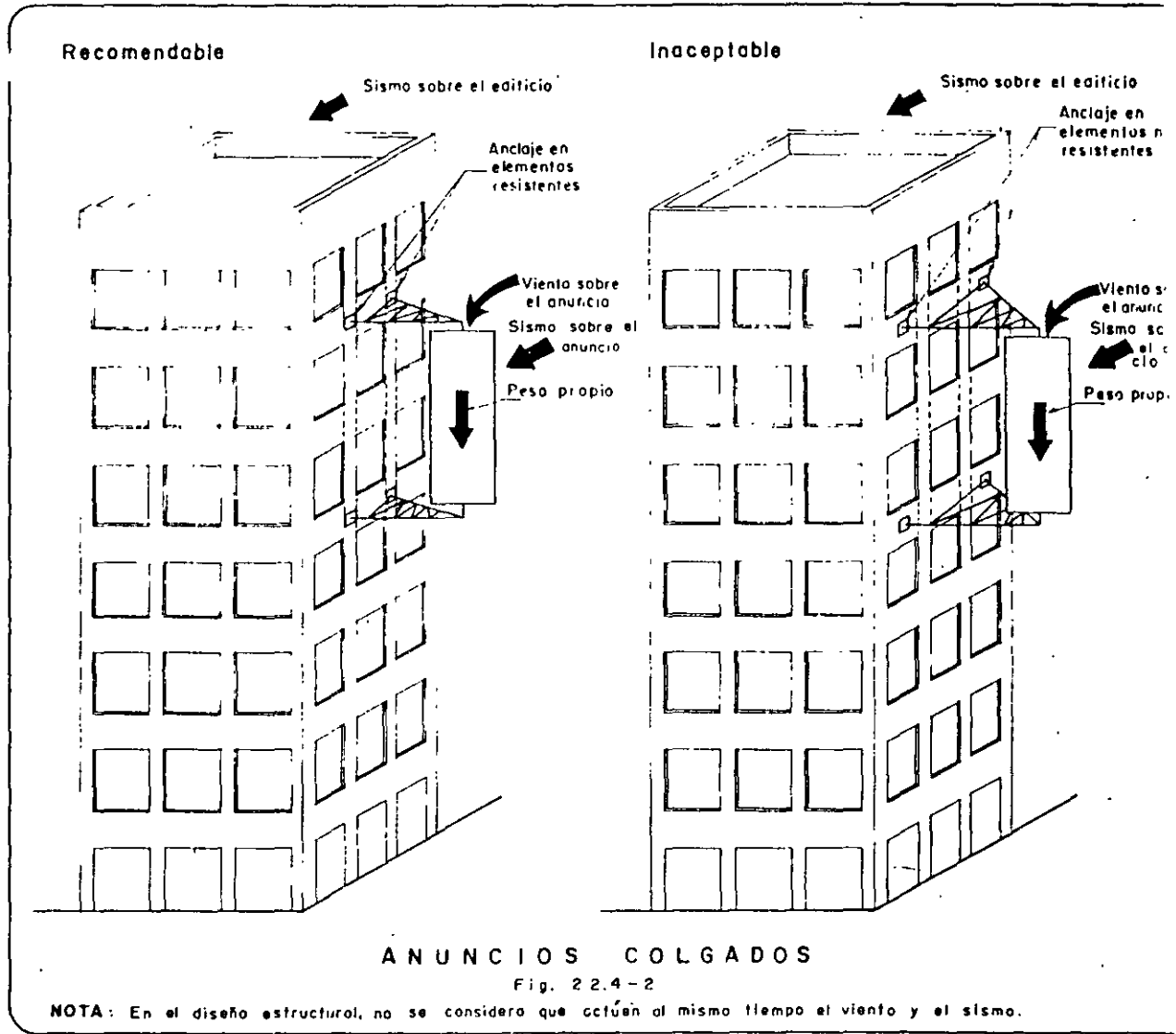
Cuando sea necesario reforzar los
elementos estructurales con el --
objeto de que resistan las solici-
taciones producidas o debidas a -
estos anuncios, se deberá tener -
cuidado de no afectar el comporta-
miento general de la estructura.

f.- Escaleras de servicio

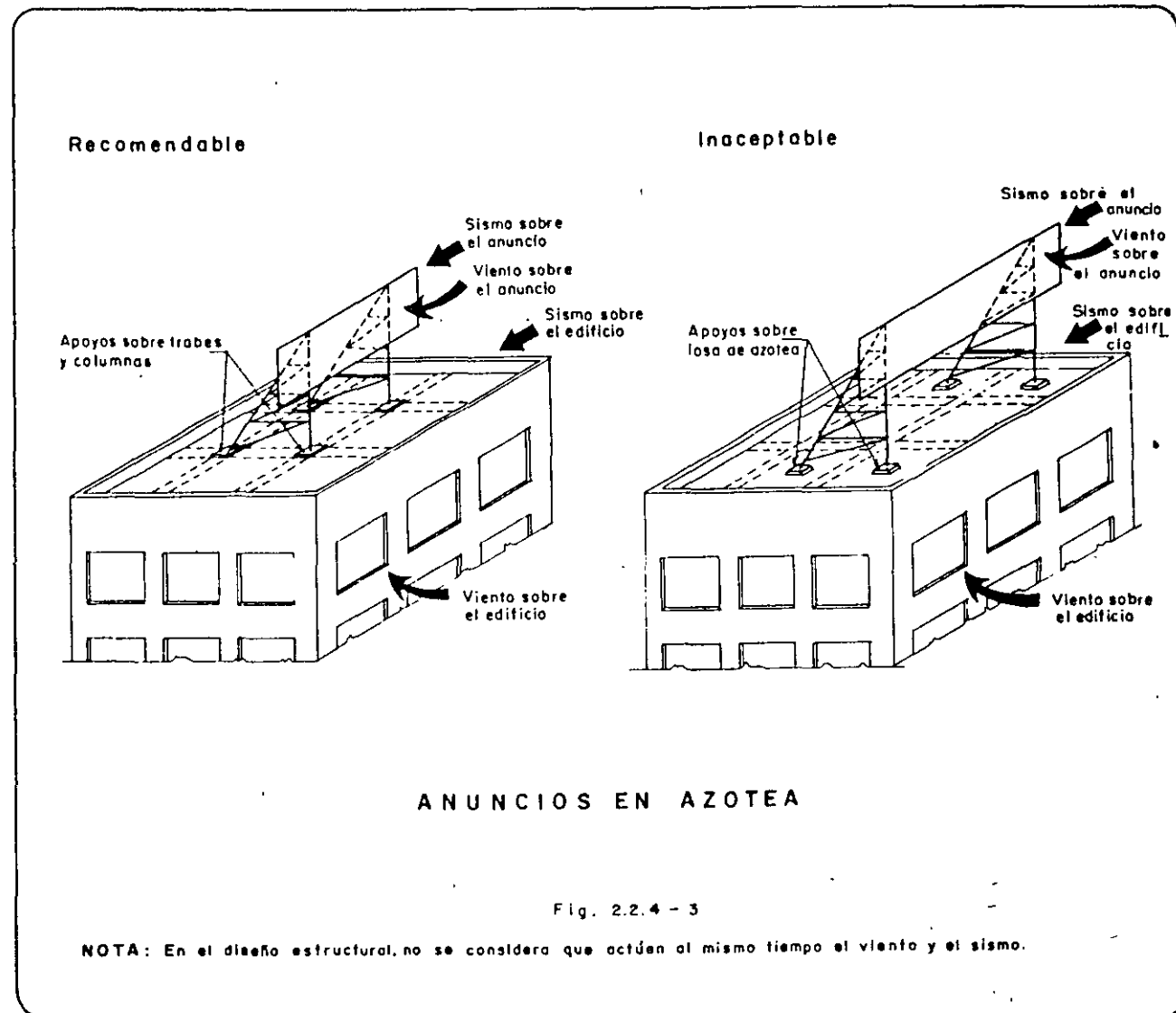
Las escaleras de servicio que se -
ubiquen en las fachadas de los edi-
ficios y que no estén consideradas
en la estructuración de los mismos,
requieren que se lleve a cabo una-
revisión de la estructura para ase-
gurar que ésta tenga capacidad pa-
ra resistir las acciones produci--
das por estas escaleras, tomando -
en cuenta, que la carga viva que -
se presente en ellas, será conside-
rable en caso de emergencia.

2.2.4





2.2.4



2.3 DISEÑO POR SISMO

ARTICULO 201.—Tratándose de muros divisorios de fachada o de colindancia, se deberán observar las siguientes reglas:

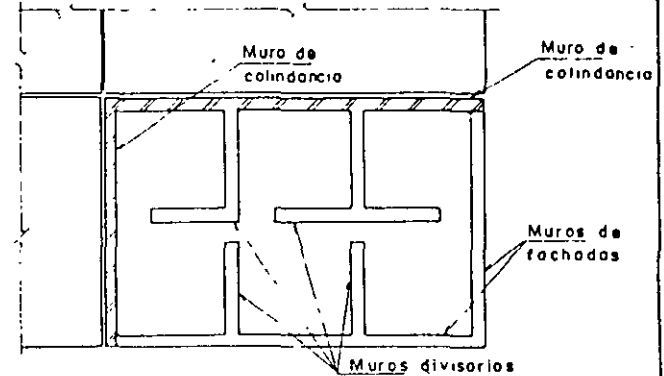
I.—Los muros que contribuyan a resistir fuerzas laterales se ligarán adecuadamente a los marcos estructurales o a castillos y dadas en todo el perímetro del muro, su rigidez se tomará en cuenta en el análisis sísmico y se verificará su resistencia de acuerdo con las normas correspondientes.

Los castillos y dadas a su vez estarán ligados a los marcos. Se verificará que las vigas o losas y columnas resistan la fuerza cortante, el momento flexionante, las fuerzas axiales y las torsiones que en ellas induzca el movimiento. Se verificará además que las uniones entre elementos resistan dichas acciones y que los muros no sean considerados como rígidos.

II.—Cuando los muros no contribuyan a resistir fuerzas laterales se sujetarán a la estructura de manera que no restrinjan su deformación en el plano del muro. Preferentemente estos muros serán de materiales muy flexibles o débiles.

a.- En este artículo se indica que:

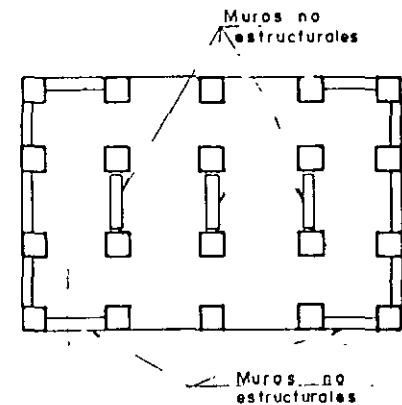
- La clasificación de los muros de acuerdo a su función es: (2.3.1-1)
 - . Muros divisorios
 - . Muros de fachada
 - . Muros de colindancia
- La clasificación de los muros desde el punto de vista estructural es: (2.3.1-2),
 - . Muros estructurales
 - . Muros no estructurales



CLASIFICACION DE MUROS (Tipos de muros)
Fig 2.3.1-1

b.- Objetivo

- Asegurar que la contribución de los muros, cuando estos son considerados estructurales, coincida con su conceptualización original en el edificio.
- Asegurar que los muros no estructurales se fijen a la estructura sin ligarlos a la misma; es decir, evitando que esta modifique su comportamiento original bajo la acción de sismos.



MUROS ESTRUCTURALES Y MUROS NO ESTRUCTURALES
Fig 2.3.1-2

2.3.1

18

Muros estructurales

c.- Características

- . Estan adecuadamente ligados a la estructura.
 - . Tienen capacidad para resistir -- fuerzas sísmicas.
 - . Su rigidez contribuye a la rigidez total de la estructura.
- Restringen los desplazamientos -- del edificio.

d.- Clasificación de los muros estructurales en función de los materiales

- . Concreto (Fig. 2.3.1-3)
- . Mampostería
 - Sin dadas ni castillos (Fig. -- 2.3.1-4)
 - Con dadas y castillos (Fig. -- 2.3.1-5)
 - Con diagonales de contraventeo (Fig. 2.3.1-6)
 - De piezas macizas
 - De piezas huecas
- . Otros

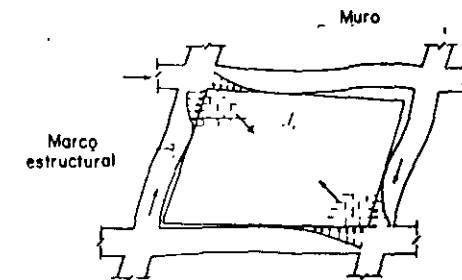
e.- Requisitos de Diseño

- . Deben tomarse en cuenta en la estructuración.
- . Debe tomarse en cuenta la influencia de estos muros en el diseño -- estructural.

- . Deben dimensionarse desde el punto de vista estructural.
- . Deben indicarse en los planos arquitectónicos y estructurales.
- . Debe tomarse en cuenta la influencia de estos muros, en las trabes y columnas de los marcos que los restringen. (Fig. 2.3.1-7)

f.- Requisitos para las uniones de los muros estructurales con el resto -- de la estructura

- . Deben estar ligados en toda su -- periferia. (Fig. 2.3.1-8)
- . El acero de refuerzo de los muros de concreto debe anclarse a las trabes y a las columnas de la estrutura. (Fig. 2.3.1-9)

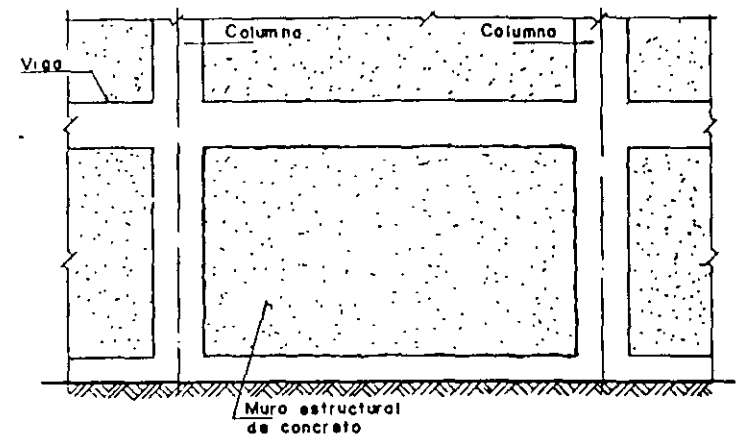


INFLUENCIA DEL MURO SOBRE EL MARCO ESTRUCTURAL

Fig. 2-3-1-7

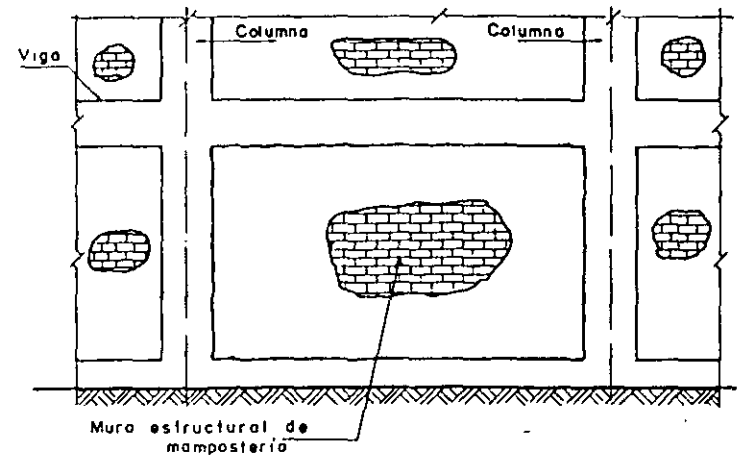
2.3.1

- El acero de refuerzo de los castillos y de las dalas, debe anclarse a las trábes y a las columnas de la estructura. (Fig. - 2.3.1-10)
- Las superficies de las columnas y de las trábes, que estarán en contacto con los muros, deberán tener un acabado rugoso (6mm de profundidad). (Fig. 2.3.1-11)
- Las superficies antes mencionadas deberán estar limpias y libres de polvo, antes del colado o colocación de las piezas que integran a los muros (Fig. --- 2.3.1-11)
- las superficies de contacto antes mencionadas, deberán humedecerse por lo menos durante 24 horas, antes de los colados --- (Fig. 2.3.1-11)



MURO DE CONCRETO

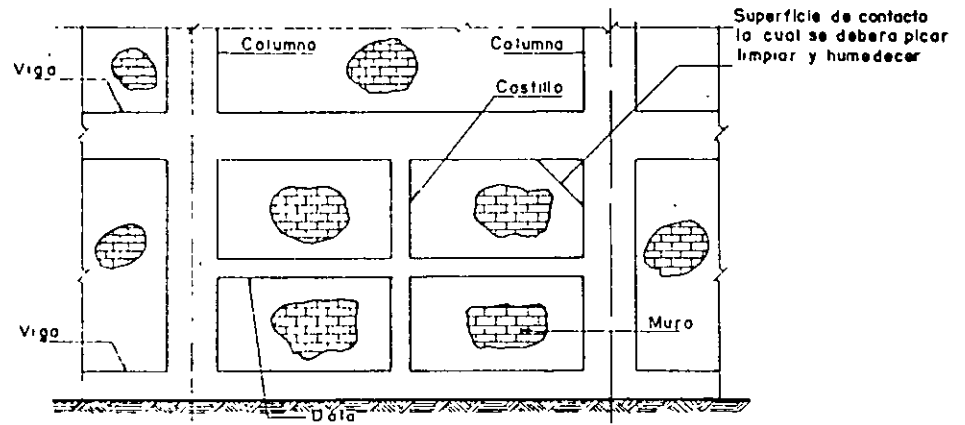
Fig. 2.3.1-3



MURO DE MAMPOSTERIA

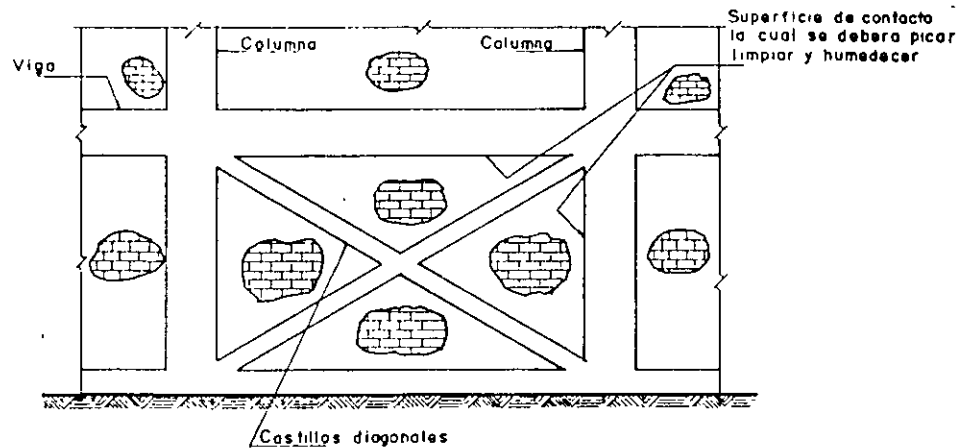
Fig 2.3.1-4

2.3.1



**MURO DE MAMPOSTERIA CON
DALAS Y CASTILLOS**

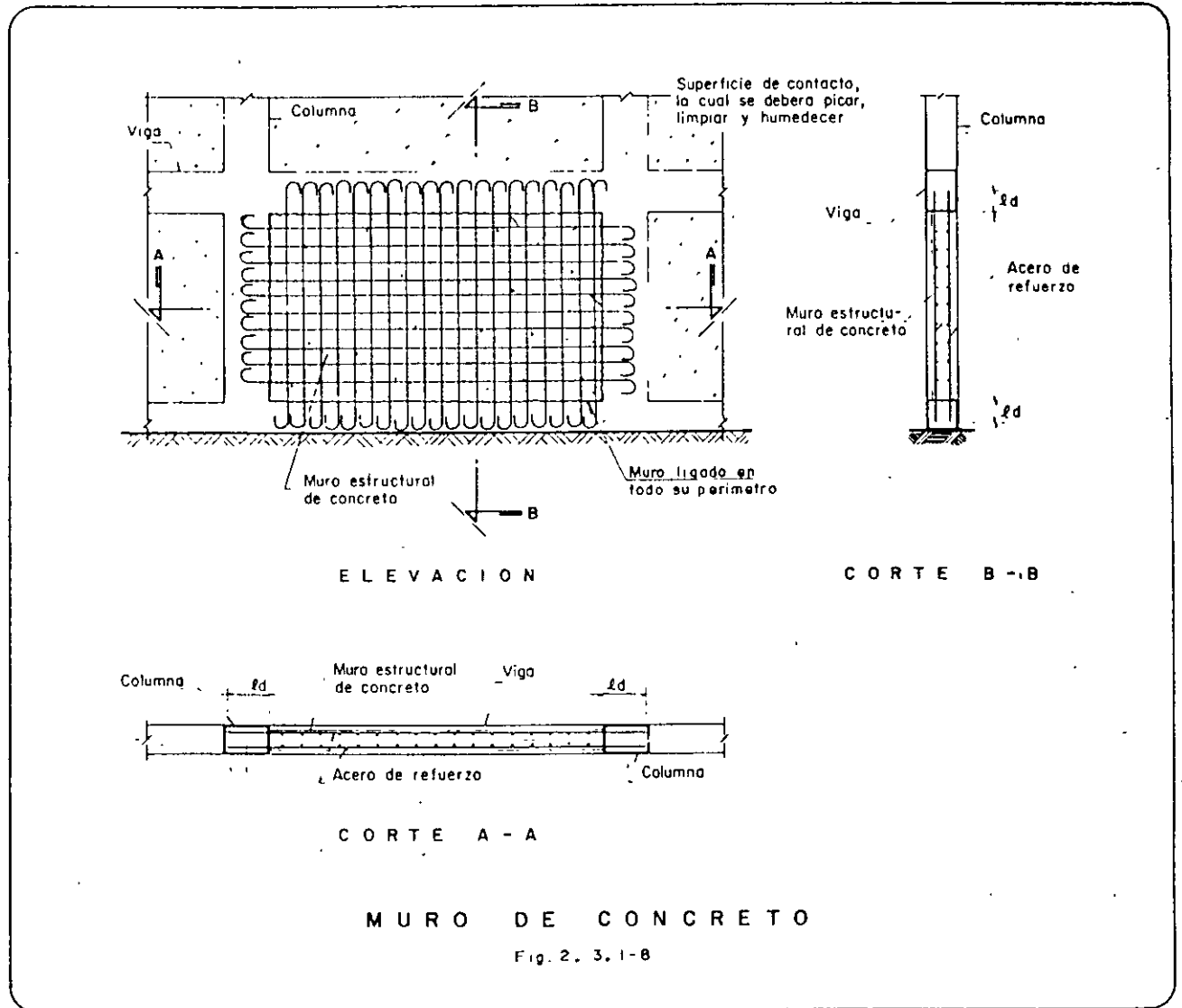
Fig 2 3 1 - 6



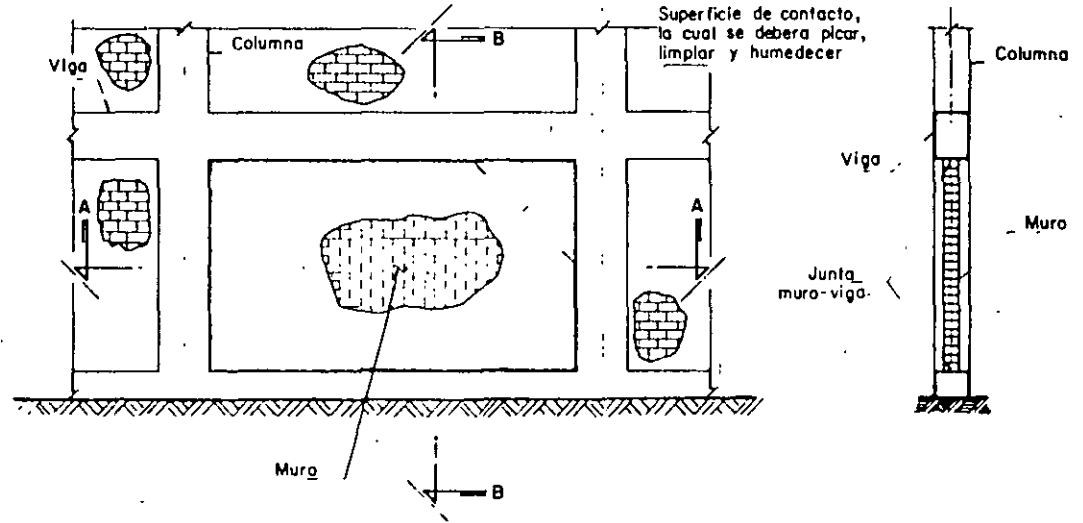
**MURO DE MAMPOSTERIA CON
DIAGONALES DE CONTRAVIENTO**

Fig. 2. 3. 1 - 6

2.3.1

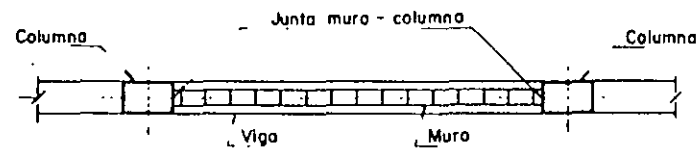


2.3.1



ELEVACION

CORTE B - B

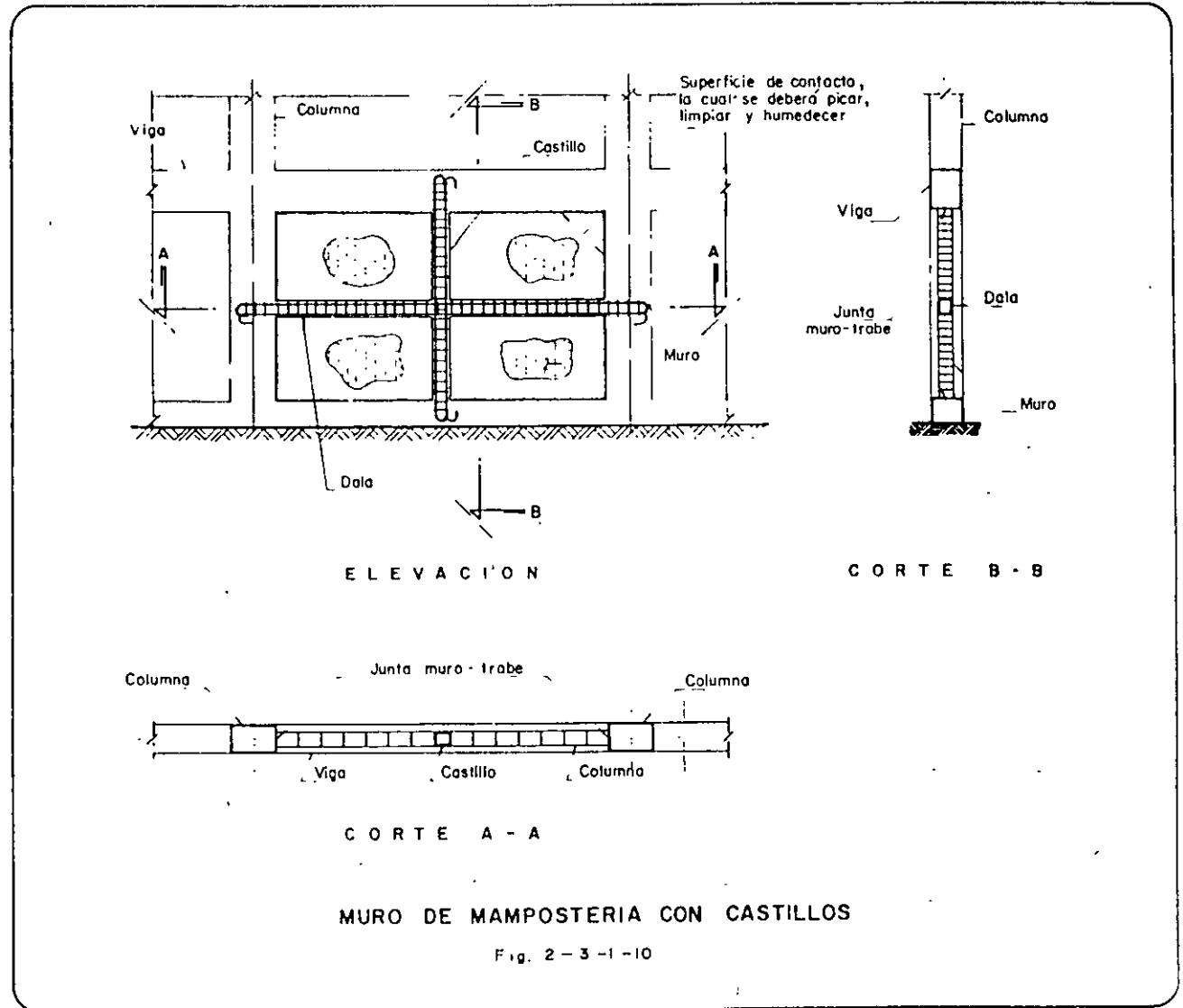


CORTE A - A

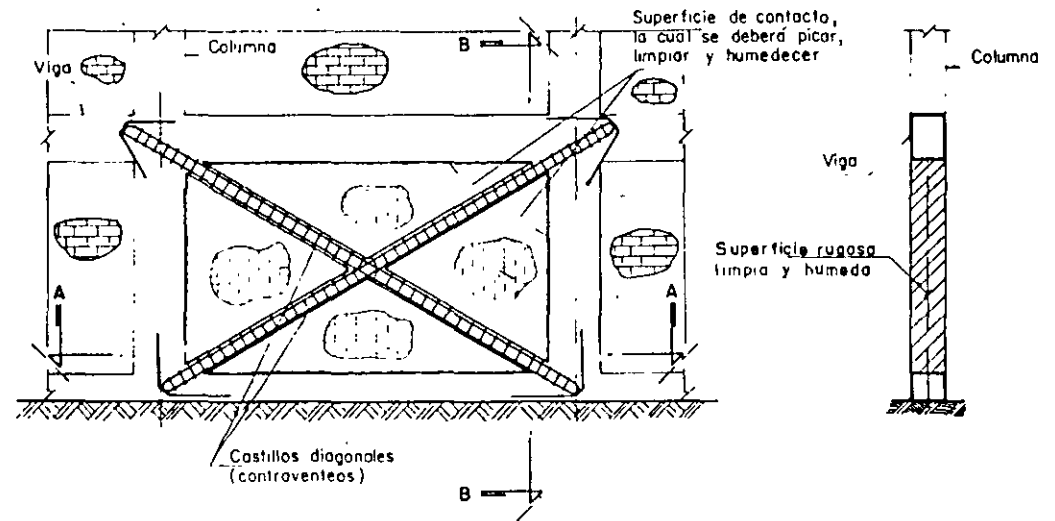
MURO DE MAMPOSTERIA SIN CASTILLOS

Fig. 2-3-1-9

2.3.1

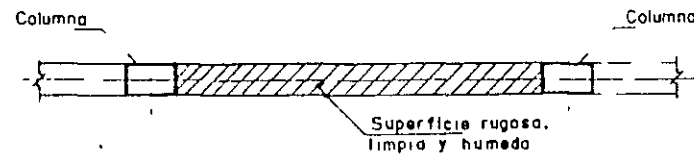


2.3.1



ELEVACION

CORTE B-'B



CORTE A - A

MURO DE MAMPOSTERIA CON CONTRAVENTEOS

Fig. 2, 3, 1-II

2.3.1

Muros no estructurales

g.- Características

- . Se encuentran desligados de la estructura (fig. 2.3.1-12)
- . No contribuyen a la rigidez de la estructura.
- . No restringen los desplazamientos y/o deformaciones de la estructura.
- . Se encuentran fijos a la estructura, para evitar su deslizamiento y volteo (fig. 2.3.1-13 y 2.3.1-14)

h.- Clasificación de los muros no estructurales en función de los materiales.

- . Mampostería
- . Tablaroca
- . Lámina
- . Aglomerados
- . Madera
- . Etc.

i.- Requisitos de diseño

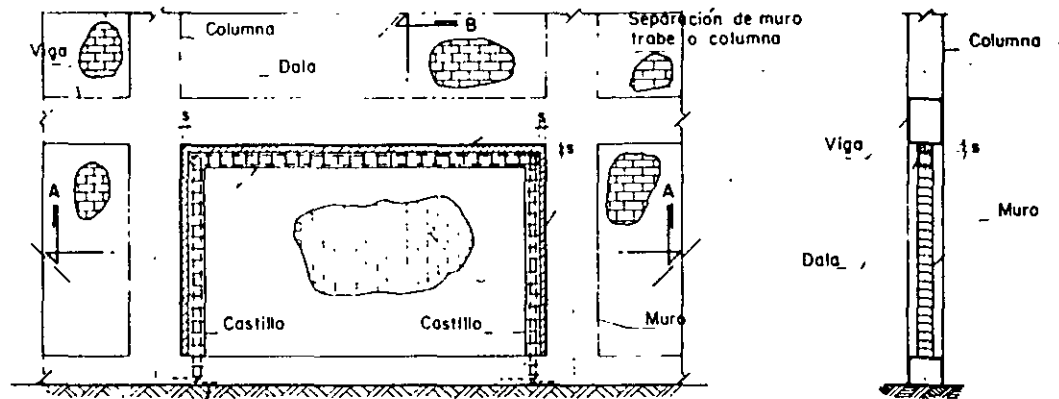
- . Deben diseñarse desde el punto de vista arquitectónico y fijarse adecuadamente a la estructura.
- . Debe indicarse en los planos arquitectónicos y estructurales, señalando claramente su fijación.

- . Deben diseñarse para ser estables - en el sentido perpendicular a su plano.

j.- Requisitos para las uniones de los muros no estructurales con la estructura.

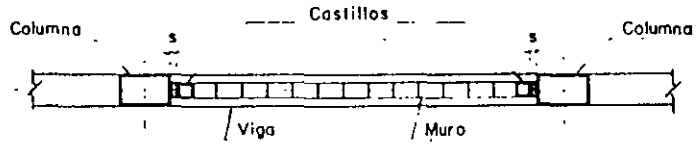
- . Deben estar desligados en su perímetro, excepto en la base

2.3.1



ELEVACION

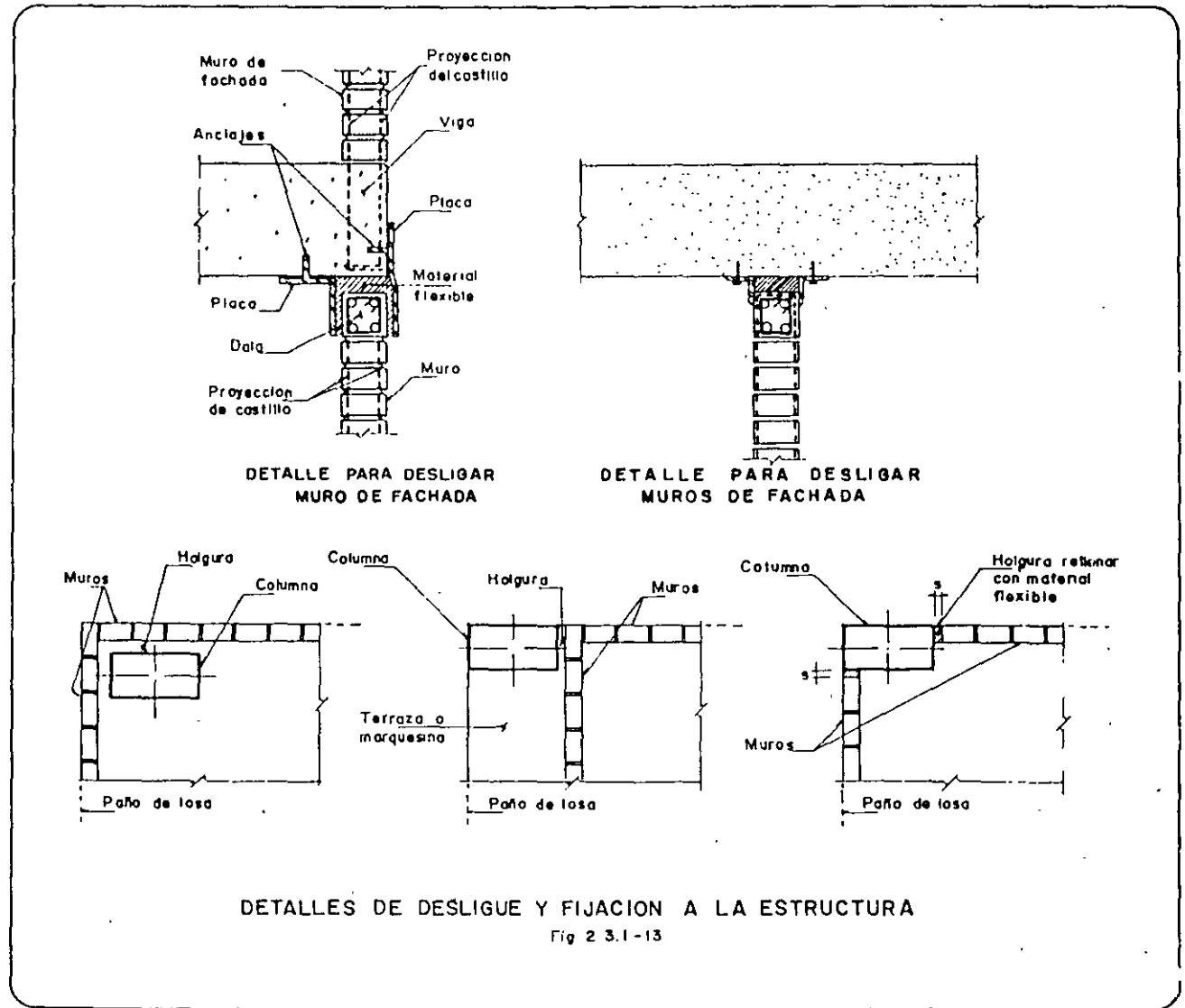
CORTE B - B



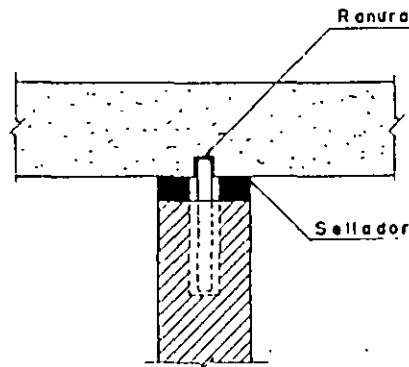
CORTE A - A

MURO DE MAMPOSTERIA DESLIGADO DE LA ESTRUCTURA
(NO ESTRUCTURAL)

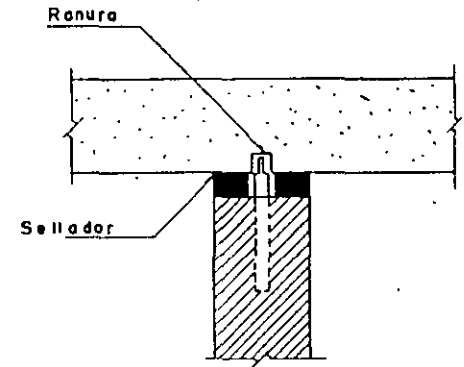
Fig 2-3-1-12



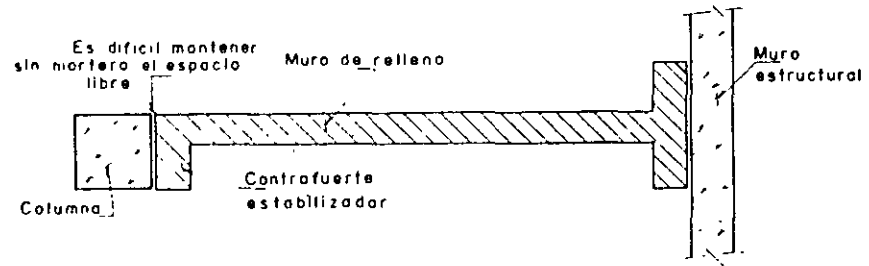
2.3.1



Espiga metálica fijada con mortero dentro de un bloque hueco.



Cinta metálica plana clavada en dirección perpendicular.



DETALLES DE FIJACION DE MUROS NO ESTRUCTURALES PARA OTROS MATERIALES (MADERA, TABLAROCA ETC)

Fig. 2.3.1-14

2.3.2

ARTÍCULO 202.—Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a las fuerzas cortantes horizontales, calculadas con algunos de los métodos de análisis sísmico mencionados en el artículo 203 de este Reglamento, no excederán a 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que los elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como los muros de mampostería, estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por las deformaciones de ésta. En tal caso, el límite en cuestión será de 0.012.

El cálculo de deformaciones laterales podrá omitirse cuando se aplique el método simplificado de análisis sísmico.

a.- En este artículo se indica que:

- Las diferencias entre los desplazamientos laterales permisibles de pisos consecutivos debidos a fuerzas cortantes horizontales serán: (fig. 2.3.2-1)

• Si existen elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables y si dichos elementos no están separados de la estructura principal

$$\Delta_{ip} = 0.006 H_i$$

• Si dichos elementos están separados de la estructura principal:

$$\Delta_{ip} = 0.012 H_i$$

Δ_{ia} = Diferencia de desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a fuerzas cortantes horizontales.

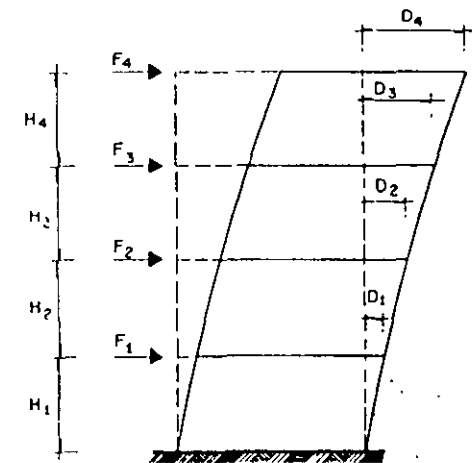
Δ_{ip} = Desplazamientos laterales permisibles de pisos consecutivos debido a fuerzas cortantes horizontales.

$$\Delta_{ia} \leq \Delta_{ip}$$

b.- Objetivos.

- Limitar los desplazamientos laterales de la estructura, teniendo en cuenta una mayor restricción en aquellos ca-

sos en que existan elementos, incapaces de soportar deformaciones apreciables, ligados a la estructura.



$$\Delta'_{ia} = D_i - D_{i-1}$$

D_i = Desplazamiento del piso i debido a fuerzas cortantes horizontales.

D_{i-1} = Desplazamiento del piso $(i-1)$ debido a fuerzas cortantes horizontales.

DESPLAZAMIENTOS EN ENTREPISOS CONSECUTIVOS

Fig. 2.3.2 - 1

EJEMPLO: Sea entrepiso 2

$$\Delta'_{2a} = D_2 - D_1$$

$$\Delta'_{2a} \leq 0.006 H_2 \delta$$

$$\Delta'_{2a} \leq 0.012 H_2$$

Según sea el caso

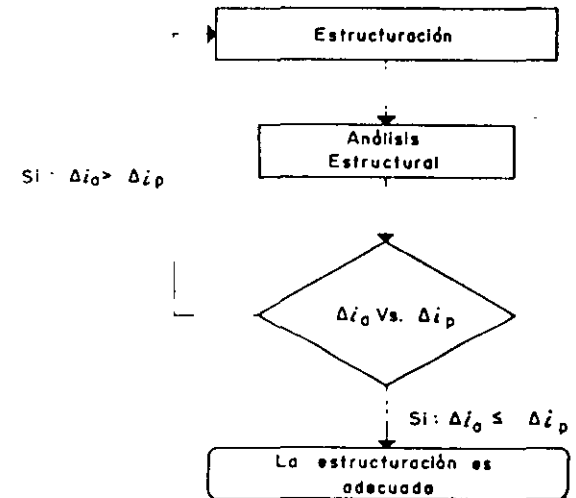
2.3.2

c.- Observaciones.

- Al calcular los desplazamientos debidos a fuerzas cortantes horizontales de los pisos de las estructuras (Δ_i , Δ_{i-1}) se deberá tomar en cuenta el factor de comportamiento sísmico.
- En aquellos casos en que no se cumplan las especificaciones señaladas en este artículo; es decir, que los desplazamientos calculados sean mayores que los permisibles se podrá emplear alguna de las opciones que a continuación se mencionan:
 - . Aumentar las dimensiones de las columnas y trabes.
 - . Aumentar las dimensiones de los muros y contravientos.

d.- Estructuras existentes.

- En el caso de edificios construidos con anterioridad y que de acuerdo con el nuevo reglamento deben de ser revisados, es factible que se tenga que emplear una o más de las opciones indicadas en el inciso c), para lograr que los desplazamientos calculados sean menores que los permisibles.



REVISIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS DE LAS ESTRUCTURAS

Fig 2 3.2 - 2

2.3.3

ARTICULO 210.—En fachadas tanto interiores como exteriores, la colocación de los vidrios en los marcos o la liga de éstos con la estructura serán tales que las deformaciones de ésta no afecten a los vidrios. La holgura que debe dejarse entre vidrios y marcos o entre éstos y la estructura se especificará en las Normas Técnicas Complementarias.

De NTC de sismo

8.10 Revisión por rotura de vidrios

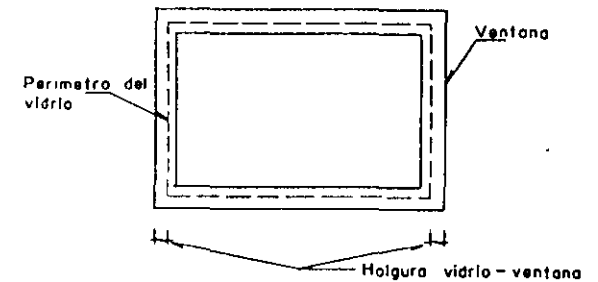
Al revisar con respecto al estado límite por rotura de vidrios se verificará que alrededor de cada tablero de vidrio o cada marco exista una holgura no menor que el desplazamiento relativo entre los extremos del tablero o marco, calculado a partir de la deformación por constante de entrepiso y dividido entre $1 + H_v/B_v$, donde B_v es la base del tablero o marco y H_v su altura.

a.- En este artículo se indica que:

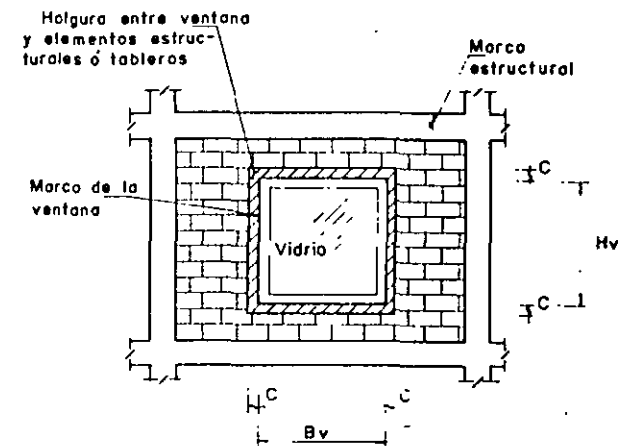
- Las fachadas pueden ser:
 - . Interiores.
 - . Exteriores.
- Deben existir holguras: (fig. 2.3.3-1)
 - . Entre vidrios y marcos de las ventanas (ventanería), definidas por los fabricantes.
 - . Entre los marcos de las ventanas y los elementos estructurales, definidas por el cálculo estructural.

b.- Objetivo.

- Asegurar que los vidrios de las fachadas no se vean dañados bajo la acción de sismos de mediana o gran intensidad
- Evitar peligros para los habitantes de los inmuebles o los transeúntes.
- Evitar gastos de reposición de vidrios.



DE VIDRIOS A MARCOS DE VENTANA



DE MARCOS DE VENTANAS A ESTRUCTURAS

DETALLE DE HOLGURA

Fig. 2.3.3 - 1

2.3.3

c.- Dimensiones de las holguras entre ventanería y elementos estructurales.

- Las dimensiones de las holguras existentes entre los marcos de las ventanas y los elementos estructurales dependen de las deformaciones de los entrepisos, causadas exclusivamente por las fuerzas cortantes horizontales; es decir, no se deben considerar las deformaciones producidas por las cargas axiales en las columnas, ni la rotación de la base de la estructura producida por su interrelación con el suelo. (fig. 2.3.3-2)

- Las holguras entre las ventaneras y los elementos estructurales serán:

$$C \geq \frac{d}{(1 + H_v / B_v)}$$

donde:

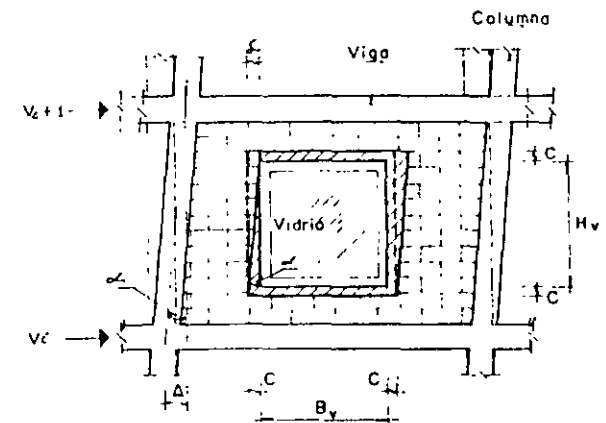
B_v = Ancho del marco de la ventana.

H_v = Altura del marco de la ventana.

C = Holgura total entre marcos de ventana y elementos estructurales.

= Deformación por cortante de entrepisos.

d = Desplazamiento relativo entre los extremos del tablero o marco de la estructura calculada a partir de la deformación por cortante del entrepiso.



Δ = Deformación del entrepiso causada exclusivamente por fuerzas cortantes consideradas.

DETALLE DE HOLGURA ENTRE MARCOS DE VENTANERÍA Y ESTRUCTURA

2.3.3

d.- Materiales que se pueden utilizar - para el aislamiento:

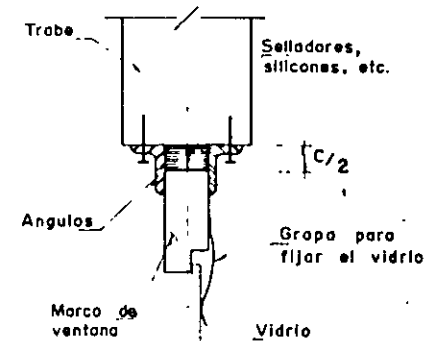
- De las ventanas con respecto a la estructura:
 - Sellador
 - Silicones
 - Etc.
- De los vidrios con respecto a los marcos de las ventanas:
 - Macilla
 - Mastique
 - Sellador
 - Etc.

e.- Fijación de las ventanas a las estructuras

- Se deben fijar las ventanas a la estructura de tal manera que se impidan los movimientos perpendiculares a su plano. Para ello se pueden colocar, entre otras cosas, ángulos metálicos a distancias -- adecuadas (fig. 2.3.3-3).

f.- Fijación de los vidrios a las ventanas

- Se seguirá la práctica establecida por los fabricantes de ventaneria.



DETALLES DE FIJACION DE MARCOS DE VENTANAS A ESTRUCTURAS

Fig. 2.3.3 - 3

2.3.4

ARTÍCULO 211.—Toda construcción deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos una distancia no menor de 5 cm ni menor que el desplazamiento horizontal calculado para el nivel de que se trate. El desplazamiento horizontal calculado se obtendrá con las fuerzas sísmicas reducidas según los criterios que fijan las Normas Técnicas Complementarias y se multiplicará por el factor de comportamiento sísmico marcado por dichas Normas, aumentado en 0.001, 0.003 o 0.006 de la altura de dicho nivel sobre el terreno en las zonas I, II o III, respectivamente.

Si se emplea el método simplificado de análisis sísmico, la separación mencionada no será, en ningún nivel, menor de 5 cm ni menor de la altura del nivel sobre el terreno multiplicada por 0.001, 0.003 o 0.006 según que la construcción se halle en la zona I, II o III, respectivamente.

La separación entre cuerpos de un mismo edificio o entre edificaciones adyacentes será cuando menos igual a la suma de las que de acuerdo con los párrafos precedentes corresponden a cada uno.

Se mostrarán en los planos arquitectónicos y en los estructurales las separaciones que deben dejarse en los linderos y entre cuerpos de un mismo edificio.

Los espacios entre construcciones colindantes y entre cuerpos de un mismo edificio deben quedar libres de todo material. Si se usan tapajuntas, éstas deben permitir los desplazamientos relativos tanto en su plano como perpendicularmente a él.

a.- En este artículo se indica que:

- Las construcciones deberán separarse de sus linderos una distancia - (fig. 2.3.4-1)

* Cuando se emplean los métodos estático y dinámico.

$$S \geq \begin{cases} 5 \text{ cm} \\ \Delta \end{cases}$$

donde:

S = Separación de la construcción -- con el lindero.

Δ = Desplazamiento máximo horizontal del edificio.

- Los desplazamientos máximos horizontales de los edificios se obtendrán (Δ):

. Tomando en cuenta las fuerzas -- sísmicas reducidas.

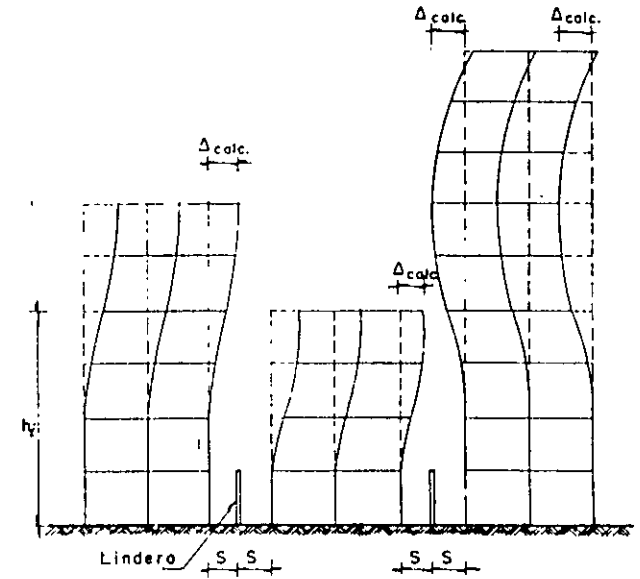
. Obteniendo el desplazamiento máximo horizontal calculado (Δ_{calc})

Luego.

$$\Delta = \Delta_{calc} \times Q \begin{cases} 0.001h_i & \text{ZONA I} \\ 0.003h_i & \text{ZONA II} \\ 0.006h_i & \text{ZONA III.} \end{cases}$$

donde.

Q = Factor de comportamiento sísmico.



Donde :

S = separación de la construcción con el lindero.

SEPARACION DE EDIFICIOS

Fig. 2.3.4-1

h_i = Altura del nivel en que se presenta el desplazamiento máximo horizontal sobre el terreno.

Δ_{calc} = deformación calculada en el análisis estructural.

2.3.4

* Cuando se emplea el método simplificado.

		Zona
S	5 cm	
	0.007h _i	I
	0.009h _i	II
	0.012h _i	III

- La separación entre cuerpos de un mismo edificio y entre edificios-adyacentes será: (fig. 2.3.4-2)

$$S_t = S_1 + S_2$$

donde:

S_t = Separación total

S_1 = Separación correspondiente al edificio 1.

S_2 = Separación correspondiente al edificio 2

- La separación entre cuerpos de un mismo edificio y entre edificios-adyacentes se indicará en:

- . Planos arquitectónicos
- . Planos estructurales

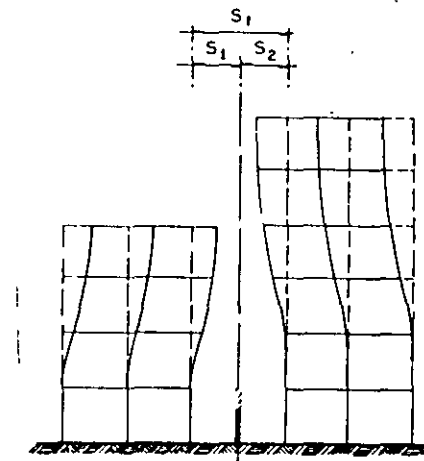
- Si se utilizan tapajuntas, estos permitirán el libre desplazamiento:

- . En su plano
- . Perpendicular a su plano
- . Estarán libres de todo material

b.- Objetivo

- Evitar que los edificios que se construyan, no tengan posibilidad de chocar con las construcciones colindantes, cuando se presenten sismos de magnitud considerable.

- Este tema es similar al que se plantea en los artículos 177 y 209, con la diferencia de que en él, se toman en cuenta aspectos cuantitativos.



SEPARACION TOTAL ENTRE EDIFICIOS

Fig. 2.3.4 - 2

2.3.4

c.- Comentarios.

- Se observa que la separación entre edificios y entre cuerpos de un mismo edificio, son notablemente mayores para la zona III que para las zonas de transición (II) y de lomas (I).
- El intervalo de las separaciones de los edificios con sus linderos, cuando se aplica el método simplificado son:

Z O N A	INTERVALO (cm)
Lomas (I)	5 - 9
Transición (II)	5 - 12
Lacustre (III)	5 - 16

- Al definir la estructuración de los edificios se suponen separaciones entre sus cuerpos, o con los edificios colindantes. Al llevar a cabo el análisis estructural del mismo es factible se modifique esta separación de acuerdo con los desplazamientos calculados.

- El cumplimiento de este artículo es de gran importancia, debido a que las estructuras pueden estar bien diseñadas pero si no tiene la separación adecuada, podrán sufrir daños importantes provocados por el impacto con los edificios vecinos.
- Esta especificación presenta notables modificaciones, respecto al reglamento de construcciones de 1977 debido al gran número de edificios que sufrieron grandes daños durante los sismos de septiembre de 1985, provocados por el choque entre ellos.

2.4.1 DISEÑO DE CIMENTACIONES

ARTICULO 219.- Para fines de este Título, el Distrito Federal se divide en tres zonas con las siguientes características generales:

Zona I.—Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta Zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena.

Zona II.—Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre, el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros, y

Zona III.—Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente comprensible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

La zona a que corresponda un predio se determinará a partir de las investigaciones que se realicen en el subsuelo del predio objeto de estudio, tal y como lo establezcan las Normas Técnicas Complementarias. En caso de construcciones ligeras o medianas, cuyas características se definen en dichas Normas, podrá determinarse la zona mediante el mapa incluido en las mismas, si el predio está dentro de la porción zonificada; los predios ubicados a menos de 200 m de las fronteras entre dos de las zonas antes descritas se supondrán ubicados en la más desfavorable.

a.- En este artículo se indica que:

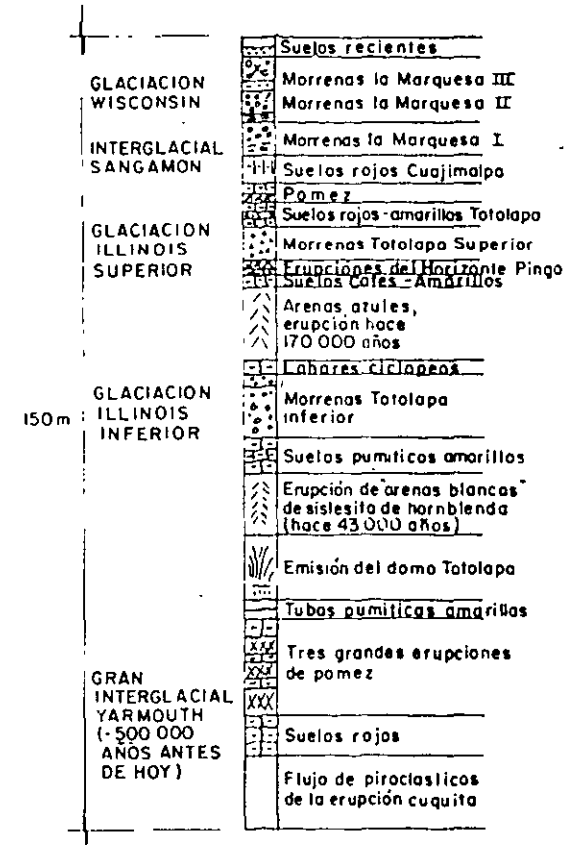
- El Distrito Federal se subdivide en:
 - . Zona I (Lomas)
 - . Zona II (Transición)
 - . Zona III (Lacustre)
- Las estructuras se pueden clasificar en:
 - . Ligeras
 - . Medianas
 - . Pesadas

b.- Objetivo

Definir las zonas geológicas en las que se ubican los predios en donde se van a construir edificios, de acuerdo con la clasificación establecida por el Departamento de Distrito Federal.

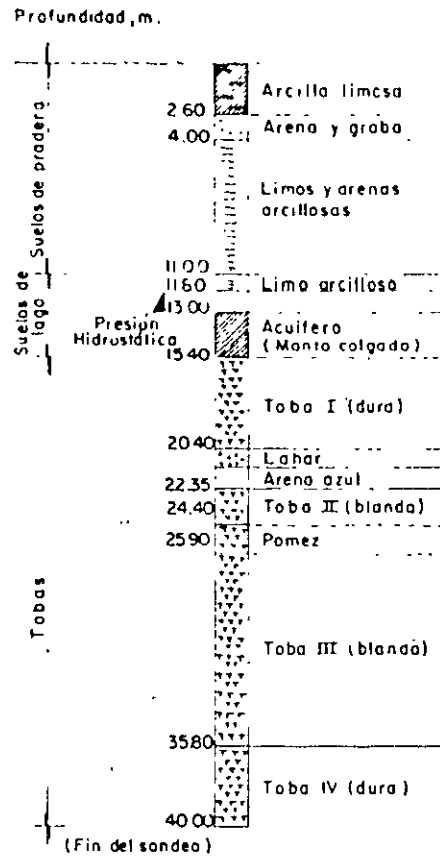
c.- Estratigrafías

Se muestran estratigrafías típicas de las tres zonas en las que se subdivide el Distrito Federal (figs. 2.4.1-1, 2.4.1-2 y 2.4.1-3).



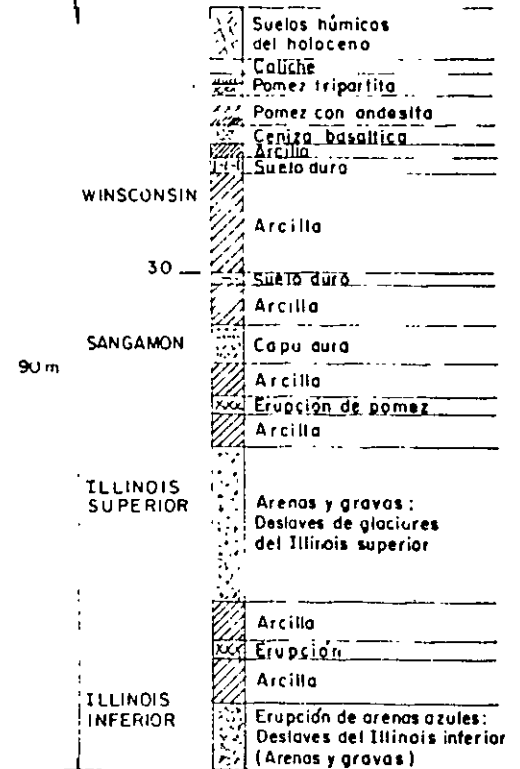
ESTRATIGRAFIA TÍPICA EN LA ZONA DE LOMAS

Fig. 2.4.1 - 1



ESTRATIGRAFIA TÍPICA EN LA ZONA DE TRANSICIÓN

Fig 2.4.1 - 2



ESTRATIGRAFIA TÍPICA EN LA ZONA DEL LAGO.

Fig. 2.4.1 - 3

2.4.1

d.- Definición del tipo de suelo

Para definir el tipo de suelo en el que se ubicarán las estructuras, se toman en cuenta las siguientes indicaciones: (fig. 2.4.1-5)

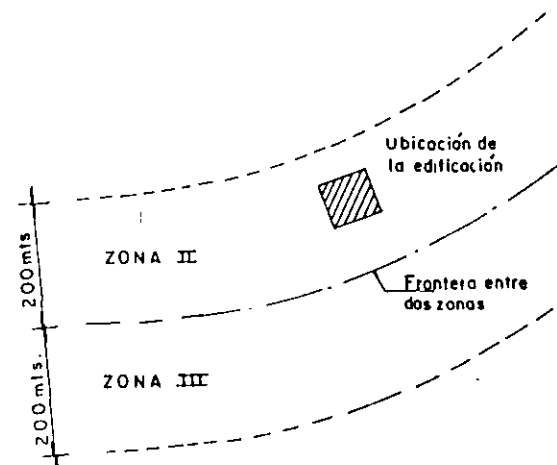
- Para estructuras ligeras y medianas, se puede determinar el tipo de suelo directamente del mapa de zonificación del Distrito Federal. Sin embargo es recomendable llevar a cabo estudios de mecánica de suelos que permita clasificar al suelo con información más precisa.
- Si el predio se encuentra dentro de una franja de 200 m, de la frontera entre dos zonas, se supondrá ubicada en la zona más desfavorable (fig. 2.4.1-4).

Edificación	Definición de tipo de Suelo
- Ligeras	Directamente del mapa de zonificación de la Ciudad de México
- Medianas	Directamente del mapa de zonificación de la Ciudad de México
- Pesadas	Del estudio de Mecánica de suelos

(Fig. 2.4.1-5)

e.- Observación

Aunque el estudio de mecánica de suelos reclasifique geotécnicamente un lugar, deberá emplearse el coeficiente sísmico correspondiente a su ubicación en el mapa.



Nota:
Se ubicará la estructura en la zona más desfavorable, en este caso en la Zona III

**PREDIOS UBICADOS EN AREAS
FRONTERIZAS ENTRE DOS
ZONAS**

Fig. 2.4.1-4

2.4.1

- Para estructuras pesadas se define el tipo de suelo del predio en que se ubicarán, con base en los estudios de mecánica de suelos como se especifica en las NTC para diseño de cimentaciones.

- No se recomienda
 - . Zapatas aisladas
 - . Zapatas corridas
 - . Losas de cimentación

f.- Recomendaciones

Es conveniente emplear cimentaciones superficiales en zonas de suelo duro y cimentaciones profundas en zonas de suelo compresibles.

Con base en lo anterior.

* En zonas de suelo duro.

- Se recomienda:

- . Zapatas aisladas
- . Zapatas corridas
- . Losas de cimentación

- No se recomienda:

- . Cimentaciones compensadas
- . Cimentaciones a base de pilotes.

* En zonas de suelo compresible.

- Se recomienda:

- . Cajones de cimentación
- . Cajones de cimentación con pilotes de fricción o de control.

2.4.2

72

ARTICULO 221.—Deberán investigarse el tipo y las condiciones de cimentación de las construcciones colindantes en materia de estabilidad, hundimientos, emersiones, agrietamientos del suelo y desplomes, y tomarse en cuenta en el diseño y construcción de la cimentación en proyecto.

Asimismo, se investigarán la localización y las características de las obras subterráneas cercanas, existentes o proyectadas, pertenecientes a la red de transporte colectivo, de drenaje y de otros servicios públicos, con objeto de verificar que la construcción no cause daños a tales instalaciones ni sea afectada por ellas.

a.- En este artículo se indica que:

- Se deben investigar las condiciones de las cimentaciones de los edificios colindantes en lo correspondiente a: (fig. 2.4.2-1)

- . Inestabilidad
- . Hundimientos
- . Emersión
- . Agrietamiento del suelo
- . Desplome

- Se requiere tener conocimiento de las construcciones que puedan --- afectar o verse afectadas por el edificio en construcción.

Las construcciones que pueden ver se afectadas o afectar a la estructura en proyecto, pueden tener:

- . Colindancia directa
- . Colindancia indirecta

- Se deben investigar las obras subterráneas cercanas, ya sea existentes o proyectadas que pueden afectar o verse afectadas por la estructura en proyecto, tales como:

- . Red de transporte colectivo
- . Drenaje
- . Otros servicios públicos

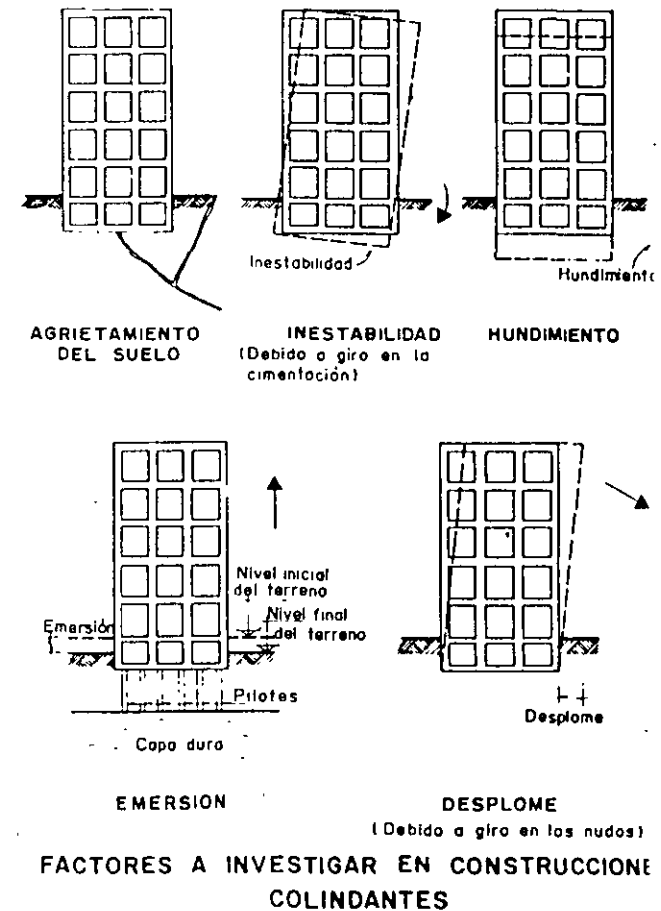


Fig. 2.4.2-1

2.4.2

b.- Objetivos

- Evitar que con el tiempo, o bajo la acción de solicitaciones eventuales o accidentales se presenten deformaciones o desplazamientos en las estructuras provocados por los hundimientos, emersiones, etc., del suelo (fig. 2.4.2-2).
- Evitar que debido a las características de la estructura por construir, se vean afectadas las construcciones colindantes y las obras subterráneas ubicadas en las cercanías (fig. 2.4.2-3)

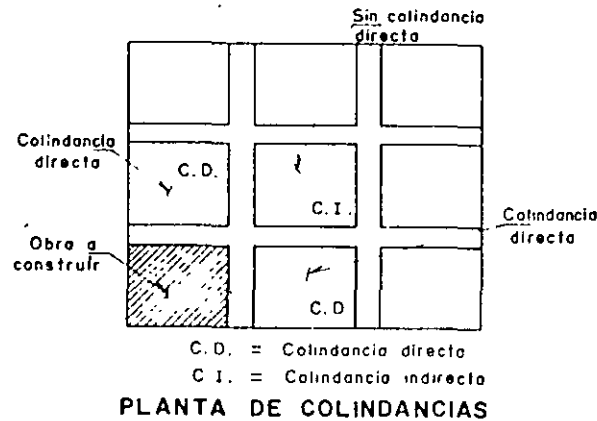
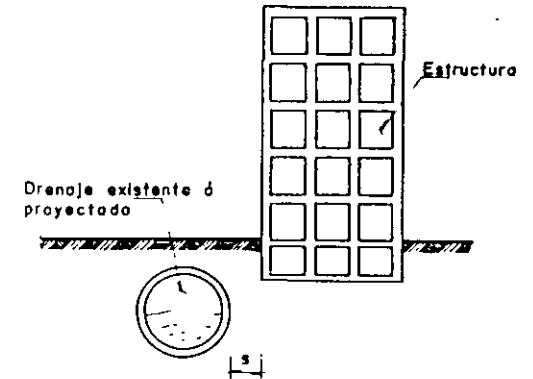
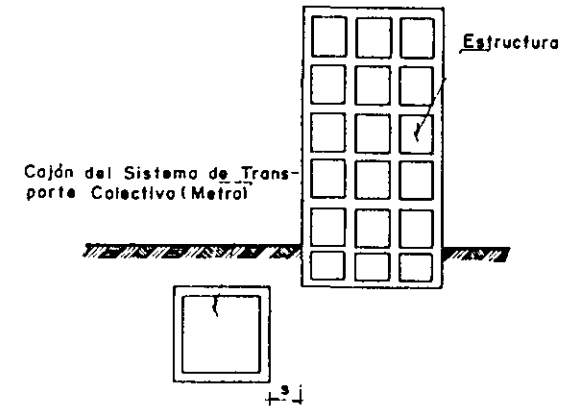


Fig. 2 4 2 - 2



OBRAS DE DRENAJE



OBRAS DE TRANSPORTE SUBTERRANEO

OBRAS SUBTERRANEAS

Fig. 2 4 2 - 3

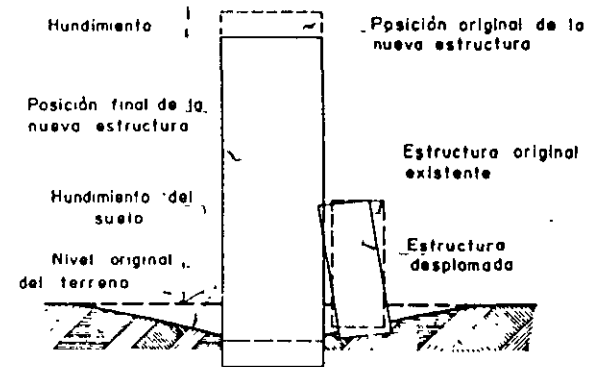
2.4.2

74

c.- Investigación de edificios y obras colindantes

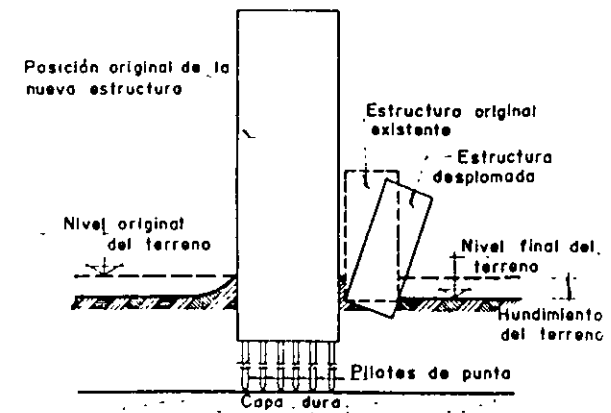
- Se deberán estudiar las cimentaciones de cada una de las edificaciones colindantes directa o indirectamente, en lo referente a:

- . Tipo de cimentación
 - . Condiciones actuales de la cimentación
 - . Relación cimentación-suelo-estructura
 - . Influencia de la nueva cimentación en las ya existentes
 - . Influencia de las cimentaciones existentes en la nueva
- Los factores que deben tomarse en cuenta para definir la cimentación adecuada y posteriormente la estructuración definitiva son:
- . Peso de la estructura (fig. 2.4.2-4)
 - . Colindancias (fig. 2.4.2-5)
 - . Rigidez de la estructura
 - . Zona del D.F. en la que se ubicará el edificio.



Influencia de los hundimientos del suelo en estructuras existentes, provocadas por nuevas estructuras de gran peso

Fig. 2.4.2 - 4



Influencia de la emersión del suelo en estructuras existentes, provocada por nuevas estructuras piloteadas

Fig. 2.4.2 - 5

2.4.2

d.- Recomendaciones

- Todas las estructuras que se vayan a construir cerca de obras públicas de gran importancia (red de transporte colectivo, drenaje, etc.), se someterán a la revisión y aprobación de las autoridades correspondientes.
- Las edificaciones que se construirán en zonas de la Ciudad en que se presentan suelos compresibles, requieren mayor cuidado tanto al definir la estructura como en el diseño estructural y en su construcción, ya que los problemas que ahí se presentan son más graves que los correspondientes a zonas de suelos duros.
- Es conveniente que las cimentaciones de las nuevas construcciones sean compatibles en sus deformaciones (hundimientos, emersiones, etc.) con las correspondientes de las estructuras colindantes.
- Las cimentaciones de las nuevas construcciones no deben introducir acciones adicionales a las obras subterráneas cercanas.

2.5 OBRAS PROVISIONALES Y MODIFICACIONES

ARTICULO 218. C. Las modificaciones de construcciones existentes, que impliquen una alteración en su funcionamiento estructural, serán objeto de un proyecto estructural que garantice que tanto la zona modificada como la estructura en su conjunto y su cimentación cumplen con los requisitos de seguridad de este Reglamento. El proyecto deberá incluir los apuntalamientos, rigidizaciones y demás precauciones que se necesiten durante la ejecución de las modificaciones.

a.- En este artículo se indica que:

Las modificaciones a edificios existentes: (fig. 2.5.1-1)

- Deberán realizarse después de llevar a cabo una revisión muy cuidadosa del proyecto estructural.
- Deberán ser aprobadas por el Director Responsable de Obra y/o Corresponsable en seguridad estructural.
- Deberán partir de un rediseño estructural que incluya los aspectos correspondientes a:
 - . La propia estructura
 - . La cimentación
 - . Los apuntalamientos
 - . Las rigidizaciones
 - . Los procedimientos constructivos
 - . Etc.

b.- Objetivo

- Evitar que modificaciones locales de la estructura afecten desfavorablemente el comportamiento general de la misma.

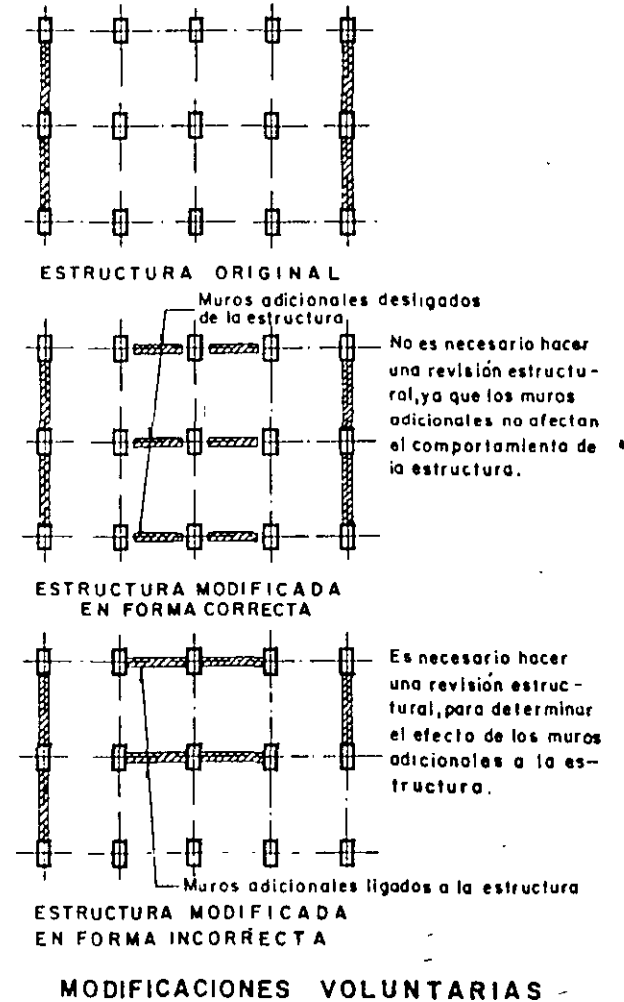


Fig. 2.5.1 - 1

2.5.1

78

c.- Se tienen experiencias de edificios que fallan de manera parcial o total y en algunos casos llegan hasta el colapso, por modificaciones realizadas incorrectamente a la estructura.

d.- Clasificación de las modificaciones:

- Las modificaciones que pueden sufrir las estructuras son:
 - . Modificaciones voluntarias (ampliación, remodelación, refuerzo, etc.) (Fig. 2.5.1-2).
 - . Modificaciones involuntarias -- (por falta de mantenimiento, -- por uso inadecuado del inmueble, etc.) (Fig. 2.5.1-3).

Posibles daños

- . Daños en elementos secundarios
- . Daños en elementos principales
- . Colapso parcial de la estructura
- . Colapso total de la estructura

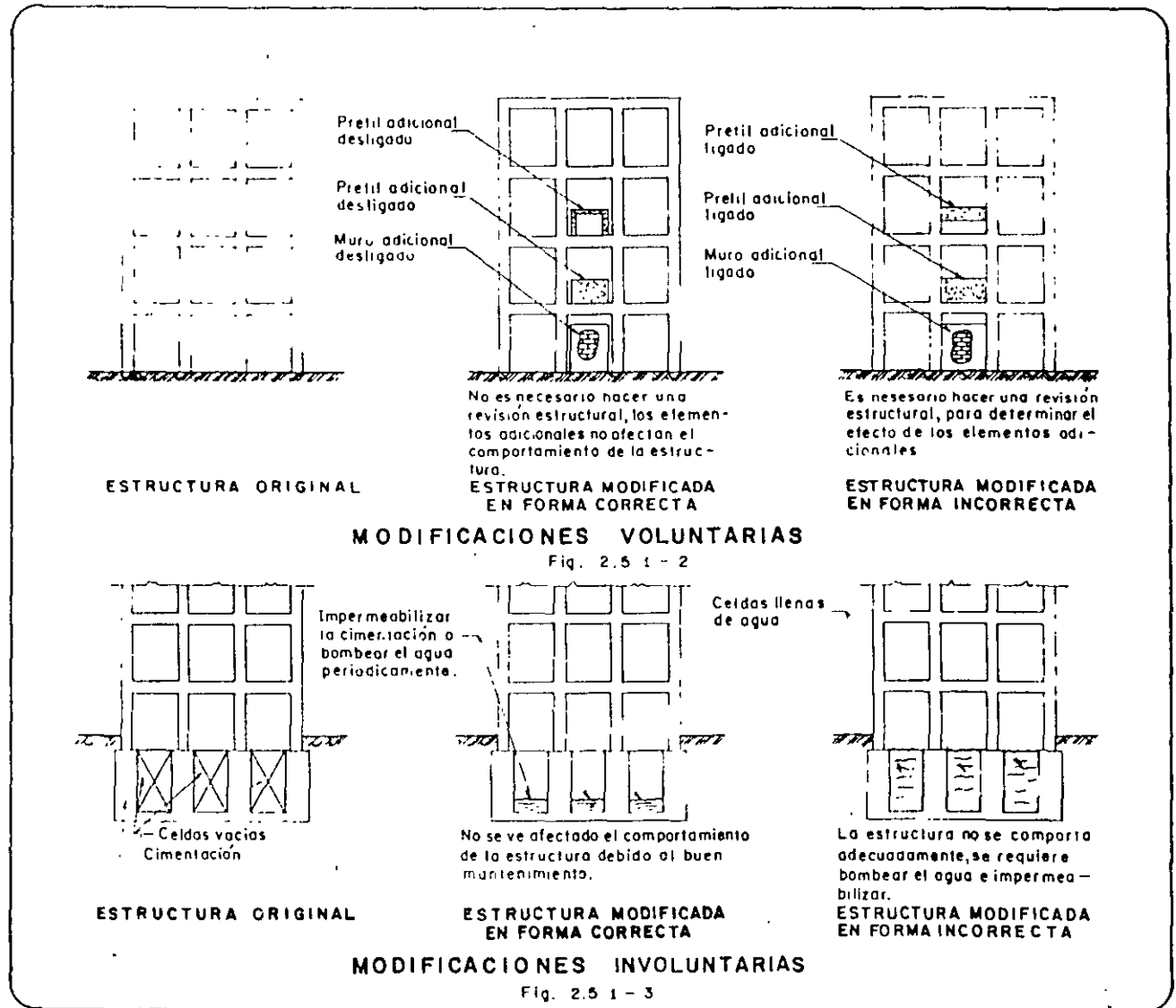
e.- Recomendaciones

- Cuando la modificación consista en la modernización de la fachada mediante elementos colados in situ o prefabricados, éstos no deberán ligarse a la estructura.
- Se deberán rediseñar las cimentaciones de acuerdo con las modifica-

ciones que se les hagan a las estructuras.

- Cualquier modificación de la estructura o de la cimentación deberá ser revisada y aprobada por el director responsable de obra y/o corresponsable en seguridad estructural.
- En caso de que las estructuras o cimentaciones sean modificadas y no se les haya sometido a una revisión estructural, el propietario, el director responsable de obra y el corresponsable en seguridad estructural serán responsables del comportamiento de la edificación.
- Si las estructuras son modificadas inadecuadamente, pueden sufrir daños no solo por sismo, sino también por cargas gravitacionales.
- Cuando la edificación se encuentre ubicada en la zona III, los problemas antes mencionados se amplifican considerablemente.

2.5.1



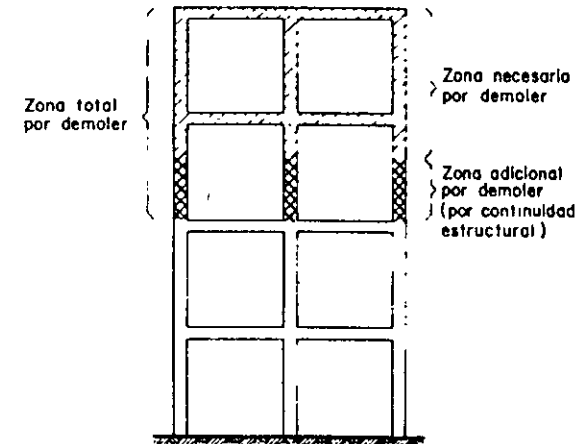
2.6 CAPITULO UNICO

ARTICULO 323.— Cuando el Departamento tenga conocimiento de que una edificación, estructura, instalación o accesorio le presente algún peligro para las personas o bienes, el Departamento podrá ordenar la demolición total o parcial de la misma, cuando la demolición total o parcial de la misma sea necesaria de conformidad con la Ley.

Cuando la demolición total o parcial de la misma sea necesaria de conformidad con la Ley, esta demolición total o parcial deberá ser en forma parcial, esta demolición también la parte que resulte afectada por la continuidad estructural.

a.- En este artículo se indica que:

- . Las edificaciones
 - . Las estructuras o
 - . Las instalaciones
- Que presenten:
 - . Peligro para personas
 - . Peligro para bienes
 - Deberán ser:
 - . Apuntalados
 - . Reparados
 - . Demolidos parcial o totalmente
 - Por el:
 - . Propietario o
 - . Poseedor
 - Previo dictamen técnico del Departamento del Distrito Federal y con forme a lo señalado en el Reglamento de Construcciones.
 - Las demoliciones parciales incluirán toda parte de la estructura -- que se vea afectada, directa o indirectamente, por la continuidad estructural (Fig. 2.6.1-1)



DEMOLICION PARCIAL DEL EDIFICIO

Fig. 2.6.1-1

2.6.1

B.- Objetivos

Llevar a cabo, con la urgencia del caso. Las reparaciones, refuerzos y demoliciones necesarias para evitar fallas en la estructura o el colapso parcial o total de la misma.

C.- Recomendaciones

Al realizar:

- El apuntalamiento parcial o total de la estructura
- La reparación parcial o total de la estructura
- La demolición parcial de la estructura

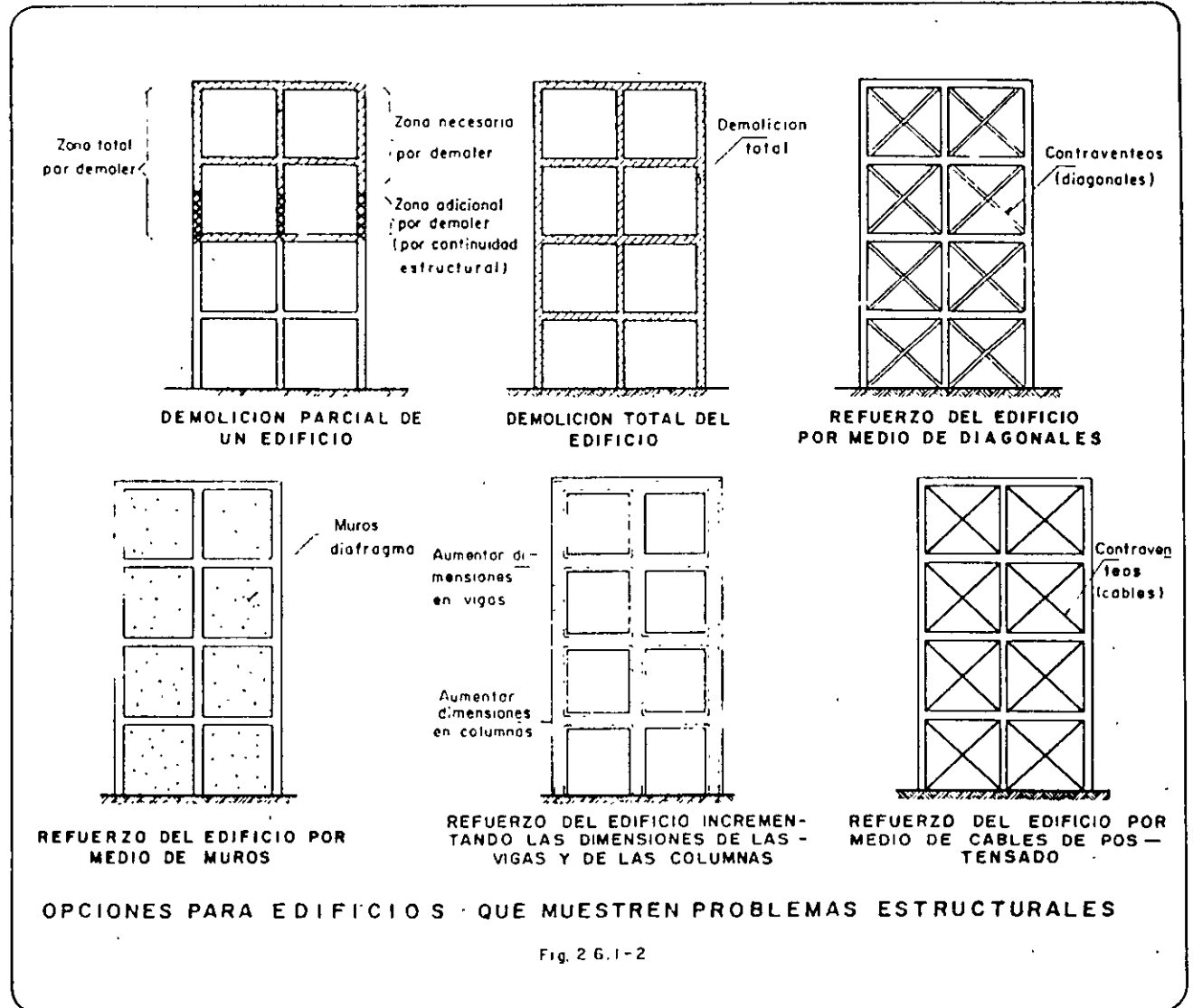
Es indispensable que se tomen en cuenta los siguientes aspectos:

- Establecer la estructuración real del inmueble.
- Llevar a cabo un estudio para determinar la calidad de los materiales existentes en la estructura.
- Llevar a cabo, cuando el caso lo amerite, pruebas dinámicas que proporcionen índices del comportamiento real de la estructura, ante sismos de cierta magnitud, tan

to antes como después de las obras realizadas en ella.

- Analizar cuidadosamente la estructura original y las características estructurales del edificio.
- Definir las causas que originan la inseguridad de la estructura.
- Establecer la nueva estructura y/o refuerzo del edificio o tomar la decisión de demolerlo parcial o totalmente.
- Tomar en cuenta en la cimentación y en el terreno los cambios a realizar en la estructura y llevar a cabo las medidas requeridas en la cimentación.
- Establecer cuidadosamente el proceso constructivo requerido para realizar las obras antes mencionadas (apuntalamientos, demoliciones parciales o totales, etc.)
- Contar con el visto bueno, por escrito, del Director Responsable de Obra y/o del Corresponsable en seguridad Estructural.
- Realizar la reparación, refuerzo o demolición requeridos.

2.6.1



3.- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo

3.2 ESPECTROS PARA DISEÑO SISMICO

3. ESPECTROS PARA DISEÑO SISMICO

Cuando se aplique el análisis dinámico modal que especifica la sección 9 de estas normas, se adoptarán las siguientes hipótesis para el análisis de la estructura:

La ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, está dada por las siguientes expresiones:

$$a = (1 + 3T/T_a)c/q, \text{ si } T \text{ es menor que } T_a$$

$$a = c, \text{ si } T \text{ está entre } T_a \text{ y } T_b$$

$$a = qc, \text{ si } T \text{ excede de } T_b$$

$$q = (T_b/T)^r$$

T es el periodo natural de interés; T_a , T_b y T_c están expresados en segundos; c es el coeficiente sísmico, y r un exponente que depende de la zona en que se halla la estructura.

El coeficiente c se obtiene del artículo 206 del Reglamento, salvo que en la parte sombreada de la zona II en la figura 3.1 se tomará $c = 0.4$ para las estructuras del grupo B, y $c = 0.6$ para las del A.

T_a , T_b y r se consignan en la tabla 3.1.

Tabla 3.1 Valores de T_a , T_b y r

Zona	T_a	T_b	r
I	0.2	0.6	1/2
II*	0.3	1.5	2/3
III*	0.6	3.9	1

* no sombreada en la figura 3.1.
 y parte sombreada de la zona II en la Figura 3.1

a.- En este artículo se indica que:

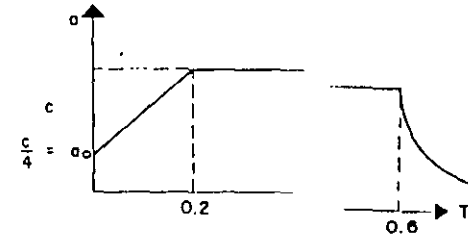
- Para el análisis dinámico modal empleado en las estructuras, se deberán utilizar los espectros de diseño mostrados a continuación (fig. 3.2-1)

b.- Objetivo

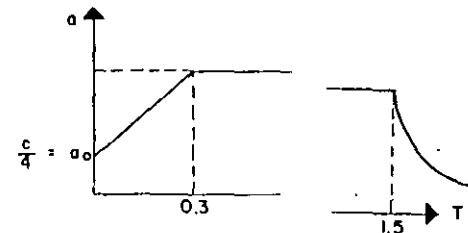
Definir las características de los espectros de diseño sísmico para cada zona de la ciudad.

c.- Comentarios

- En el apéndice de las NTC para diseño por sismo se plantea una alternativa para reducir el plato del espectro, en función de los períodos del suelo y de la estructura.

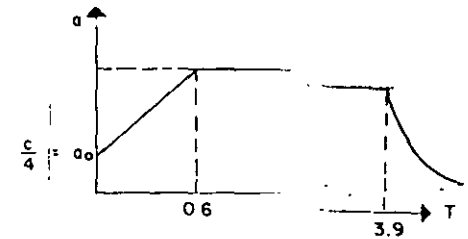


ZONA I



ZONA II

$c = 0.4$ Para estructuras del grupo B.
 $c = 0.6$ Para estructuras del grupo A.



ZONA III

ESPECTROS DE DISEÑO

Fig. 3.2-1

NOTA: Los dibujos no están a escala.

d.- Recomendaciones

- Se deberá, en la medida de lo posible, evitar que el período de vibración de la estructura este dentro del rango desfavorable del espectro de diseño para la zona donde se ubica el edificio.
- En general se recomienda:
 - . Construir estructuras flexibles en zona I.
 - . Construir estructuras rígidas en zona III.

3.3 REDUCCION DE FUERZAS SISMICAS

4. REDUCCION DE FUERZAS SISMICAS

4.1 Factor reductivo

Con fines de diseño, las fuerzas sísmicas para análisis estático y las obtenidas del análisis dinámico modal empleando los métodos que fijan estas normas se podrán reducir dividiéndolas entre el factor reductivo Q . En el diseño sísmico de estructuras que satisfagan las condiciones de regularidad que fija la sección 6 de estas normas, Q se calculará como sigue:

$$Q = Q \text{ si se desconoce } T \text{ o si éste es mayor o igual que } T_s$$

$$Q = 1 + (T/T_s)(Q - 1), \text{ si } T \text{ es menor que } T_s$$

T se tomará igual al periodo fundamental de vibración cuando se emplee el método estático e igual al periodo natural de vibración del modo que se considere cuando se emplee el método de análisis modal de la sección 9, y T_s es un periodo característico del espectro de diseño que se define en la sección 3.

En el diseño sísmico de las estructuras que no satisfagan las condiciones de regularidad que fija la sección 6 de estas normas, se multiplicará por 0.8 el valor de Q .

Las deformaciones se calcularán multiplicando por Q las causadas por las fuerzas sísmicas reducidas cuando se emplee el método estático de análisis que se detalla en la sección 8 de las presentes normas o el de análisis modal de la sección 9.

Cuando se adopten dispositivos especiales capaces de disipar energía por amortiguamiento o comportamiento inelástico, podrán emplearse criterios de diseño sísmico que difieran de los aquí especificados, pero congruentes

a.- En este artículo se indica que:

Nota.- No se consideró conveniente repetir lo señalado en el texto de este artículo.

b.- Objetivo

Definir la manera de obtener el factor de reducción (Q') de las fuerzas sísmicas, tanto para las estructuras consideradas como regulares como para las que no cumplen con las condiciones de regularidad.

c.- Comentarios

- El factor de reducción toma en cuenta el efecto de disipación de energía que por deformaciones inelásticas efectúan las estructuras ante la acción de las fuerzas sísmicas.
- El factor de reducción depende del tipo de estructuración, del detallado estructural y del proceso constructivo de la misma.

d.- Recomendaciones

- Para estructuraciones y materiales poco comunes se debe ser conservador al definir el factor de reducción. (Q')

3.4 FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO

5. FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO

Se adoptarán los siguientes valores del factor de comportamiento sísmico a que se refieren la sección 4 de estas normas y el artículo 207 del Reglamento:

I. Se usará $Q = 4$ cuando se cumplan los requisitos siguientes:

1. La resistencia en todos los entresijos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero o concreto reforzado, o bien por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado en los que en cada entresijo los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.

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 o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado son capaces de resistir al menos 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.

3. El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entresijo entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entresijos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entresijo teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular los muros que se hallen en el caso I a que se refiere el artículo 204 del Reglamento.

4. Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las normas complementarias correspondientes para marcos y muros dúctiles.

a.- En este artículo se presentan:

Los criterios para definir el factor de comportamiento sísmico de acuerdo al tipo de estructura en proyecto (ver tabla 3.4.1-1).

b.- Objetivo

Definir el factor de comportamiento sísmico (Q) para cada estructura:

c.- Factores de comportamiento sísmico (ver tabla 3.4.-1)

3.4

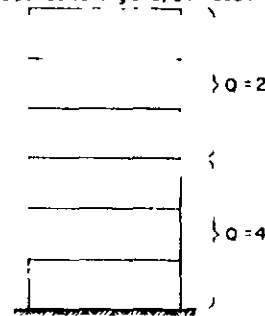
2

5. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos dúctiles que fijan las normas complementarias correspondientes.

II. Se adoptará $Q = 3$ cuando se satisfacen las condiciones 2, 4 y 5 del caso I y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 1 o 3 especificadas para el caso I 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 muros o por diafragmas de madera contrachapada. Las estructuras con losas planas deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las normas técnicas complementarias para estructuras de concreto.

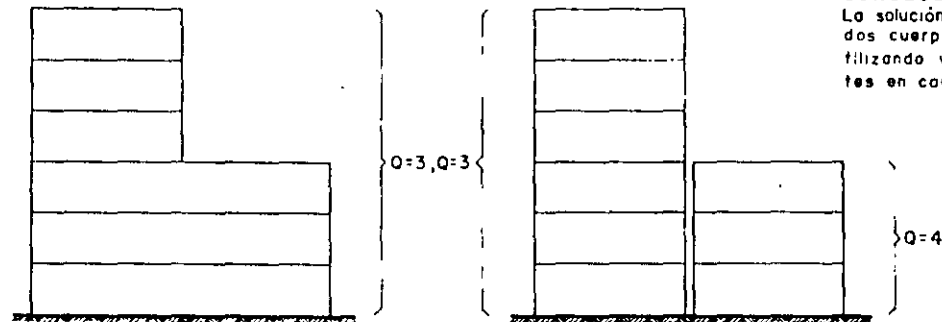
III. Se usará $Q = 2$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado por marcos de acero o de concreto reforzado, contraventeados o no, o muros o columnas de concreto reforzado, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por los casos I y II de esta sección 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 contruccionados 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 prestresado, con las excepciones que sobre el particular marcan las normas técnicas complementarias para estructuras de concreto.

EJEMPLO 1: En aquellas estructuras en las que se presentan diferentes valores de Q como en el caso de la figura, se deberá utilizar el valor Q menor para toda la estructura.



CONCLUSION:
Se deberá utilizar $Q=2$ para toda la estructura.

EJEMPLO 2: En aquellas estructuras en las que se presentan valores de Q diferentes pero que se puedan dividir, es conveniente definir dos cuerpos independientes, cada uno de ellos con un valor de Q diferente.



CONCLUSION:
La solución puede ser dividir en dos cuerpos independientes u filizando valores de Q diferentes en cada uno de ellos.

DEFINICIONES DE Q EN ESTRUCTURACIONES COMPLEJAS

3.4

IV. Se usará $Q = 1.5$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las normas complementarias respectivas, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos II y III, o por marcos y armaduras de madera.

V. Se usará $Q = 1$ en estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre, a satisfacción del Departamento, que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica.

En todos los casos se usará para toda la estructura en la dirección de análisis el valor mínimo de Q que corresponde a los diversos entrepisos de la estructura en dicha dirección.

El factor Q puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones.

4.- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto

4.1 MATERIALES

4.1.1 Concreto

El concreto empleado para fines estructurales puede ser de dos clases: clase 1, con peso volumétrico en estado fresco superior a 2.2 ton/m³, y clase 2, con peso volumétrico en estado fresco comprendido entre 1.9 y 2.2 ton/m³.

Para las obras clasificadas como del grupo A o B1, según se definen en el artículo 174 del Reglamento, se usará concreto de clase 1. El Corresponsable en Seguridad Estructural podrá permitir el uso de concreto clase 2 para dichas obras, si demuestra que el comportamiento estructural será satisfactorio e incluye esta justificación en la memoria de cálculo.

a) Materiales componentes para concretos clase 1 y 2

En la fabricación de los concretos, clase 1 o 2, se empleará cualquier tipo de cemento portland que sea congruente con la finalidad y características de la estructura y que cumpla con los requisitos especificados en la norma NOM C 1. También se podrá emplear cemento portland-puzolana, PUZ 1, que cumpla con la norma NOM C 2.

Los agregados pétreos deberán cumplir con los requisitos de la norma NOM C 111 con las modificaciones y adiciones establecidas en 11.3.1.

El agua de mezclado deberá ser limpia y cumplir con los requisitos de la norma NOM C 122. Si contiene sustancias en solución o en suspensión que la enturbien o le produzcan olor o sabor fuera de lo común, no deberá emplearse.

Podrán usarse aditivos a solicitud expresa del usuario o a propuesta del productor, en ambos casos con la autorización del Corresponsable en Seguridad Estructural, o del Director de Obra cuando no se requiera de Corresponsable. Los aditivos deberán cumplir con los requisitos de la norma NOM C 255

a.- En este artículo se indica que:

- Para fines estructurales se tienen dos clases de concreto:

. Clase 1 - $\Delta vol. \geq 2.2 \text{ ton/m}^3$

. Clase 2 - $1.9 \text{ ton/m}^2 \leq \Delta vol. < 2.2 \text{ ton/m}^3$

donde:

$\Delta vol.$ = Peso volumétrico del concreto en estado fresco.

- La clase de concreto a emplear en cada obra depende de su clasificación:

. Clase 1 $\left\{ \begin{array}{l} \text{Grupo A} \\ \text{Subgrupo B1} \end{array} \right.$

. Clase 2 $\left\{ \begin{array}{l} \text{Subgrupo B2} \end{array} \right.$

- La resistencia a compresión del -- concreto es:

. Clase 1 $f'c \geq 250 \text{ kg/cm}^2$

. Clase 2 $f'c < 250 \text{ kg/cm}^2$

- El módulo de elasticidad de los concretos se supondrá de la siguiente manera:

. Clase 1 $E_c = 14,000 \sqrt{f'c}$

. Clase 2 $E_c = 8,000 \sqrt{f'c}$

- La contracción por secado final de los concretos se supondrá:

. Clase 1 $\epsilon_{cf} = 0.001$

. Clase 2 $\epsilon_{cf} = 0.002$

- El coeficiente de deformación axial diferida se supondrá:

. Clase 1 $C_f = 2.4$

. Clase 2 $C_f = 5$

donde:

$$C_f = \frac{\epsilon_f - \epsilon_i}{\epsilon_i}$$

donde:

ϵ_f = deformación axial final

ϵ_i = deformación axial inmediata

b.- Objetivos

- Definir los tipos de concretos a --- emplear en los elementos estructurales.

- Definir las características principales de los tipos de concretos.

- Definir las características principales de los tipos de concreto.

b) Resistencia a compresión

Los concretos clase 1 tendrán una resistencia especificada, f'_c igual o mayor que 250 kg/cm². La resistencia especificada de los concretos clase 2 será inferior a 250 kg/cm². En ambos casos deberá comprobarse que el nivel de resistencia del concreto estructural de toda construcción cumpla con la resistencia especificada. Se admitirá que un concreto cumple con la resistencia especificada si satisface los requisitos prescritos en 11.3. El Corresponsable en Seguridad Estructural o el Director de Obra, cuando el trabajo no requiera de Corresponsable, podrá autorizar el uso de resistencias, f'_c , distintas de las antes mencionadas.

Para diseñar se usará el valor nominal, f_p^* , determinado con la expresión siguiente:

Para concretos clases 1 y 2

$$f_p^* = 0.8 f'_c \quad (17)$$

El valor f_p^* es, en parte, una medida de la resistencia del concreto en la estructura. Para que sea válida la expresión (17) deben cumplirse los requisitos de transporte, colocación, compactación y curado prescritos en 11.3.

Se hace hincapié en que el proporcionamiento de un concreto debe hacerse para una resistencia media, \bar{f}_c , mayor que la especificada, f'_c , y que dicha resistencia media es función del grado de control que se tenga al fabricar el concreto.

c) Resistencia a tensión

Se considera como resistencia a tensión, \bar{f}_t , de un concreto el promedio de los esfuerzos resistentes obtenidos a partir de no menos de cinco ensayos en cilindros de

15 x 30 cm cargados diametralmente, ensayados de acuerdo con la norma NOM C 163. A falta de información experimental, \bar{f}_t se puede estimar igual a

$$\text{concreto clase 1} \quad 1.5\sqrt{f'_c}$$

$$\text{concreto clase 2} \quad 1.2\sqrt{f'_c}$$

La resistencia a tensión por flexión o módulo de rotura, \bar{f}_r , se puede suponer igual a

$$\text{concreto clase 1} \quad 2\sqrt{f'_c}$$

$$\text{concreto clase 2} \quad 1.4\sqrt{f'_c}$$

Para diseñar se usará un valor nominal, f_p^* , igual a 0.75 \bar{f}_t . También puede tomarse:

$$\text{concreto clase 1} \quad 1.2\sqrt{f_p^*}$$

$$\text{concreto clase 2} \quad 0.9\sqrt{f_p^*}$$

y el módulo de rotura, f_p^* , se puede tomar igual a

$$\text{concreto clase 1} \quad 1.6\sqrt{f_p^*}$$

$$\text{concreto clase 2} \quad 1.1\sqrt{f_p^*}$$

En las expresiones anteriores que no sean homogéneas, los esfuerzos deben estar en kg/cm²; los resultados se obtienen en estas unidades.

d) Módulo de elasticidad

Para concretos clase 1, el módulo de elasticidad se supondrá igual a

$$14\,000\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2$$

y para concreto clase 2, se supondrá igual a

$$8\,000\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2.$$

e) Contracción por secado

Para concretos clase 1, la contracción por secado final, ϵ_{cs} , se supondrá igual a 0.001 y para concreto clase 2, se tomará igual a 0.002.

f) Deformación diferida

Para concreto clase 1, el coeficiente de deformación axial diferida final,

$$C_f = \frac{\delta_f - \delta_i}{\delta_i}$$

se supondrá igual a 2.4 y para concreto clase 2, se supondrá igual a 5.0. Las cantidades δ_f y δ_i son las deformaciones axiales final e inmediata respectivamente. Para calcular flechas diferidas, véase 2.2.2.

4.1.2

4.1.2 Acero

Como refuerzo ordinario para concreto pueden usarse barras de acero y/o malla soldada de alambre. Las barras serán corrugadas, con la salvedad que se indica adelante, y deben cumplir con las normas NOM B6 o NOM B294; o B 457; se tomarán en cuenta las restricciones al uso de algunos de estos aceros incluidas en las presentes Normas Complementarias. La malla cumplirá con la norma NOM B290. Se permite el uso de barra lisa de 6.4 mm de diámetro (N° 2) para estribos (donde así se indique en el texto de estas Normas), conectores de elementos compuestos y como refuerzo para fuerza cortante por fricción (véase 2.1.5i). El acero de presfuerzo cumplirá con las normas NOM B293 o NOM B292.

Para elementos secundarios y losas apoyadas en su perímetro, se permite el uso de barras que cumplan con las normas B18, B32 y B72.

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario, E_s , se supondrá igual a $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$; el de torones de presfuerzo se supondrá de $1.9 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

En el cálculo de resistencias se usarán los esfuerzos de fluencia mínimos, f_y , establecidos en las normas citadas.

a.- En este artículo se indica que:

- Para reforzar concreto puede usarse:

- . Barras corrugadas de acero
- . Mallas soldadas de alambre
- . Barras lisas de 6.4 mm de diámetro (Solamente se puede usar como estribos y conectores de algunos elementos)

- El módulo de elasticidad se considerará:

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

- El acero de presfuerzo podrá ser:

- . Alambres
- . Torones
- . Barras

- El módulo de elasticidad se considerará:

- . para alambres $E_{sp} = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- . para torones $E_{sp} = 1.9 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

b.- Objetivo

- Definir los aceros de refuerzo y presfuerzo empleados en elementos de concreto.

4.2 VIGAS

4.1 Vigas

4.1.2 Pandeo lateral

Deben analizarse los efectos de pandeo lateral cuando la separación entre apoyos laterales sea mayor que 35 veces el anchó de la viga o el ancho del patín a compresión. En su caso, se aplicará lo dispuesto en 5.2.1.

De NTC de Concreto

5.2 Miembros a flexión

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros principales que trabajan esencialmente a flexión. Se incluyen vigas y aquellas columnas con cargas axiales pequeñas,

$$(P_u \leq A_g f'_c / 10).$$

5.2.1 Requisitos geométricos

- El claro libre no debe ser menor que cuatro veces el peralte efectivo.
- En sistemas de viga y losa monolíticas, la relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no debe exceder de 30.
- La relación entre el peralte y el ancho no será mayor de 3.0.
- El ancho de la viga no será menor de 25 cm, ni excederá al ancho de las columnas a las que llega.
- El eje de la viga no debe separarse horizontalmente del eje de la columna más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga.

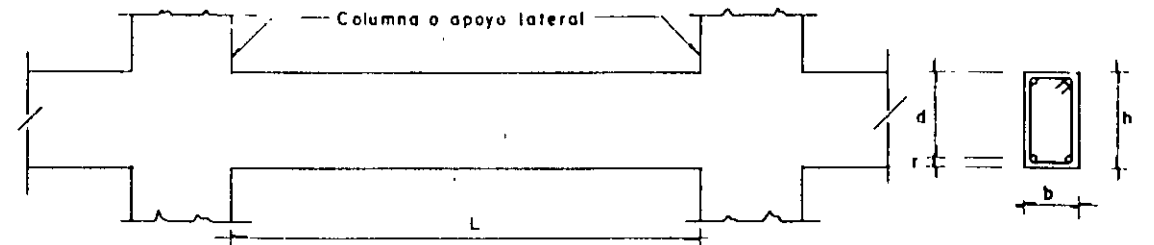
a.- En este artículo se indica que:

- Se deben analizar los efectos -- de pandeo lateral en las vigas -- de marcos comunes de acuerdo a -- lo siguiente:

$$L \geq \begin{cases} 35d & \text{(fig. 4.2.1-1)} \\ 35b_p & \text{(fig. 4.2.1-2)} \end{cases}$$

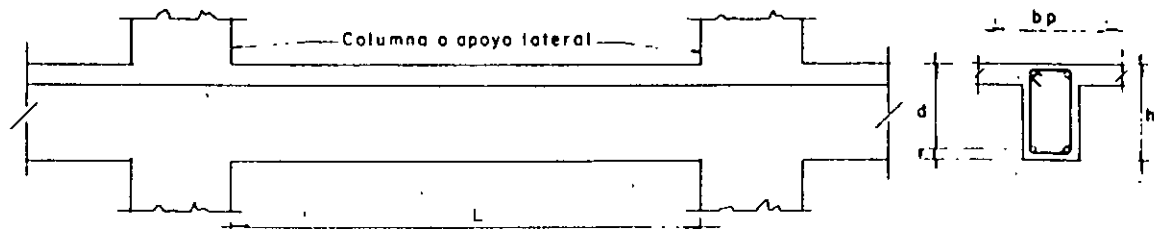
- Observaciones

En las NTCC unicamente se -- definen con claridad a los -- marcos dúctiles, sin que se establezca ningún nombre es -- pecífico para los otros mar -- cos estructurales de con -- creto. Con el objeto de po -- der tratar en este manual -- a ambos tipos de marcos, se denominará a los segundos -- como "marcos comunes".



VIGAS DE SECCION RECTANGULAR

Fig.4.2.1-1



VIGAS DE SECCION "T"

Fig. 4.2.1-2

4.2.1

102

b.- Objetivos

Evitar que se produzca pandeo lateral en las vigas de marcos comunes.

c.- Recomendaciones

Es conveniente que las vigas de concreto de marcos comunes se diseñen tratando de evitar que presente pandeo lateral para ello se deberá asegurar lo siguiente:

. En vigas rectangulares

$$b \cdot \frac{L}{35}$$

. En vigas T

$$b_p \cdot \frac{L}{35}$$

4.3 COLUMNAS

4.2 Columnas (Marcos Comunes)

4.2.1 Geometría

La relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor no excederá de 4. La dimensión transversal menor será por lo menos igual a 20 cm. En su caso, se respetará la dimensión mínima prescrita en 5.3.1

De NTC de Concreto

5.3 Miembros a flexocompresión (Marcos Dóctiles)

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros en los que la carga axial de diseño, P_u , sea mayor que $A_g f'_c / 10$

5.3.1 Requisitos geométricos

- La dimensión transversal mínima no será menor que 30 cm.
- El área, A_g , no será menor que $P_u / 0.5 f'_c$ para toda combinación de carga.
- La relación entre la menor dimensión transversal y la dimensión transversal perpendicular no debe ser menor que 0.4
- La relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no excederá de 15.

a.- En este artículo se indica que:

- Las columnas de marcos comunes deberán cumplir lo siguiente: (Fig. 4.3.1-2).

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

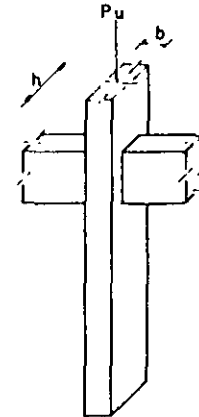
h = dimensión mayor de la columna (peralte)

b = dimensión menor de la columna (ancho)

b.- Objetivos

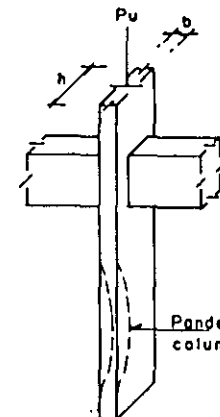
- Evitar que se construyan columnas muy esbeltas.
- Limitar el pandeo de las columnas.

Recomendable



$$\frac{h}{b} \leq 4$$
$$b \geq 20 \text{ cm.}$$

No recomendable



$$\frac{h}{b} > 4$$
$$b < 20 \text{ cm.}$$

RELACION ANCHO-PERALTE DE COLUMNAS

Fig. 4.3.1 - 1

4.4 LOSAS

4.3. Losas

4.3.1 Disposiciones generales

Además de los métodos semiempíricos de análisis propuestos a continuación para distintos casos particulares, puede utilizarse cualquier otro procedimiento reconocido. Es admisible aplicar la teoría de líneas de fluencia, o cualquier otra teoría basada en el análisis al límite, siempre que el comportamiento bajo condiciones de servicio resulte adecuado en cuanto a deflexión y agrietamiento.

Si, aparte de soportar cargas normales a su plano, la losa tiene que transmitir a marcos, muros u otros elementos rigidizantes fuerzas apreciables contenidas en su plano, estas fuerzas deben tomarse en cuenta en el diseño de la losa.

Las nervaduras de losas encajonadas se dimensionarán como vigas.

e) Peralte mínimo

Cuando sea aplicable la tabla 41 podrá omitirse el cálculo de deflexiones si el peralte efectivo no es menor que el perímetro del tablero entre 300. Para este cálculo, la longitud de lados discontinuos se incrementará en 50 por ciento si los apoyos de la losa no son monolíticos con ella, y 25 por ciento cuando lo sean. En losas alargadas no es necesario tomar un peralte mayor que el que corresponde a un tablero con $a_2 = 2a_1$.

La limitación que dispone el párrafo anterior es aplicable a losas en que

$$f_c < 2000 \text{ kg/cm}^2 \text{ y } w < 380 \text{ kg/m}^3;$$

$$0.03 \leq \frac{h_e}{S} \leq 0.07$$

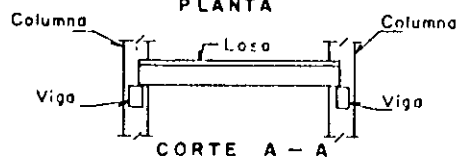
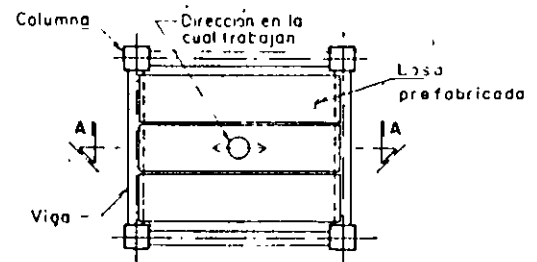
donde f_c es el esfuerzo en el acero en cm^2 y w es el peso en kg/cm^3 (puede suponerse igual a 0.06 f_c) y S es el momento de inercia en kg^2/m^2 .

Clasificación de las losas según sus - condiciones de apoyo (fig. 4.4.1-1)

- Losas apoyadas en traves paralelas
- Losas apoyadas en su perímetro
- Losas apoyadas directamente en las - columnas (Losas planas).

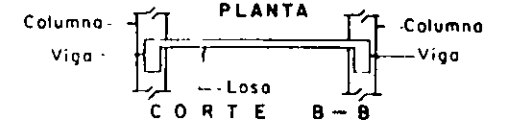
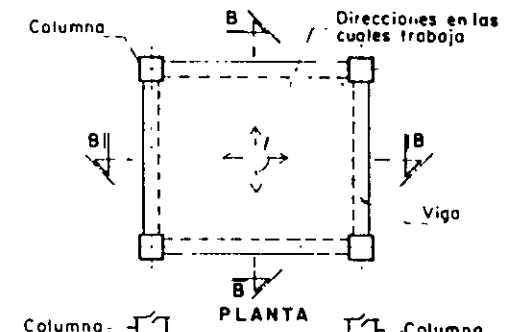
Clasificación de las losas según su -- geometría (fig. 4.4.1-2)

- Losas macizas
- Losas aligeradas
 - . Con bloques
 - . Con alveolos



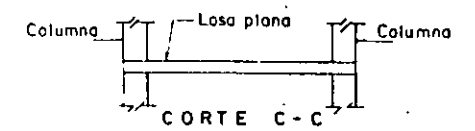
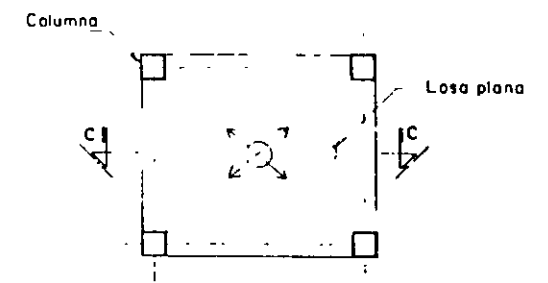
LOSAS APOYADAS EN TRAVES PARALELAS

(Se apoyan en las vigas)



LOSAS APOYADAS EN SU PERIMETRO

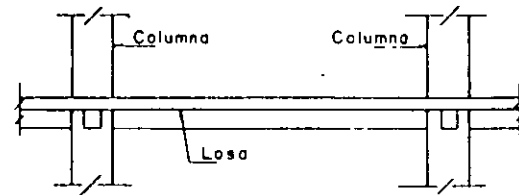
(Se apoyan en las vigas)



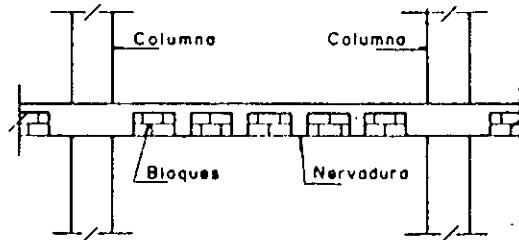
LOSAS APOYADAS DIRECTAMENTE EN LAS COLUMNAS

(Se apoyan en las columnas)

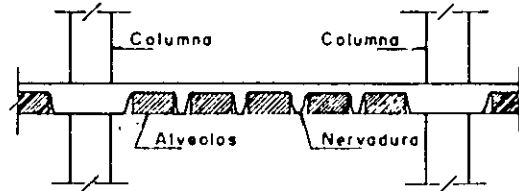
4.4.1



LOSAS MACIZAS



LOSAS ALIGERADAS
(Bloques)



LOSAS ALIGERADAS
(Alveolos)

CLASIFICACION DE LAS LOSAS SEGUN SU GEOMETRIA

Fig. 4.4.1 - 2

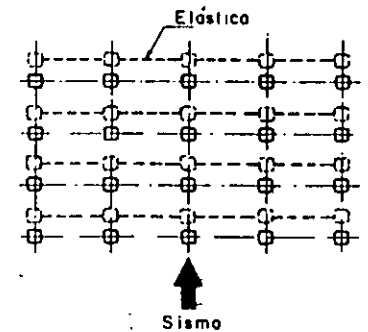
a.- En este artículo se indica que:

- Si las losas transmiten a marcos, muros u otros elementos rigidizantes, fuerzas horizontales:

 - . Estas fuerzas deben tomarse en cuenta en el diseño de la losa.
 - . Estas losas deben considerarse como diafragmas horizontales.

b.- Objetivo

Asegurar que las losas se diseñen como diafragmas horizontales cuando transmiten fuerzas de magnitud considerable.



4.3.4.1. y que el seno su periferia sea...

c) *Peralte mínimo*

Cuando sea aplicable la tabla 4.4.2-1 para el cálculo de deflexiones si el peralte efectivo es mayor que el perímetro de la losa entre 750 y 1000 mm, la longitud de los lados discontinuos se incrementa en 50 por ciento si los apoyos de la losa son monolíticos y 25 por ciento cuando lo son. En los casos en que no es necesario tener un peralte mayor que el requerido a un taller con $h \geq 200$.

La limitación que debe aplicarse para el peralte de las losas es que

$$f_s \leq 2000 \text{ kg/cm}^2 \text{ y } w \leq 190 \text{ kg/m}^2;$$

para otros combinaciones de f_s y w , el peralte efectivo mínimo se obtendrá multiplicando por

$$0.034 \sqrt{f_s w}$$

el valor obtenido según el párrafo anterior. En esta expresión f_s es el esfuerzo con el acero en condiciones de servicio en kg/cm^2 (puede suponerse igual a $0.6 f_s$) y w es la carga por unidad de superficie en kg/m^2 .

a.- En este artículo se indica que:

- Los peraltes efectivos mínimos de las losas perimetralmente apoyadas que cumplen con los requisitos señalados en este artículo y que no requieren cálculo de deflexiones son:

$$f_s \quad 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Si } w \quad 380 \text{ kg/m}^2$$

$$d \quad \frac{\text{Perímetro de la viga}}{300}$$

$$f_s \quad 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{si } w \quad 380 \text{ kg/m}^2$$

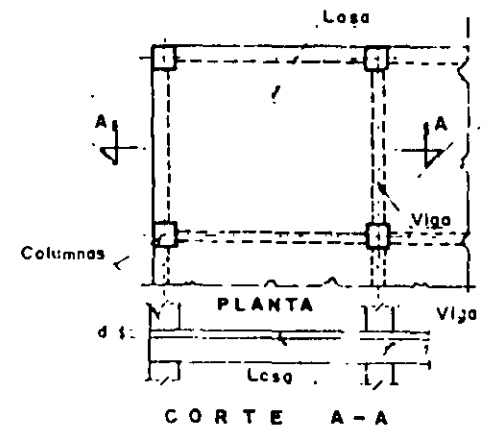
$$d \quad 0.034 \sqrt{f_s \cdot w} \times \frac{\text{Perímetro de la viga}}{300}$$

Nota: Para el cálculo del perímetro, la longitud de los lados discontinuos se incrementa en 50% si los apoyos de la losa no son monolíticos con ella y 25% cuando lo son. (fig. 4.4.2-1)

b. Objetivo

- Definir los peraltes mínimos de las losas perimetralmente apoyadas para evitar el cálculo de las deflexiones y asegurar un buen comportamiento de la losa estructural.

EJEMPLO



$$P = 1.25 A + 1.25 B + A + B$$

$$P = 1.50 A + 1.50 B + A + B$$

donde:

P = Perímetro de la losa

DETERMINACION DEL PERALTE DE LOSAS

Fig. 4.4.2 - 1

4.5 MUROS

4.5 Muros

4.5.1 Muros sujetos a cargas verticales axiales o excéntricas

Estos muros deben dimensionarse por flexocompresión como si fueran columnas, teniendo en cuenta las siguientes disposiciones complementarias:

En tableros cuyos bordes verticales posean suficiente restricción, la longitud efectiva de pandeo, H' , se calculará como sigue:

$$\begin{aligned} H' &= H & \text{si } H/L < 0.35 \\ H' &= (1.3 - 0.85 H/L)H & \text{si } 0.35 < H/L < 0.8 \\ H' &= L/2 & \text{si } H/L \geq 0.8 \end{aligned}$$

donde H es la altura del muro y L la longitud horizontal del tablero. Aquí se entiende por tablero una porción de muro limitada por elementos estructurales verticales capaces de dar restricción lateral, o todo el muro si sólo hay dichos elementos en los bordes del muro. Se considera suficiente restricción lateral la presencia de elementos estructurales ligados al tablero en sus bordes verticales, siempre que su dimensión perpendicular al plano del muro no sea menor que 2.5 veces el espesor del mismo.

En muros de uno o varios tableros cuyos bordes no tienen suficiente restricción, H' se tomará igual a H si H/L es menor o igual que 0.35, e igual a

$$0.215 \left(\frac{H}{L} + 4.3 \right) H \leq 2H$$

si H/L es mayor que 0.35. Aquí L es la longitud horizontal del muro.

Si las cargas son concentradas, se tomará como ancho efectivo una longitud igual a la de contacto más cuatro veces el espesor del muro, pero no mayor que la distancia centro a centro entre cargas.

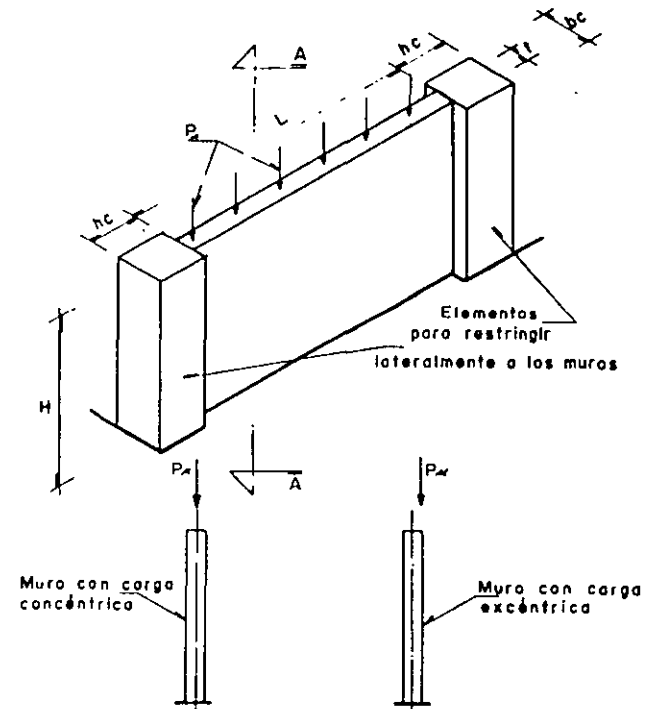
a.- En este artículo se indica que:

- La clasificación de los muros sujetos a cargas verticales axiales o excéntricas conforme a su restricción lateral es:

- . Muros restringidos lateralmente (fig. 4.5.1-1)
- . Muros no restringidos lateralmente (fig. 4.5.1-2)

- La longitud efectiva de pandeo -- (H'), desde el punto de vista de su dimensionamiento y estructuración, es la señalada en las figuras 4.5.1-1 y 4.5.1-2.

- Los elementos que restringen a -- los muros deben tener por lo menos un ancho igual a 2.5 veces el ancho del muro (fig. 4.5.1-3).



CORTE A - A

$$\begin{aligned} H' &= H & \text{SI } H/L \leq 0.35 \\ H' &= H(1.3 - 0.85 H/L)H & \text{SI } 0.35 < H/L < 0.8 \\ H' &= \frac{L}{2} & \text{SI } H/L \geq 0.8 \end{aligned}$$

Donde H' = Longitud efectiva de pandeo.

H = Altura del muro.

L = Longitud horizontal del tablero.

MUROS RESTRINGIDOS LATERALMENTE

Fig. 4.5.1 - 1

b.- Objetivos

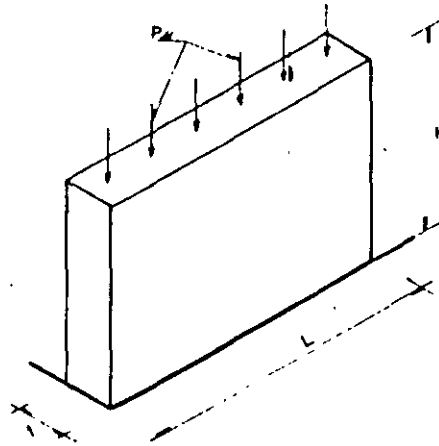
- Definir cuando se consideran los muros restringidos lateralmente y cuando no lo son.
- Definir las longitudes efectivas de pandeo de los muros.
- Definir las dimensiones de los elementos extremos de los muros para restringirlos lateralmente.

4.5.1

Si la resultante de la carga vertical de diseño queda dentro del tercio medio del espesor del muro y, además, su magnitud no excede de $0.25 f' A_g$, el refuerzo mínimo vertical del muro será el indicado en 3.10, sin que sea necesario restringirlo contra el pandeo; si no se cumple alguna de las condiciones anteriores, el refuerzo vertical mínimo será el prescrito en 1.2.2 y habrá que restringirlo contra el pandeo mediante grapas.

El refuerzo mínimo horizontal será el que se pide en 3.10.

Muro no restringido lateralmente



$$H' = H \quad \text{SI } H/L \leq 0.35$$

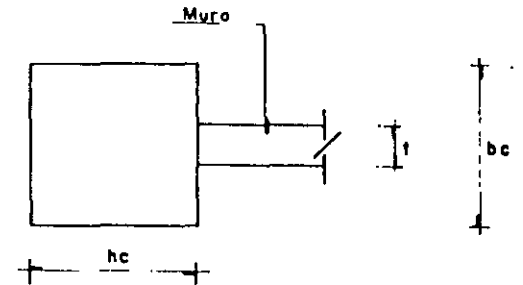
$$H' = 0.215 \left(\frac{H}{L} + 4.31 \right) H \leq 2H \quad \text{SI } H/L > 0.35$$

MUROS NO RESTRINGIDOS LATERALMENTE

Fig. 4.5.1-2

c.- Comentarios

- Es importante asegurar que los muros estén restringidos lateralmente, ya que de esta manera:
 - . Se reduce el riesgo de pandeo del muro.
 - . Se reducen los momentos actuantes.
 - . Se reducen las dimensiones del muro.



$$bc \geq 2.5t$$

ELEMENTO PARA RESTRINGIR LATERALMENTE AL MURO

Fig. 4.5.1-3

4.5.2

15.2 Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

Las disposiciones de esta sección se aplican a muros cuya principal función sea resistir fuerzas horizontales en su plano, sin cargas verticales de consideración, con relación L/t no mayor de 70. (L es la longitud horizontal del muro). Si actúan cargas verticales importantes, la relación L/t debe limitarse a 40 y se aplicará lo dispuesto en 15.1 y 21.3. El espesor, t , de estos muros no será menor de 13 cm, tampoco será menor que 0.06 veces la altura no restringida lateralmente, a menos que se realice un análisis de pandeo lateral de los bordes del muro, o se les suministre restricción lateral. En construcciones de no más de dos niveles, con altura de entrepiso no mayor que 3.0 m, el espesor de los muros puede ser de 10 cm.

En el diseño por sismo de los muros a que se refiere esta sección y que resistan la totalidad de las fuerzas laterales, se usará $Q = 1$. Cuando el muro no cumpla con los requisitos para elementos extremos del inciso b) que sigue, se adoptará $Q = 2$. Si parte de las fuerzas laterales es resistida por otras formas estructurales, como marcos dúctiles o losas planas, se usará el valor de Q prescrito en los capítulos correspondientes de estas Normas.

b) Elementos extremos en muros De NTCC y diafragmas estructurales

Deben suministrarse elementos de refuerzo en las orillas de muros y diafragmas estructurales donde el esfuerzo de compresión en la fibra más esforzada exceda de $0.2 f'_c$ bajo las cargas de diseño incluyendo el sismo; también se contará con este refuerzo en los bordes de aberturas en muros donde se exceda el límite anterior para el esfuerzo de compresión. Los elementos de refuerzo pueden interrumpirse en las zonas donde el máximo esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0.15 f'_c$. Los esfuerzos se calcularán con las cargas de diseño, usando un modelo elástico lineal y las propiedades de secciones brutas.

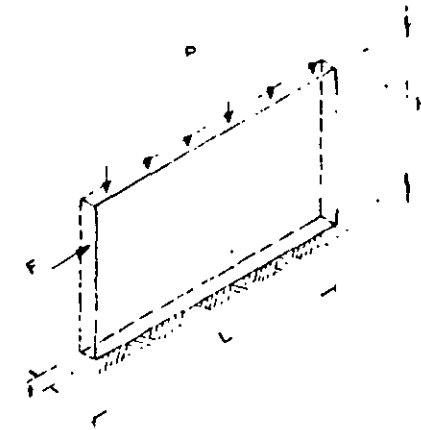
a.- En este artículo se indica que:

- Los muros sujetos a la acción de cargas horizontales se pueden clasificar en: (fig. 4.5-2-1)
 - . Muros con cargas verticales y cargas horizontales pequeñas.
 - . Muros con cargas verticales y cargas horizontales de consideración.
- El espesor del muro se determina:
 - . Cuando P es pequeña
 - . Cuando P es de consideración

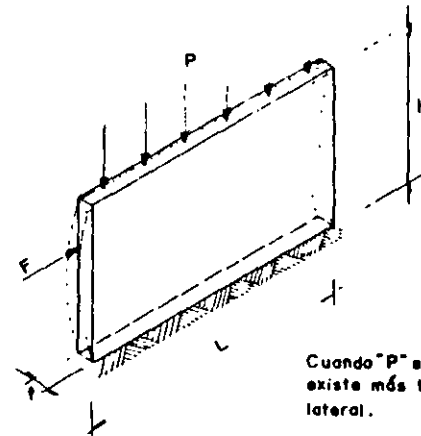
$$t \geq \begin{cases} L/70 \\ 13 \text{ cm} \\ 0.06 H \end{cases}$$

$$t \geq \begin{cases} L/40 \\ 13 \text{ cm} \\ 0.06 H \end{cases}$$

donde H = altura no restringida
 L = longitud del muro



CUANDO "P" ES PEQUEÑA



Cuando "P" es de consideración existe más tendencia al pandeo lateral.

CUANDO "P" ES DE CONSIDERACION

Fig. 4.5.2 - 1

4.5.2

112

Los elementos extremos a que se refiere esta sección contarán, a todo lo largo, con el refuerzo transversal que se especifica en 5.3.4 para elementos a flexocompresión.

Un elemento extremo de un muro estructural se dimensionará como columna corta para que resista, como carga axial, la fuerza de compresión que le corresponda, calculada en la base del muro cuando sobre éste actúe el máximo momento de volteo causado por las fuerzas laterales y las cargas debidas a la gravedad, incluyendo el peso propio y las que le transmita el resto de la estructura. Se incluirán los factores de carga y de resistencia que correspondan.

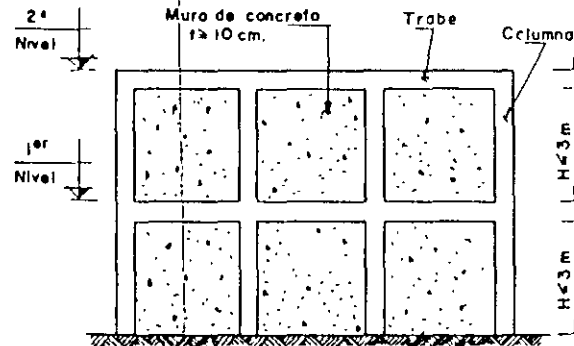
El refuerzo transversal de muros que tengan elementos extremos debe anclarse en los núcleos confinados de estos elementos de manera que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia.

- En construcciones de no más de 2 niveles y con altura de entre piso menor o igual a 3 m. (fig. 4.5.2-2).

$$t \geq 10 \text{ cm}$$

b.- Objetivos

- Definir el espesor de los muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano.



ESTRUCTURA DE DOS NIVELES

Fig. 4.5.2-2

4.6 MARCOS DUCTILES

5. MARCOS DUCTILES

5.1 Requisitos generales

Los requisitos de este capítulo se aplican a marcos colados en el lugar diseñados por sismo con un factor Q igual a 1. También se aplican a los marcos de estructuras coladas en el lugar diseñadas con $Q = 4$, formadas por marcos y muros de concreto reforzado que cumplan con 4.5.2 (incluyendo el inciso b) de esa sección o marcos y contravientos que cumplan con 4.6, en las que la fuerza cortante resistida por los marcos sea por lo menos el 50 por ciento de la total, y, asimismo, a los marcos de estructuras coladas en el lugar diseñadas con $Q = 3$ y formadas por marcos y muros o contravientos que cumplan con 4.5.2, el inciso b) inclusive, o 4.6 en las que la fuerza cortante resistida por los marcos sea menor que el 50 por ciento de la total. En todos los casos anteriores, los requisitos se aplican también a los elementos estructurales de la cimentación. En lo referente a los valores de Q , debe cumplirse, además, con el cap 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

Sea que la estructura esté formada sólo de marcos o de marcos y muros o contravientos, ningún marco se diseñará para resistir una fuerza cortante horizontal menor que el 25 por ciento de la que le correspondería si trabajara aislado del resto de la estructura.

La resistencia especificada, f'_c , del concreto no será menor de 200 kg/cm^2 .

Las barras de refuerzo serán corrugadas de grado no mayor que el 42 y cumplirán con los requisitos de las normas NOM-B457 o NOM-B6. Además, las barras longitudinales de vigas y columnas deberán tener fluencia definida bajo un esfuerzo que no exceda al esfuerzo de fluencia especificado en más de 1300 kg/cm^2 , y su resistencia real debe ser por lo menos igual a 1.25 veces su esfuerzo real de fluencia.

Se aplicarán las disposiciones de estas Normas que no se vean modificadas por este capítulo.

a.- En este artículo se indica que:

* Para marcos dúctiles:

- La resistencia del concreto deberá ser:

$$f'_c \geq 200 \text{ kg/cm}^2$$

- El acero de refuerzo deberá cumplir:

$$f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$$

- Cumplir normas:

NOM-B457 ó

NOM-B6

$$f_{y \text{ real}} \geq f_{y \text{ especificado}} + 1300 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{max}} \geq 1.25 f_{y \text{ real}} \text{ (Fig. 4.6.1-1)}$$

b.- Objetivos

Buscar que los elementos estructurales integrantes de los marcos denominados dúctiles presenten comportamiento dúctil.

c.- Recomendaciones

Se considera conveniente emplear en los elementos que integran a los marcos dúctiles, concreto de $f'_c \geq 250 \text{ kg/cm}^2$, o sea el correspondiente a clase 1, para que cumpla todas las especificaciones de este material y se logren estructuras con índices de seguridad mayores que los que se tendrían con concretos de clase 2.

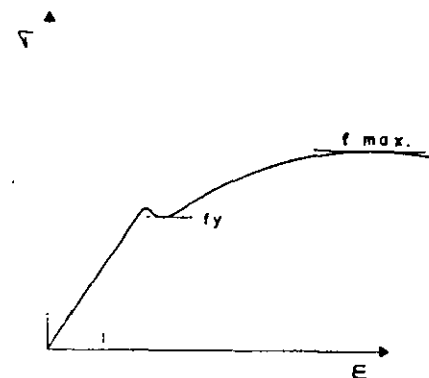


Fig 4.6.1-1

4.7 MIEMBROS A FLEXION

5.2 Miembros a flexión

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros principales que trabajan esencialmente a flexión. Se incluyen vigas y aquellas columnas con cargas axiales pequeñas,

$$(P_u \leq A_g E'_c / 10).$$

5.2.1 Requisitos geométricos

- El claro libre no debe ser menor que cuatro veces el peralte efectivo.
- En sistemas de viga y losa monolíticas, la relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no debe exceder de 30.
- La relación entre el peralte y el ancho no será mayor de 3.0.
- El ancho de la viga no será menor de 25 cm, ni excederá al ancho de las columnas a las que llega.
- El eje de la viga no debe separarse horizontalmente del eje de la columna más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga.

a.- En este artículo se indica que:

- En marcos dúctiles se consideran miembros a flexión: (Fig. 4.7.1-1)
- . Todas las vigas
- . Las columnas si $P_u \leq \frac{A_g f'_c}{10}$

- Los miembros sujetos a flexión - deben cumplir:

- . $d \leq L/4$
- . $b \geq L/30$ (fig. 4.7.1-2)
- . $\frac{h}{b} \leq 3.0$
- . $b \geq 25$ cm
- . $b \leq b_c$ (fig. 4.7.1-3)
- . $e \leq \frac{b_c}{10}$ (fig. 4.7.1-4)

donde:

b_c = ancho de columna

e = excentricidad entre ejes de viga y columna

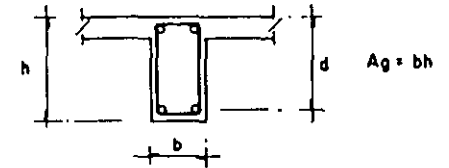
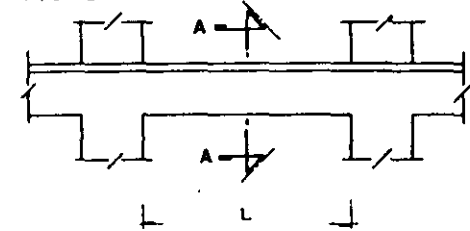
h = peralte de la viga

b = ancho de la viga

L = claro de la viga entre paños de apoyos

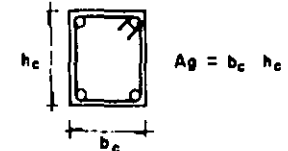
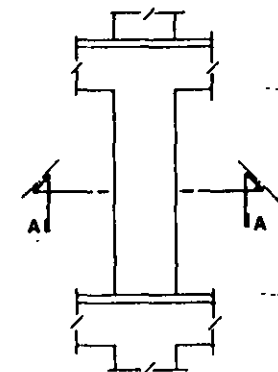
d = peralte efectivo de la viga.

VIGAS



CORTE A-A

COLUMNAS

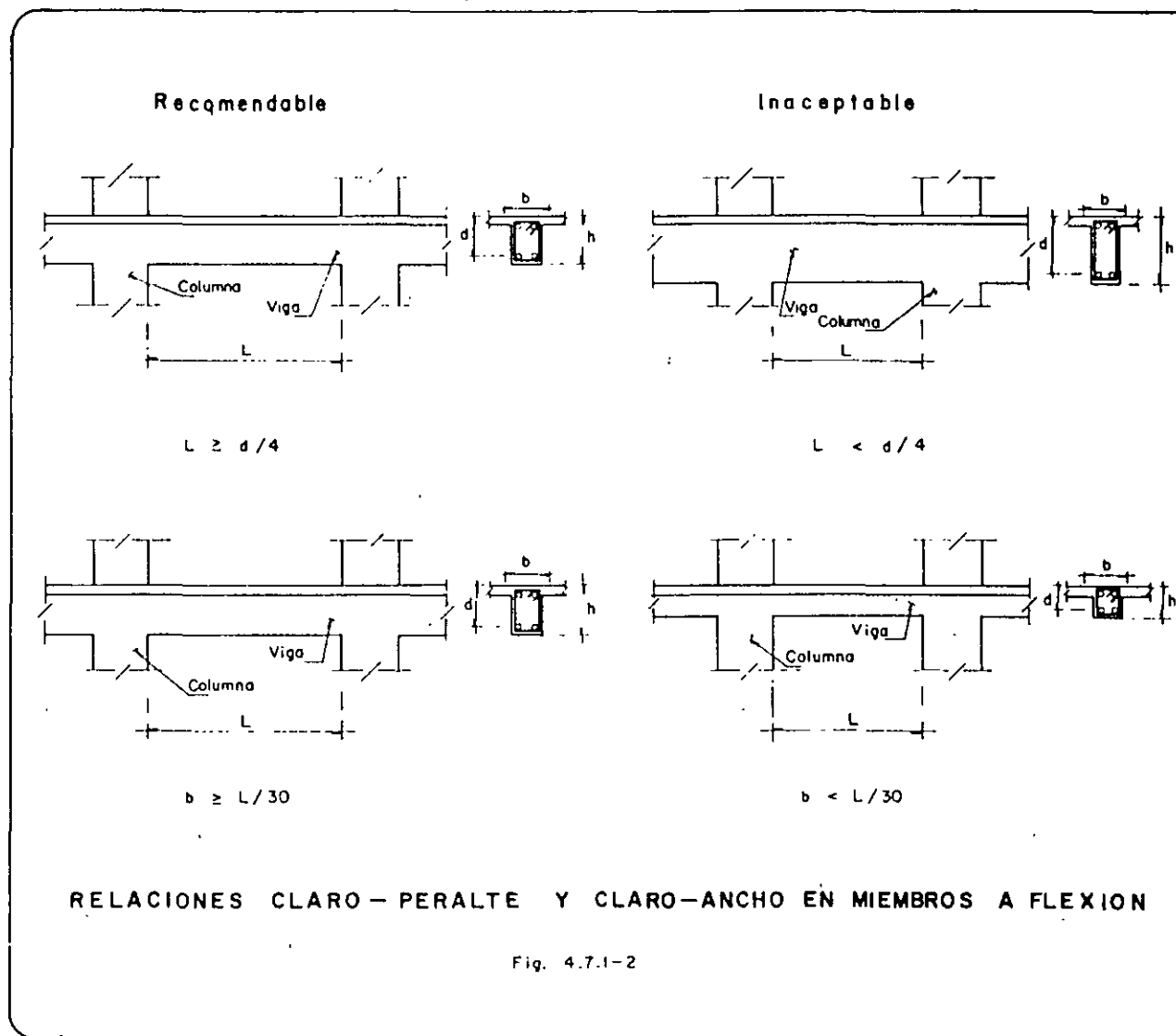


CORTE A-A

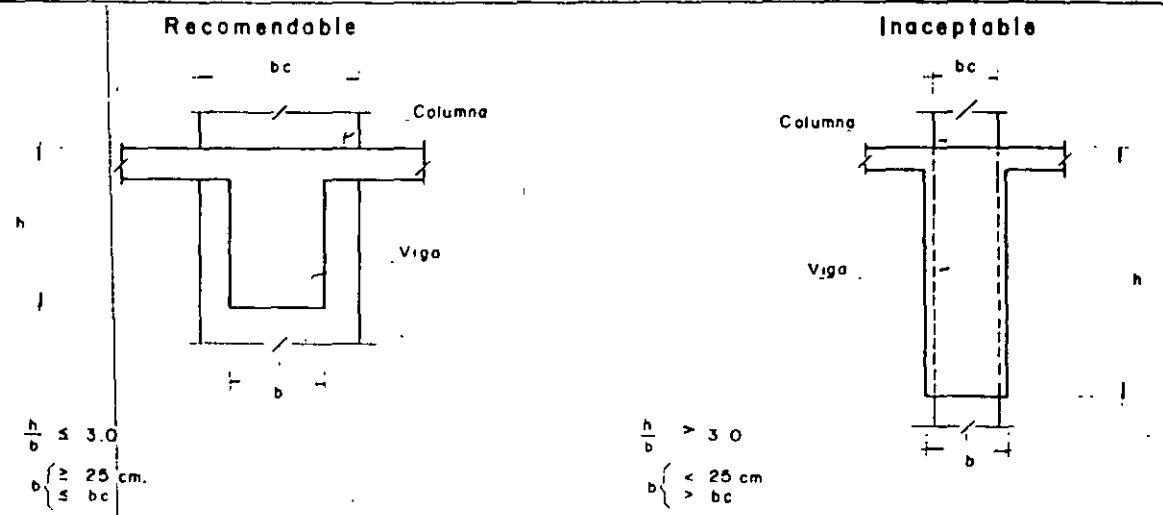
ELEMENTOS A FLEXION

Fig. 4.7.1-1

4.7.1

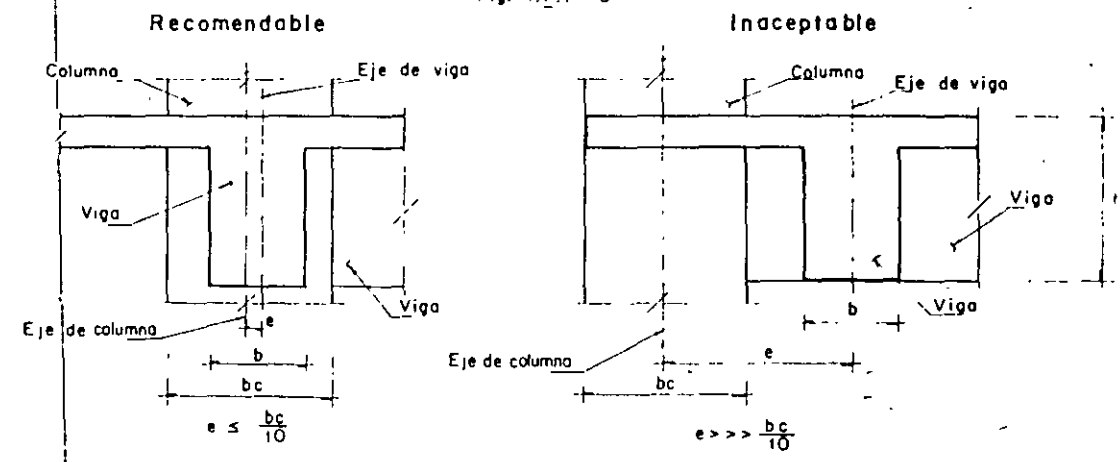


4.7.1



RELACIONES ANCHO-PERALTE EN MIEMBROS A FLEXION

Fig. 4.7.1-3



EXCENTRICIDAD ENTRE EJES DE VIGAS Y COLUMNAS

Fig. 4.7.1-4

4.7.1

118

b.- Objetivos

- Definir las dimensiones de los elementos estructurales de marcos dúctiles que trabajan a flexión.
- Evitar construir vigas demasiado esbeltas.
- Evitar que se presenten torsiones considerables en las trabes de marcos dúctiles.

4.8 MIEMBROS A FLEJO-COMPRESION

5.3 Miembros a flexocompresión

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros en los que la carga axial de diseño, P_u , sea mayor que $A_g f'_c / 10$.

5.3.1 Requisitos geométricos

- La dimensión transversal mínima no será menor que 30 cm.
- El área, A_g , no será menor que $P_u / 0.5 f'_c$ para toda combinación de carga.
- La relación entre la menor dimensión transversal y la dimensión transversal perpendicular no debe ser menor que 0.4.
- La relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no excederá de 15.

a.- En este artículo se indica que:

- Se considerarán miembros a flexocompresión (fig. 4.8.1-1).
 - . Las columnas si $P_u \geq \frac{A_g f'_c}{10}$
 - . Las diagonales de contraventeo (si cumplen con los requisitos de las columnas).
- Los miembros a flexocompresión deben cumplir:
 - . $b_c \geq 30 \text{ cm}$, $d_c \geq 30 \text{ cm}$
 - . $A_g \geq \frac{P_u}{0.5 f'_c}$ (fig. 4.8.1-2)
 - . $b_c \geq 0.4 h_c$
 - . $b_c \geq \frac{H}{15}$, $d_c \leq \frac{H}{15}$ (fig. 4.8.1-3)

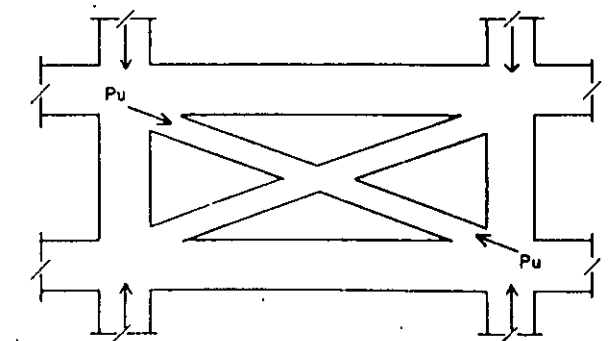
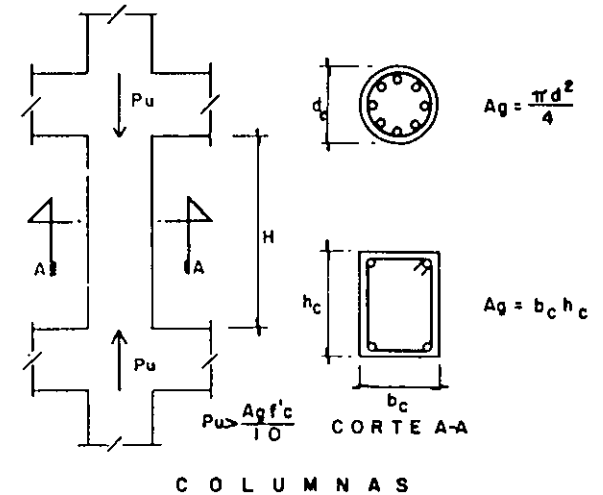
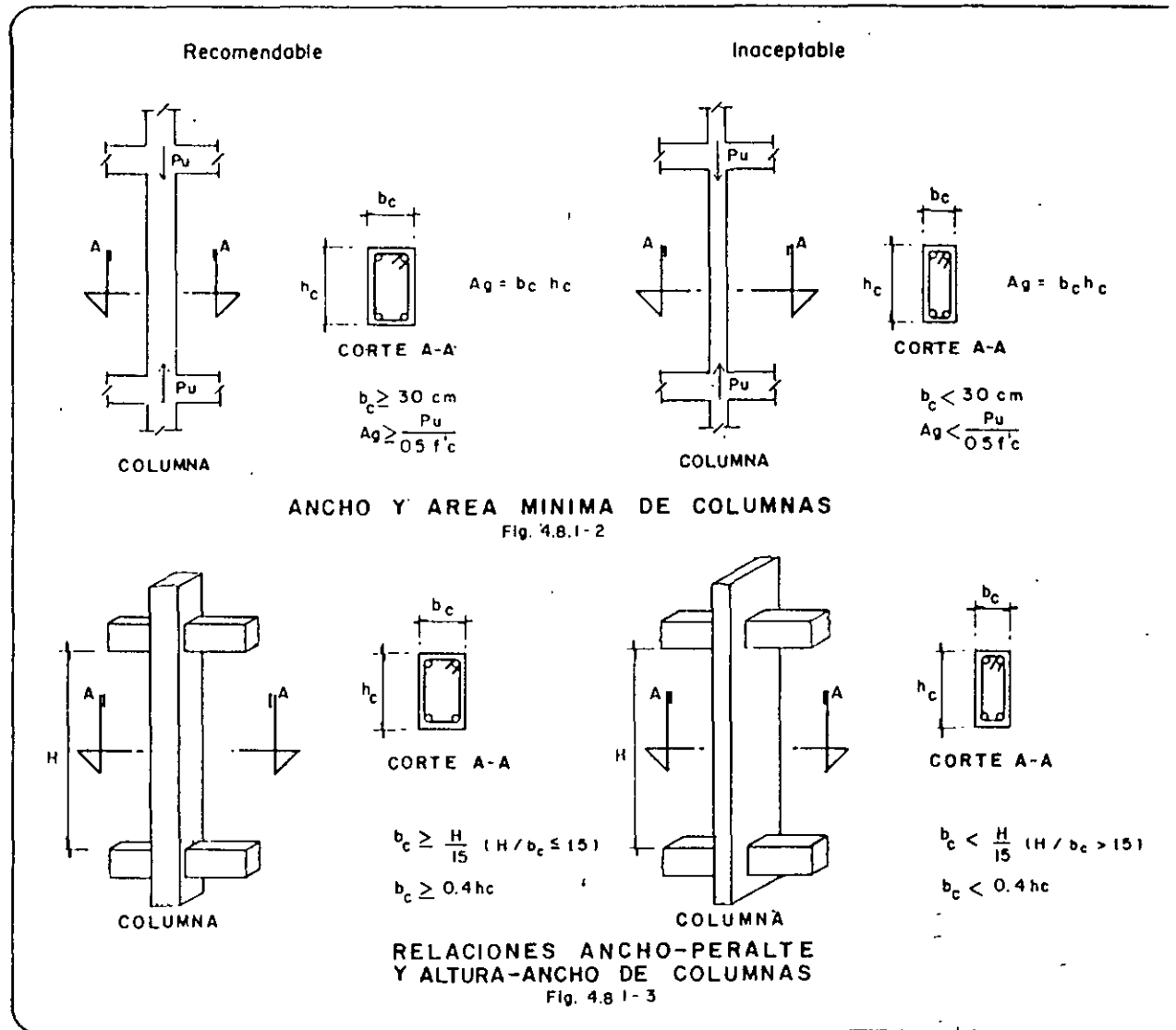


Fig. 4.8.1-1

4.8.1



4.8.1

b.- Objetivos

- Definir a las columnas que se considera que trabajan a flexocompresión.
- Establecer las dimensiones mínimas y el área mínima de las columnas de marcos dúctiles, en función de la carga axial y de la calidad del concreto.
- Evitar que se construyan columnas demasiado alargadas.
- Evitar que se construyan columnas demasiado esbeltas donde se puedan presentar problemas de pandeo.

4.9 UNIONES VIGA-COLUMNA

4.9.1 Anclaje del refuerzo

Toda barra de refuerzo longitudinal de vigas que termine en un nudo debe prolongarse hasta la cara lejana del núcleo de la columna y rematarse con un doblez a 90 grados seguido de un tramo recto no menor de 12 diámetros. La sección crítica para revisar el anclaje de estas barras será en el plano externo del núcleo de la columna. La revisión se efectuará de acuerdo con la sección 3.1.1c), donde será suficiente usar una longitud de desarrollo del 90 por ciento de la allí determinada.

Los diámetros de las barras de vigas y columnas que pasen rectos a través de un nudo deben seleccionarse de modo que se cumplan las relaciones siguientes:

$$h(\text{columna})/d_b(\text{barras de viga}) \geq 20$$

$$h(\text{viga})/d_b(\text{barras de columna}) \geq 20$$

donde $h(\text{columna})$ es la dimensión transversal de la columna en la dirección de las barras de viga consideradas.

Si en la columna superior del nudo se cumple que $P_u/A_c f_c \geq 0.3$, la relación del peralte total de la viga al diámetro de las barras de columna puede ser no menor que 15. También es suficiente esta relación cuando en la estructura los muros de concreto reforzado resisten más del 50 por ciento de la fuerza lateral total.

a.- En este artículo se indica que:

- Las barras longitudinales de vigas y columnas deberán cumplir:
 - $h(\text{columna})/d_b(\text{barras de viga}) \geq 20$
 - $h(\text{viga})/d_b(\text{barras de columna}) \geq 20$

donde:

$h(\text{columna})$ = dimensión transversal de la columna en la dirección de las barras de viga considerada.

$h(\text{viga})$ = dimensión transversal de la viga en la dirección de las barras de la columna considerada.

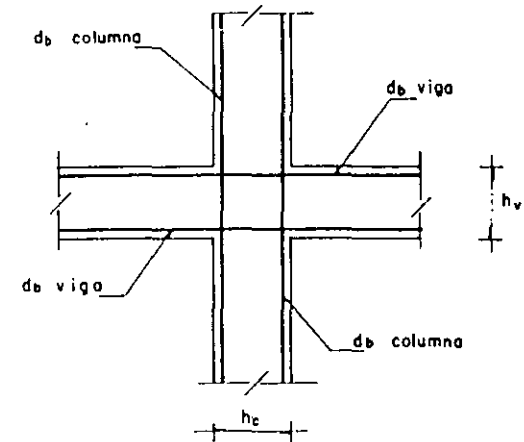
d_b = diámetro de barra de viga o de columna, según sea el caso. (Fig. 4.9.1-1)

b.- Objetivo

Definir las dimensiones de las columnas y de las traveses de marcos dúctiles atendiendo al anclaje del acero de refuerzo en los nudos de la estructura.

c.- Recomendaciones

- Es conveniente, que en el momento en que se lleve a cabo la estructuración, se definan los diámetros de las varillas que se van a emplear como refuerzo longitudinal de traveses y columnas de los marcos dúctiles, con el fin de poder establecer las dimensiones de estos elementos estructurales en función de los detalles de las uniones.



REFUERZO LONGITUDINAL EN NUDOS

Fig. 4.9.1-1

4.10

6. LOSAS PLANAS

6.1 Requisitos generales

Losas planas son aquellas que transmiten las cargas directamente a las columnas, sin la ayuda de vigas. Pueden ser macizas, o aligeradas por algún medio (bloques de material ligero, alvéolos formados por moldes removibles, etc.). También pueden ser de espesor constante o pueden tener un cuadro o rectángulo de espesor menor en la parte central de los tableros, con tal que dicha zona quede enteramente dentro del área de intersección de las franjas centrales y que su espesor sea por lo menos de dos tercios de espesor del resto de la losa (excepto el del alabeo, y no menor de 10 cm. Según la magnitud de la carga por transmitir, la losa puede apoyarse directamente sobre las columnas o a través de alabos, capiteles o una combinación de ambos. En ningún caso se admitirá que las columnas de orilla sobresalgan del borde de la losa.

Las losas aligeradas contarán con una zona maciza adyacente a cada columna de cuando menos 25h, medida desde el paño de la columna o el borde del capitel. Asimismo contarán con zonas macizas de por lo menos 25h adyacentes a muros de rigidez, medidas desde el paño del muro, las cuales deberán ser más amplias si así lo exige la transmisión de las fuerzas sísmicas de la losa al muro. En los ejes de columnas deben suministrarse nervaduras de ancho no menor de 25 cm, las nervaduras adyacentes a los ejes de columnas serán de por lo menos 20 cm de ancho y el resto de ellas de al menos 10 cm. En la zona superior de la losa habrá un firme de espesor no menor de 5.0 cm, monolítico con las nervaduras y que sea parte integral de la losa. Este firme o capa maciza debe ser capaz de soportar, como mínimo, una carga de 1.000 kg en un área de 10x10 cm, actuando en la posición más desfavorable. En cada entre-eje de columnas y en cada dirección, debe haber al menos seis hileras de casetones o alvéolos. La losa se revisará como diafragma con los criterios de 1.6, a fin de asegurar la correcta transmisión en su plano a los elementos verticales resistentes de las fuerzas transmitidas por el sismo.

a.- En este artículo se indica que:

- Las losas planas son aquellas que transmiten las cargas directamente a las columnas, sin la ayuda de vigas (Fig. 4.10.1-1)

- Las losas planas se pueden clasificar en:

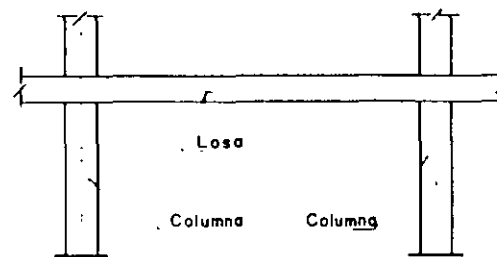
.Macizas.

.Aligeradas por medio de:

- * Bloques de material ligero
- * Alveolos (fig. 4.10.1-2)

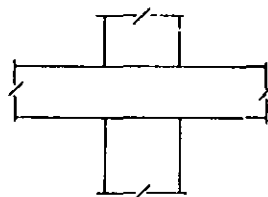
. De espesor constante.

. De espesor variable (fig.4.10.1-3)

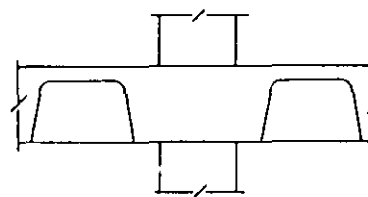


LOSAS PLANAS

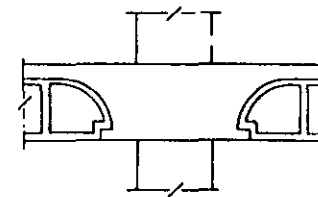
Fig. 4.10.1-1



MACIZAS



ALIGERADAS
(Alveolos)



ALIGERADAS
(Bloques)

CLASIFICACION DE LAS LOSAS PLANAS

Fig. 4.10.1-2

4.10.1

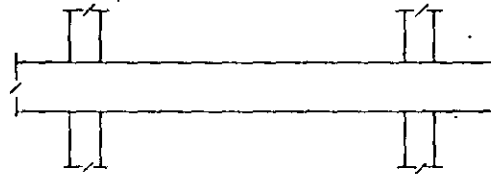
4.6 Diafragmas y elementos a compresión de contraventeos

Los requisitos de esta sección se aplican a diafragmas, como sistemas de piso o techo, y a puntales y diagonales a compresión de sistemas que transmitan fuerzas inducidas por los sismos.

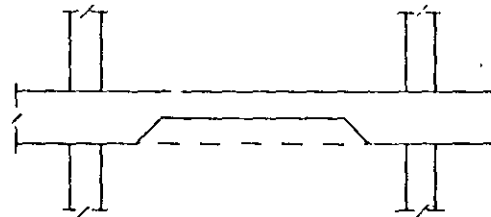
En sistemas de piso o techo prefabricados, puede funcionar como diafragma un firme colado sobre los elementos prefabricados a condición de que se dimensione de modo que por sí solo resista las acciones de diseño que actúan en su plano. El espesor del firme no será menor que 6.0 cm, si el claro mayor de los tableros es de 6.0 m o más. En ningún caso será menor que 3.0 cm. Deben colocarse conectores que impidan que el firme se separe de los elementos prefabricados.

Los diafragmas a que se refiere esta sección se dimensionarán con los criterios para vigas comunes o vigas diafragma incluidas en estas Normas, según su relación claro a peralte. En cuanto a refuerzo mínimo por fuerza cortante, se aplicará lo que se prescribe en 4.5.2c) para muros con cargas en su plano. Asimismo, se aplicará lo dispuesto para muros en 4.5.2 en lo que se refiere al uso de elementos de refuerzo en los bordes y en lo referente a aberturas. Los elementos extremos de diafragmas se dimensionarán para la suma de la compresión directa que actúe y la debida al momento que obtiene en la sección, la cual puede obtenerse dividiendo el momento entre la distancia que separa los ejes de los elementos extremos.

Debe comprobarse que sea adecuada la transmisión de las fuerzas sísmicas entre el diafragma horizontal y los



LOSA DE ESPESOR CONSTANTE



LOSA DE ESPESOR VARIABLE

CLASIFICACION DE LAS LOSAS PLANAS

Fig. 4.10.1- 3

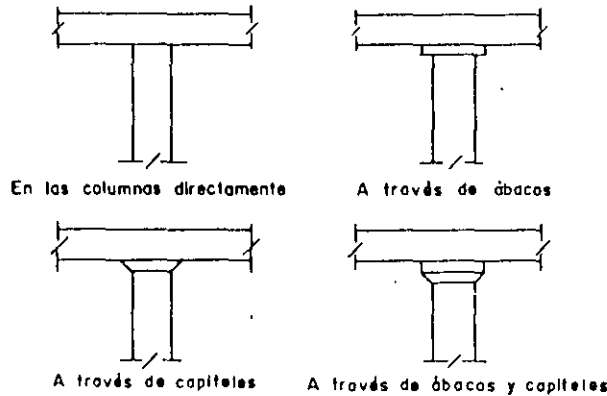
4.10.1

elementos verticales destinados a resistir las fuerzas laterales. En particular, se revisará el efecto de aberturas en el diafragma en la proximidad de muros de rigidez y columnas.

Los elementos a compresión de diafragmas horizontales y de armaduras verticales así como las diagonales de contraventeo, sujetos a esfuerzos de compresión mayores que $0.2 f_c$, contarán en toda su longitud con el refuerzo transversal mínimo que se prescribe en 5.3.4 para elementos a flexocompresión. Este refuerzo puede interrumpirse en las zonas donde el esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0.15 f_c$. Los esfuerzos se evaluarán con las cargas de diseño, usando un modelo elástico lineal y las propiedades de las secciones brutas de los miembros considerados.

- Las losas planas se clasifican según su forma de apoyo (fig. 4.10.1-4) en:

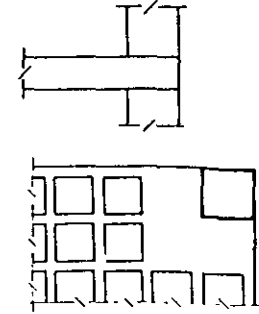
- . Apoyadas en las columnas directamente.
- . Apoyadas a través de ábacos
- . Apoyadas a través de capiteles
- . Apoyadas a través de ábacos y capiteles



TIPO DE APOYOS LOSA PLANA - COLUMNA

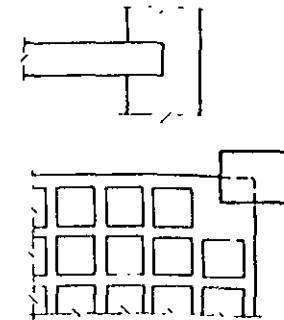
Fig. 4.10.1-4

Recomendable



El paño de la columna coincide con el paño de la losa.

Inaceptable



El paño de la columna no coincide con el paño de la losa.

Fig. 4.10.1-5

4.10.1

128

b.- Objetivos

- Definir las losas planas
- Clasificar a las losas planas
- Definir la geometría de las losas planas (nervaduras, firmes, zonas macizas, etc.).
- Definir tipos de apoyos de losas planas.

Al cumplir con las especificaciones indicadas en este artículo se logran también los siguientes objetivos.

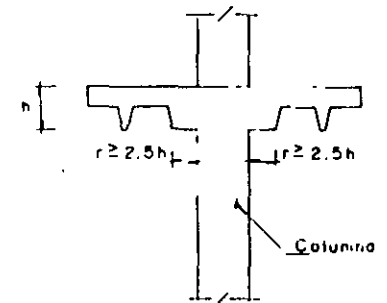
- . Asegurar un comportamiento adecuado en las estructuras en las cuales se emplean estos elementos, bajo la acción de sismos.
- . Evitar se presenten fallas en las losas planas por penetración de las columnas.
- . Tratar de proporcionar a estos sistemas de piso, la rigidez mínima necesaria para que presente comportamiento adecuado.

c.- Comentarios

- El actual Reglamento incluye especificaciones para el diseño de losas planas bastante más conservadoras que las correspondientes al Reglamento establecido en 1977, lo que lleva a limitar el uso de estos elementos en algunos casos.
- Es recomendable no utilizar losas planas en edificios muy altos.
- Una posibilidad para disminuir la flexibilidad de una estructura a base de losa plana, es la inclusión de elementos resistentes a fuerzas cortantes (muros de cortante, contraventeos, etc.).

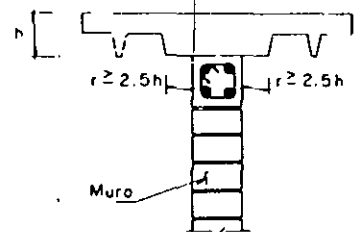
4.10.1

- Las losas aligeradas deberán:
 - . Contar con zonas macizas
 - . Adyacentes a las columnas $r \geq 2.5 h$
 - . Adyacentes a los muros de rigidez (figs. 4.10.1-6 y 4.10.1-7).
- Contar con nervaduras cuyo ancho - sea: (fig. 4.10.1-8)
 - . En ejes de columna
 - b 25 cm
 - . Adyacentes a ejes de columnas
 - b 20 cm
 - . El resto de ellas
 - b 10 cm



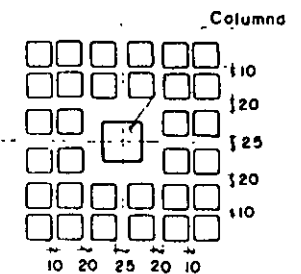
ZONA MACIZA EN COLUMNAS

Fig. 4.10.1- 7



ZONA MACIZA EN MUROS

Fig. 4.10.1- 6

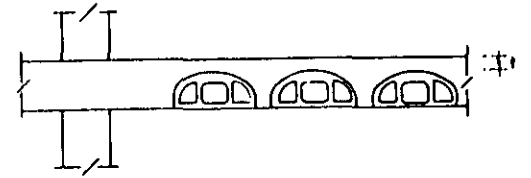


NERVADURAS

Fig. 4.10.1- 8

4.10.1

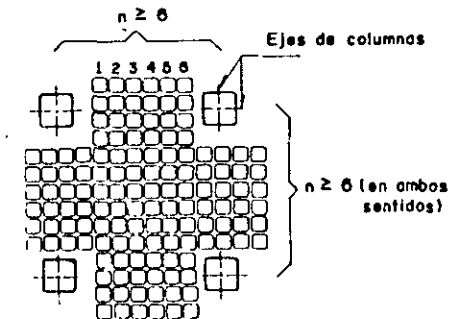
- El firme ubicado en la parte superior de las losas planas aligeradas deberá: (fig. 4.10.1-9).
 - . Ser monolítico con la losa
 - . Tener un espesor mayor o igual a 5 cm.
- En cada una de las dos direcciones de las losas planas (entre ejes de columnas) deberán existir por lo menos seis hileras de casetones alveolos (fig. 4.10.1-10).
- Las losas planas se revisarán como diafragmas horizontales según los criterios para diafragmas y elementos de compresión de contraventeos presentados en el 4.6 de NTC de concreto.



$t \geq 5 \text{ cm}$

FIRME QUE SE APOYA EN LAS NERVADURAS

Fig. 4.10.1-9



NUMERO MINIMO DE CASETONES

Fig. 4.10.1-10

4.10.2

6.13 Aberturas

Se admiten aberturas de cualquier tamaño en la intersección de dos franjas centrales, a condición de que se mantenga, en cada dirección, el refuerzo total que se requeriría si no hubiera la abertura.

En la intersección de dos franjas de columna, las aberturas no deben interrumpir más de un octavo del ancho de cada una de dichas franjas. En los lados de las aberturas debe suministrarse el refuerzo que correspondería al ancho que se interrumpió en cada dirección.

En la intersección de una franja de columna y una franja central, las aberturas no deben interrumpir más de un cuarto del ancho de cada una de dichas franjas. En los lados de las aberturas debe suministrarse el refuerzo que correspondería al ancho que se interrumpió en cada dirección.

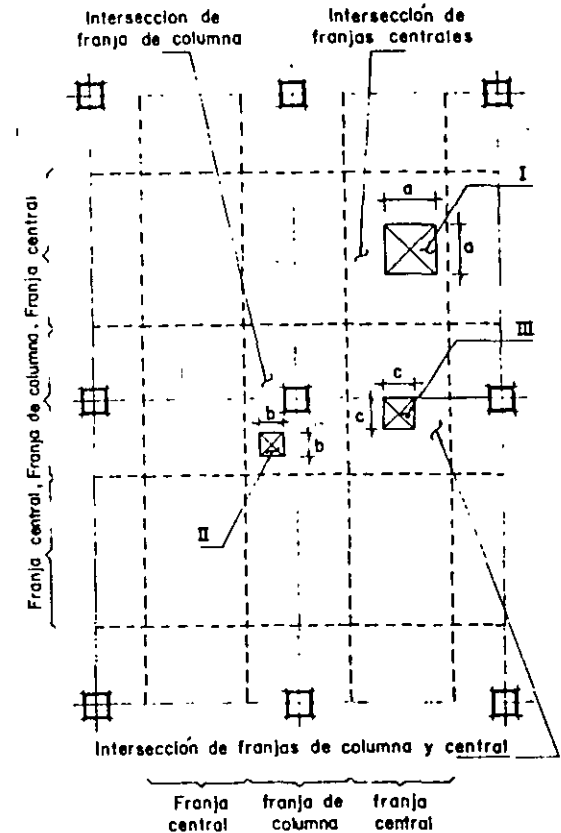
Deben cumplirse los requisitos para fuerza cortante (de 2.1.5h) y se revisará que no se exceda la cuantía máxima de acero de tensión (de 2.1.2b) calculada con el ancho que resulte descontando las aberturas.

a.- En este artículo se indica que:

- Se admiten aberturas en losas planas en: (Fig. 4.10.2-1)
 - . La intersección de dos franjas-centrales (I).
 - . De cualquier tamaño (a)
- La intersección de dos franjas de columnas (II).
- . Donde $b = \frac{1}{8}$ del ancho de la franja
- La intersección de franjas de columna y centrales.
 - . donde $c \leq \frac{1}{4}$ del ancho de cada una de las franjas.

Nota: Para los tres casos se mantiene el refuerzo total interrumpido por la abertura, en ambas direcciones. (Fig. 4.10.1-2)

- Se deben cumplir:
 - . Los requisitos para fuerzas cortante (2.1.5. h).
 - . Revisar que no se exceda la cuantía máxima de acero a tensión (2.1.2. b) (descontando ancho de abertura).

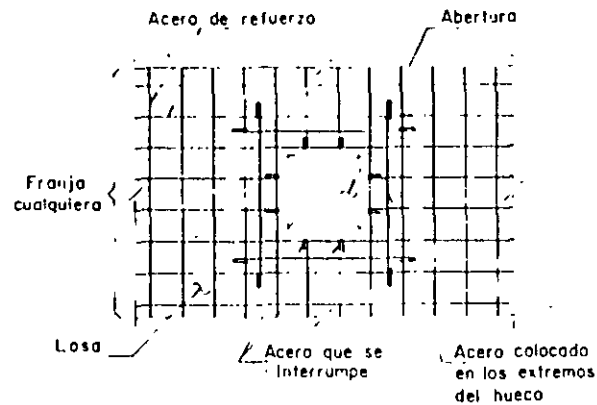


ABERTURAS EN LOSAS PLANAS

Fig. 4.10.2-1

4.10.2

132



DETALLE DE ARMADO EN ABERTURAS
EN LOSAS PLANAS

Fig 4.10.2 - 2

b.- Objetivo

- Evitar se presenten zonas débiles en losas planas, provocadas por la reducción del área resistente en la losa debido a las aberturas.
- Evitar se presente una discontinuidad en la transmisión de los esfuerzos a través de la losa.

c. Comentarios.

- Es necesario evitar que en losas planas se hagan aberturas muy grandes, para asegurar su buen comportamiento como diafragma. La parte más crítica en cuanto a la presencia de aberturas, es la zona maciza, debido a que se incrementa la posibilidad de falla de la losa por penetración de las columnas.
- El acero de refuerzo total se mantendrá aún cuando existan aberturas para asegurar la ductilidad de la losa, y evitar la formación de una zona con comportamiento de tipo frágil.

4.11 CONCRETO PREFABRICADO

3.- Concreto prefabricado.

Se presentan algunos comentarios introductorios respecto a este tema.

a.- Aspectos generales

- Las estructuras de concreto reforzado pueden ser:
 - . Coladas en el lugar
 - . Integradas en su totalidad por elementos prefabricados.
 - . Mixtas (algunos elementos son prefabricados y otros colados en el lugar).
- Los elementos prefabricados pueden ser:
 - De concreto reforzado ordinario
 - Presforzados { pretensados
postensados
- En éste capítulo se analiza lo correspondiente a:
 - Estructuras totalmente prefabricadas.
 - Estructuras mixtas.

b.- Los edificios que incluyen elementos prefabricados de concreto ya sea en parte o en su totalidad presentan características diferentes a las correspondientes a edificios en los que todos sus elementos son colados en el lugar; a saber:

- Las secciones transversales de los elementos estructurales prefabricados son totalmente diferen-

tes a los correspondientes de las estructuras totalmente coladas en el lugar.

- . En las trabes de concretos de estructuras coladas en el lugar se utilizan secciones rectangulares o "T".
- . En elementos presforzados se emplean secciones transversales, rectangulares T, L, T invertidas, doble T, canal, Y, etc. Esto se debe a que para diseñar elementos presforzados se requiere lograr secciones transversales mínimas de concreto, para que la cantidad de acero de presfuerzo sea también mínima. En elementos presforzados la cuantía de presfuerzo está en función directa del área de la sección transversal de concreto. También es importante reducir las secciones transversales a un mínimo debido a que el peso del elemento influye de manera considerable en el costo de transporte y montaje.

En nuestro país varias empresas dedicadas al presfuerzo y a la prefabricación han estandarizado sus secciones transversales siendo aconsejable la utilización de estos elementos por presentar ventajas en lo correspondiente a calidad, tiempo y costo

4.11.1

- En este documento se presentan algunas de las secciones transversales más utilizadas en nuestro medio. Se cuenta con un catálogo de productos prefabricados elaborado por la Asociación Nacional de Industriales del Presfuerzo y de la Prefabricación A.C. (ANIPPAC) en el que se presentan los elementos estandarizados por las empresas agrupadas en esa asociación.
 - Las losas prefabricadas que se emplean como elementos de entrepiso y cubierta, principalmente en el caso de que sean pretensadas, trabajan como trabe-losa; es decir, trabajan en una sola dirección, a diferencia de las losas coladas "insitu" que por lo general trabajan en ambas direcciones (ya sean estas losas perimetralmente apoyadas o losas planas).
 - Por lo anterior, las estructuras (en planta) que se logran cuando se tienen elementos pretensados, cuentan, en una dirección, con travesantes portantes (de las losas) que forman con las columnas marcos sismo-resistentes.
En la otra dirección se tienen travesantes que solo resisten su peso propio, pero que forman parte de marcos que resisten los efectos sísmicos en esa dirección.
- Asimismo existen otros tipos de estructuraciones como es el caso de losas prefabricadas pretensadas apoyadas en muros de cortante.
- En el caso de estructuras coladas en el lugar se tienen travesantes portantes en ambas direcciones, las que forman marcos con las columnas, resistiendo también los efectos sísmicos.
 - Debido a lo antes mencionado, las estructuraciones en las que se emplean losas prefabricadas pretensadas son por lo general rectangulares; correspondiendo el claro mayor al de las losas; y el menor, al de las travesantes que las soportan. En el caso de soluciones coladas en el lugar, por lo general, se tienen retículas cuadradas.
 - Las uniones entre elementos prefabricados son más complejas y muy diferentes de las empleadas para elementos colados en el lugar.

**5.-Normas Técnicas Complementarias para
Diseño y Construcción de Estructuras de
Mampostería**

5.1 MATERIALES PARA MAMPOSTERIA

2. MATERIALES PARA MAMPOSTERIA

2.1 Piezas

2.1.1 Tipos de piezas

Las piezas usadas en los elementos estructurales de mampostería deberán cumplir los requisitos generales de calidad especificados por la Dirección General de Normas de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial para cada material. En particular deberán aplicarse las siguientes normas.

C6 Ladrillos y bloques cerámicos de barro, arcilla o similares

C10 Bloques, ladrillos o tabiques y tabicones de concreto

En el capítulo de diseño sísmico del Reglamento se fijan distintos factores de comportamiento sísmico, Q , en función del tipo de pieza que compone un muro y de su refuerzo.

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

Las piezas huecas a que hace referencia el capítulo de diseño sísmico son las que tienen en su sección transversal más desfavorable un área neta de por lo menos 45 por ciento del área bruta; además el espesor de sus paredes exteriores no es menor que 1.5 cm.

a.- En este artículo se indica que:

- Para elementos estructurales de mampostería se podrán usar los diferentes tipos de piezas:

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

- Para diseño sísmico se considera lo siguiente:

• Las piezas macizas tienen las siguientes características.

$$A_{neta} \geq 0.75 A_t$$

$$t \geq 2 \text{ cm}$$

donde:

A_{neta} = Área neta de la sección transversal más desfavorable.

A_t = Área total de la sección de la pieza

t = Espesor de las paredes de la pieza

• Las piezas huecas tienen las siguientes características

$$A_{neta} = 0.45 A_t$$

$$t_e = 1.5 \text{ cm}$$

donde:

t_e = espesor de las paredes exteriores de la pieza

b.- Objetivos

- Definir las características de las piezas que se emplean en elementos estructurales de mampostería.

5.1.2

2.2 Morteros

Los morteros que se empleen en elementos estructurales de mampostería deberán cumplir con los requisitos siguientes:

- Su resistencia en compresión será por lo menos de 40 kg/cm².
- La relación volumétrica entre la arena y la suma de cementantes se encontrará entre 2.25 y 3.
- La resistencia se determinará según lo especificado en la norma NOM C 61.
- Se empleará la mínima cantidad de agua que dé como resultado un mortero fácilmente trabajable.

La tabla siguiente muestra las características de algunos proporcionamientos recomendados.

PROPORCIONAMIENTOS, EN VOLUMEN, RECOMENDADOS PARA MORTERO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Tipo de mortero	Partes de cemento	Partes de cemento de albañilería	Partes de sal	Partes de arena *	Valor típico de la resistencia nominal en compresión, en kg/cm ²
I	1	—	0 a ¼	No menos de 2.25 ni más de 3 veces la suma de cementantes en volumen	125
	1	0 a ½	—		
II	1	—	¼ a ½		75
	1	½ a 1	—		
III	1	—	½ a 1¼	40	

* El volumen de arena se medirá en estado suelto.

a.- En este artículo se indica que:

- Los morteros deben cumplir lo siguiente:

$$f'c \geq 40 \text{ kg/cm}^2$$

$$2.25 \leq \frac{V(\text{arena})}{\sum V(\text{cementantes})} \leq 3$$

- Emplear la mínima cantidad de agua - requerida para facilitar su trabajabilidad.

b.- Objetivo.

- Definir las características principales de los morteros, que se emplean en elementos estructurales de mampostería.

5.1.3

2.3. Acero de refuerzo

El refuerzo que se emplee en castillos, dalas y/o elementos colocados en el interior del muro, estará constituido por barras corrugadas que cumplan las especificaciones NOM B6 y B294, por malla de acero que cumpla con la especificación B290 o por alambres corrugados laminados en frío que cumplan con la norma B72. Se admitirá el uso de barras lisas únicamente en estribos, en mallas electrosoldadas o en conectores. Se podrán utilizar otros tipos de acero siempre y cuando se demuestre a satisfacción del Departamento su eficiencia como refuerzo estructural.

Como esfuerzo de diseño, f_s , se considerará el de fluencia garantizado por el fabricante. La verificación de calidad del acero se hará de acuerdo con la norma correspondiente de la Dirección General de Normas.

a.- En este artículo se indica que:

- El acero de refuerzo a emplear en:
 - . Castillos
 - . Dalas
 - . Refuerzo interior en piezas de mampostería
- Podrá ser:
 - . Barras corrugadas
 - . Malla de acero
 - . Alambres corrugados laminados en frío

b.- Objetivo

- Definir los tipos de acero de refuerzo a emplear en los elementos estructurales de mampostería.

5.2

3. SISTEMAS ESTRUCTURALES A BASE DE MUROS DE MAMPOSTERÍA

3.1 Tipos de muros

Los muros que tengan una función estructural en la construcción quedarán incluidos en una de las modalidades descritas en los casos siguientes:

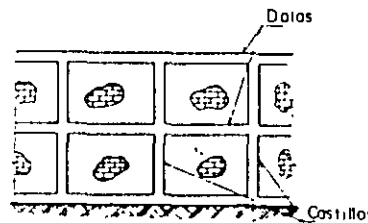
a.- En este artículo se indica que:

Los muros estructurales de mampostería se pueden clasificar en: (fig. 5.2.1-1).

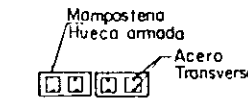
- Muros diafragma
- Muros confinados
- Muros de mampostería hueca reforzados interiormente.
- Muros no reforzados interiormente.
- Otras modalidades

b.- Objetivo

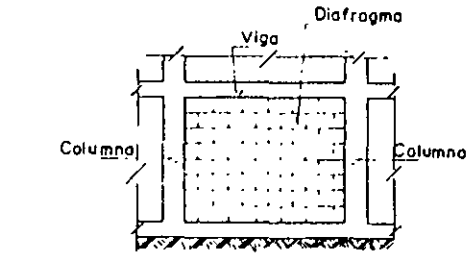
Definir los diferentes tipos de muros estructurales de mampostería que se pueden utilizar en los edificios.



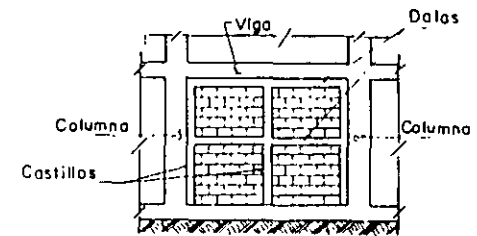
MURO CONFINADO



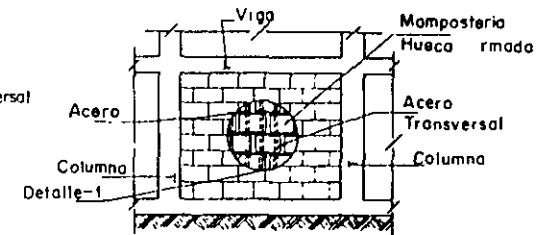
DETALLE - 1



MURO DIAFRAGMA



MURO DIAFRAGMA CONFINADO
(Con dados y castillos)



MURO REFORZADO INTERIORMENTE

MUROS ESTRUCTURALES DE MAMPOSTERÍA

Fig. 5.2.1-1

5.2.2

142

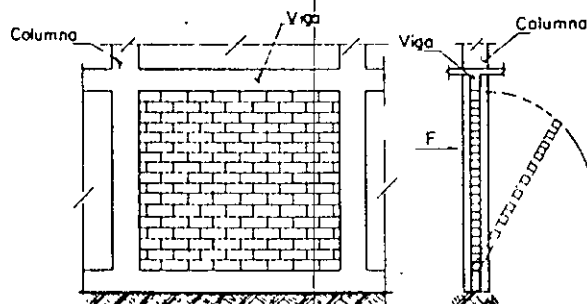
3.2 Muros diafragma

Estos son los que se encuentran rodeados por las vigas y columnas de un marco estructural al que proporcionan rigidez ante cargas laterales.

La unión entre el marco y el muro diafragma deberá evitar la posibilidad de volteo del muro perpendicularmente a su plano y las columnas del marco deberán ser capaces de resistir, cada una, en una longitud igual a una cuarta parte de su altura medida a partir del paño de la viga, una fuerza cortante igual a la mitad de la carga lateral que actúa sobre el tablero.

a.- En este artículo se indica que:

- Los muros diafragmas son lo que se encuentran confinados por trabes y columnas que forman marcos estructurales (fig. 5.2.2-1a).
- También se tienen muros diafragmas que además de estar confinados por trabes y columnas como se indicó en el párrafo anterior, cuentan con dala y castillos. (fig. 5.2.2-1b).
- Las uniones entre marcos y muros diafragma deberán diseñarse para:
 - . Evitar el volteo del muro (fig. 5.2.2-1c).



POSIBLE VOLTEO DE MUROS DIAFRAGMA

Fig 5.2.2 - 1 c)

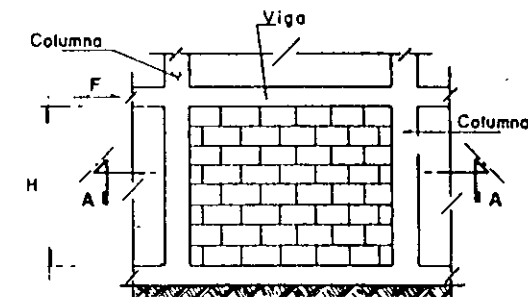


Fig. 5.2.2 - 1 a)

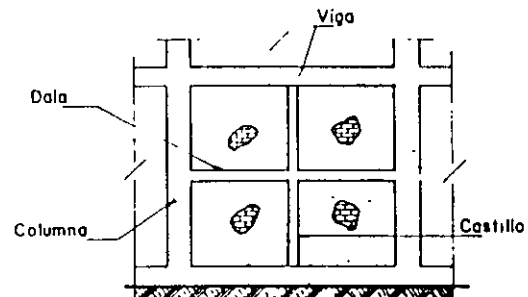
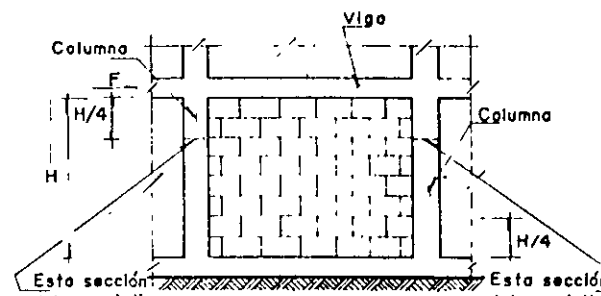


Fig. 5.2.2 - 1 b)



Esta sección debe resistir un cortante $V = F/2$

Fig. 5.2.2 - 1 d)

Esta sección debe resistir un cortante $V = F/2$

MUROS DIAFRAGMA

Fig. 5.2.2-1

5.2.2

- Que las columnas resistan al menos el 50% de la carga lateral - que actúa en el tablero, en una longitud igual a una cuarta parte de la altura del tablero, medida a partir del paño de la viga. (fig. 5.2.2-1d)

b.- Objetivo

Definir a los muros diafragma

c.- Comentarios

- Estos muros deberán estar adecuadamente ligados a las vigas y a las columnas de la estructura (para mayor información ver artículo 204 de este manual).(fig.5.2.2.2)
- Las vigas y columnas deberán revisarse para que sean capaces de resistir las reacciones que les induce el tablero del muro.
- Cuando las dimensiones de los muros diafragma (longitud y altura) son considerables se deberán incluir adicionalmente dadas y castillos.

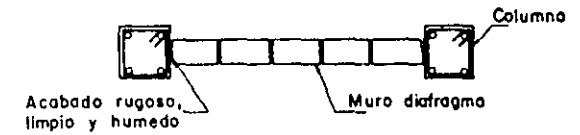
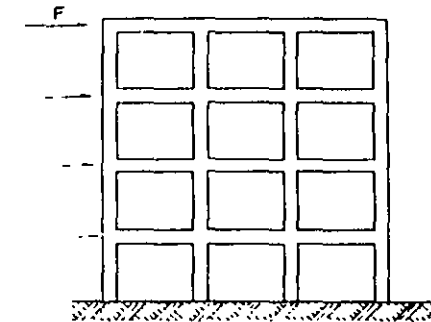
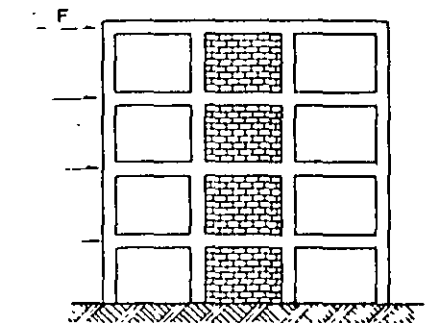


Fig. 5 2 2 - 2



MARCO SIN MUROS
DIAFRAGMA
(Marco poco rigido)



MARCO CON MUROS
DIAFRAGMA
(Marco rigido)

Fig. 5 2.2 - 3

3.3 Muros confinados

Estos son los que están reforzados con castillos y dadas que cumplen con los requisitos siguientes:

Las dadas o castillos tendrán como dimensión mínima el espesor del muro. El concreto tendrá una resistencia a compresión, f'_c , no menor de 150 kg/cm², y el refuerzo longitudinal estará formado por lo menos de tres barras, cuya área total no será inferior a $0.2 f'_c/f_y$ por el área de castillo y estará anclado en los elementos que limitan al muro de manera que pueda desarrollar su esfuerzo de fluencia.

El área del refuerzo transversal no será inferior a $\frac{1000s}{f_y d_c}$ siendo s la separación de los estribos y d_c el peralte del castillo. La separación de los estribos no excederá de $1.5 d_c$ ni de 20 cm.

Existirán castillos por lo menos en los extremos de los muros y en puntos intermedios del muro a una separación no mayor que vez y media su altura, ni 4 m.

Existirá una dada en todo extremo horizontal de muro, a menos que este último esté ligado a un elemento de concreto reforzado de al menos 15 cm de peralte. Además existirán dadas en el interior del muro a una separación no mayor de 3 m.

a.- En este artículo se indica que:

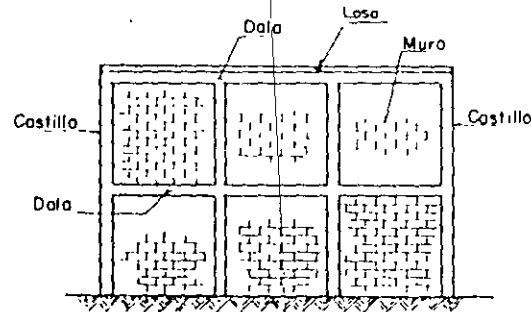
- Los muros confinados son los que están reforzados con dadas y castillos únicamente (fig. 5.2.3.1.)
- Las dadas y los castillos deberán cumplir con lo siguiente: (fig. -- 5.2.3.2)

$bc \geq t$ y $id \geq t$

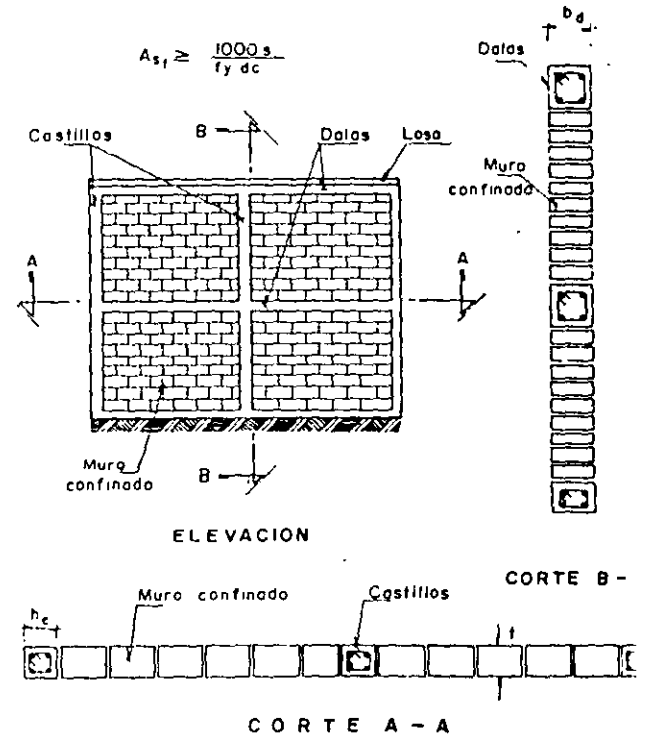
$f'_c \geq 150 \text{ Kg/cm}^2$

Tener como mínimo 3 barras de refuerzo longitudinal, con una área $A_s \geq (0.2 f'_c/f_y) A_c$, si $A_c = bc \cdot hc$.

Anclar el acero de refuerzo longitudinal en los elementos extremos.



MURO CONFINADO
(Con dadas y castillos)
Fig. 5.2.3-1



- Donde:
- t = Espesor del muro
 - h_c = Peralte del castillo.
 - b_c = Ancho del castillo
 - b_d = Ancho de la dada.
 - h_d = Peralte de la dada.
 - A_c = Área del castillo.
 - A_s = Área de acero longitudinal del castillo.
 - s = Separación de estribos
 - d_c = Peralte de castillo

MURO CONFINADO EN UN MARCO ESTRUCTURA
Fig. 5.2.3-2

5.2

Existirán elementos de refuerzo con las mismas características que las dalas y castillos en el perímetro de todo hueco cuya dimensión exceda de la cuarta parte de la longitud del muro en la misma dirección

La relación altura a espesor del muro no excederá de 30.

Podrá incrementarse la resistencia a fuerza cortante de muros confinados, de acuerdo con lo establecido en 4.3.2, cuando se coloque refuerzo horizontal en las juntas con las cuantías mínimas especificadas en dicha sección y que cumpla con los requisitos de separación máxima y de detallado especificados para muros reforzados interiormente en la sección 3.4. Dicho refuerzo horizontal deberá estar anclado a los castillos extremos e interiores

4.3.2 Fuerza cortante resistida por la mampostería

La fuerza cortante resistente de diseño se determinará como sigue:

a) Para muros diafragma

$$V_R = F_R (0.55 v^* A_T) \quad (12)$$

b) Para otros muros

$$V_R = F_R (0.5 v^* A_T + 0.3P) \leq 1.5 F_R v^* A_T \quad (13)$$

en que

P es la carga vertical que actúa sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga

v^* es el esfuerzo cortante medio de diseño que se determinará según el inciso 2.1.2

- Contar con castillos y dalas extremos e intermedios.

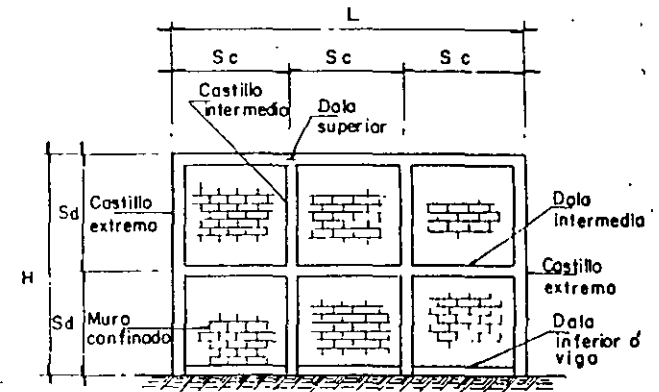
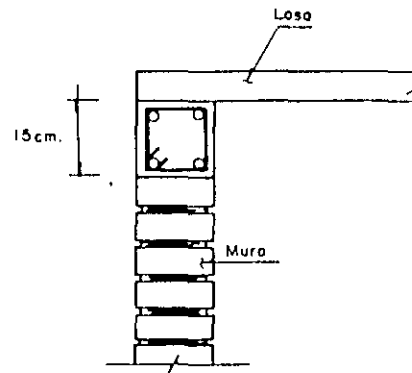
- Los castillos tendrán una separación entre sí que cumpla con: ---- (fig. 5.2-3-3).

$$S_c \leq \begin{matrix} 1.5 H \\ 4 \text{ m} \end{matrix}$$

- Existirán dalas en los extremos -- horizontales (superior e inferior) cuando los muros no estén ligados a elementos resistentes horizontales de concreto cuyo peralte sea -- mayor o igual a 15 cm.

- Las dalas tendrán una separación -- vertical que cumpla con: (fig.5.2-3-3).

$$S_d \leq 3m$$



Donde:

S_c = Separación de castillos

S_d = Separación de dalas

SEPARACION DE DALAS Y CASTILLOS DE MUROS CONFINADOS

Fig. 5.2.3-3

5.2.3

6

El factor de reducción de resistencia, F_R , se tomará como:

0.7 para muros diafragma, muros confinados y muros con refuerzo interior, según se definen en el capítulo 3 de estas normas;

0.8 para muros no confinados ni reforzados.

No se considerará incremento alguno de la fuerza cortante resistente por efecto de las dalas y castillos de muros confinados de acuerdo con la sección 3.3. Cuando se coloque refuerzo horizontal en las juntas con las características definidas en la sección 3.3 para muros confinados y en la sección 3.4 para muros con refuerzo interior, podrá incrementarse en 25 por ciento la fuerza cortante resistente calculada con la ec 4.3, siempre que la cuantía de refuerzo horizontal, p_h , no sea inferior a 0.0005 ni al valor que resulte de la expresión siguiente

$$p_h = 0.0002 v^* (1 + 0.2 \frac{P}{v^* A_T}) \frac{f_y}{4200}$$

- Cuando existan huecos se colocaran refuerzos a base de dalas y castillos en la periferia del hueco: (fig. 5.2.3-4).

$$\cdot \text{ Si } a_1 \leq \frac{1}{4} L$$

$$\cdot \text{ ó } a_2 \leq \frac{1}{4} H$$

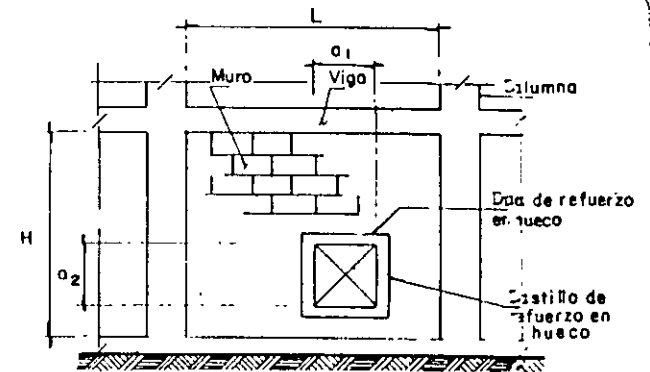
No se requiere reforzar con dalas y castillos, los huecos de los muros de mampostería:

$$\cdot \text{ Si } a_1 > \frac{1}{4} L$$

$$\cdot \text{ y } a_2 > \frac{1}{4} H$$

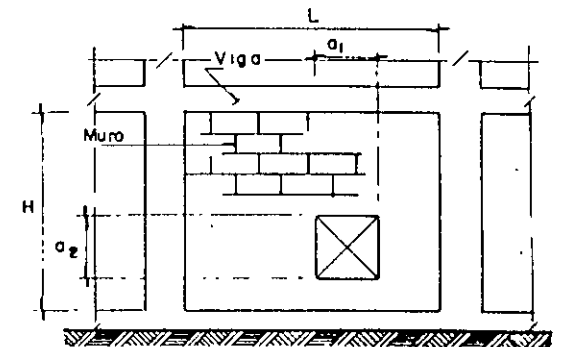
- El espesor del muro deberá cumplir con:

$$\cdot t \geq \frac{H}{30} \quad (\text{fig. 5.2.3.5}).$$



$$\text{ Si } a_1 \geq L/4 \quad \text{ ó } a_2 \geq H/4$$

HUECO CON REFUERZO PERIMETRAL



$$\text{ Si } a_1 < L/4 \quad \text{ y } a_2 < H/4$$

HUECO SIN REFUERZO
(Sin dalas ni castillos)

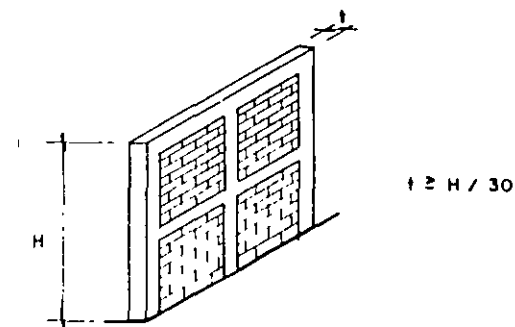
HUECOS EN MUROS DE MAMPOSTERIA

Fig. 5.2.3-4

5.2.3

b.- Objetivos

- Definir a los muros confinados
- Definir las dimensiones mínimas de los castillos y de las dalas de los muros confinados.
- Definir la ubicación de las dalas y de los castillos de los muros de mampostería para considerarlos confinados.



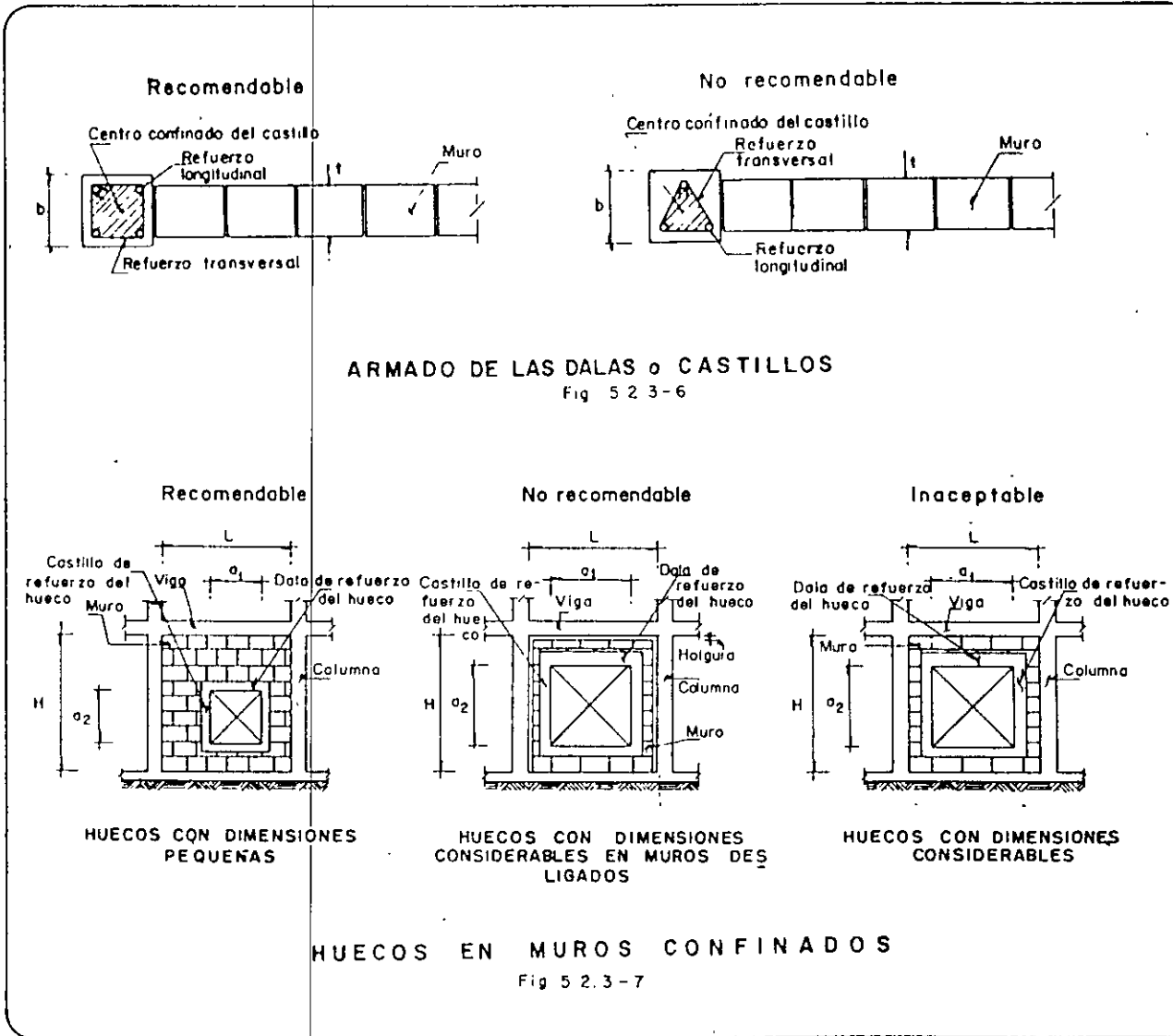
**MURO DE MAMPOSTERIA
CONFINADO**

Fig. 5.2.3 - 5

c.- Recomendaciones

- Se recomienda que cuando las dimensiones de los muros de mampostería (longitud y altura) son grandes, se emplean muros diafragma confinados, para evitar posibles fallas o volteos perpendiculares a su plano.
- Si bien se especifica que el número mínimo de varillas que se deben colocar en dalas y castillos es de 3, se recomienda que sean cuatro para cada uno de estos elementos (fig. 5.3-6)
- Cuando se tienen huecos, de dimensiones considerables conviene desligar estos muros de la estructura, ya que su comportamiento es incierto (fig. 5.3-7).

5.2.3



5.2.4

3.1 Muros reforzados interiormente

Estos son muros reforzados con malla o barras corrugadas de acero, horizontales y verticales, colocadas en los huecos de las piezas, en ductos o en las juntas. Para que un muro pueda considerarse como reforzado deberán cumplirse los siguientes requisitos mínimos.

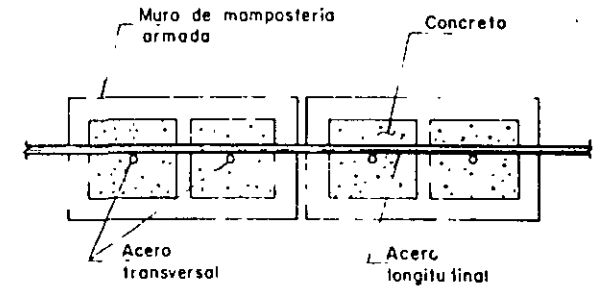
La suma de la cuantía de refuerzo horizontal, p_h , y vertical, p_v , no será menor que 0.002 y ninguna de las dos cuantías será menor que 0.0007. La cuantía de refuerzo horizontal se calcula como $p_h = A_{sh}/st$, donde A_{sh} es el refuerzo horizontal que se colocará en el espesor t del muro a una separación s ; $p_v = A_{sv}/tL$, en que A_{sv} es el área total de refuerzo que se colocará verticalmente en la longitud L del muro. Cuando se emplee acero de refuerzo de fluencia especificado mayor de 4200 kg/cm², las cuantías de refuerzo mencionadas en este párrafo podrán reducirse multiplicándolas por 4200/ f_y .

Todo espacio que contenga una barra de refuerzo vertical deberá tener una distancia libre mínima entre el refuerzo y las paredes de la pieza igual a la mitad del diámetro de la barra y deberá ser llenado a todo lo largo con mortero o concreto. La distancia libre mínima entre una barra de refuerzo horizontal y el exterior del muro será de 1.5 cm o una vez el diámetro de la barra, la que resulte mayor. El refuerzo horizontal deberá estar embebido en toda su longitud en mortero o concreto.

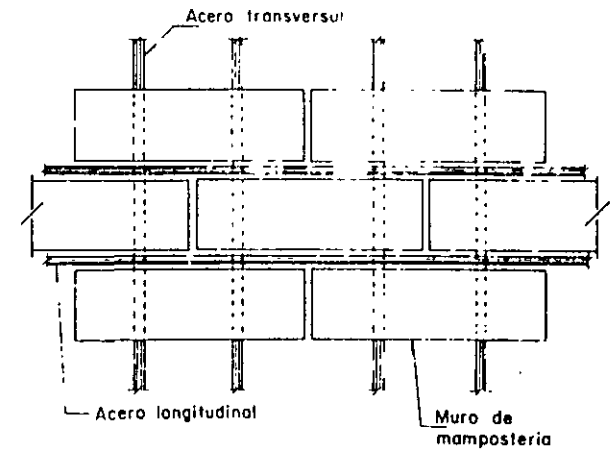
Para el colado de los huecos donde se aloje el refuerzo vertical podrá emplearse el mismo mortero que se usa

a.- En este artículo se indica que:

- Los muros son reforzados interiormente cuando se introducen varillas corrugadas o mallas en los huecos de las piezas o en sus juntas. Estas varillas de refuerzo están colocadas tanto horizontal como verticalmente. (fig. 5.2.4-1).



PLANTA



ELEVACION

MUROS REFORZADOS INTERIORMENTE

Fig. 5.2.4-1

5.2.4

150

para pegar las piezas, o un concreto de alto revenimiento, con agregado máximo de 1 cm y resistencia a compresión no menor de 75 kg/cm². El hueco de las piezas tendrá una dimensión mínima mayor de 5 cm y un área no menor de 30 cm².

Deberá colocarse por lo menos una barra No. 3 de grado 42, o refuerzo de otras características con resistencia a tensión equivalente, en dos huecos consecutivos en todo extremo de muros, en las intersecciones entre muros o a cada 3 m. El refuerzo vertical en el interior del muro tendrá una separación no mayor de 6 veces el espesor del mismo ni menor de 30 cm.

Cuando los muros transversales lleguen a tope, sin traslape de piezas, sea necesario unirlos mediante dispositivos que aseguren la continuidad de la estructura.

El refuerzo horizontal debe ser continuo y sin traslape en la longitud del muro y anclado en sus extremos. Se deberán cumplir los mismos requisitos de anclaje que para concreto reforzado. Deberá haber refuerzo consistente en una barra No. 4 de grado 42, o con resistencia a tensión equivalente, alrededor de toda abertura cuya dimensión exceda de 60 cm en cualquier dirección.

La relación altura/espesor de estos muros no será superior a 30.

Deberá haber una supervisión continua en la obra que asegure que el refuerzo esté colocado de acuerdo con lo indicado en planos y que los huecos en que se aloja el refuerzo sean colados completamente.

- Se deberá cumplir que:

$$t \geq \frac{H}{30} \quad (\text{fig. 5.2.4.2.})$$

- Cuando existan huecos:

$$\cdot \text{ Si } a_1 \geq 60 \text{ cm y/ó } a_2 \geq 60 \text{ cm.}$$

Se reforzarán los huecos en la dirección correspondiente, con al menos una varilla del número cuatro (fig. 5.2.4-3)

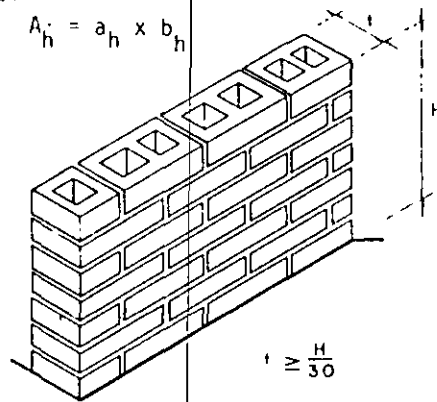
- Los huecos de las piezas de mampostería deberán cumplir con: (fig. 5.2.4-4).

$$\cdot a_h \geq 5 \text{ cm y } b_h \geq 5 \text{ cm}$$

$$\cdot A_h \geq 30 \text{ cm}^2$$

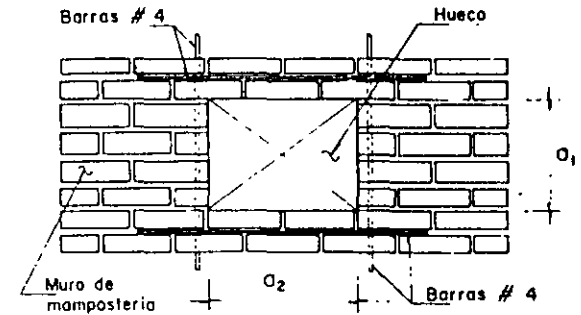
donde:

$$A_h = a_h \times b_h$$



MURO DE MAMPOSTERÍA ARMADO

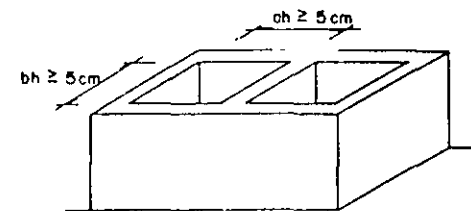
Fig. 5.2.4-2



Si a_1 y/ó $a_2 \geq 60$ cm entonces armar el hueco - perimetralmente con una barra # 4 como mínimo

DETALLE DE REFUERZO EN HUECOS DE MUROS DE MAMPOSTERÍA REFORZADOS INTERIORMENTE

Fig. 5.2.4-3



MAMPOSTERÍA HUECA (BLOCK)

Fig. 5.2.4-4

5.2.4

b.- Objetivo

- Definir a los muros de mampostería hueca reforzados interiormente.
- Definir las dimensiones mínimas - de los muros.
- Definir las dimensiones mínimas - de los huecos de las piezas de -- mampostería.
- Definir el refuerzo de los huecos de los muros reforzados interiormente.

c.- Comentarios

- Este tipo de muros no se deberá - emplear en edificios cuya altura - total sea mayor o igual a 13 m.
- Estos muros requieren un control - de calidad muy estricto. Debido - a que el refuerzo necesario puede - fácilmente omitirse por descuido - o negligencia.

5.2.5

152

5.2.5 Muros no reforzados.
Se considerarán como muros no reforzados aquellos que no tengan el refuerzo necesario para ser incluidos en alguna de las tres categorías anteriores.

a.- En este artículo se indica que:

Los muros no reforzados son aquellos que no cumplen con las especificaciones de los muros diafragma, muros confinados y muros reforzados interiormente.

c.- Observaciones.

- Este tipo de muros no deben usarse pues su carencia de confinamiento los hace muy vulnerables tanto a las acciones sísmicas como a los movimientos diferenciales.

5.2.6

3.6. Otras modalidades de refuerzo y construcción de muros

Cualquier otro tipo de refuerzo o de modalidad constructiva a base de mampostería deberá ser avalado por evidencia experimental y analítica que demuestre a satisfacción del Departamento, que cumple con los requisitos de seguridad estructural establecidos por el Reglamento y por estas Normas.

a.- En este artículo se indica que:

Pueden existir otras modalidades de muros de mampostería que requieren de condiciones especiales para su empleo

c.- Observaciones.

- En la actualidad se están desarrollando diversos sistemas de muros de mampostería que deberán ser avalados con estudios analíticos y experimentales, y que a juicio del D.D.F., puedan ser empleados con las mismas condiciones de seguridad señaladas para los muros antes descritos.

6.-Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metalicas

6.1 TIPOS DE ESTRUCTURA Y METODOS DE ANALISIS

1.3 Tipos de estructuras y métodos de análisis

Toda construcción debe contar con una estructura que tenga características adecuadas para asegurar su estabilidad bajo cargas verticales y que le proporcione resistencia y rigidez suficientes para resistir los efectos combinados de las cargas verticales y de las horizontales que actúen en cualquier dirección.

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

Las estructuras del tipo 1, comúnmente designadas marcos rígidos o estructuras continuas, se caracterizan porque los miembros que las componen están unidos entre sí por medio de conexiones rígidas, capaces de reducir a un mínimo las rotaciones relativas entre los extremos de las barras que concurren en cada nudo, de manera que el análisis puede basarse en la suposición de que los ángulos originales entre esos extremos se conservan sin cambio al deformarse la estructura. Esas conexiones deben ser capaces de transmitir, como mínimo, 1.25 veces el momento de diseño que haya en el extremo de cada barra, teniendo en cuenta, cuando sea necesario, el efecto de las fuerzas cortantes o normales de diseño que haya en ella, multiplicadas también por 1.25, independientemente de satisfacer todos los requisitos aplicables de la sección 5.8.

a.- En este artículo se indica que:

- Las estructuras metálicas deberán:
 - . Asegurar su estabilidad bajo cargas verticales.
 - . Contar con resistencia y rigidez suficientes para resistir las combinaciones de cargas -- verticales y horizontales.

- Las estructuras metálicas se clasifican en:

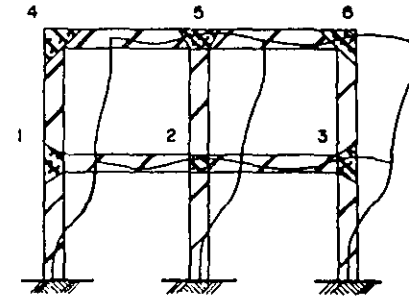
- . Estructuras Tipo 1
- . Estructuras Tipo 2

- Estructuras Tipo 1
(Marcos rígidos o estructuras -- continuas) (fig. 6.1-1).

Sus características principales son:

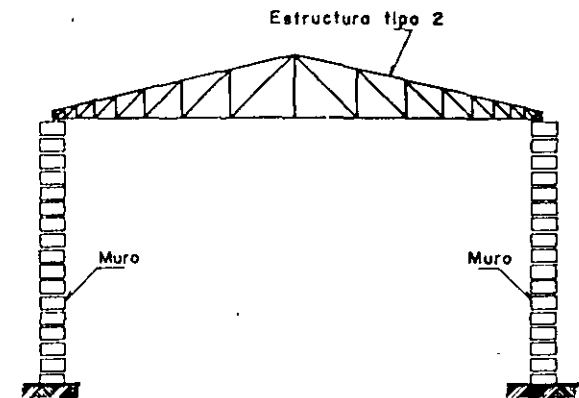
- . Las conexiones entre sus miembros son rígidas.
- . Sus conexiones presentan rotaciones relativas mínimas entre sus miembros.
- . Las conexiones transmiten al menos 1.25 veces el momento flexionante, la fuerza cortante y la fuerza normal de diseño que se presentan en los extremos de cada barra.

$$M_{conex.} \geq \begin{cases} 1.25M_{trabe} \\ 1.25V_{trabe} \\ 1.25P_{trabe} \end{cases}$$



ESTRUCTURA TIPO 1

Fig. 6.1 - 1



ESTRUCTURA TIPO 2

Fig. 6.1 - 2

6.1.1

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

Las estructuras del tipo 1 pueden analizarse y diseñarse utilizando métodos elásticos o plásticos; estos últimos son aplicables cuando se satisfacen los requisitos siguientes:

- a) El valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del acero, F_y , no es mayor que el 80 por ciento de su esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión, F_u .
- b) La curva carga-deformación del acero tiene las características necesarias para que pueda presentarse la redistribución de momentos requerida para la formación del mecanismo de colapso. Para ello, debe tener una zona de cedencia, de deformación creciente bajo esfuerzo prácticamente constante, correspondiente a un alargamiento máximo no menor de uno por ciento, seguida de una zona de endurecimiento por deformación, y el alargamiento

- Estructuras tipo 2. (fig. 6.1-2).

Sus características principales son:

- . Las conexiones entre sus miembros permiten rotaciones relativas considerables.
- . Las conexiones transmiten la totalidad de las fuerzas normales y cortantes y momentos flexionantes menores a $0.2 M_R$ de diseño de los miembros que unen.
- . Se utilizan en elementos secundarios.
- . Se utilizan en marcos principales si se combinan con muros, contraventeos, marcos rígidos o combinaciones de ellos, contándose además con losas o diafragmas horizontales que proporcionan rigidez adecuada y capacidad para transmitir fuerzas horizontales.

b.- Objetivo

- Clasificar las estructuras metálicas y su comportamiento, para poder elegir de manera adecuada, la más conveniente en cada caso.
- Definir las características principales de las estructuras tipo 1 y tipo 2.

c.- Comentarios

- En suelos blandos es conveniente utilizar estructuras del tipo 1.

6.1.1

to correspondiente a la ruptura no debe ser menor de veinte por ciento.

- c) Las relaciones ancho/guiso de los elementos planos que componen los perfiles cumplen los requisitos de las secciones tipo 1 (inciso 2.3.1).
- d) Los miembros están contraventeados lateralmente de acuerdo con los requisitos del inciso 3.3.2.1.
- e) Se colocan atiesadores dobles, en los dos lados del alma, en las secciones de los miembros que reciben cargas concentradas en las que aparezcan articulaciones plásticas en el eventual mecanismo de colapso.
- f) Ninguno de los miembros de la estructura que interviene en el mecanismo de colapso está sometido a cargas que puedan producir fallas por fatiga, ni son posibles fallas de tipo frágil ocasionadas por cargas de impacto, bajas temperaturas u otros factores.

En las estructuras tipo 1 analizadas elásticamente se admite redistribuir los momentos obtenidos del análisis, satisfaciendo las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos en vigas, nudos y entrepisos, y de manera que ningún momento se reduzca en valor absoluto en más de 30 por ciento en vigas que cumplan con los requisitos para secciones tipo 1 o 2 de la Sección 2.3 y cuyo patín comprimido esté soportado lateralmente en forma continua, o esté provisto de soportes laterales con separaciones no mayores que L_p (Inciso 3.3.2. 1a) en zonas de formación de articulaciones plásticas, ni en más de 15 por ciento en vigas tipo 3 provistas del soporte lateral mencionado arriba y en columnas tipo 1, 2 o 3.

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

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

TABLA 2.3.1 VALORES MAXIMOS ADMISIBILES DE LAS RELACIONES ANCHO/GRUESO

DESCRIPCION DEL ELEMENTO	CLASIFICACION DE LAS SECCIONES		
	TIPO 1 (DISEÑO PLASTICO)	TIPO 2 (CONECTAS)	TIPO 3 (NO COMPRESAS)
ALAS DE ANGULOS SENCILLOS Y DE ANGULOS DOBLES CON SEPARADORES, EN COMPRESION; ELEMENTOS COMPRESOS SOLDADOS A LO LARGO DE UN SOLO DE LOS BORDES LONGITUDINALES	-----	-----	$640/\sqrt{F_y}$
ATISADORES DE TABLAS ARMADAS, SOSTENIDOS A LO LARGO DE UN SOLO BORDE LONGITUDINAL	-----	-----	$800/\sqrt{F_y}$
ALMAS DE SECCIONES T	-----	$540/\sqrt{F_y}$	$1100/\sqrt{F_y}$
PATINES DE SECCIONES I, H O T, Y DE CAÑERES, EN FLEXION	$460/\sqrt{F_y}$	$540/\sqrt{F_y}$	$830/\sqrt{F_y}$
PATINES DE SECCIONES I, H O T, Y DE CAÑERES, EN COMPRESION PURA; PLACAS QUE SOBRESALEN DE MIEMBROS COMPRESOS (1)	$830/\sqrt{F_y}$	$830/\sqrt{F_y}$	$830/\sqrt{F_y}$
PATINES DE SECCIONES EN CAJON, LAMINADOS O SOLDADAS, EN FLEXION; CORTAFLECHAS ENTRE LINEAS DE FENDIDOS, TORNILLOS O SOLDADURAS, ATISADORES SOSTENIDOS A LO LARGO DE LOS DOS BORDES PARALELOS A LA FUERZA	$1600/\sqrt{F_y}$	$1600/\sqrt{F_y}$	$2100/\sqrt{F_y}$
ALMAS DE SECCIONES I O H Y PLACAS DE SECCIONES EN CAJON, EN COMPRESION PURA (1)	$2100/\sqrt{F_y}$	$2100/\sqrt{F_y}$	$2100/\sqrt{F_y}$
ALMAS EN FLEXION	$3500/\sqrt{F_y}$	$5300/\sqrt{F_y}$	$8000/\sqrt{F_y}$
ALMAS FLECIDOCOMPRESIDAS	<p>Si $P_u/P_y \leq 0.28$, (2)</p> $\frac{3500}{\sqrt{F_y}} (1-1.4 P_u/P_y)$ <p>Si $P_u/P_y > 0.28$,</p> $\frac{2100}{\sqrt{F_y}}$	<p>Si $P_u/P_y \leq 0.15$,</p> $\frac{5300}{\sqrt{F_y}} (1-2.7 P_u/P_y)$ <p>Si $P_u/P_y > 0.15$,</p> $\frac{3339}{\sqrt{F_y}} (1-0.371 P_u/P_y)$	<p>Si $P_u/P_y \leq 0.15$,</p> $\frac{8000}{\sqrt{F_y}} (1-2.7 P_u/P_y)$ <p>Si $P_u/P_y > 0.15$,</p> $\frac{5228}{\sqrt{F_y}} (1-0.598 P_u/P_y)$
SECCIONES CIRCULARES MEDIAS EN COMPRESION AXIAL (3)	$13200/F_y$	$18400/F_y$	$23200/F_y$

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

(2) P_u es la fuerza axial de diseño

6.2 ESTABILIDAD Y RELACIONES DE ESBELLEZ

2.2.1 Marcos contraventeados

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

1. Evitar el pandeo de la estructura bajo cargas verticales de diseño.
2. Conservar la estabilidad lateral de la estructura, incluyendo los efectos ocasionados por los desplazamientos laterales (efecto $P\Delta$), bajo cargas verticales y horizontales de diseño.

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

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

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

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

a.- En este artículo se indica que:

- Los marcos contraventeados son -- los que cuentan con:
 - . Diagonales de contraventeo
 - . Muros de cortante
 - . Diagonales de contraventeo y muros de cortante.
- Los sistemas de contraventeo deben ser diseñados para:
 - . Evitar el pandeo de la estructura bajo la acción de cargas verticales (fig. 6.2.1-1).
 - . Conservar la estabilidad lateral de la estructura tomando en cuenta los efectos $P\Delta$. (fig. 6.2.1-2)
- Los muros ligados a la estructura se debe considerar que forman parte del sistema vertical de contraventeo.
- Para analizar el pandeo y la estabilidad lateral de la estructura, se considera a ésta como una armadura vertical en voladizo.
- Las vigas del sistema vertical de contraventeo se diseñarán como -- elementos a flexocompresión tomando en cuenta las fuerzas de -- compresión axial originadas por -- las cargas horizontales.

$$P_u \leq 0.85 P_y$$

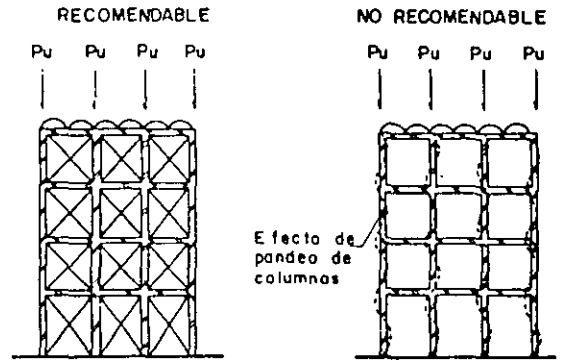


Fig 6.2.1-1

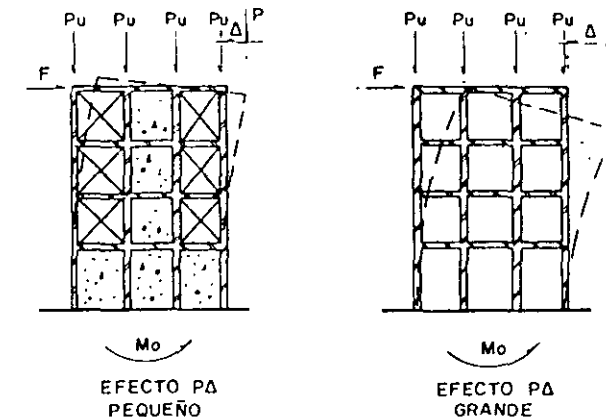


Fig 6.2.1-2

6.2.1

b.- Objetivos

- Definir a los marcos contraventeados.
- Evitar el pandeo de la estructura
- Limitar el efecto P_{Δ} .

c.- Comentarios

- Es importante tomar en cuenta el efecto P_{Δ} en este tipo de estructuras, ya que representa un momento adicional en las mismas.
- Es recomendable construir estructuras con marcos contraventeados en suelos compresibles.
- El momento de volteo de la estructura no se reduce por efectos de contraventeo.
- $P_u \leq 0.85 P_y$

6.2.2

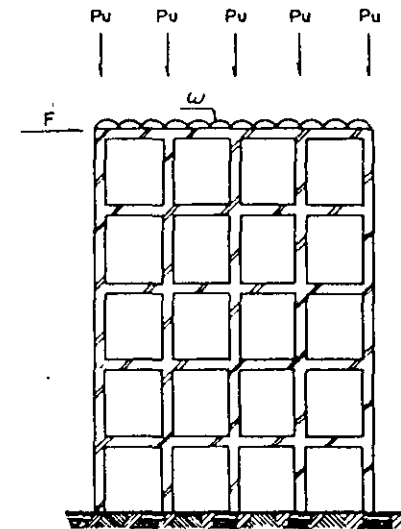
2.2.5 Marcos sin contraventeo

La resistencia de los marcos que forman parte de edificios carentes de contraventeo y de muros de cortante se determina con un análisis racional que debe incluir los efectos producidos por los desplazamientos laterales de los niveles y por la deformación axial de las columnas.

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

a.- En este artículo se indica que:

- Los marcos sin contraventeo son aquellos que no cuentan con muros de cortante o diagonales de contraventeo.
- La resistencia de este tipo de marcos se determina mediante un análisis estructural adecuado, que tome en cuenta:
 - . Los desplazamientos laterales de cada uno de los niveles de la estructura. (efectos $P\Delta$).
 - . La deformación axial de las columnas.
- Estos marcos deben ser estables: (fig. 6.2.2-1)
 - . Bajo cargas verticales
 - . Bajo cargas verticales y horizontales.
- $P_u \leq 0.75 P_y$



MARCOS SIN CONTRAVENTE O

Fig. 6.2.2 - 1

6.2.2

b.- Objetivo

- Definir a los marcos sin contraventeo.
- Proporcionar lineamientos para el análisis y dimensionamiento de marcos sin contraventeo .

c.- Recomendaciones

- Es recomendable utilizar estructuras con marcos sin contraventeo en suelos duros.
- Es conveniente utilizar marcos sin contraventeos en estructuras o edificios de poca altura.

6.3 MARCOS DUCTILES

11.2 Marcos dúctiles

11.2.1 Requisitos generales

Se indican aquí los requisitos que debe satisfacer un marco rígido de acero estructural para ser considerado un marco dúctil. Estos requisitos se aplican a marcos rígidos diseñados con un factor de comportamiento sísmico Q igual a 1.0 o a 3.0, que formen parte de sistemas estructurales que cumplan las condiciones enunciadas en el capítulo 5, partes I y II, de las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo, necesarias para utilizar ese valor del factor de comportamiento sísmico.

Tanto en los casos en que la estructura está formada sólo por marcos como en aquellos en que está compuesta por marcos y muros o contravientos, cada uno de los marcos se diseñará para resistir, como mínimo, fuerzas horizontales iguales al 25 por ciento de las que le correspondían si trabajase aislado del resto de la estructura.

La gráfica esfuerzo de tensión-deformación del acero empleado debe tener una zona de cedencia, de deformación creciente bajo esfuerzo prácticamente constante, correspondiente a un alargamiento máximo no menor de uno por ciento, seguida de una zona de endurecimiento por deformación. El alargamiento correspondiente a la ruptura no debe ser menor de 20 por ciento.

a.- En este artículo se indica que:

- Los marcos dúctiles de acero estructural sean marcos rígidos que cumplan con las especificaciones señaladas en el capítulo de las NTC para diseño por sismo.

- Los factores de comportamiento sísmico que se emplean en estos marcos son:

$$Q = 4$$

$$Q = 3$$

- Las estructuras con marcos dúctiles están integradas por: (fig. 6.2.1-1)

- . Marcos
- . Marcos con muros
- . Marcos con contravientos

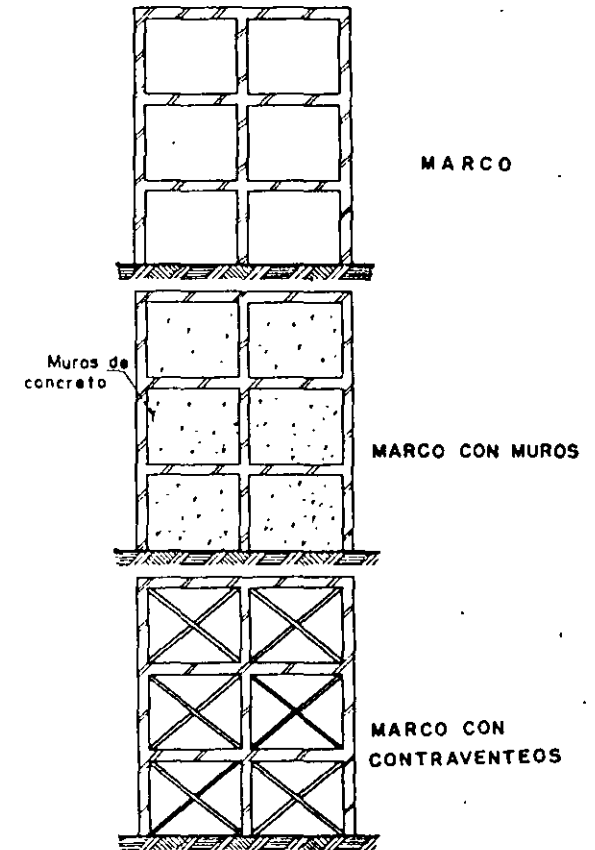
- Cada uno de los marcos dúctiles deberán tener capacidad para resistir al menos el 25% de las fuerzas horizontales que les correspondían si trabajan aislados del resto de la estructura.

- El acero empleado en los marcos dúctiles deberá tener:

- . En la gráfica esfuerzo-deformación una zona de cedencia de deformación creciente bajo esfuerzo constante correspondiente a un alargamiento máximo, no menor del 1%.
- . Un alargamiento correspondiente a la ruptura no menor al 20%.

b.- Objetivos

- Definir a los marcos dúctiles empleados en estructuras metálicas.



MARCOS DUCTILES DE ESTRUCTURAS METÁLICAS

Fig. 6.2.1-1

6.3.2

11.2.2 Miembros en flexión

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros principales que trabajan esencialmente en flexión. Se incluyen vigas y columnas con cargas axiales pequeñas, tales que P_u no exceda de $P_y/10$.

11.2.2.1 Requisitos geométricos

Todas las vigas deben ser de sección transversal I o rectangular hueca, excepto en los casos cubiertos en el inciso 11.2.5.

El claro l_c de las vigas no será menor que cinco veces el peralte de su sección transversal, ni el ancho de sus patines más que el ancho del patín o el peralte del alma de la columna con la que se conecten.

El eje de las vigas no debe separarse horizontalmente del eje de las columnas más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga.

Las secciones transversales de las vigas deben ser tipo I, de manera que han de satisfacer los requisitos geométricos que se indican en los incisos 2.3.1. y 2.3.2. de estas Normas Técnicas para las secciones de ese tipo. Sin embargo, se permite que la relación ancho/grueso del alma llegue hasta $5.300/\sqrt{F_y}$, si en las zonas de formación de articulaciones plásticas se toman las medidas necesarias (refuerzo del alma mediante atiesadores transversales o placas adosadas a ella, soldadas adecuadamente) para impedir que el pandeo local se presente antes de la formación del mecanismo de colapso.

a.- En este artículo se indica que:

- Se consideran miembros a flexión - de marcos dúctiles a: (fig. 6.3.2-1).

. Todas las vigas

. Las columnas si $P_u \leq \frac{P_y}{10}$

* Requisitos geométricos

- Todas las vigas deben ser de sección transversal (fig. 6.3.2-2).

. I

. Rectangular hueca

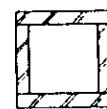
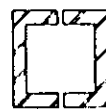
. Secciones señaladas en el inciso - 11.2-5)



SECCIONES



"I"

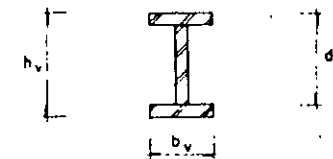
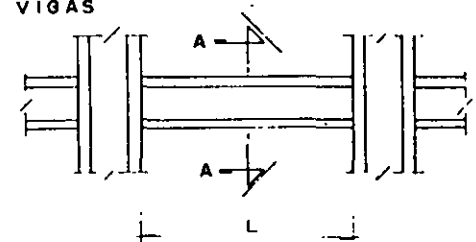


SECCIONES RECTANGULARES HUECAS

SECCIONES TRANSVERSALES DE VIGAS

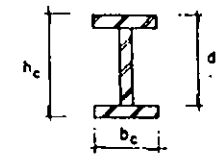
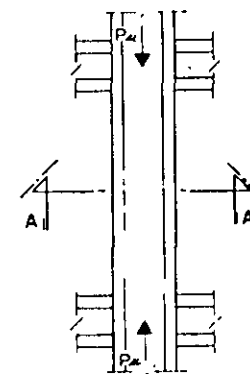
Fig. 6.3.2 - 2

- VIGAS



CORTE A-A

- COLUMNAS



CORTE A-A

$$P_u \leq \frac{P_y}{10}$$

ELEMENTOS A FLEXION

Fig. 6.3.2 - 1

6.3.2

Además, las secciones transversales deben tener dos ejes de simetría, una vertical, en el plano en que actúan las cargas gravitacionales, y otro horizontal. Cuando se utilicen cubreplicas en los patines para aumentar la resistencia del perfil, deben conservarse los dos ejes de simetría.

Si las vigas están formadas por placas soldadas, la soldadura entre almas y patines debe ser continua en toda la longitud de la viga y en las zonas de formación de articulaciones plásticas debe ser capaz de desarrollar la resistencia total en cortante de las almas.

Cuando se empleen vigas de resistencia variable, ya sea por adición de cubreplicas en algunas zonas o porque su peralte varíe a lo largo del claro, el momento resistente no será nunca menor, en ninguna sección, que la cuarta parte del momento resistente máximo, que se tendrá en los extremos.

En estructuras soldadas deben evitarse los agujeros, siempre que sea posible, en las zonas de formación de articulaciones plásticas. En estructuras atornilladas o remachadas, los agujeros que sean necesarios en la parte del perfil que trabaje en tensión se punzonarán a un diámetro menor y se agrandarán después, hasta darles el diámetro completo, con un taladro o un escarificador. Este mismo procedimiento se seguirá en estructuras soldadas, si se requieren agujeros para montaje o con algún otro objeto. Para los fines de los dos párrafos anteriores, las zonas de formación de articulaciones plásticas se considerarán de longitud igual a un peralte, en los extremos de la viga, y a dos peraltes, medidos uno a cada lado de la sección en la que aparecerá, en teoría, la articulación plástica, en zonas intermedias.

- Los elementos sujetos a flexión - deben cumplir los siguientes requisitos:

$$L \geq 5 h_v \quad (\text{fig. 6.3.2-3})$$

$$b_v \leq \begin{cases} b_c \\ h_{wc} \end{cases} \quad (\text{fig. 6.3.2-4})$$

$$e \leq \frac{h_c}{10} \quad (\text{fig. 6.3.2-5})$$

Las traveses deberán ser de sección tipo 1.

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 5300/\sqrt{F_y} \quad (\text{fig. 6.3.2-6})$$

donde:

h_v = peralte de la viga.

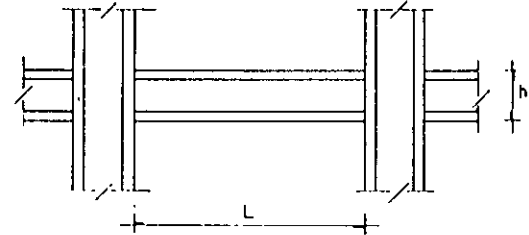
b_v = Ancho del patín de la viga.

b_c = Ancho de la columna.

h_{wc} = Peralte del alma de la columna.

h_c = peralte de la columna.

e = excentricidad entre ejes de vigas y de columnas.

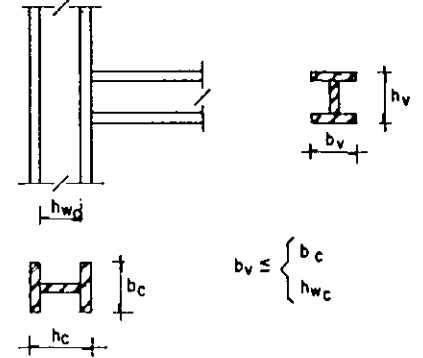


RELACION LARGO-PERALTE EN VIGAS

Fig 6.3.2 - 3

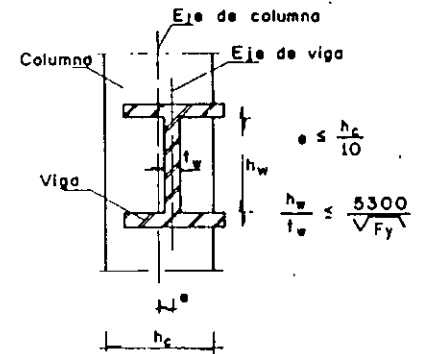
h_w = Peralte del alma de la viga.

t_w = Ancho del alma de la viga.



ANCHO MAXIMO DE VIGAS

Fig. 6.3.2 - 4



EXCENTRICIDAD DE EJES DE VIGAS Y COLUMNA Y RELACION PERALTE - ANCHO DE PATINES

Fig. 6.3.2 - 5

6.3.2

68

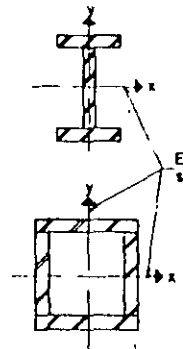
En aceros cuyo esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión, F_u , es menor que 1.5 veces el esfuerzo de fluencia mínimo garantizado, F_y , no se permitirá la formación de articulaciones plásticas en zonas en que se haya reducido el área de los patines, ya sea por agujeros para tornillos o por cualquier otra causa.

No se harán empalmes de ningún tipo, en la viga propiamente dicha o en sus cubreplacas, en zonas de formación de articulaciones plásticas.

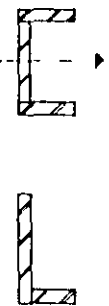
- Las secciones deberán tener dos ejes de simetría. (fig. 6.3.2-7).
- Los patines deberán estar conectados a las almas de las vigas - de sección I de manera continua en toda su longitud (fig. 6.3.2-8).
- En zonas de articulaciones plásticas el alma será capaz de resistir el cortante total.
- En vigas de sección variable se deberá cumplir: (fig. 6.3.2-9)

$$M_{uRx} \leq 0.25 M_{uR} \text{ apoyos.}$$

Recomendable



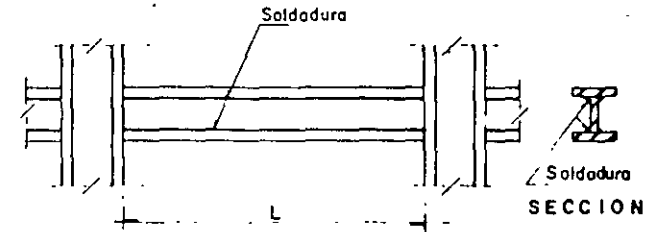
Inaceptable



Ejes de simetría

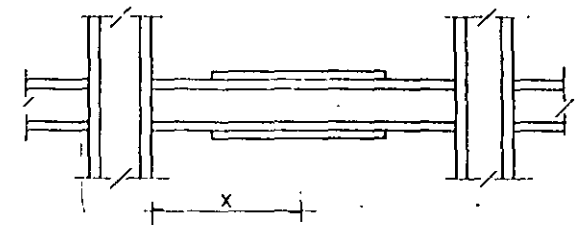
SECCIONES CON DOS EJES DE SIMETRÍA

Fig. 6.3.2-7



PATINES CONECTADOS A LAS ALMAS DE MANERA CONTINUA

Fig. 6.3.2 - 8



$$M_{uRx} \geq 0.25 M_{uR} \text{ apoyos}$$

VIGAS DE SECCION VARIABLE

Fig. 6.3.2 - 9

6.3.2

NTC de estructuras metálicas

11.2.5 Vigas de alma abierta (armaduras)

En esta sección se indican los requisitos especiales que deben satisfacerse cuando se desea emplear vigas de alma abierta (armaduras) en marcos dúctiles. Deben cumplirse, además, todas las condiciones aplicables de este capítulo.

Las armaduras pueden usarse como miembros horizontales en marcos dúctiles, si se diseñan de manera que la suma de las resistencias en flexión ante fuerzas sísmicas de las dos armaduras que concurren en cada nudo intermedio sea igual o mayor que 1.25 veces la suma de las resistencias en flexión ante fuerzas sísmicas de las columnas que llegan al nudo. En ambos extremos, el requisito anterior debe ser satisfecho por la única armadura que forma parte de ellos.

Además, deben cumplirse las condiciones siguientes:

- Los elementos de las armaduras que trabajan en compresión o en flexocompresión, sean cuerdas, diagonales o montantes, se diseñarán con un factor de resistencia, F_R , igual a 0.70. Al determinar cuales elementos trabajan en compresión o en flexocompresión habrán de tenerse en cuenta los dos sentidos en que puede actuar el sismo.
- Las conexiones entre las cuerdas de las armaduras y las columnas deben ser capaces de desarrollar la resistencia correspondiente al flujo plástico de las cuerdas.
- En edificios de más de un piso, el esfuerzo en las columnas producido por las fuerzas axiales, de diseño no será mayor de $0.30 F_c$ y la relación de esbeltez máxima de las columnas no excederá de 60.

- En estructuras soldadas se deben evitar los agujeros en zonas de -- formación de articulaciones plásticas. (fig. 6.3.2-10).

- En estructuras atornilladas o remachadas los agujeros en las zonas de tensión se punzonarán en un diámetro menor del requerido y se completarán con taladro o escarificador.

- Las longitudes de las zonas de formación de articulaciones plásticas (para los fines antes mencionados) se consideran: (fig. 6.3.2-11).

En los extremos de las vigas ---
lap = hv.

donde:

lap = Longitud de la articulación plástica,

hv = peralte de la viga

. En zonas intermedias

lap = 2hv

- No se permitirá la formación de articulaciones plásticas en zonas en que se haya reducido el área de -- los patines (por agujeros o por otras causas) si el acero presenta la siguiente característica (fig. 6.3.2-13).

$$F_u \leq 1.5 F_y$$

donde:

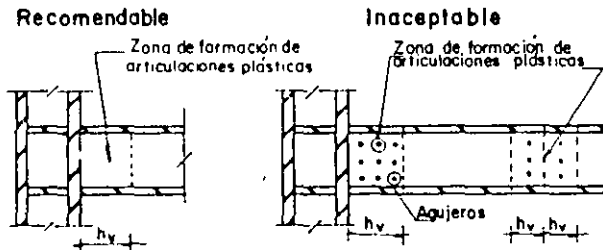
F_u = esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión.

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo

- No se harán empalmes en zonas de -- formación de articulaciones plásticas en:

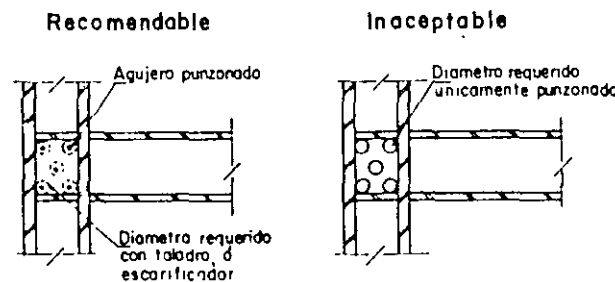
. Las vigas

. Las cubreplacas



AGUJEROS EN ESTRUCTURAS SOLDADAS

Fig. 6.3.2-10



AGUJEROS EN ESTRUCTURAS ATORNILLADAS O REMACHADAS

Fig. 6.3.2-11

6.3.2

De NTC de estructuras metálicas

2.3 Relaciones ancho/grueso y pandeo local

2.3.1 Clasificación de las secciones

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

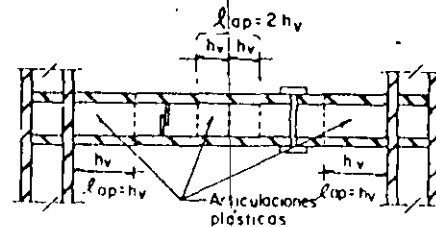
Las secciones tipo 1 (secciones para diseño plástico) pueden alcanzar el momento plástico y conservarlo durante las rotaciones necesarias para la redistribución de momentos en la estructura.

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

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

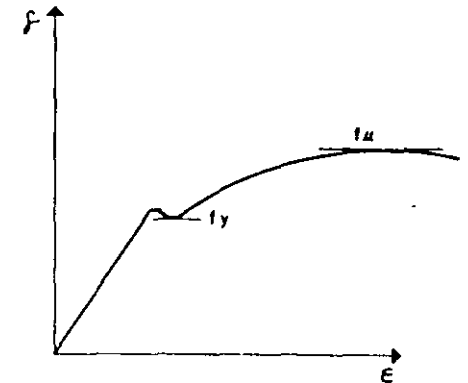
Las secciones tipo 4 (secciones esbeltas) tienen como estado límite de resistencia el pandeo local de alguno de los elementos planos que las componen.

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



LONGITUD DE ARTICULACIONES PLASTICAS

Fig 6.3.2-12



ESFUERZO MINIMO DE RUPTURA DEL ACERO

Fig. 6.3.2-13

b.- Objetivos

- Definir a los elementos metálicos de marcos dúctiles que trabajan a flexión.
- Asegurar el comportamiento adecuado de elementos de marcos dúctiles que trabajan a flexión (independiente de su dimensionamiento).

6.3.2

De NTC de metálicos

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

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

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

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

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

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

2.3.2 Relaciones ancho/grueso máximas

Las relaciones ancho/grueso de los elementos planos de los tres primeros tipos de secciones definidos arriba no deben exceder los valores de la Tabla 2.3.1, lo que asegura que las secciones de los tipos 1 a 3 podrán alcanzar sus estados límite de resistencia sin que se presenten fenómenos prematuros de pandeo local. Las secciones en las que se exceden los límites correspondientes a las tipo 3 son tipo 4.

c.- Comentarios

- No se permiten atiesadores y cubreplacas en zonas de formación de articulaciones plásticas de vigas, ya que de ser así se podrían formar las articulaciones plásticas en las columnas.
- No se permiten hacer agujeros en las zonas de formación de articulaciones plásticas, ya que de esta manera podría fallar el elemento por otras causas (fuerza cortante o fuerza normal) antes de que se presente la articulación plástica por flexión. (fig. 6.3.2-11).

6.3.3

172

11.2.3 Miembros en flexocompresión

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros que trabajan en flexocompresión, en los que la carga axial de diseño, P_u , es mayor que $P_y/10$. La mayoría de estos miembros son columnas, pero pueden ser de algún otro tipo; por ejemplo, las vigas que forman parte de arjías contraventadas de marcos rígidos han de diseñarse, en general, como elementos flexocomprimidos.

11.2.3.1 Requisitos geométricos

Si la sección transversal es rectangular hueca, la relación de la mayor a la menor de sus dimensiones exteriores no debe exceder de 2.0, y la dimensión menor será de 20 cm o más.

Si la sección transversal es H, el ancho de los patines no será mayor que el peralte total, la relación peralte-ancho del patín no excederá de 1.5, y el ancho de los patines será de 20 cm o más.

La relación de esbeltez máxima de las columnas no excederá de 60.

a.- En este artículo se indica que:

- Se consideran miembros a flexocompresión. a: (fig. 6.3.3-1)

. Columnas si $P_u > \frac{P_y}{10}$

. Diagonales de contraventeo.

- Los miembros a flexocompresión deben cumplir los siguientes requisitos geométricos.

. Para secciones rectangulares -- huecas (fig. 6.3.3-2).

$$\frac{hc}{bc} \leq 2.0$$

$$bc \geq 20 \text{ cm.}$$

. Para secciones H (fig. 6.3.3-3)

$$\frac{hc}{1.5} \leq bp \leq hc$$

$$bp \geq 20 \text{ cm.}$$

Donde:

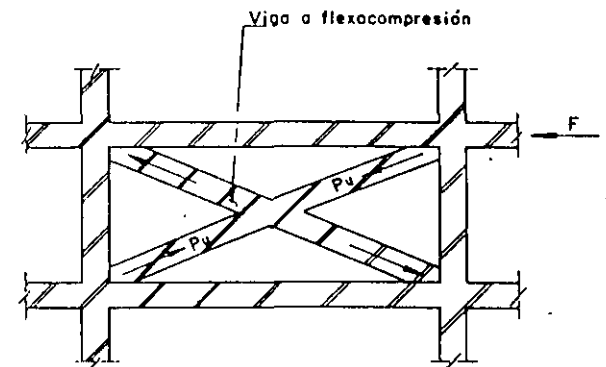
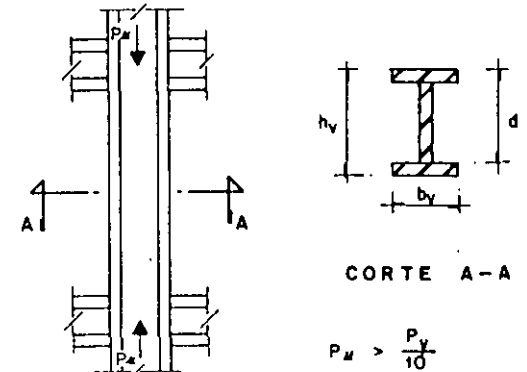
bp = ancho del patín.

bc = ancho de columna.

hc = peralte de columna.

- La relación de esbeltez de la columna deberá cumplir:

$$\frac{L'}{r} \leq 60$$



MIEMBROS A FLEXOCOMPRESION

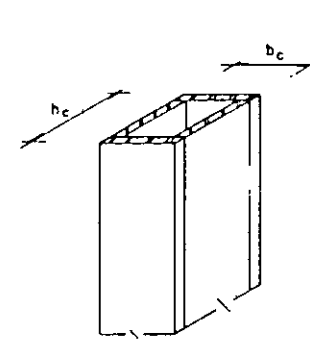
Fig. 6.3.3 - 1

6.3.3

b.- Objetivos

- Definir a los elementos metálicos de marcos dúctiles que trabajan a flexocompresión.
- Asegurar el comportamiento adecuado de elementos de marcos dúctiles que trabajan a flexocompresión (independientemente de su dimensionamiento).

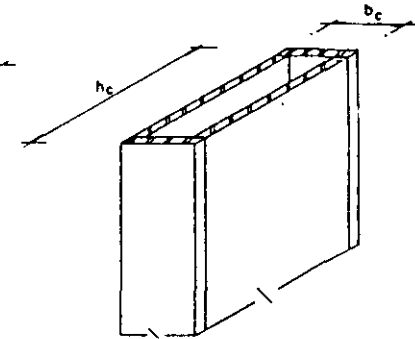
Recomendable



$$\frac{h_c}{b_c} \leq 2$$

$$b_c \geq 20 \text{ cm}$$

Inaceptable



$$\frac{h_c}{b_c} > 2$$

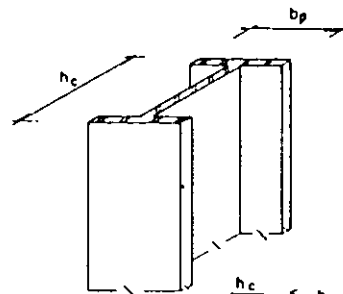
$$b_c < 20 \text{ cm}$$

COLUMNA DE SECCION RECTANGULAR HUECA

Fig 6.3.3-2

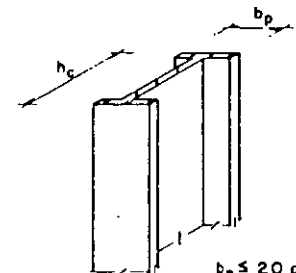
Inaceptables

Recomendable

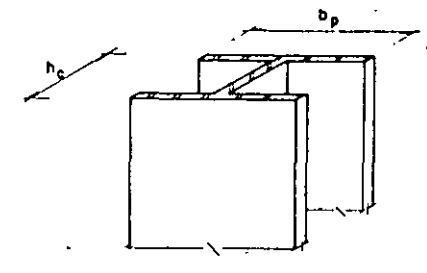


$$\frac{h_c}{1.5} \leq b_p \leq h_c$$

$$b_p \geq 20 \text{ cm}$$



$$b_p \leq 20 \text{ cm}$$



$$\frac{h_c}{1.5} \leq b_c \leq h_c$$

donde:

h = Peralte de la columna

b = Ancho del patín.

COLUMNAS DE SECCION "H"

Fig. 6.3.3-3

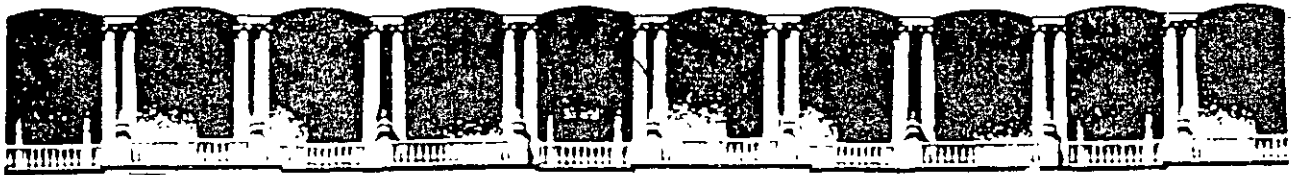
Referencias

- 1.- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (1987)
- 2.- Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de Estructuras de Concreto (1987).
- 3.- Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de Estructuras de Mampostería (1987)
- 4.- Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de Estructuras de Madera (1987)
- 5.- Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de Estructuras Metálicas (1987)
- 6.- Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de Cimentaciones (1987)
- 7.- Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo (1987)
- 8.- Normas Técnicas Complementarias para diseño por viento (1987)
- 9.- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (1977)
- 10.- Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de Estructuras de Concreto (1977)
- 11.- Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de Estructuras de Mampostería (1977)
- 12.- Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de Estructuras de Madera (1977)
- 13.- Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de Estructuras Metálicas (1977)
- 14.- Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de Cimentaciones (1977)
- 15.- Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo (1977)

- 16.- Normas Técnicas Complementarias para diseño por viento (1977)
- 17.- "Características Geológicas y Geotécnicas del Valle de México", COVITUR, Secretaría General de Obras, Departamento del Distrito Federal, (México, Sep. 1986).
- 18.- Marsal Raul J. y Mazari Marcos
"El subsuelo de la ciudad de México", Instituto de Ingeniería N° 505 (México, Mayo 1987)
- 19.- Manual de Diseño Geotécnico vol. 1
Secretaría General de Obras, Departamento del Distrito Federal.
COVITUR (México, Agosto 1987).
- 20.- Bowles, Joseph
"Diseño de estructuras de acero"
Ed. Limusa
- 21.- Park and Pauley,
"Diseño de estructuras de concreto",
Ed. Limusa
- 22.- Esteva M. Luis y Rosenblueth Emilio, IMCYC. Diseño de estructuras resistentes, a sismos, (recopilación) varios autores.
- 23.- Rosenblueth, Emilio
Fundamentos de Ingeniería Sísmica.
Ed. Diana
- 24.- Arnold, Christopher y Reitherman, Robert
Configuración y diseño sísmico de edificios.
Ed. Limusa (México, 1989)
- 25.- Bazan Zurita, Enrique y Meli Piralla, Roberto
Manual de diseño sísmico de Edificios
Ed. Limusa (México, 1985)
- 26.- Dowrick, D.J.
Diseño de estructuras resistentes a sismos; para ingenieros y arquitectos
Ed. Limusa (México, 1984)
- 27.- Meli Piralla, Roberto
Diseño estructural
Ed. Limusa (México, 1985)
- 28.- Wakabayashi Minoru, McGraw-Hill Book Company. Design of earthquake resistant buildings.
- 29.- Stratta James, L
Prentice-Hall, Manual of seismic design
- 30.- Gonzalez Cuevas, D.M., y Robles F. V., Aspectos fundamentales del concreto reforzado (2a. ed.), Ed. Limusa, (México, 1984)

Impreso por Editora e Impresora
Internacional, S. A. de C. V.
Czda. Aguilas 550, CP 01710

Prohibida la reproducción, total
o parcial sin la autorización por escrito del
Departamento del Distrito Federal



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**XXIV CURSO INTERNACIONAL
DE INGENIERÍA SÍSMICA**

MODULO IV:

DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA :

MANUAL DE ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS

AGOSTO 1998

DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL

SECRETARIA GENERAL DE OBRAS



MANUAL DE ANALISIS SISMICO DE EDIFICIOS

**PROGRAMA DE LAS NACIONES
UNIDAS PARA EL DESARROLLO**



**CENTRO DE LAS NACIONES UNIDAS
PARA LOS ASENTAMIENTOS HUMANOS**



DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL

SECRETARIA GENERAL DE OBRAS



MANUAL DE ANALISIS SISMICO DE EDIFICIOS

PROGRAMA DE LAS NACIONES
UNIDAS PARA EL DESARROLLO



CENTRO DE LAS NACIONES UNIDAS
PARA LOS ASENTAMIENTOS HUMANOS



presentación

Los sismos de Septiembre de 1985, con origen en las costas de Guerrero, frente a la desembocadura del Río Balsas, tuvieron una magnitud nunca antes registrada y sus efectos sobre el Centro Histórico de la Ciudad de México, se vieron magnificados por la naturaleza del subsuelo.

Las consecuencias para la ciudad de México fueron catastróficas, cerca de 5,000 personas perdieron la vida y las pérdidas materiales fueron incontables. Las autoridades del Departamento del Distrito Federal, por instrucciones del Regente del Distrito Federal, C. P. Ramón Aguirre Velázquez, de inmediato canalizaron todos los recursos disponibles hacia el rescate de las personas atrapadas, a la atención de los damnificados y a restablecer los servicios públicos.

Subsanadas estas primeras necesidades, se contemplaron otras acciones que permitieran mitigar el riesgo sísmico, entre otras medidas se modificaron los reglamentos y normas aplicables a la construcción. Dentro de este ámbito, y para clarificar el contenido de las disposiciones, es que se elaboraron varios manuales, contando para ello con la cooperación de la Organización de las Naciones Unidas, a través de sus organismos especializados; el Centro de las Naciones Unidas para los Asentamientos Humanos (HABITAT) y el Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo (PNUD), a ellos nuestro agradecimiento por la eficiente labor realizada.

Uno de estos manuales es el que ahora nos complacemos en presentar al medio interesado, en él varios expertos y asesores han volcado sus experiencias y conocimientos para clarificar con ejemplos las disposiciones reglamentarias evitando, hasta donde ello es posible, interpretaciones personales o comentarios subjetivos, por el esfuerzo hecho estamos seguros que estos trabajos serán un auxiliar valioso para quienes construyen en el Distrito Federal.

Francisco Noreña Casado
Secretario General de Obras

prefacio

Los presentes trabajos fueron ejecutados teniendo como marco de referencia el convenio de colaboración entre el Departamento del Distrito Federal y la Organización de las Naciones Unidas, designado como Proyecto MEX-86-009, que tuvo por objeto conocer los fenómenos sísmicos que afectan la ciudad de México y determinar acciones que mitiguen sus efectos.

Por parte del Departamento del Distrito Federal, fungió como Coordinador Nacional del Proyecto el Ing. Alejandro Rivas Vidal, Coordinador Técnico Operativo de la Secretaría General de Obras, y por parte de la Organización de las Naciones Unidas, se desempeñó como Asesor Técnico Principal el Dr. Ignacio Armillas, Oficial Superior de Asentamientos Humanos del Centro de las Naciones Unidas para los Asentamientos Humanos (HABITAT).

Este "Manual de Análisis Sísmico de Edificios" recoge y ejemplifica varias disposiciones reglamentarias, sin embargo no debe entenderse que dicha normatividad se extiende al Manual, los criterios y ejemplos aquí expuestos deben tomarse sólo como una recomendación.

La ejecución de este manual estuvo encomendada al Grupo Ingeniería Integral S. A., se ruega al lector dirigir las sugerencias u observaciones a, Ana Ma. Mier #10, CP 03100, México, D. F. Participaron en forma directa:

Ing. Federico Alcaraz Lozano
Ing. Jesús Mendoza Alvarez
Ing. Luis Jorge González Moreno
Ing. J. Oscar Trejo Martínez
Ing. Rafael López Mejía
Ing. Miguel Rangel Loza
Ing. Bernardo Rivas Ramírez

y como asesores:

M. en C. Enrique del Valle Calderón
M. en I. Victor M. Pavón Rodríguez

gráficas y diagramas dibujados por:
Sr. Rafael Flores Lezama

índice

	Pag.
INTRODUCCION	1
1.- ASPECTOS PRELIMINARES DEL ANALISIS SISMICO	9
1.1 Generalidades	13
1.2 Elección de secciones preliminares	14
1.3 Materiales	21
1.4 Estructuración	22
2.- CLASIFICACION DE LA ESTRUCTURA	33
2.1 Generalidades	36
2.2 Uso	37
2.3 Ubicación	42
2.4 Coeficiente sísmico	49
2.5 Factor de comportamiento sísmico	53
2.6 Presentación de ejemplos	59
3.- ANALISIS DE CARGAS	67
3.1 Generalidades	70
3.2 Cargas vivas	76
3.3 Cargas muertas	80
3.4 Factores de carga	87
4.-VALUACION DE FUERZAS SISMICAS	93
4.1 Espectros de diseño	96
4.2 Reducción de fuerzas sísmicas	100
4.3 Elección del método de análisis	106
4.4 Análisis estático	109
4.5 Método simplificado de análisis	117
4.6 Análisis dinámico	126
4.7 Interacción suelo-estructura	135
5.-DISTRIBUCION DE FUERZAS SISMICAS	143
5.1 Distribución de fuerzas sísmicas	145
6.-VERIFICACION DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL	153
6.1 Estado límite de servicio	156
6.2 Momento de volteo	164
REFERENCIAS	167

introducción

El 3 de Julio de 1987, fue publicado en el Diario Oficial de la Federación el nuevo "Reglamento de Construcciones para el D.F." y posteriormente lo fueron las siguientes "Normas Técnicas Complementarias" en la Gaceta Oficial del D.D.F.:

- 29 Oct. 1987 N.T.C. para Diseño por Viento (NTC-VIENTO)
- 5 Nov. 1987 N.T.C. para Diseño por Sismo (NTC-SISMO)
- 12 Nov. 1987 N.T.C. para Diseño y Construcción de Cimentaciones. (NTC-CIMENTACIONES)
- 19 Nov. 1987 N.T.C. para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTC-MAMPOSTERIA)
- 26 Nov. 1987 N.T.C. para Diseño y Construcción

de Estructuras de concreto
(NTC-CONCRETO)

3 Dic. 1987 N.T.C. para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas.
(NTC-METALICAS)

10 Dic. 1987 N.T.C. para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera
(NTC-MADERA)

a los que en lo sucesivo se hará referencia como Reglamento y Normas.

La Sub-comisión de Normas y Procedimientos de la Comisión de Reconstrucción de la Ciudad de México, pidió al Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. la revisión de los "Comentarios", que ya habían sido editados para reglamentos anteriores y en donde se analizan las razones que soportan este nuevo Reglamento y sus Normas, haciendo hincapié en los motivos de los cambios más relevantes, estando éstos, desde el punto de vista del análisis sísmico de edificios, principalmente en el

Título VI, Seguridad Estructural de las Construcciones y en las NTC-Sismo.

Considerando el esfuerzo que representó la elaboración del Nuevo Reglamento así como de sus Normas y de los "Comentarios", la Secretaría General de Obras del D.D.F. determinó darles una gran difusión y crear los medios para su correcta aplicación e interpretación. Una de las herramientas creadas, para este último fin, es este Manual.

Este Manual, dirigido a todos los niveles de la población ingenieril, no intenta enseñar o inventar la Ingeniería o la ciencia de las estructuras a los Ingenieros, pues es obvio que el medio está formado por técnicos altamente capacitados y entrenados. Por el contrario, su objetivo es únicamente el evitar errores de interpretación y poner en manos de estos técnicos una eficaz herramienta de aplicación del Reglamento y sus Normas Técnicas Complementarias, sin justificar ni poner en tela de juicio dicho Reglamento

ni, mucho menos, redactar un tratado de análisis estructural. Este último punto fue revisado cuidadosamente, pues escribir sobre análisis sísmico sin hablar de estructuras es extraordinariamente difícil.

Nunca se cuestionó lo asentado en el Reglamento o las Normas, puesto que no es éste el foro apropiado para ello y, por otra parte, ya existen los "Comentarios al Reglamento" que lo justifican. Si se hubiera hecho, se habrían duplicado -- funciones innecesariamente.

A lo largo de este trabajo se trató de interpretar fielmente el Reglamento sin dar opiniones estructurales, pero en algunas ocasiones, fácilmente detectables para el lector, ésto fue materialmente imposible y hubo necesidad de entrar de lleno en el campo estructural. Tanto estos argumentos como los ejemplos pueden ser saltados por los lectores versados y limitarse al uso de los diagramas tablas y figuras explicativas con sus respectivos artículos y Normas Técnicas Complementarias de

referencia.

Otro de los retos a vencer al escribir este Manual, fue el de hacerlo con un enfoque tal que realmente sirviera como herramienta para aplicar eficaz y certeramente el "Reglamento de Construcciones para el D.F.", con sus "Normas Técnicas Complementarias". Para ello se estudiaron muchas alternativas, desde el simple análisis y comentarios de cada artículo y Norma Técnica importante, hasta un texto programado.

La opción finalmente seleccionada fue la de diagramas de flujo donde se agruparan todos los elementos relacionados con un tema en particular, especialmente aquellas indicaciones del Reglamento y las Normas que, por más aislados, se tienden a olvidar.

Esta opción se complementó con ejemplos de aplicación que se desarrollan paralelamente a la interpretación del Reglamento.

En cada punto de los diagramas de flu-

jo se marcaron las referencias correspondientes, tanto del Reglamento como de sus Normas Técnicas Complementarias.

Para que cada uno de los diagramas de flujo se entendiera formando parte de un conjunto congruente se implementó el diagrama de bloques, que aparece inmediatamente después de esta introducción, y que funciona como una guía que hace coherente la aplicación de los diagramas de flujo.

Se encontrará que los artículos del Reglamento y las Secciones de las Normas Técnicas Complementarias no aparecen en orden numérico, esto es debido a que solamente se muestran como referencia al tema tratado.

Es el deseo de la Secretaría General de Obras del Departamento del Distrito Federal y de los autores que este Manual sea verdaderamente útil para los usuarios.

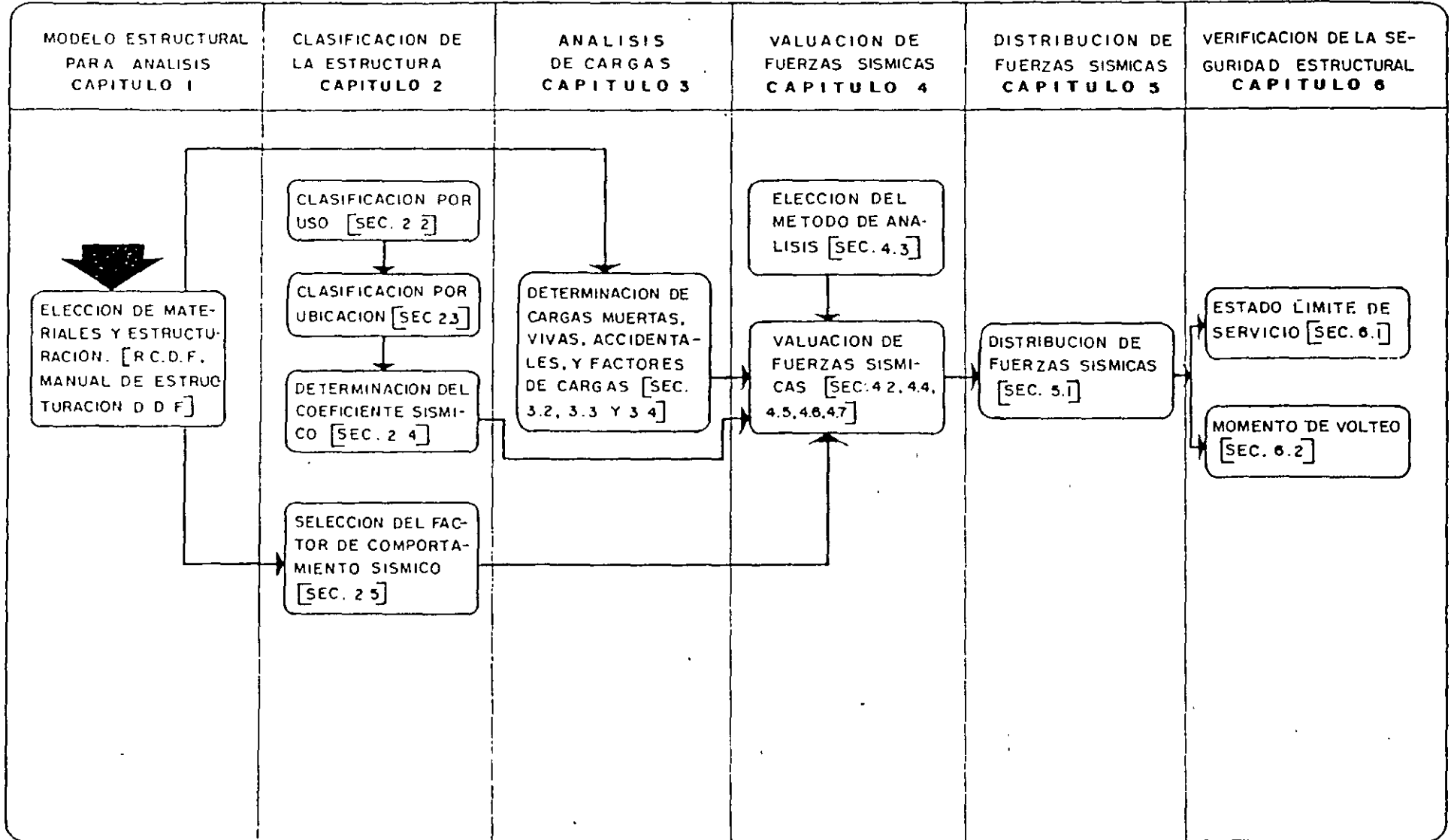
Tomando en cuenta que, hasta donde conocen los autores, es la primera experiencia en

México de escribir un Manual que no sea ni "Comen-
tarios" ni "Ayudas de Diseño", sino únicamente pa-
ra facilitar el camino entre el Reglamento con
sus Normas y su interpretación y aplicación, agra-
deceríamos todas las sugerencias que nos permitie-
ran mejorarlo.

Ing. Federico Alcaraz Lozano.
Ing. Jesús Mendoza Alvarez
Ing. Luis Jorge González Moreno
Ing. J. Oscar Trejo Martínez
Ing. Rafael López Mejía
Ing. Miguel Rangel Loza
Ing. Bernardo Rivas Ramírez

Abril de 1988.

diagrama de bloques guía para aplicación de los diagramas de flujo



A B R E V I A T U R A S

ABREVIATURAS

SIGNIFICADO

ART.

Artículo, cada vez que aparece Art ó artículo se refiere a los artículos de "Reglamento de Construcciones para el D.F."

"COMENTARIOS"

Se refiere a los comentarios al "Reglamento de Construcciones para el D.F.", escritos por el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M.

FIG.

Figura, se refiere a las figuras de este Manual.

NTC-SISMO

Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

NTC-CONCRETO

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

NTC-METALICAS

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas.

NTC-MAMPOSTERIA

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.

NTC-CIMENTACIONES

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

NTC

Normas Técnicas Complementarias.

3.6. NTC - XXX

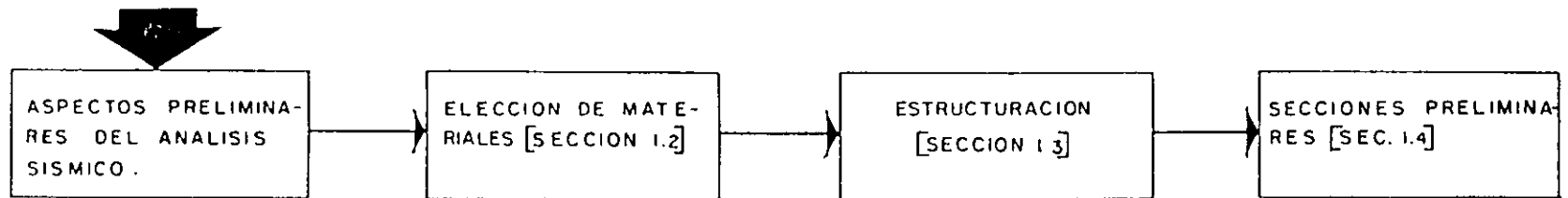
Cuando las referencias a las NTC están precedidas de un número este refiere a la sección correspondiente de la NTC, por ejemplo: 6.1. NTC Sismo, quiere decir, la sección 6.1. de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

R.C.D.F.

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

I. ASPECTOS PRELIMINARES
DEL ANALISIS SISMICO

ASPECTOS PRELIMINARES DEL ANALISIS SISMICO



I generalidades

1.1. GENERALIDADES

Diseñar estructuras no sólo consiste en determinar secciones estructurales y obtener niveles de esfuerzos seguros. Algunos aspectos igualmente importantes de un diseño exitoso son la economía y la facilidad de construcción. La obtención de resultados óptimos se logra cuidando todos los aspectos del análisis y del diseño partiendo de la selección adecuada de los materiales así como de una estructuración eficiente - del sistema y la determinación racional de las secciones, con lo cual el proyectista busca que cada parte de la estructura funcione con seguridad, bajo un enfoque global y uno particular de los elementos que la componen.

En este capítulo se incluyen los aspectos que al iniciar el proceso de diseño influyen de una manera determinante en la obtención de resultados, como son: elección de materiales, determinación del sistema estructural y secciones preliminares para análisis.

1.2 materiales

N.T.C. - CONCRETO.

1.4 Materiales

Las Normas Oficiales Mexicanas (NOM) citadas se refieren a las que estén vigentes cuando se aplique el presente documento

1.4.1 Concreto

El concreto empleado para fines estructurales puede ser de dos clases: clase 1, con peso volumétrico en estado fresco superior a 2.2 ton/m³, y clase 2, con peso volumétrico en estado fresco comprendido entre 1.9 y 2.2 ton/m³

Para las obras clasificadas como del grupo A o B1, según se definen en el artículo 174 del Reglamento, se usará concreto de clase 1. El Corresponsable en Seguridad Estructural podrá permitir el uso de concreto clase 2 para dichas obras, si demuestra que el comportamiento estructural será satisfactorio e incluye esta justificación en la memoria de cálculo

a) Materiales componentes para concretos clase 1 y 2

En la fabricación de los concretos, clase 1 o 2, se empleará cualquier tipo de cemento portland que sea congruente con la finalidad y características de la estructura y que cumpla con los requisitos especificados en la norma NOM C 1 También se podrá emplear cemento portland-puzolana, PUZ 1, que cumpla con la norma NOM C 2.

Los agregados pétreos deberán cumplir con los requisitos de la norma NOM C 111 con las modificaciones y adiciones establecidas en 11.3.1.

El agua de mezclado deberá ser limpia y cumplir con los requisitos de la norma NOM C 122. Si contiene sustancias en solución o en suspensión que la enturbien o le produzcan olor o sabor fuera de lo común, no deberá emplearse.

Podrán usarse aditivos a solicitud expresa del usuario o a propuesta del productor, en ambos casos, con la autorización del Corresponsable en Seguridad Estructural, o del Director de Obra cuando no se requiera de Corresponsable. Los aditivos deberán cumplir con los requisitos de la norma NOM C 255.

b) Resistencia a compresión

Los concretos clase 1 tendrán una resistencia especificada, f'_c , igual o mayor que 250 kg/cm². La resistencia especificada de los concretos clase 2 será inferior a 250 kg/cm². En ambos casos deberá comprobarse que el nivel de resistencia del concreto estructural de toda construcción cumpla con la resistencia especificada. Se admitirá que un concreto cumple con la resistencia especificada si satisface los requisitos prescritos en 11.3. El Corresponsable en Seguridad Estructural o el Director de Obra, cuando el trabajo no requiera de Corresponsable, podrá autorizar el uso de resistencias, f'_c , distintas de las antes mencionadas.

Para diseñar se usará el valor nominal, f_c^* , determinado con la expresión siguiente:

Para concretos clases 1 y 2

$$f_c^* = 0.8 f'_c \quad (1.7)$$

El valor f_c^* es, en parte, una medida de la resistencia del concreto en la estructura. Para que sea válida la expresión (1.7) deben cumplirse los requisitos de transporte, colocación, compactación y curado prescritos en 11.3.

Se hace hincapié en que el proporcionamiento de un concreto debe hacerse para una resistencia media, \bar{f}_c , mayor que la especificada, f'_c , y que dicha resistencia media es función del grado de control que se tenga al fabricar el concreto.

1.2. MATERIALES.

Generalmente cuando se contempla la posibilidad de efectuar un proyecto estructural desde el diseño arquitectónico se define el material que se va emplear en su construcción; los materiales más usados son el concreto reforzado, la estructura metálica, mampostería de diferentes formas y materiales y la madera. El Reglamento del Distrito Federal no excluye la posibilidad de utilizar otros materiales siempre y cuando se incluyan estudios que garanticen un comportamiento adecuado, es necesario determinar con exactitud la clase de material que se utilizará en la construcción, si éste se encuentra disponible y si se puede garantizar la calidad especificada en el diseño.

CONCRETO.

En las N.T.C. para concreto, sección 1.4 Materiales, se especifican las características del concreto empleado para fines estructurales dividiéndolo en Clase 1 y 2, definiendo las características de cada uno.

1.2

N.T.C. CONCRETO

c) Resistencia a tensión

Se considera como resistencia a tensión, \bar{f}_t , de un concreto el promedio de los esfuerzos resistentes obtenidos a partir de no menos de cinco ensayos en cilindros de 15 x 30 cm cargados diametralmente, ensayados de acuerdo con la norma NOM C 163. A falta de información experimental, \bar{f}_t se puede estimar igual a

$$\text{concreto clase 1} \quad 1.5\sqrt{f'_c}$$

$$\text{concreto clase 2} \quad 1.2\sqrt{f'_c}$$

La resistencia a tensión por flexión o módulo de rotura, \bar{f}_r , se puede suponer igual a

$$\text{concreto clase 1} \quad 2\sqrt{f'_c}$$

$$\text{concreto clase 2} \quad 1.4\sqrt{f'_c}$$

Para diseñar se usará un valor nominal, f'_c , igual a 0.75 \bar{f}_c . También puede tomarse:

$$\text{concreto clase 1} \quad 1.2\sqrt{f'_c}$$

$$\text{concreto clase 2} \quad 0.9\sqrt{f'_c}$$

y el módulo de rotura, f'_r se puede tomar igual a

$$\text{concreto clase 1} \quad 1.6\sqrt{f'_c}$$

$$\text{concreto clase 2} \quad 1.1\sqrt{f'_c}$$

En las expresiones anteriores que no sean homogéneas, los esfuerzos deben estar en kg/cm²; los resultados se obtienen en estas unidades.

d) Módulo de elasticidad

Para concretos clase 1, el módulo de elasticidad se supondrá igual a

$$14\,000\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2$$

y para concreto clase 2, se supondrá igual a

$$8\,000\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2$$

e) Contracción por secado

Para concretos clase 1, la contracción por secado final, ϵ_{cs} , se supondrá igual a 0.001 y para concreto clase 2, se tomará igual a 0.002.

f) Deformación diferida

Para concreto clase 1, el coeficiente de deformación axial diferida final,

$$C_f = \frac{\delta_f - \delta_i}{\delta_i}$$

se supondrá igual a 24 y para concreto clase 2, se supondrá igual a 50. Las cantidades δ_f y δ_i son las deformaciones axiales final e inmediata respectivamente. Para calcular flechas diferidas, véase 2.22.

Es importante considerar que la diferencia principal de los concretos clase 1 y 2 es tanto en resistencia como en el módulo de elasticidad, este último interviene directamente en la rigidez de los elementos, que afecta directamente a las deformaciones en la estructura.

1.2

N.T.C. - CONCRETO.

1.4.2 Acero

Como refuerzo ordinario para concreto pueden usarse barras de acero y/o malla soldada de alambre. Las barras serán corrugadas, con la salvedad que se indica adelante, y deben cumplir con las normas NOM B6 o NOM B294; o B 457; se tomarán en cuenta las restricciones al uso de algunos de estos aceros incluidas en las presentes Normas Complementarias. La malla cumplirá con la norma NOM B290. Se permite el uso de barra lisa de 6.4 mm de diámetro (N° 2) para estribos (donde así se indique en el texto de estas Normas), conectores de elementos compuestos y como refuerzo para fuerza cortante por fricción (véase 2.1.5i). El acero de presfuerzo cumplirá con las normas NOM B293 o NOM B292.

Para elementos secundarios y losas apoyadas en su perímetro, se permite el uso de barras que cumplan con las normas B18, B32 y B72

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario, E_s , se supondrá igual a 2×10^6 kg/cm²; el de torones de presfuerzo se supondrá de 1.9×10^6 kg/cm².

En el cálculo de resistencias se usarán los esfuerzos de fluencia mínimos, f_y , establecidos en las normas citadas.

Para las obras clasificadas como A o B1, según se definen en el art. 174 del Reglamento, se usará concreto clase 1. El corresponsable de la seguridad estructural podrá permitir el uso de concreto clase 2 para dichas obras, si demuestra que el comportamiento estructural será satisfactorio e incluye esta justificación en la memoria de cálculo.

Como refuerzo ordinario para concreto pueden usarse barras de acero y/o malla soldada de alambre con las salvedades y restricciones dadas en la Secc. 1.4.2. - - - N.T.C.-Concreto. El acero de presfuerzo cumplirá con las Normas NOM-B-293 a NOM-B-292.

ACERO.

Las N.T.C. para Estructuras Metálicas no especifican el material pero se dan las características que se deben cumplir en la Secc. 1.3.

En la misma sección se clasifican las estructuras en dos tipos: el Tipo 1 designado para marcos con conexiones rígidas y el tipo 2, para elementos de armaduras.

En estructuras del Tipo 1 que se analicen y diseñen por métodos plásticos el material debe cumplir los requisitos 1.3.a. y 1.3.b. relativos a las características del material y su forma de comportarse ante las cargas.

La Secc. 9 de las N.T.C. para estructuras metálicas acepta la utilización de estructuras que no sean de acero si la estructura terminada presenta características tan satisfactorias como una de acero, si cumple los requisitos respectivos en lo que respecta a estabilidad, deformaciones permisibles y durabilidad, revisando las características del material en cuestión relativas a: curva esfuerzo-deformación, efectos de cargas de larga duración, efectos de repetición de cargas, ductilidad, efectos de soldadura (si se usa) y la posibilidad de corrosión.

N.T.C. - ACERO

1.3 Tipos de estructuras y métodos de análisis

Toda construcción debe contar con una estructura que tenga características adecuadas para asegurar su estabilidad bajo cargas verticales y que le proporcione resistencia y rigidez suficientes para resistir los efectos combinados de las cargas verticales y de las horizontales que actúen en cualquier dirección.

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

Las estructuras del tipo 1, comúnmente designadas marcos rígidos o estructuras continuas, se caracterizan porque los miembros que las componen están unidos entre sí por medio de conexiones rígidas, capaces de reducir a un mínimo las rotaciones relativas entre los extremos de las barras que concurren en cada nudo, de manera que el análisis puede basarse en la suposición de que los ángulos originales entre esos extremos se conservan sin cambio al deformarse la estructura. Esas conexiones deben ser capaces de transmitir, como mínimo, 1.25 veces el momento de diseño que haya en el extremo de cada barra, teniendo en cuenta, cuando sea necesario, el efecto de las fuerzas cortantes o normales de diseño que haya en ella, multiplicadas también por 1.25, independientemente de satisfacer todos los requisitos aplicables de la sección 5.8.

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

Las estructuras del tipo 1 pueden analizarse y diseñarse utilizando métodos elásticos o plásticos; estos últimos son aplicables cuando se satisfacen los requisitos siguientes:

- a) El valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del acero, F_y , no es mayor que el 80 por ciento de su esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión, F_u .
- b) La curva carga-deformación del acero tiene las características necesarias para que pueda presentarse la redistribución de momentos requerida para la formación del mecanismo de colapso. Para ello, debe tener una zona de cedencia, de deformación creciente bajo esfuerzo prácticamente constante, correspondiente a un alargamiento máximo no menor de uno por ciento, seguida de una zona de endurecimiento por deformación, y el alargamiento

9. OTROS METALES

En el diseño de estructuras formadas por metales que no sean acero se procederá de manera que la estructura terminada presente características por lo menos tan satisfactorias como una de acero que cumpla los requisitos de estas Normas Técnicas en lo que respecta a estabilidad, deformaciones permisibles y durabilidad. Para ello se tomarán en cuenta las características propias del material en cuestión, relativas a:

Curva esfuerzo-deformación.

Efectos de cargas de larga duración.

Efectos de repetición de cargas.

Ductilidad y sensibilidad a concentraciones de esfuerzos.

Efectos de soldadura en caso de emplearla.

Posibilidad de corrosión.

N.T.C. - MAMPOSTERIA

2. MATERIALES PARA MAMPOSTERIA

2.1 Piezas

2.1.1 Tipos de piezas

Las piezas usadas en los elementos estructurales de mampostería deberán cumplir los requisitos generales de calidad especificados por la Dirección General de Normas de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial para cada material. En particular deberán aplicarse las siguientes normas:

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

En el capítulo de diseño sísmico del Reglamento se fijan distintos factores de comportamiento sísmico, Q , en función del tipo de pieza que compone un muro y de su refuerzo.

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

Las piezas huecas a que hace referencia el capítulo de diseño sísmico son las que tienen en su sección transversal más desfavorable un área neta de por lo menos 45 por ciento del área bruta; además el espesor de sus paredes exteriores no es menor que 1.5 cm.

2.1.2 Resistencia en compresión

La resistencia en compresión se determinará para cada tipo de piezas de acuerdo con el ensaye especificado en la norma NOM C 36.

Para diseño se empleará un valor de la resistencia, f_c , medida sobre el área bruta, que se determinará como el que es alcanzado por lo menos por el 98% de las piezas producidas.

2.2 Morteros

Los morteros que se empleen en elementos estructurales de mampostería deberán cumplir con los requisitos siguientes:

- Su resistencia en compresión será por lo menos de 10 kg/cm^2 .
- La relación volumétrica entre la arena y la suma de cementantes se encontrará entre 2.25 y 3.
- La resistencia se determinará según lo especificado en la norma NOM C 61.
- Se empleará la mínima cantidad de agua que dé como resultado un mortero fácilmente trabajable.

2.3 Acero de refuerzo

El refuerzo que se emplee en castillos, dalas y/o elementos colocados en el interior del muro, estará constituido por barras corrugadas que cumplan las especificaciones NOM B6 y B294, por malla de acero que cumpla con la especificación B290 o por alambres corrugados laminados en frío que cumplan con la norma B72. Se admitirá el uso de barras lisas únicamente en estribos, en mallas electrosoldadas o en conectores. Se podrán utilizar otros tipos de acero siempre y cuando se demuestre a satisfacción del Departamento su eficiencia como refuerzo estructural.

Como esfuerzo de diseño, f_s , se considerará el de fluencia garantizado por el fabricante. La verificación de calidad del acero se hará de acuerdo con la norma correspondiente de la Dirección General de Normas.

MAMPOSTERIA.

En las estructuras edificadas -- con mampostería se debe conocer bien el material que se dispone; en la sección 2 de las N.T.C. para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería se indican los requisitos generales que se deben cumplir, como son: forma, sección transversal, resistencia a compresión, esfuerzo cortante resistente de diseño, etc., se definen las características del mortero, su resistencia y dosificación. Las piezas utilizadas así como el mortero deben cumplir con los requisitos de calidad, especificados por la Dirección General de Normas de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial para cada material.

El acero de refuerzo para confinar los muros con dalas y castillos o el que se emplee en el interior del muro, deberá cumplir las condiciones que marca la sección 2.3 de las mismas normas.

1.2

N.T.C. - MADERA

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance

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

Para efectos de las presentes Normas, las maderas usuales en la construcción se clasifican en *coníferas* y *latifoliadas*. Las latifoliadas se subdividen en los tres grupos siguientes de acuerdo con los valores de su módulo de elasticidad correspondiente al quinto percentil, $E_{0.05}$, para madera seca (aquella cuyo contenido de humedad es $\leq 18 \pm 2$ por ciento):

	Intervalo de valores de $E_{0.05}$ (kg/cm ²)
Grupo I	$> 120\,000$
Grupo II	$85\,000 - 119\,000$
Grupo III	$50\,000 - 84\,000$

El valor de $E_{0.05}$ deberá ser determinado experimentalmente con piezas de tamaño estructural.

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

1.2 Clasificación estructural

Para que sean aplicables los valores de diseño propuestos en estas Normas, las maderas de coníferas deberán clasificarse de acuerdo con la Norma Oficial Mexicana NOM-C-239-1985, (ref 1) "Calificación y clasificación visual para madera de pino en usos estructurales", la cual establece dos clases de madera estructural, A y B; las maderas de latifoliadas deberán clasificarse de acuerdo con el Apéndice I.

Otros métodos de clasificación deberán ser aprobados por el Departamento del Distrito Federal.

1.3 Dimensiones

Para efectos de dimensionamiento se utilizarán con preferencia las secciones especificadas en la Norma Oficial Mexicana NOM-C-224-1983 (ref 2) "Dimensiones de la madera aserrada para su uso en la construcción". Para piezas con dimensiones mayores que las cubiertas en la Norma citada y, en general, para secciones que no se ajusten a ellas deberá utilizarse la sección real en condición seca.

1.4 Contenido de humedad

El contenido de humedad (CH) se define como el peso original menos el peso anhidro dividido entre el peso anhidro y se expresa en porcentaje. Se considera *madera seca* a la que tiene un contenido de humedad menor o igual a 18 ± 2 por ciento, y *húmeda*, a aquella cuyo contenido de humedad es superior a dicho valor. El valor máximo admisible se limita a 50 por ciento.

MADERA.

La madera como material usado para fines estructurales puede ser de cualquier especie siempre y cuando su densidad relativa promedio, γ , sea igual o superior a 0.35, según lo establecido en las consideraciones generales de las N.T.C. para el Diseño y Construcción de Estructuras de Madera; sin embargo, para efectos de aplicación de las mismas Normas éstas clasifican a las maderas usuales en la construcción en dos grupos, coníferas y latifoliadas. Las latifoliadas se subdividen en tres grupos de acuerdo con los valores de su módulo de elasticidad correspondiente al quinto percentil, $E_{0.05}$, para madera seca (aquella cuyo contenido de humedad es 18 ± 2 por ciento); la clasificación de esta especie de maderas se hará de acuerdo con el apéndice I de las N.T.C. de Madera.

Un material para estructuración será mejor entre mas se acerque a las siguientes características:

a) Alta ductilidad (capacidad de deformarse sin fallar).

b) Alta relación resistencia-pe-
so.

c) Homogeneidad.

d) Ortotropía (El mismo compor-
tamiento en varias direcciones).

e) Facilidad de fabricar conexio-
nes de alta resistencia.

Generalmente mientras mas gran-
des son las estructuras mas importan-
tes son estas características. En la Tabla 1.1 adapta
da de la referencia 1.1. se dan recomenda-
ciones para la utilización de materiales es-
tructurales en edificios en función de su al-
tura.

Si se requieren estructuras flexi-
bles la mampostería no es el material apro-
piado, en cambio el acero sería mas adecua-
do.

Si se requiere mayor rigidez es
preferible contraventear o bien emplear mu-
ros de mampostería o de concreto reforzado.

El concreto puede ser usado para
obtener casi cualquier grado de rigidez que
se desee.

TIPO DE ESTRUCTURA.		
MUY ALTA	ALTURA MEDIA	B A J A
1.- Acero 2.- Concreto refor- zado colado "in situ".	1.- Concreto refor- zado colado "in situ". 2.- Acero 3.- Concreto prec ^o lado de buena calidad. 4.- Concreto pres- forzado. 5.- Mampostería re- forzada de bu ^e na calidad.	1.- Mampostería de buena calidad. 2.- Concreto refor- zado colado "in situ". 3.- Acero 4.- Concreto pres- forzado 5.- Concreto prec ^o lado 6.- Madera 7.- Mampostería de calidad regular.

MUY ALTA

mayor de 20 niveles

ALTURA MEDIA

entre 5 y 20 niveles

BAJA

entre 1 y 5 niveles

LA NUMERACION INDICA EL ORDEN DE CONVENIENCIA DEL MATERIAL.

TABLA 1.1.

1.3 estructuracion

1.3. ESTRUCTURACION.

Un proyecto estructural exige a los proyectistas un gran número de criterios de diseño, algunos de estos criterios son fundamentales para determinar la forma de la estructura; es crucial que se preste la adecuada atención a las consideraciones sísmicas en las distintas etapas de diseño.

Es de suma importancia que la forma estructural sea resistente, porque es muy difícil que un Ingeniero Estructuralista pueda hacer mediante el diseño que una forma estructural inadecuada se comporte satisfactoriamente ante un sismo.

Para que el Proyectista proporcione una estructura adecuada, se debe disponer de suficiente información, se deben conocer las consecuencias del daño sísmico, los factores económicos requeridos para resistir ese daño, y el grado de riesgo de los diferentes tipos de estructura a fin de elegir una adecuada forma estructural.

No hay una forma universal ideal

para un tipo particular de estructura, aunque hay ciertos principios básicos que deben tenerse en cuenta; en general, la estructura debe ser:

- a) Simple.
- b) Simétrica
- c) No ser demasiado alargada en planta o elevación.
- d) Tener resistencia distribuida en forma uniforme y continua.
- e) Tener miembros horizontales en los cuales se formen las articulaciones plásticas antes que en los miembros verticales.
- f) Proporcionar rigideces que tomen en consideración las propiedades del suelo, es decir, lograr un periodo de vibración de la estructura distinto al periodo natural del suelo.

Un Sismo revelará inexorablemente cualquier debilidad de la estructura, la cual podrá ser considerablemente disminuida en términos generales mediante la aplicación de los principios básicos anteriores.

Para mayor información sobre este tema consultar el MANUAL DE ESTRUCTURACION editado por el Departamento del Distrito Federal a través de la Secretaría General de Obras el cual contempla diversas posibilidades de estructuración comparando formas de estructuras adecuadas con las que deben evitarse.

1.4 elección de secciones preliminares

N.T.C. PARA CONCRETO

5.2 Miembros a flexión

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros principales que trabajan esencialmente a flexión. Se incluyen vigas y aquellas columnas con cargas axiales pequeñas.

$$(P_u \leq A_g f'_c / 10).$$

5.2.1 Requisitos geométricos

- El claro libre no debe ser menor que cuatro veces el peralte efectivo.
- En sistemas de viga y losa monolíticas, la relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no debe exceder de 30.
- La relación entre el peralte y el ancho no será mayor de 30.
- El ancho de la viga no será menor de 25 cm, ni excederá al ancho de las columnas a las que llega.
- El eje de la viga no debe separarse horizontalmente del eje de la columna más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga.

1.4. ELECCION DE SECCIONES PRELIMINARES.

Dentro del proceso de diseño, la determinación de las secciones, es decir el dimensionamiento, se hará de acuerdo a los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio, establecidos en el título VI del Reglamento ó por algún otro procedimiento optativo que cumpla con los requisitos del art. 195 del Título VI del R.C.D.F.

De acuerdo al criterio del estado límite de falla, las estructuras deben dimensionarse de modo que la resistencia de diseño de cada sección, sea igual o mayor que la acción que sobre ella se aplique.

Si se revisa por estado límite de servicio, una vez que se han cumplido las restricciones por límite de falla, se comprobará que la respuesta de la estructura (deformación, agrietamiento, etc) queden limitados a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

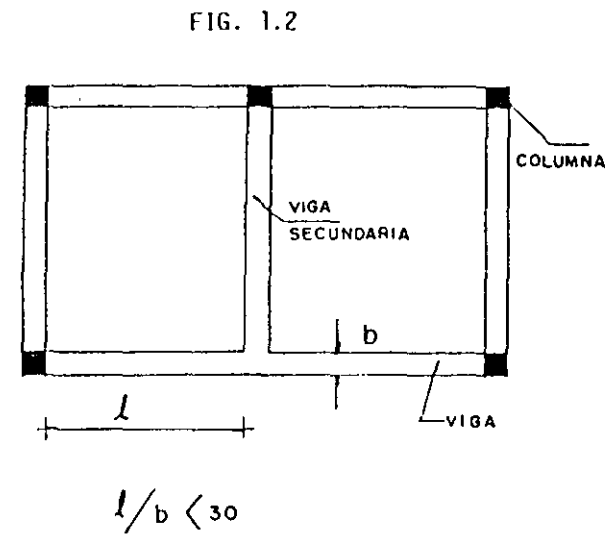
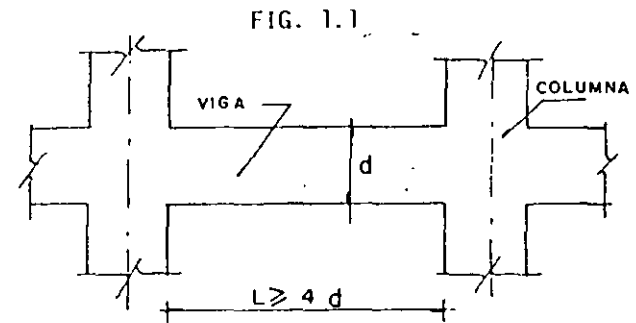
La parte final de diseño, la verificación del dimensionamiento y la resistencia, requerirá menos modificaciones y ajustes si desde el diseño preliminar se eligen secciones adecuadas al número de niveles, la intensidad de cargas y la estructuración global.

En la sección 5.2 de las N.T.C. para Concreto, se establecen los requisitos para marcos dúctiles colados en el lugar y para la combinación de marcos y muros cuando se asigna a la estructura un factor de comportamiento sísmico de $Q=3$ ó $Q=4$, y se recomiendan los requisitos geométricos que deben cumplir las secciones para elementos sujetos a flexión mismos que se ilustran a continuación:

1.4

El claro libre no debe ser menor que cuatro veces el peralte efectivo, Fig. - 1.1.

-En sistemas de viga y losa monolíticas, la relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no debe exceder de 30, Fig. 1.2.

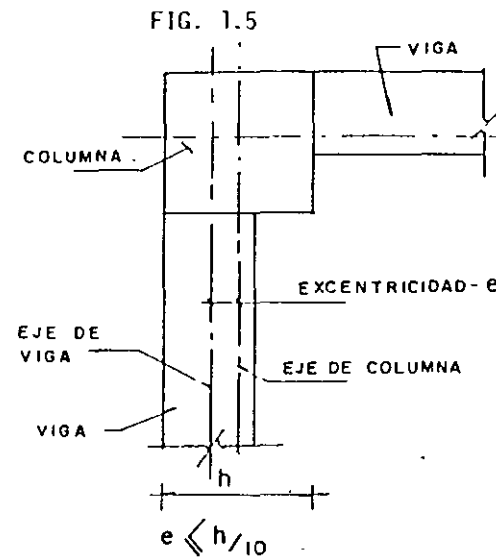
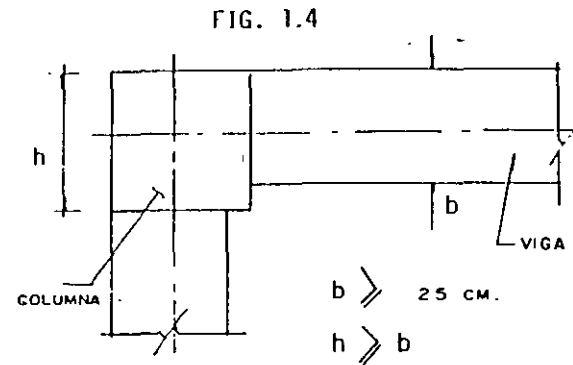
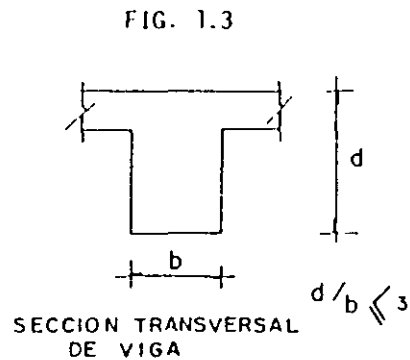


1.4

-La relación entre el peralte y el ancho no será mayor de 3.0, Fig. 1.3.

-El ancho de la viga no será menor de 25 cm, ni excederá al ancho de las columnas a las que llega, Fig. 1.4.

-El eje de la viga no debe separarse horizontalmente del eje de la columna más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga, Fig. 1.5



1.4

N.T.C.-CONCRETO

5.3 Miembros a flexocompresión

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros en los que la carga axial de diseño, P_u , sea mayor que $A_g f'_c / 10$.

5.3.1 Requisitos geométricos

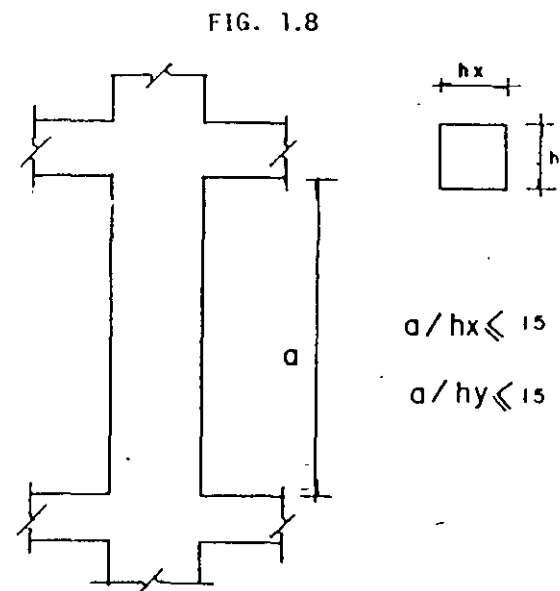
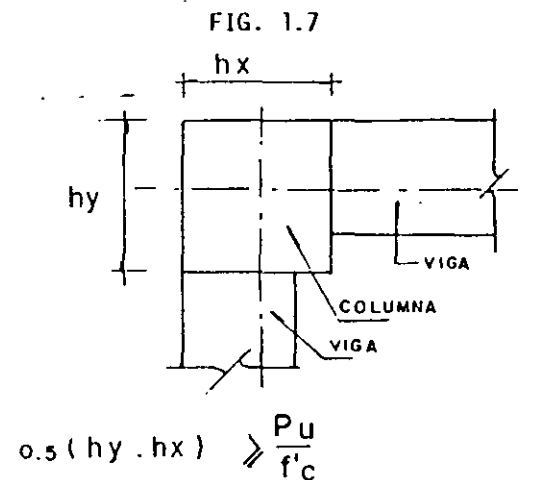
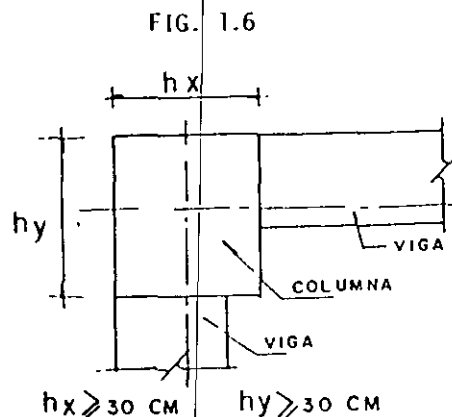
- La dimensión transversal mínima no será menor que 30 cm.
- El área, A_g , no será menor que $P_u / 0.5 f'_c$ para toda combinación de carga.
- La relación entre la menor dimensión transversal y la dimensión transversal perpendicular no debe ser menor que 0.4.
- La relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no excederá de 15.

En la sección 5.3.1 de las mismas normas se recomienda dimensionamiento para secciones a flexo-compresión:

-La dimensión transversal mínima no será menor que 30 cm, Fig. 1.6.

-El área A_g no será menor que $P_u / 0.5 f'_c$ para toda combinación de carga, Fig. 1.7

-La relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no excederá de 15, Fig. 1.8



1.4

N.T.C.-CONCRETO.

6. LOSAS PLANAS

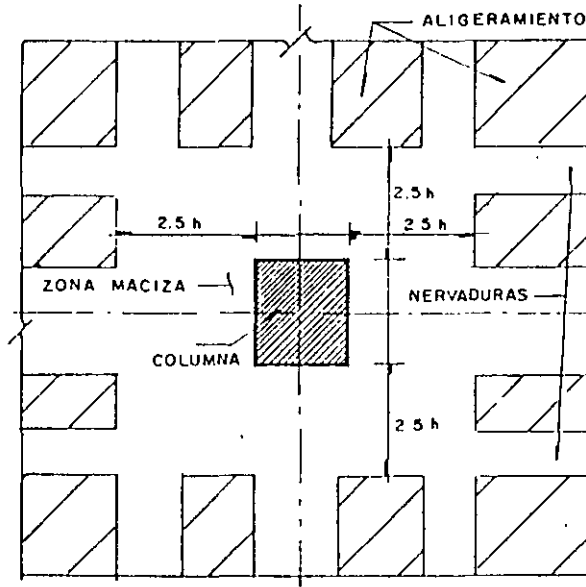
6.1 Requisitos generales

Losas planas son aquellas que transmiten las cargas directamente a las columnas, sin la ayuda de vigas. Pueden ser macizas, o aligeradas por algún medio (bloques de material ligero, alvéolos formados por moldes removibles, etc.) También pueden ser de espesor constante o pueden tener un cuadro o rectángulo de espesor menor en la parte central de los tableros, con tal que dicha zona quede enteramente dentro del área de intersección de las franjas centrales y que su espesor sea por lo menos de dos tercios de espesor del resto de la losa, excepto el del ábaco, y no menor de 10 cm. Según la magnitud de la carga por transmitir, la losa puede apoyarse directamente sobre las columnas o a través de ábacos, capiteles o una combinación de ambos. En ningún caso se admitirá que las columnas de orilla sobresalgan del borde de la losa.

Las losas aligeradas contarán con una zona maciza adyacente a cada columna de cuando menos 2.5h, medida desde el paño de la columna o el borde del capitel. Asimismo, contarán con zonas macizas de por lo menos 2.5h adyacentes a muros de rigidez, medidas desde el paño del muro, las cuales deberán ser más amplias si así lo exige la transmisión de las fuerzas sísmicas de la losa al muro. En los ejes de columnas deben suministrarse nervaduras de ancho no menor de 25 cm; las nervaduras adyacentes a los ejes de columnas serán de por lo menos 20 cm de ancho y el resto de ellas de al menos 10 cm. En la zona superior de la losa habrá un firme de espesor no menor de 5.0 cm, monolítico con las nervaduras y que sea parte integral de la losa. Este firme o capa maciza debe ser capaz de soportar, como mínimo, una carga de 1000 kg en un área de 10x10 cm, actuando en la posición más desfavorable. En cada entre-eje de columnas y en cada dirección, debe haber al menos seis hileras de casetones o alvéolos. La losa se revisará como diafragma con los criterios de 4.6, a fin de asegurar la correcta transmisión en su plano a los elementos verticales resistentes de las fuerzas generadas por el sismo.

Para estructuras con sistema de piso de losa plana, los requisitos geométricos más importantes que debe cumplir este sistema se indican en las N.T.C. para Concreto, en el inciso 6.1 Requisitos generales.

- Las losas aligeradas tendrán una zona maciza adyacente a la columna de cuando menos 2.5 h. Fig. 1.9.



h = PERALTE DE LOSA PLANA FIG. 1.9

Contarán con zonas macizas de por lo menos 2.5 h. adyacentes a muros de rigidez Fig. 1.10.

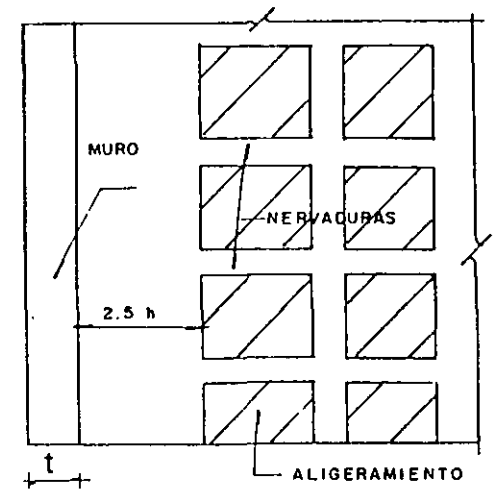
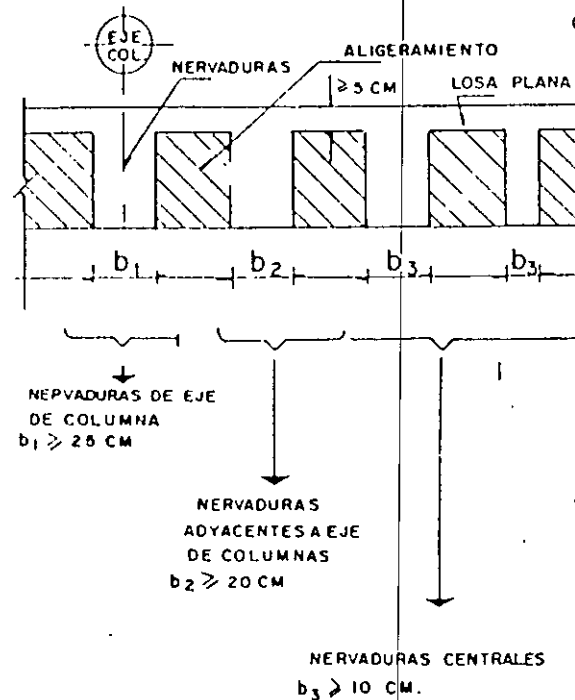


FIG. 1.10

- En los ejes de columnas deben suministrarse nervaduras de ancho no menor a 25 cm., las nervaduras adyacentes a los ejes de columnas serán de por lo menos 20 cm. de ancho y el resto de ellas de por lo menos 10 cm. En la zona superior de la losa habrá un firme de espesor no menor a 5 cm. monolítico con las nervaduras y que sea parte integral de la losa, Fig. 1.11

Las recomendaciones anteriores, corresponden a estructuras de concreto que se pueden calcular con un factor de comportamiento sísmico alto, pero al adoptarlas durante la selección de secciones, se logra que en el dimensionamiento definitivo los cambios y modificaciones sean pocos.

FIG. 1.11



N. T. C. - CONCRETO

4.5.2 Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

Las disposiciones de esta sección se aplican a muros cuya principal función sea resistir fuerzas horizontales en su plano, sin cargas verticales de consideración, con relación L/t no mayor de 70. (L es la longitud horizontal del muro). Si actúan cargas verticales importantes, la relación L/t debe limitarse a 40 y se aplicará lo dispuesto en 4.5.1 y 2.1.3. El espesor, t , de estos muros no será menor de 13 cm; tampoco será menor que 0.06 veces la altura no restringida lateralmente, a menos que se realice un análisis de pandeo lateral de los bordes del muro, o se les suministre restricción lateral. En construcciones de no más de dos niveles, con altura de entrepiso no mayor que 3.0 m, el espesor de los muros puede ser de 10 cm.

En el diseño por sismo de los muros a que se refiere esta sección y que resistan la totalidad de las fuerzas laterales, se usará $Q = 3$. Cuando el muro no cumpla con los requisitos para elementos extremos del inciso b) que sigue, se adoptará $Q = 2$. Si parte de las fuerzas laterales es resistida por otras formas estructurales, como marcos dúctiles o losas planas, se usará el valor de Q prescrito en los capítulos correspondientes de estas Normas.

MUROS DE CONCRETO.

La sección 4.5.2 muros sujetos a fuerzas horizontales, indica que en los muros que reciben principalmente carga horizontal y poca carga vertical, la relación entre longitud horizontal y el espesor t debe limitarse a $L/t = 70$; si actúan cargas verticales importantes, la relación L/t debe limitarse a 40, Fig. 1.12.

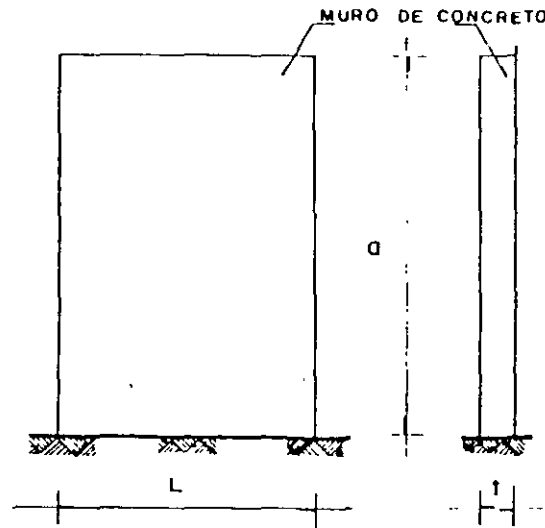


FIG. 1.12

SI LA CARGA VERTICAL NO ES CONSIDERABLE:

$$L/t \leq 70$$

SI LA CARGA VERTICAL ES CONSIDERABLE:

$$L/t \leq 40$$

El espesor, t , no será menor de 13 cm. pero tampoco será menor de 0.06 veces la altura no restringida lateralmente. En construcciones de dos niveles y con altura de entrepiso no mayor de 3 m. el espesor de los muros puede ser de 10 cm., Fig. 1.13

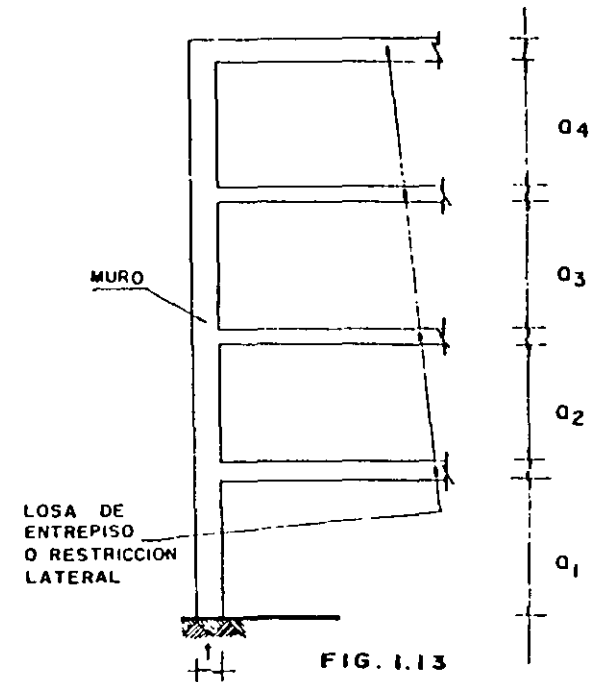


FIG. 1.13

$$t \geq 13$$

$$t \geq 0.06 q_1$$

RIGE EL VALOR MAYOR DE q_1

1.4

N.T.C. - ACERO

II. ESTRUCTURAS DUCTILES.

11.2.2 Miembros en flexión

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros principales que trabajan esencialmente en flexión. Se incluyen vigas y columnas con cargas axiales pequeñas, tales que P_u no exceda de $P_u/10$.

11.2.2.1 Requisitos geométricos

Todas las vigas deben ser de sección transversal I o rectangular hueca, excepto en los casos cubiertos en el inciso 11.2.5.

El claro libre de las vigas no será menor que cinco veces el peralte de su sección transversal, ni el ancho de sus patines mayor que el ancho del patín o el peralte del alma de la columna con la que se conecten.

El eje de las vigas no debe separarse horizontalmente del eje de las columnas más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga.

Las secciones transversales de las vigas deben ser tipo I, de manera que han de satisfacer los requisitos geométricos que se indican en los incisos 2.3.1 y 2.3.2. de estas Normas Técnicas para las secciones de ese tipo. Sin embargo, se permite que la relación ancho/grueso del alma llegue hasta $5300/\sqrt{F_u}$, si en las zonas de formación de articulaciones plásticas se toman las medidas necesarias (refuerzo del alma mediante atiesadores transversales o placas adosadas a ella, soldadas adecuadamente) para impedir que el pandeo local se presente antes de la formación de mecanismo de colapso.

Además, las secciones transversales deben tener dos ejes de simetría, una vertical, en el plano en que actúan las cargas gravitacionales, y otro horizontal. Cuando se utilicen cubreplacas en los patines para aumentar la resistencia del perfil, deben conservarse los dos ejes de simetría.

Si las vigas están formadas por placas soldadas, la soldadura entre almas y patines debe ser continua en toda la longitud de la viga, y en las zonas de formación de articulaciones plásticas debe ser capaz de desarrollar la resistencia total en cortante de las almas.

Cuando se empleen vigas de resistencia variable, ya sea por adición de cubreplacas en algunas zonas o porque su peralte varíe a lo largo del claro, el momento resistente no será nunca menor, en ninguna sección, que la cuarta parte del momento resistente máximo, que se tendrá en los extremos.

En estructuras soldadas deben evitarse los agujeros, siempre que sea posible, en las zonas de formación de articulaciones plásticas. En estructuras atornilladas o remachadas, los agujeros que sean necesarios en la parte del perfil que trabaje en tensión se punzonarán a un diámetro menor y se agrandarán después, hasta darles el diámetro completo, con un taladro o un escarificador. Este mismo procedimiento se seguirá en estructuras soldadas, si se requieren agujeros para montaje o con algún otro objeto. Para los fines de los dos párrafos anteriores, las zonas de formación de articulaciones plásticas se considerarán de longitud igual a un peralte, en los extremos de la viga, y a dos peraltes, medidos uno a cada lado de la sección en la que aparecerá, en teoría, la articulación plástica, en zonas intermedias.

ESTRUCTURAS METÁLICAS

El sistema más usado después de la mampostería y el concreto reforzado es la estructura metálica. Su diseño se rige, también, por los estados límite de falla y límite de servicio; las N.T.C. para Estructuras Metálicas clasifican las estructuras en dos tipos: el primero corresponde a marcos rígidos o estructuras continuas, se caracterizan porque los miembros que los componen están unidos entre sí por conexiones rígidas.

El segundo tipo son las que están formadas por miembros unidos entre sí por medio de conexiones que permiten rotaciones relativas y que funcionan principalmente bajo esfuerzos normales.

Las secciones estructurales también se clasifican en cuatro tipos de acuerdo a la relación ancho-grueso máxima de los elementos planos que trabajan a compresión axial, a compresión debida a flexión o a flexocompresión, de acuerdo a las condiciones que se especifican en el inciso 2.3 de las N.T.C. de Acero.

N.T.C.-ACERO

11.2.3 Miembros en flexocompresión

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros que trabajan en flexocompresión, en los que la carga axial de diseño, P_u , es mayor que $P_y/10$. La mayoría de estos miembros son columnas, pero pueden ser de algún otro tipo; por ejemplo, las vigas que forman parte de arujías contraventeadas de marcos rígidos han de diseñarse, en general, como elementos flexocomprimidos.

11.2.3.1 Requisitos geométricos

Si la sección transversal es rectangular hueca, la relación de la mayor a la menor de sus dimensiones exteriores no debe exceder de 2.0, y la dimensión menor será de 20 cm o más.

Si la sección transversal es H, el ancho de los patines no será mayor que el peralte total; la relación peralte-ancho del patín no excederá de 1.5, y el ancho de los patines será de 20 cm o más.

La relación de esbeltez máxima de las columnas no excederá de 60.

En la sección 11.2.2 se indican -- los requisitos que deben satisfacer los miembros a flexión en un marco dúctil, estos requisitos se aplican a marcos con un factor de comportamiento sísmico $Q=4$ ó 3 , que cumplen las condiciones I y II del capítulo 5 de las N.T.C. para sismo, que comentaremos en el capítulo 3 de este Manual.

Al utilizar estructuras de algún caso particular, el análisis, diseño, fabricación y montaje, deben hacerse de manera que se obtenga una estructura cuyo comportamiento corresponda al tipo que se ha elegido.

Las especificaciones indicadas para las secciones corresponden a la manera de comportarse dentro de los intervalos elástico e inelástico y a sus características de fabricación.

Se ilustran a continuación las características que deben cumplir las secciones a flexión y a flexocompresión para formar marcos dúctiles.

Todas las vigas deben ser de sección transversal I o rectangular hueca, Fig. 1.14 a.

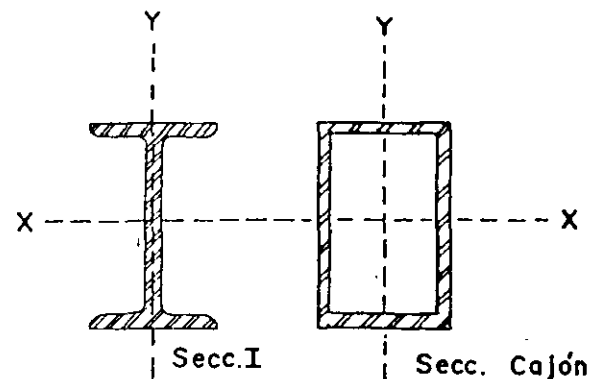


FIG 1.14 a

Soldadura continua en viga formada por tres placas soldadas, Fig. 1.14 b.

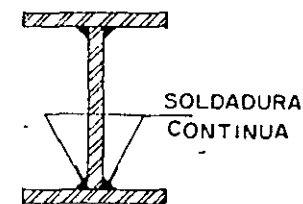


FIG. 1.14. b

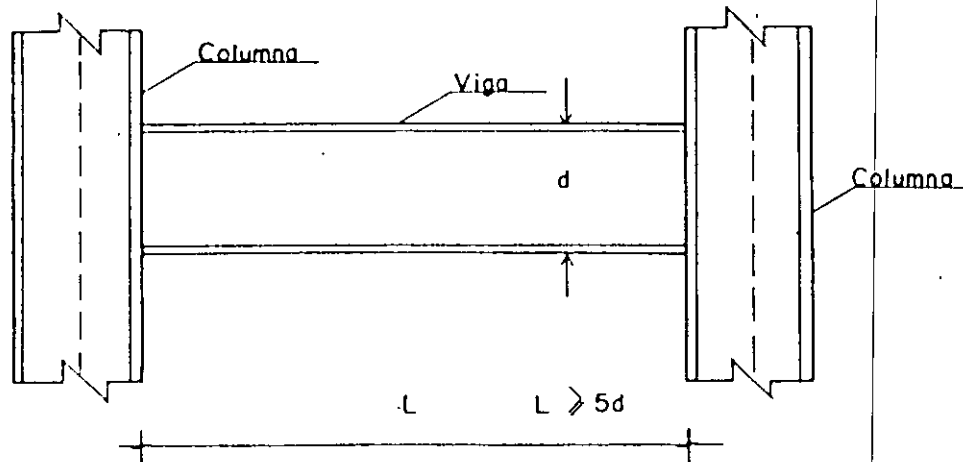


Fig. 1.15 a

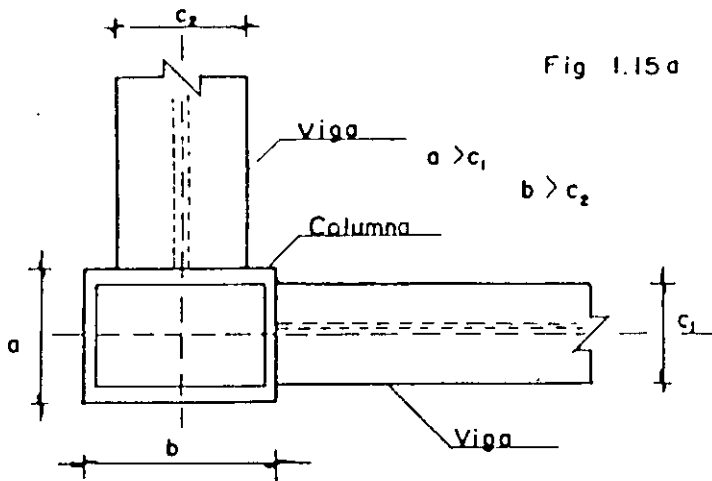


Fig. 1.15 b

El claro libre de las vigas no será menor que cinco veces el peralte de su sección transversal, ni el ancho de sus patines mayor que el ancho del patín o el peralte del alma de la columna con la que se conecten, Fig. 1.15 a y b.

El eje de las vigas no deben separarse horizontalmente del eje de las columnas más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga, Fig. 1.16.

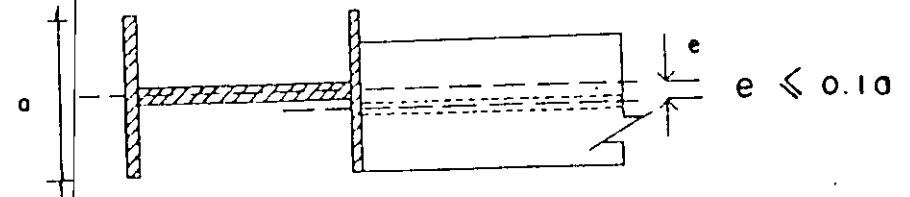
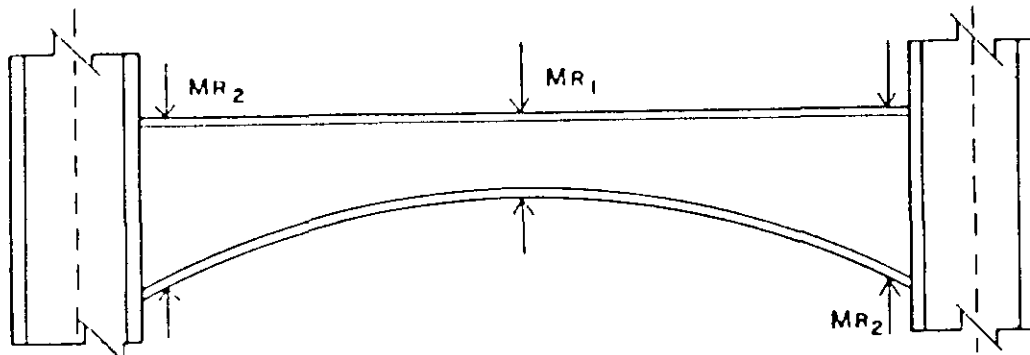


Fig. 1.16

1.4

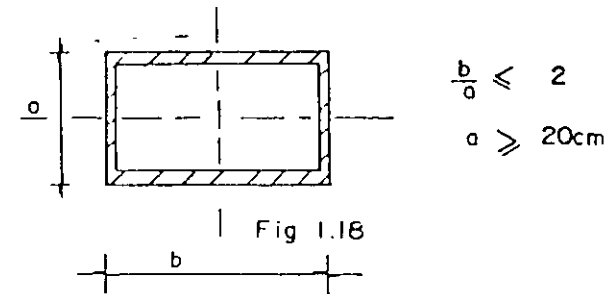
Cuando se empleen vigas de resistencia variable, ya sea por adición de cubreplacas en algunas zonas o porque su peralte varíe a lo largo del claro, el momento resistente no será nunca menor, en ninguna sección, que la cuarta parte del momento resistente máximo, que se tendrá en los extremos Fig. 1.17



$$\frac{MR_2}{4} \leq MR_1$$

Fig 1.17

Si la sección transversal es rectangular hueca, la relación de la mayor a la menor de sus dimensiones no debe exceder de 2.0 y la dimensión menor será de 20 cm o más, Fig. 1.18.

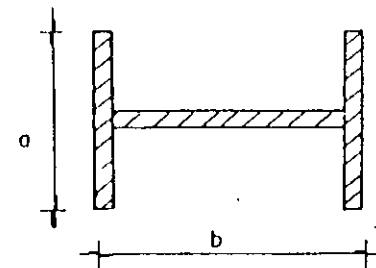


$$\frac{a}{b} \leq 2$$

$$a \geq 20\text{cm}$$

Fig 1.18

Si la sección transversal es H el ancho de los patines no será mayor que el peralte total, la relación peralte/ancho del patin no excederá de 1.5, y el ancho de los patines será de 20 cm. o más, Fig. 1.19.



$$b \geq a$$

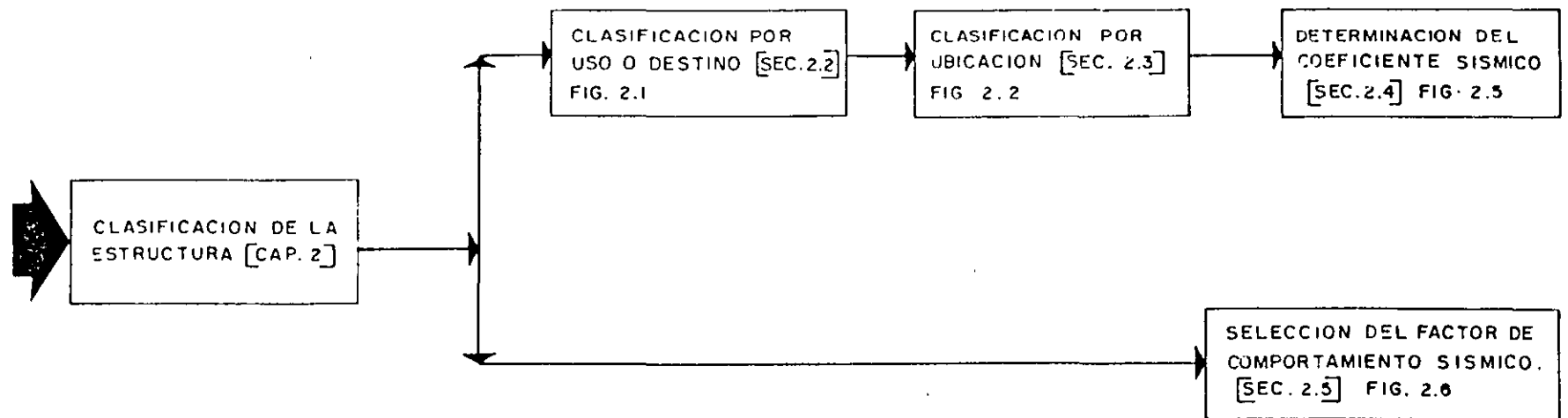
$$\frac{b}{a} \leq 1.5$$

$$a \geq 20$$

Fig 1.19

2. CLASIFICACION DE LA ESTRUCTURA

2. CLASIFICACION DE LA ESTRUCTURA



2.1 generalidades

R.C.D.F.

TITULO SEXTO

SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS CONSTRUCCIONES

Capítulo I

Disposiciones Generales

ARTICULO 172.- Este Título contiene los requisitos que deben cumplirse en el proyecto, ejecución y mantenimiento de una edificación para lograr un nivel de seguridad adecuado contra fallas estructurales, así como un comportamiento estructural aceptable en condiciones normales de operación.

2.1. GENERALIDADES.

La clasificación de las estructuras ubicadas en el Distrito Federal se efectúa de acuerdo con el Título VI del Reglamento de Construcciones para el D.F. publicado el 3 de Julio de 1987.

La clasificación de las estructuras es importante ya que a partir de ella se definen los coeficientes requeridos por el análisis sísmico para la obtención de las fuerzas horizontales.

Las estructuras se clasifican de acuerdo a su destino y a su ubicación.

El objeto de clasificar a las estructuras de acuerdo a su uso o destino es para establecer diferentes factores de seguridad de acuerdo con la importancia relativa del inmueble o su función.

El objeto de clasificar a las estructuras de acuerdo a su ubicación se debe a que ésta proporciona diferentes valores para el coeficiente sísmico de acuerdo al tipo de suelo y a la respuesta de este a los movimientos sísmicos.

2.2 clasificación de las estructuras según su destino

R.C.D.F.

ARTICULO 174—Para los efectos de este Título las construcciones se clasifican en los siguientes grupos:

I.—Grupo A.—Construcciones cuya falla estructural podría causar la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales excepcionalmente altas, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como construcciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, como hospitales y escuelas, estadios, templos, salas de espectáculos y hoteles que tengan salas de reunión que pueden alojar más de 200 personas; gasolineras, depósito de sustancias inflamables o tóxicas, terminales de transporte, estaciones de bomberos, subestaciones eléctricas y centrales telefónicas y de telecomunicaciones, archivos y registros públicos de particular importancia a juicio del Departamento, museos, monumentos y locales que alojen equipo especialmente costoso, y

II.—Grupo B.—Construcciones comunes destinadas a vivienda, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el grupo A, las que se subdividen en:

- a) SUBGRUPO B1.—Construcciones de más de 30 m de altura o con más de 6,000 m² de área total construida, ubicadas en las zonas I y II según se definen en el artículo 175, y construcciones de más de 15 m de altura o 3,000 m² de área total construida, en zona III, y
- b) SUBGRUPO B2.—Las demás de este grupo.

2.2. CLASIFICACION DE LAS ESTRUCTURAS SEGUN SU DESTINO.

Las estructuras se clasifican de acuerdo a su uso o destino, conforme a lo establecido en el artículo 174 del R.C.D.F., tomando en cuenta la importancia de las mismas en términos de lo que ordinariamente significan para la sociedad, la importancia de las funciones que desempeñan ante una emergencia provocada por un sismo de gran intensidad y la magnitud de los daños que a personas o servicios pudiera ocasionar su falla.

De acuerdo con los criterios anteriores, las estructuras se clasifican en grupo A y grupo B.

El objetivo de la clasificación es el de procurar que un determinado grupo de estructuras sean más resistentes que la generalidad, debido a que en este grupo de edificaciones se llevan a cabo actividades importantes para la población en el caso de un eventual siniestro sísmico, preservando los bienes que contienen o evitando la pérdida de un número elevado de vidas;

a este grupo de construcciones se le denomina Grupo A. Para estas construcciones los requisitos de seguridad estructural son más estrictos como se observa al final del art. 206 R.C.D.F.

La lista de construcciones que para grupo A define el art. 174 R.C.D.F. no es exhaustiva, ya que será el buen juicio del Ingeniero el factor determinante para la clasificación de la estructura, especialmente en aquellos casos en que por usos mixtos, por el valor del inmueble o su contenido a juicio del propietario o del Departamento, o bien por considerarse que el número de vidas en riesgo es elevado, se genera una incertidumbre en la clasificación. Los ejemplos 2.1., 2.2. y 2.3. muestran estructuras de uso mixto, alto valor contenido y elevado número de vidas en riesgo, respectivamente, en los que se recomienda que el edificio se clasifique como grupo A.

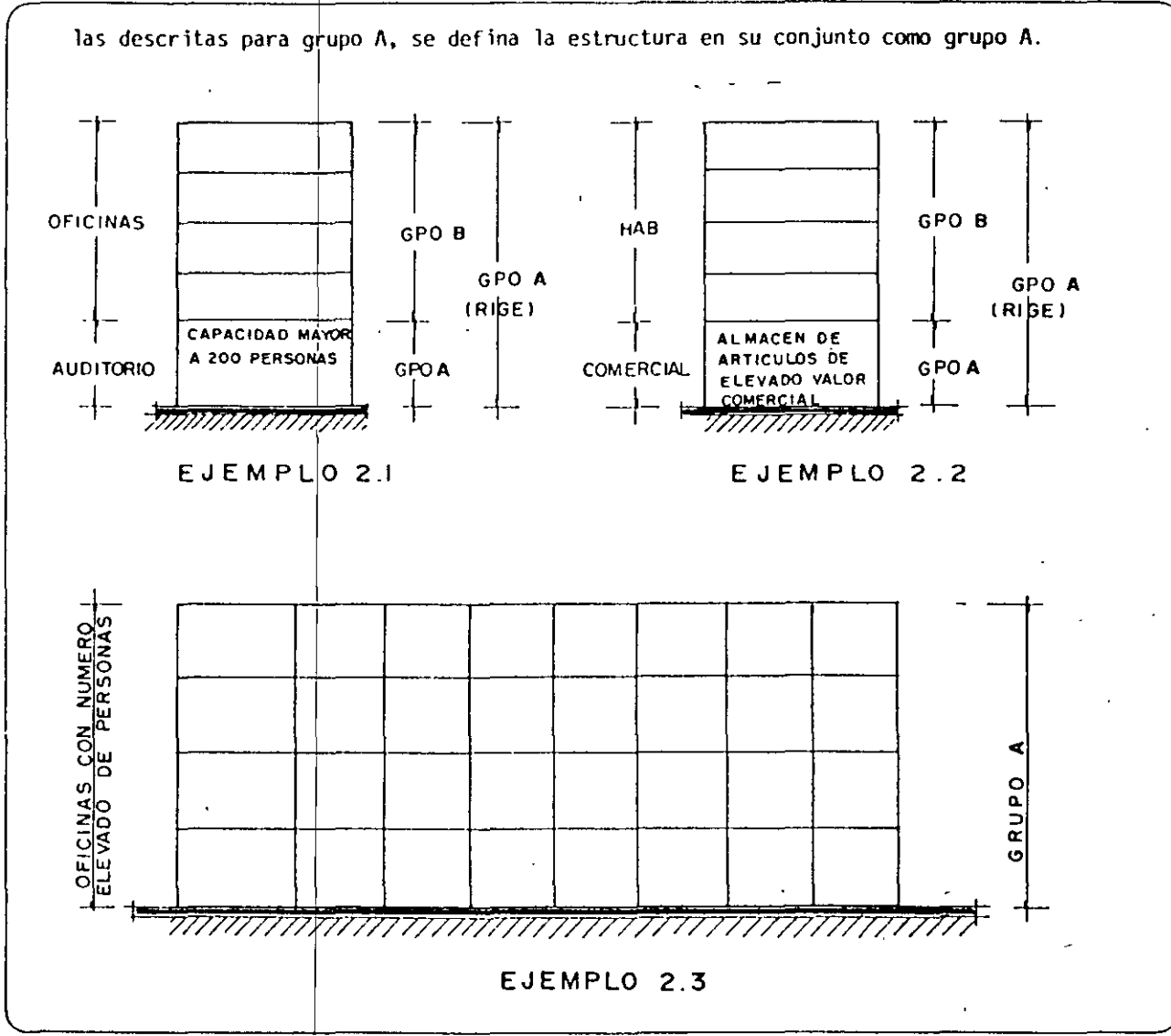
En términos generales se recomienda que cuando en alguno de los usos del inmueble se presenten características de

2.2

ARTÍCULO 206. El coeficiente sísmico, c , es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la construcción por efecto del sismo, entre el peso de esta sobre dicho nivel.

Con este fin se tomara como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para calcular el peso total, se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan según los Capítulos IV y V de este Título.

El coeficiente sísmico para las construcciones clasificadas como del grupo B, en el artículo 174 se tomara igual a 0.16 en la zona I, 0.32 en la II y 0.40 en la III, a menos que se emplee el método simplificado de análisis, en cuyo caso se aplicaran los coeficientes que fijan las Normas Técnicas Complementarias, y a excepción de las zonas especiales en las que dichas Normas especifiquen otros valores de c . Para las estructuras del grupo A se incrementará el coeficiente sísmico en 50 por ciento.



R.C.D.F.

ARTICULO 41.—Corresponsable es la persona física o moral con los conocimientos técnicos adecuados para responder en forma solidaria con el Director, Responsable de Obra, en todos los aspectos de las obras en las que otorgue su responsiva, relativos a la seguridad estructural, diseño urbano y arquitectónico e instalaciones, según sea el caso, y deberá cumplir con los requisitos establecidos en el artículo 46 de este Reglamento.

Cuando se trate de personas morales que actúen como Corresponsables, la responsiva deberá ser firmada por una persona física que reúna los requisitos a que se refiere el artículo 46 de este Reglamento y que tenga poder bastante y suficiente para obligar a la persona moral. En todo caso, tanto la persona física como la moral, son responsables solidarios en los términos que para ello señala la Legislación común.

Se exigirá responsiva de los Corresponsables para obtener la licencia de construcción a que se refiere el artículo 54 de este Reglamento, en los siguientes casos:

1.—Corresponsable en Seguridad Estructural, para las obras de los grupos A y B1 del artículo 174 de este Reglamento;

El grupo B corresponde a las construcciones comunes no incluidas dentro del grupo A tal como se especifica en la fracción II del art. 174 R.C.D.F., las cuales a su vez se subdividen en los subgrupos B1 y B2 de acuerdo con la importancia, área construída, altura y zona en que se localizan. En la tabla siguiente se resumen las características de esta clasificación.

GRUPO B			
SUBGRUPO B1		SUBGRUPO B2	
	ZONA I, II	ZONA III	ZONA I II III
ALTURA	>30 M.	>15 M.	LOS DEMAS
AREA	>6000 m ²	>3000 m ²	II II

Las zonas a que hace mención la tabla anterior, las cuales serán comentadas en la siguiente sección de este capítulo, se especifican en el art. 219 del R.C.D.F. así como en la sección 2 de las NTC-CIMENTACIONES.

La división del grupo B en dos subgrupos conduce a la aplicación de requisitos, tanto en el aspecto de seguridad estructural como en los de tipo legal.

En el aspecto legal, tanto las estructuras del grupo A como las del grupo B1, requieren de un corresponsable de la Seguridad Estructural de acuerdo con la fracción I del art. 44 del R.C.D.F., con el objeto de establecer un control más estricto en la observancia de especificaciones y criterios tanto en la fase de diseño como en la de construcción.

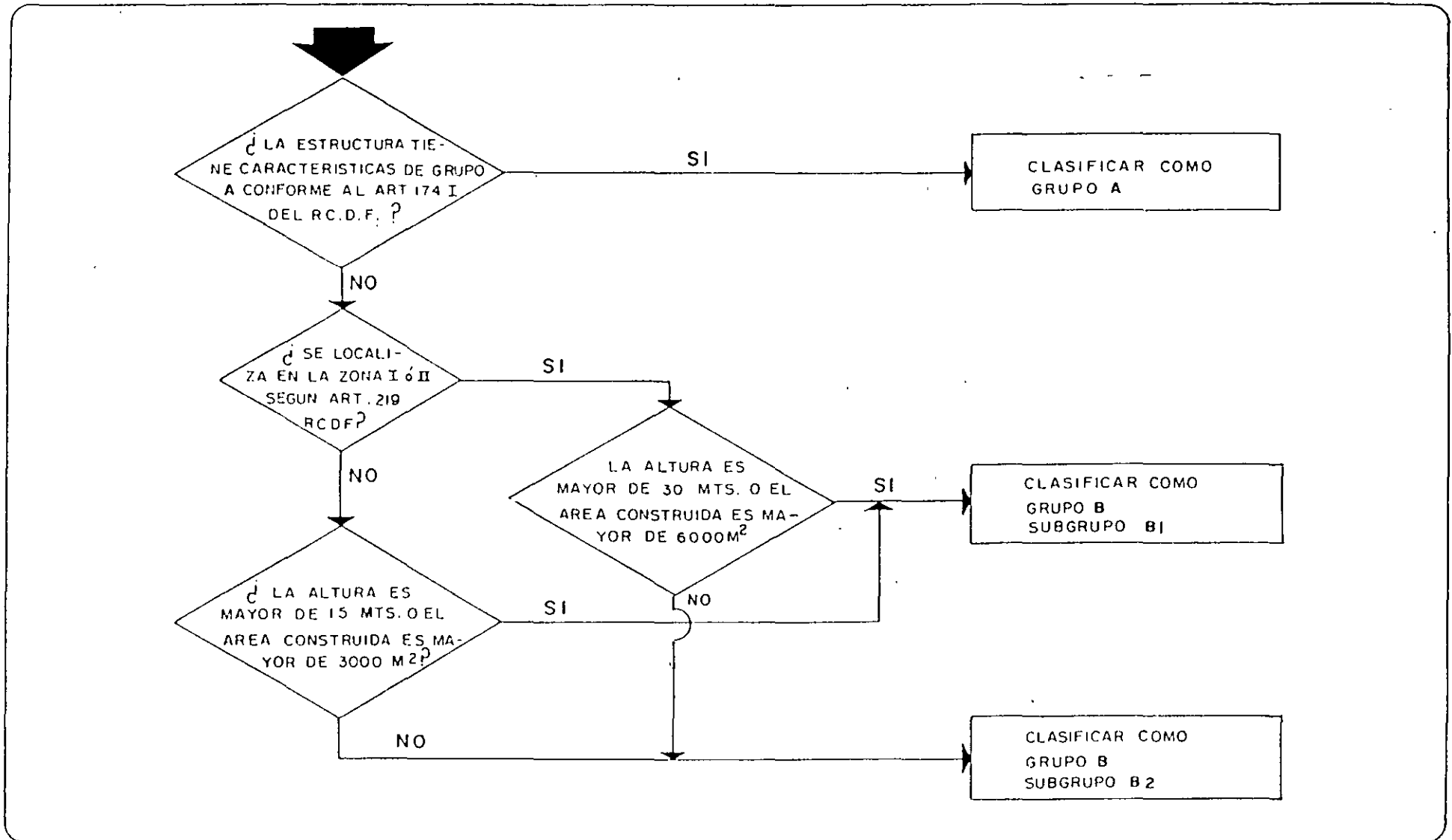
Por la parte de Seguridad Estructural, para estas mismas estructuras deberá utilizarse concreto Clase I, según se especifica en el inciso 1.4.1. de las NTC-CONCRETO, aunque este requisito no es obligado si el corresponsable de seguridad es

2.2

estructural permite el uso de concreto clase 2, siempre y cuando demuestre que el comportamiento estructural será satisfactorio e - incluya esta justificación en la Memoria de Cálculo.

La figura 2.1. muestra el diagrama de flujo para clasificar las estructuras por su uso o destino.

FIG. 2.1 diagrama para la clasificación de las estructuras por su uso o destino



2.3

CLASIFICACION DE LAS ESTRUCTURAS según su ubicación

R.C.D.F.

ARTICULO 175.—Para fines de estas disposiciones, el Distrito Federal se considera dividido en las zonas I a III, dependiendo del tipo de suelo.

Las características de cada zona y los procedimientos para definir la zona que corresponde a cada predio se fijan en el Capítulo VIII de este Título.

ARTICULO 219.—Para fines de este Título, el Distrito Federal se divide en tres zonas con las siguientes características generales:

Zona I.—Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta Zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena;

Zona II.—Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros, y

Zona III.—Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamante comprensible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

La zona a que corresponda un predio se determinará a partir de las investigaciones que se realicen en el sub-

suelo del predio objeto de estudio, tal y como lo establezcan las Normas Técnicas Complementarias. En caso de construcciones ligeras o medianas, cuyas características se definan en dichas Normas, podrá determinarse la zona mediante el mapa incluido en las mismas, si el predio está dentro de la porción zonificada; los predios ubicados a menos de 200 m de las fronteras entre dos de las zonas antes descritas se supondrán ubicados en la más desfavorable.

N.T.C. Cimentaciones.

2.1 Reconocimiento del sitio

En la Fig. 1 se muestran las porciones del Distrito Federal cuyo subsuelo se conoce aproximadamente en cuanto a la zonificación definida en el artículo 219 del Reglamento. En caso de discrepancia entre el mapa y los resultados de exploraciones directas del subsuelo se adoptarán estos últimos para los fines de dicho artículo.

2.3. CLASIFICACION DE LAS ESTRUCTURAS SEGUN SU UBICACION.

Las estructuras se clasifican de acuerdo a su ubicación conforme a lo establecido en los artículos 175 y 219 del R.C.D.F. y en la sección 2.1 de las NTC-CIMENTACIONES; de esta forma, se distinguen las zonas I, II y III que corresponden a las zonas de LOMAS, TRANSICION Y LAGO respectivamente, como se muestra en la figura 2.3.

El objetivo de clasificar a la estructura de acuerdo con su ubicación es el de incorporar en el análisis las diferentes respuestas de cada zona ante excitaciones sísmicas, lo cual se refleja en el coeficiente sísmico especificado en el art. 206 del R.C.D.F. y en la sección 3.1 de las NTC-SISMO que serán comentadas en páginas posteriores.

Para construcciones ligeras o medianas la clasificación por ubicación podrá efectuarse directamente del mapa de la fig. 2.3.

N.T.C. Cimentaciones.

2.2 Exploraciones

Las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar para cumplimiento del Artículo 220 del Reglamento serán las que se indican en la Tabla I. No obstante, la observancia del número y tipo de investigaciones indicadas en esta tabla no liberará al responsable de la obra de la obligación de realizar todos los estudios adicionales necesarios para definir adecuadamente las condiciones del subsuelo. Las investigaciones requeridas en el caso de problemas especiales serán generalmente muy superiores a las indicadas en la Tabla I

TABLA I

REQUISITOS MÍNIMOS
PARA LA INVESTIGACION DEL SUBSUELOA. CONSTRUCCIONES LIGERAS O MEDIANAS DE
POCA EXTENSION Y CON EXCAVACIONES SO-
MERAS

Son de esta categoría las edificaciones que cumplen los siguientes tres requisitos:

Peso unitario medio de la estructura $w \leq 5 \text{ t/m}^2$

Perímetro de la construcción $P \leq 80 \text{ m}$ en las Zonas

I y II, o

$P \leq 120 \text{ m}$ en la Zona

III

Profundidad de desplante $D_r \leq 2.5 \text{ m}$

ZONA I

1. Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.

2. Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.

3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 8 t/m^2 , el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

ZONA II

1. Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Pozos a cielo abierto o sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante.

3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 5 t/m^2 , bajo zapatas o de 2 t/m^2 bajo cimentación a base de losa continua, el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

Para construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas se deben realizar investigaciones en el subsuelo para determinar la zona a la que corresponde el predio.

Las características que definen a las cimentaciones ligeras o medianas y a las profundas o pesadas se presentan en los puntos A y B de la Tabla I de la sección 2.2 de las NTC-CIMENTACIONES.

Se definen también en esta sección los requisitos mínimos para la investigación del subsuelo, de acuerdo a los esfuerzos que induce la estructura, al perímetro de la cimentación y a la profundidad de desplante.

Si existe incertidumbre en cuanto a la ubicación debido al estudio de mecánica de suelos o si el predio se ubica a menos de 200 metros de la frontera entre dos zonas, deberá ser ubicado en la más desfavorable.

Las N.T.C. para diseño por sismo identifican una parte de la zona II donde los requisitos para análisis son más seve-

ZONA III

1. Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas.
2. Pozos a cielo abierto complementados con exploración más profunda para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 4 t/m^2 bajo zapatas o de 1.5 t/m^2 bajo cimentaciones a base de losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

B CONSTRUCCIONES PESADAS, EXTENSAS O CON EXCAVACIONES PROFUNDAS

Son de esta categoría las edificaciones que tienen al menos una de las siguientes características:

Peso unitario medio de la estructura $w > 5 \text{ t/m}^2$

Perímetro de la construcción $P > 80 \text{ m}$ en las Zonas I y II, o

$P > 120 \text{ m}$ en la Zona III

Profundidad de desplante $D_r > 2.5 \text{ m}$

ZONA I

1. Detección, por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.
2. Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.

ZONA II

1. Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
2. Sondeos con recuperación de muestras inalteradas para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es homogéneo o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

ros que en el resto de la zona, esta subzonificación se muestra en el área sombreada de la figura 2.4. Los requisitos que se hace mención se detallan en la sección 3 y en el apéndice A4 de las N.T.C. para Diseño por Sismo y serán comentados en la sección 2.4. de este capítulo.

La figura 2.2. muestra el diagrama de flujo para la clasificación de las estructuras por ubicación.

2.3

3. En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados arriba del nivel máximo de excavación.

ZONA III

1. Inspección superficial detallada, para detección de rellenos sueltos y grietas.
2. Sondcos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante. Los sondcos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de todos los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondcos deberán realizarse en número suficiente para verificar la homogeneidad del subsuelo en el predio o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo.

CARACTERISTICAS DE CONSTRUCCIONES LIGERAS O MEDIANAS DE POCA EXTENSION Y CON EXCAVACIONES SOMERAS

(2.2 NTC. CIMENTACIONES)

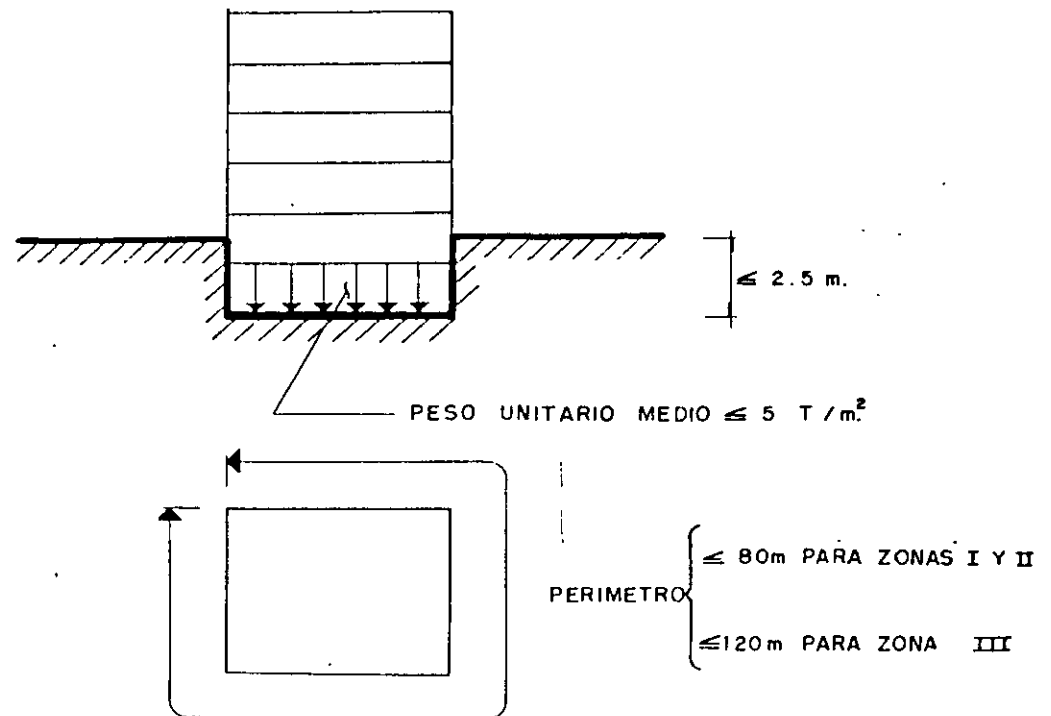
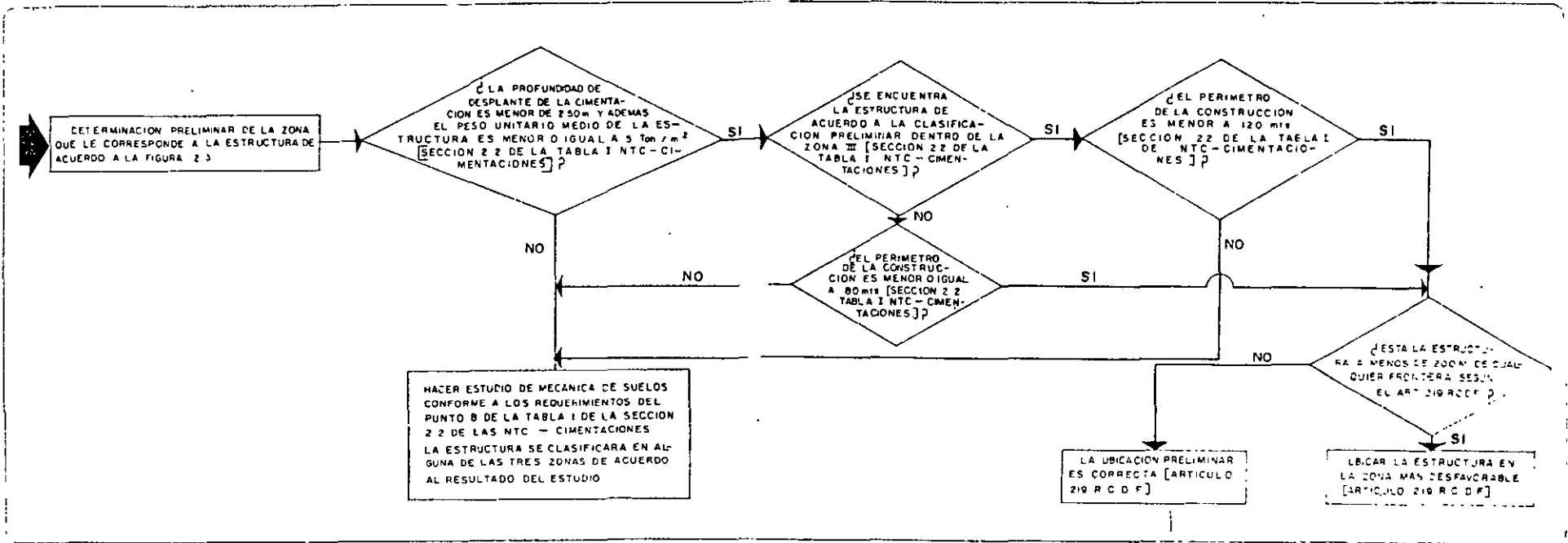
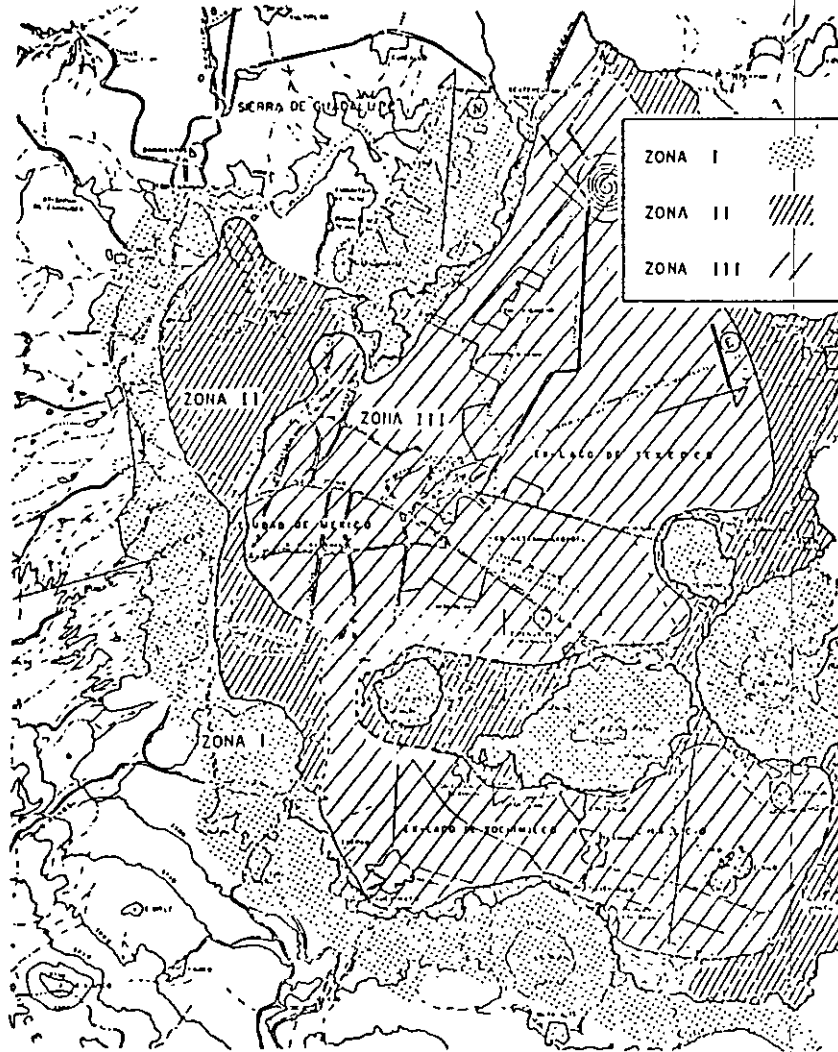


FIG. 2.2 Diagrama para la clasificación de las estructuras por ubicación

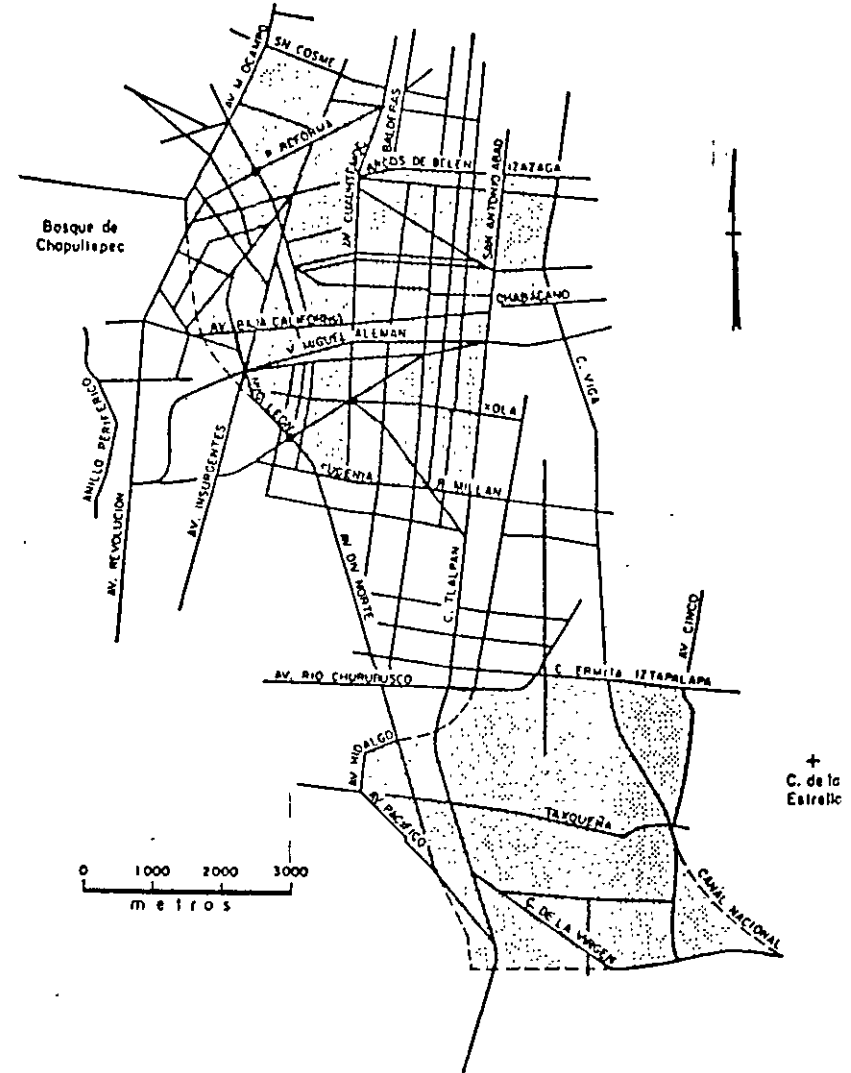


C. J.



Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México.

FIG. 2.3 = FIG. 1 NTC - CIMENTACIONES



Subzonificación de la zona del lago y de la zona de transición.

FIG. 2.4 = FIG. 3.1 NTC - SISMO

2.4 coeficiente sísmico

R.C.D.F.

ARTICULO 205.— Para los efectos de este Capítulo se consideraran las zonas del Distrito Federal que fija el artículo 219 de este Reglamento.

ARTICULO 206.— El coeficiente sísmico, c es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la construcción por efecto del sismo, entre el peso de esta sobre dicho nivel.

Con este fin se tomara como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para calcular el peso total se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan según los Capítulos IV y V de este Título.

El coeficiente sísmico para las construcciones clasificadas como del grupo B en el artículo 174 se tomara igual a 0.16 en la zona I; 0.32 en la II y 0.40 en la III, a menos que se emplee el método simplificado de análisis, en cuyo caso se aplicaran los coeficientes que fijan las Normas Técnicas Complementarias, y a excepción de las zonas especiales en las que dichas Normas especificuen otros valores de c . Para las estructuras del grupo A se incrementara el coeficiente sísmico en 50 por ciento.

2.4. COEFICIENTE SISMICO.

Hasta el momento no es posible de terminar con precisión la medida o la dirección de las fuerzas que un evento sísmico induce a una estructura, en realidad, el valor numérico de dichas fuerzas no se conocerá en forma exacta pues son muchos y complejos los efectos provocados por cada movimiento sísmico, como también es compleja la respuesta dinámica de cada estructura a dicho movimiento.

La experiencia indica que es posible el diseño de estructuras resistentes al sismo utilizando los conocimientos actuales de tales fenómenos. Ante la imposibilidad de evaluar con precisión las fuerzas horizontales que un sismo induce a una estructura dada, el R.C.D.F. proporciona un parámetro que refleja las acciones máximas esperadas en la vida útil de la estructura, para cada zona del D.F. Este parámetro se denomina coeficiente sísmico y se define en el art. 206 R.C.D.F.; de acuerdo con este artículo, la fuerza horizontal que obra en la base de la estructura es:

$$V_o = c W$$

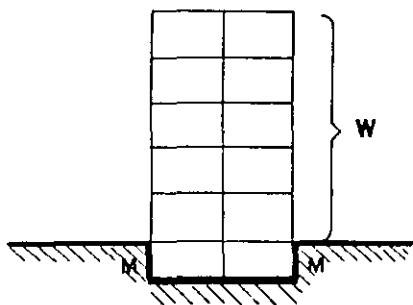
donde

V_o = Fuerza horizontal, llamada cortante basal.

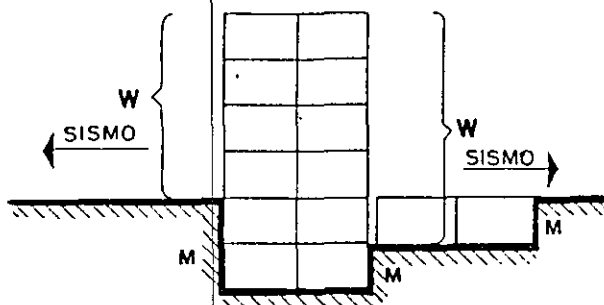
c = Coeficiente sísmico que representa un porcentaje de la gravedad expresado en decimal.

W = Peso total de la estructura que se encuentra por encima del punto donde no hay restricción al desplazamiento horizontal (Ejemplos 2.4. 2.5., 2.6. y 2.7)

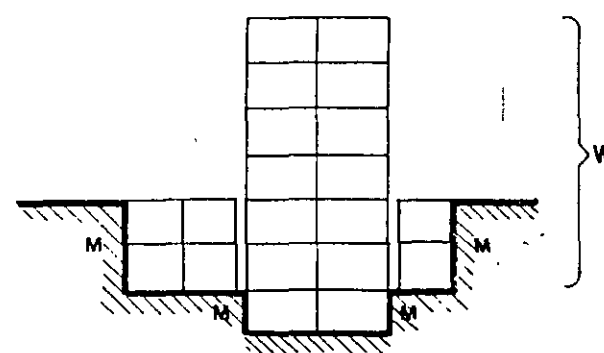
2.4



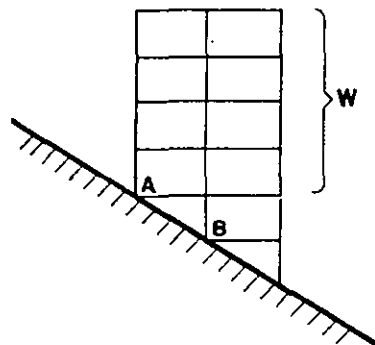
EJEMPLO 2.4



EJEMPLO 2.5
(CASO ASIMETRICO)



EJEMPLO 2.6



EJEMPLO 2.7

W EN CASO DE DUDA SOBRE SI LA RESTRICCIÓN AL DESPLAZAMIENTO ESTA EN A O EN B, CONSIDERESE EL MAS DESFAVORABLE.

W = PESO DE LA ESTRUCTURA ARRIBA DEL NIVEL A PARTIR DEL CUAL SUS DESPLAZAMIENTOS, CON RESPECTO AL NIVEL CIRCUNDANTE, COMIENZAN A SER SIGNIFICATIVOS.

M = EL EDIFICIO FUNCIONA COMO MURO DE CONTENCION.

2.4

R.C.D.F.

ARTICULO 207. Cuando se aplique el método estático o un método dinámico para análisis sísmico, podrán reducirse con fines de diseño las fuerzas sísmicas calculadas empleando para ello los criterios que fijan las Normas Técnicas Complementarias en función de las características estructurales y del terreno. Los desplazamientos calculados de acuerdo con estos métodos empleando las fuerzas sísmicas reducidas, deben multiplicarse por el factor de comportamiento sísmico que marquen dichas Normas.

Los coeficientes que especifiquen las Normas Técnicas Complementarias para la aplicación del método simplificado de análisis tomarán en cuenta todas las reducciones que procedan por los conceptos mencionados. Por ello las fuerzas sísmicas calculadas por este método no deben sufrir reducciones adicionales.

Parte de los objetivos de la clasificación de la construcción es el de obtener el coeficiente sísmico con que se analizará la estructura. El valor del coeficiente sísmico para estructuras del grupo B se define para cada zona en el art. 206 R.C.D.F. y sus valores son:

- Zona I $C = 0.16$
- Zona II $C = 0.32$
- Zona III $C = 0.40$

Para estructuras del grupo A, el coeficiente sísmico se incrementa en 50%, por la patente necesidad de que éstas permanezcan no solo de pie, sino funcionando después de un evento sísmico de gran intensidad.

Existen básicamente dos métodos para obtener las fuerzas que obran sobre la estructura a partir del coeficiente sísmico: el análisis estático y el análisis dinámico.

Los métodos usados para la obtención de fuerzas de diseño, permiten reducciones a las mismas que resultan al aplicar el coeficiente sísmico, considerando propiedades que se deri-

van de la zona en que se encuentra la estructura y de la estructura misma. El artículo 207 del R.C.D.F., y las secciones 4, 5 y 6 de N.T.C. para Diseño por Sismo indican los procedimientos y condiciones para la modificación de dichas fuerzas.

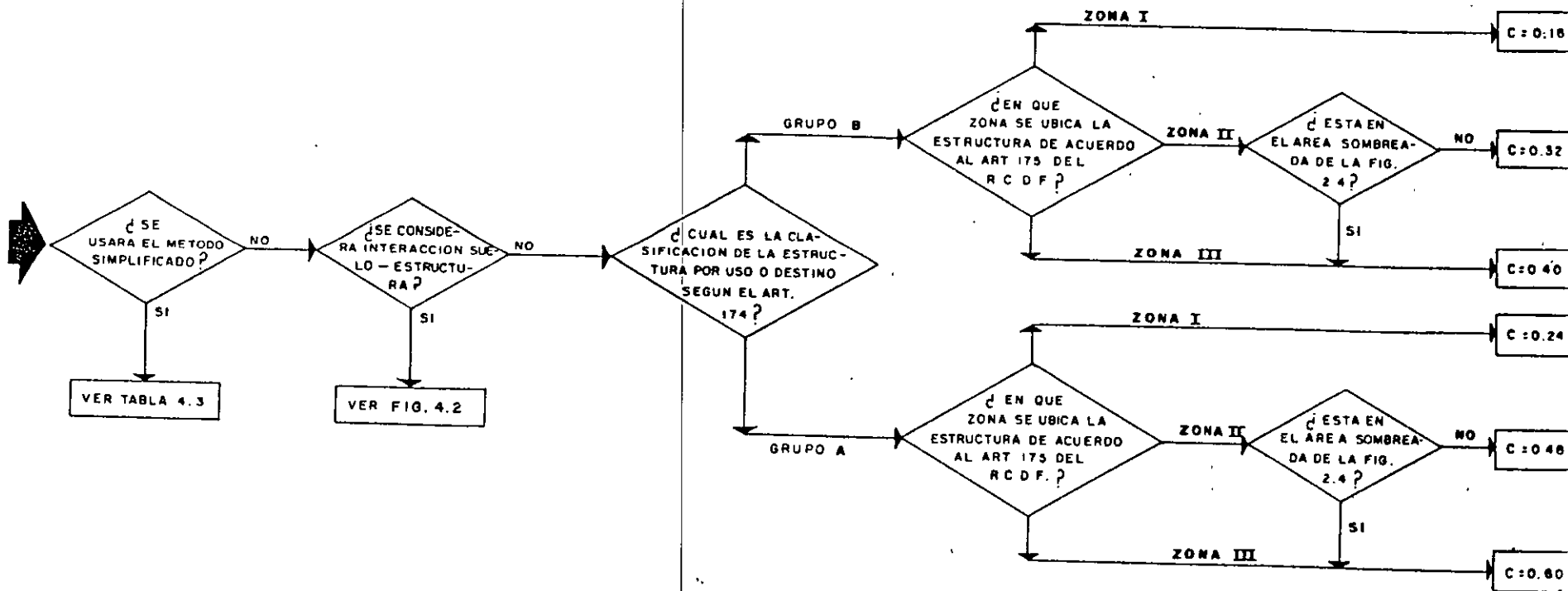
Una alternativa de análisis que ofrece el método estático es el empleo del análisis simplificado en el que los coeficientes sísmicos son diferentes de los coeficientes enunciados en el art. 206 del R.C.D.F. aunque sólo es aplicable a un número reducido de estructuras que cumplen con los requerimientos especificados en la sección 7 de las N.T.C. para Diseño por Sismo. Los tres métodos de análisis señalados serán comentados detalladamente en el capítulo 4 "Valuación de fuerzas sísmicas" de este Manual.

La figura 2.5 muestra el diagrama de flujo para la obtención del coeficiente sísmico de acuerdo a la clasificación de la estructura por uso y ubicación.

FIG. 2.3

del coeficiente sísmico

52



2.5 factor de comportamiento sísmico

2.5. FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO.

Las construcciones en general, además de estar clasificadas por su uso y por la zona en que se encuentran, pueden clasificarse de acuerdo a las propiedades internas de la estructura, esto es, a su capacidad para disipar la energía del sismo por un proceso de deformación. Esto dependerá del material con que se fabrique la estructura, de los criterios de estructuración con que se proyecte, y de los detalles de armado y conexiones que se dispongan.

El factor de comportamiento sísmico incluye la capacidad de los elementos estructurales a resistir cargas cíclicas durante la acción de un sismo; la ductilidad, la resistencia y la capacidad de deformación, sin incurrir en una falla frágil en los miembros de una estructura sometidos a movimientos sísmicos, representa un aspecto fundamental en el diseño.

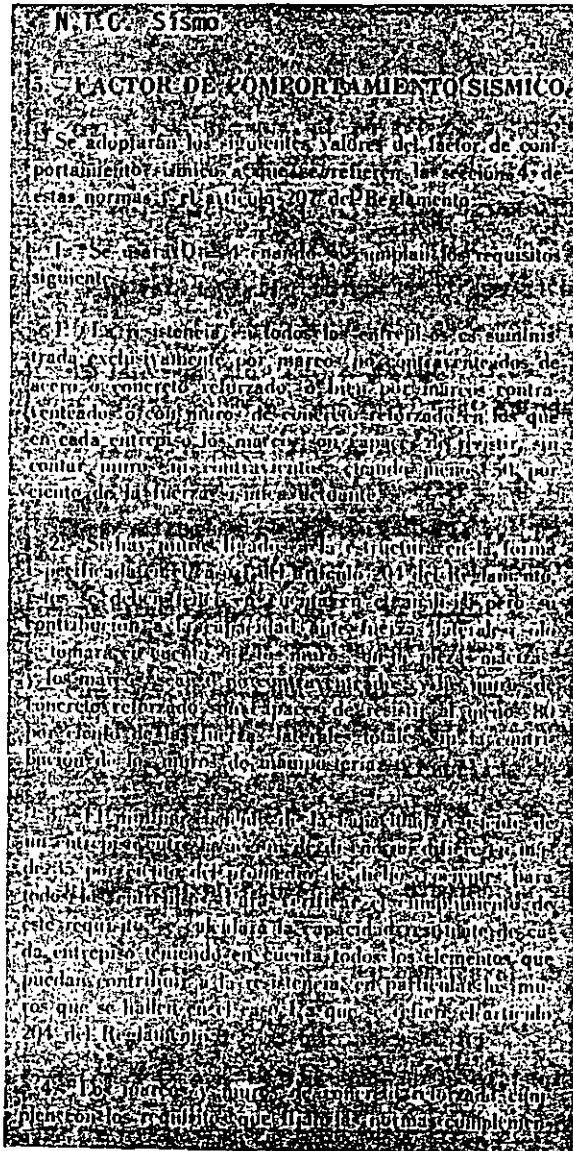
La sección 5 de las N.T.C para Diseño por Sismo proporciona los valores del factor de comportamiento a que se refiere el art. 207 del R.C.D.F.

El factor Q de comportamiento sísmico varía entre 1 y 4 de acuerdo a requisitos de estructuración y resistencia. La elección del factor Q deberá hacerse en función de las condiciones de la estructura al proyectarse y deberá verificarse, al término del diseño, que efectivamente se cumple con los requisitos que marca el factor Q seleccionado. También deberá verificarse que todas las consideraciones que se hicieron en el diseño se cumplan, esto es, si en la etapa de cálculo se consideró que los muros no contribuyen a la resistencia, en los planos deberá indicarse, en forma explícita la manera en que estos muros se deben ligar a la estructura para que no contribuyan ni a la rigidez ni a la resistencia; por otro lado, si en el cálculo se consideró que los muros tienen contribución en el comportamiento de la estructura, se estipulará en los planos estructurales la forma como se ligan estos muros, de manera que garanticen el comportamiento previsto en el cálculo. Deberá revisarse que la estructura resista los efectos causados por interacción con los muros.

Los requisitos que deben cumplir las estructuras aumentan conforme aumenta el valor

de Q, lo cual trata de reflejar la eficiencia con que se disipa la energía del sismo en función de la capacidad de la estructura al deformarse para distribuir los esfuerzos entre los elementos que la componen en forma uniforme, tratando de eliminar las concentraciones de esfuerzos provocados por diferencias en rigideces. El material con que se fabrica la estructura, así como el sistema estructural, son de vital importancia ya que en los sistemas estructurales rígidos - como en los que hay muros de mampostería con poca capacidad de deformación, se emplearán fuerzas sísmicas de diseño poco reducidas, - mientras que en los marcos dúctiles, con alta capacidad de deformación, podrán emplearse fuerzas sísmicas más reducidas por efecto de su ductilidad. Al mejorar las características de la estructura, se permite aumentar el valor de Q ya que se reduce la probabilidad de que un defecto o debilidad de un elemento aislado produzca la falla total o parcial de la estructura.

En la elección del factor Q, el estructurista deberá verificar que se cumplan



con todos y cada uno de los requisitos que el factor Q establece. Si se encuentra un punto que no se pueda cumplir, deberá entonces tomar el valor inmediato inferior, verificando de la misma manera, que se cumpla con todos los requisitos para ese valor.

El procedimiento para la selección del factor de comportamiento sísmico se ilustra en el diagrama de la figura 2.6.

Los requisitos exigidos por cada valor de Q se comentan a continuación:

1.- Para adoptar un valor $Q=4$ se deben cumplir los requisitos enunciados en la sección 5.1 de N.T.C. para Diseño por Sismo.

1.1.- Cuando la estructura es de marcos y no existen muros o contravientos, es evidente que los marcos por sí mismos deberán resistir el 100% de las acciones sísmicas con lo que se cumple automáticamente el requisito No. 1; en el caso de existencia de muros o contravientos, los marcos deberán resistir cuando menos el 50% de los cortantes actuantes, esto significa que la estructura no solo tendrá elementos rígidos

como son los muros o contravientos sino que garantizará una buena capacidad de disipación de energía por deformación, así como reservas de resistencia para el caso en que la acción del sismo supere la primer defensa de la estructura que implican los muros o contravientos. Esta especificación usualmente implica que los marcos se sobrediseñen en los pisos inferiores, ya que es frecuente que su rigidez sea tal que no les corresponda una fuerza de 50% del total, sino inferior; para cubrir lo especificado, lo que les toque por rigidez deberá incrementarse hasta el 50% del total; los muros o contravientos deberán diseñarse para la fuerza que les corresponda en función de su rigidez, -- por lo que entonces en los primeros niveles la fuerza total de diseño de marcos y muros o contravientos será superior al 100% del cortante total.

La rigidez de los muros o contravientos usualmente baja hacia los niveles superiores más rápido que la de los marcos, -- por lo que llega a darse el caso de ya no tener que sobrediseñar los marcos. Es importante tomar en cuenta que el porcentaje en que

2.5

arias correspondientes para marcos y muros dúctiles.

5.- Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos dúctiles que fijan las normas complementarias correspondientes.

III.- Se adoptará $O=1$ cuando se satisfacen las condiciones 2, 4 y 5 del caso I y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 1 y 3 especificadas para el caso I 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 los 4 marcos por diafragmas de madera contrachapada. Las estructuras con losas planas deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marca la norma técnica complementaria para estructuras de concreto.

III.- Se usará $O=2$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas, por columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero o de concreto reforzado, por muros de este material o columnas de concreto reforzado que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por los casos I y II de esta sección, o por muros de mampostería de piezas macizas con juntas por casillas, o por columnas o trabes de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las normas complementarias respectivas, o diafragmas de madera contrachapada, o muros formados por bloques de madera horizontal o vertical, combinados con elementos diagonales de madera maciza. También se usará $O=2$ cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o reforzado, con las excepciones que sobre el particular marca la norma técnica complementaria para estructuras de concreto.

se reparten los cortantes entre marcos y muros o elementos de contraventeo cambia de nivel a nivel, por lo tanto no se puede suponer que es una repartición uniforme.

I.2.- Cuando existan además muros de mampostería ligados a la estructura, se requiere que no signifiquen una parte importante de la capacidad resistente de la estructura con el fin de no convertirla en una estructura rígida poco deformable. Tomando en cuenta que los muros de mampostería son subsistemas estructurales muy rígidos pero poco resistentes, es de esperarse que durante una sollicitación sísmica se sobrepase la capacidad resistente de estos muros cuando aún no se desarrolla totalmente la capacidad resistente de los marcos, con o sin contravientos, o muros de concreto, por lo que los muros de mampostería serán los primeros en fallar con escasa disipación de la energía del sismo; por esta razón es necesario que el resto de la estructura pueda resistir cuando menos el 80% de las fuerzas sísmicas.

En los muros de mampostería de piezas huecas se acentúa la fragilidad del subsistema durante un evento sísmico, debido a que las paredes de los bloques presentan desprendimientos locales con el consiguiente deterioro del material. Por esta razón, es que no se permite considerar capacidad resistente al subsistema de muros de piezas huecas.

Los muros a que se hace mención en esta sección deberán ligarse a la estructura como se especifica en el art. 204 del R.C.D.F.

I.3.- Para que la estructura de sarrolle totalmente su ductilidad se requiere que la distribución de las fuerzas sea uniforme tanto entre los marcos como entre los niveles, por lo que se debe evitar cambios bruscos en las rigideces de entrepiso, con el fin de evitar las concentraciones de esfuerzos que obliguen a un entrepiso determinado a esforzarse a toda su capacidad mientras que otros entrepisos no; para verificar esta condición, se debe considerar la capacidad a cortante del entrepiso tomando en cuenta la contribución de todos los ele-

2.5

IV. Se usará $Q = 1.5$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las normas complementarias respectivas, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos II y III, o por marcos y armaduras de madera.

V. Se usará $Q = 1$ en estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre a satisfacción del Departamento, que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica.

En todos los casos se usará para toda la estructura en la dirección de análisis el valor mínimo de Q que corresponde a los diversos entrepisos de la estructura en dicha dirección.

El factor Q puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones.

R.C.D.F.

ARTÍCULO 204. — Tratándose de muros divisorios, de fachada o de confinancia, se deberán observar las siguientes reglas:

1. Los muros que contribuyan a resistir fuerzas laterales se ligarán adecuadamente a los marcos estructurales o a castillos, dadas en todo el perímetro del muro, su rigidez se tomará en cuenta en el análisis sísmico y se verificará su resistencia de acuerdo con las normas correspondientes.

Las varillas y dadas, que se suministran a los muros, se utilizarán que las vigas, los pilares y columna.

mentos en función de sus rigideces relativas y compararla con la fuerza actuante determinada mediante el método de valuación de fuerzas sísmicas, elegido para la estructura; la proporción entre ambas fuerzas se determina con la expresión:

$$\frac{C \text{ resistente nivel } i}{F \text{ actuante nivel } i} = \frac{C_{ri}}{F_{ai}}$$

C = Capacidad F = Fuerza de diseño

Procediendo así para cada entrepiso se puede obtener el promedio de todos los cocientes como

$$\sum_{i=1}^{i=N} \frac{1}{N} \frac{C_{ri}}{F_{ai}} \text{ donde } N \text{ es el número de niveles del edificio.}$$

finalmente para que el requisito 3 se cumpla, se debe satisfacer:

$$\left\{ \frac{1}{\sum_{j=1}^N \frac{1}{N} \frac{C_{rj}}{F_{aj}}} \right\} \leq 0.35 \text{ PARA LOS NIVELES } j = 1 \dots N$$

Es importante notar que los 3 requisitos anteriores solo podrán verificarse con todo rigor al término de la fase de diseño cuando ya se han definido los armados y características de los materiales, sin embargo, la experiencia del estructurista podrá lograr estimaciones preliminares que conduzcan al cumplimiento de estas condiciones sin necesidad de esperar al final para su verificación y en caso de no lograrlo comenzar de nuevo el proceso.

La determinación de la resistencia es un problema bastante complejo en algunos casos, pues hay que considerar varios posibles mecanismos de falla. Aquí deberán usarse los valores reales de armado, ya ajustados a varillas y no los valores teóricos.

2.5

tan la fuerza cortante, el momento flexionante, las fuerzas axiales y en su caso, las torsiones que en ellas induzcan los muros. Se verificará asimismo que las uniones entre elementos estructurales resistan dichas acciones, y

II.— Cuando los muros no contribuyan a resistir fuerzas laterales, se sujetarán a la estructura de manera que no restrinjan su deformación en el plano del muro. Preferentemente estos muros serán de materiales muy flexibles o débiles.

I.4 y 5.- Para asegurar el comportamiento dúctil de las estructuras se deberá cumplir con los requisitos inherentes a las características internas de los elementos que forman la estructura, así por ejemplo, en elementos de concreto reforzado se deberá buscar la fluencia del acero de refuerzo antes que la falla frágil del concreto tanto en los miembros como en los nudos y conexiones; del mismo modo, si la estructura es de acero, deberá diseñarse garantizando el comportamiento dúctil, evitando la aparición de inestabilidades locales o generales por esbeltez de las piezas o conexiones. En ambos casos, las características de los miembros que forman los marcos están normados en las NTC-CONCRETO y en las NTC-METALICAS, en donde se presentan los requisitos que deben satisfacerse para marcos dúctiles.

II.- Para adoptar el valor de $Q=3$ se requiere que los marcos cumplan los requisitos de marcos dúctiles señalados en los párrafos I.4 y I.5 de la sección 5 de N.T.C. de Sismo.

Para este valor se admiten cambios menos uniformes en las rigideces de pisos consecutivos ya que no es requisito satisfacer el punto I.3; así mismo se permite una mayor abundancia de elementos rígidos como son muros de concreto o mampostería y/o contravientos.

Se debe satisfacer el punto 5.1.2 de las NTC - SISMO con las mismas consideraciones expresadas en la sección 2.5.1.2. de este Manual.

En este valor de Q se incorporan las losas planas que cumplen los requisitos de las NTC - CONCRETO, ya que se debe asegurar el comportamiento dúctil de este sistema. Estas estructuras tienen reducida rigidez lateral lo cual conduce a elevadas deformaciones. El sistema depende en gran medida del comportamiento de la conexión losa-columna, donde se concentra la transmisión de esfuerzos; reconociendo el problema anterior y ante la evidencia experimental del comportamiento del sistema en sismos anteriores, las N.T.C. estipulan requisitos más exigentes para valuar la ri

2.5

3

gidez lateral y para el detalle de armados en las conexiones.

III y IV.- En estos apartados aparecen las estructuras que no cumplen con características de ductilidad, es decir, aquellas que presentarán fallas o deterioro a bajos niveles de deformación.

Los párrafos III y IV detallan claramente las características de las estructuras para asignarles un valor $Q=2$ ó $Q=1.5$

Estas estructuras se diseñan para fuerzas sísmicas menos reducidas debido a que son estructuras rígidas con poca capacidad de disipación de energía y presentan daños con pequeñas deformaciones, por lo que se necesita que el sistema resista las fuerzas que induce el sismo, sin atenuarlas por ductilidad.

V.- Los materiales de construcción tradicionales como son el concreto, el acero y la madera han sido ensayados y probados en abundantes investigaciones por lo que sus propiedades son suficientemente conocidas como para diseñar estructuras con alto grado de seguridad por ello se les -

puede asignar alguno de los valores Q anteriores.

Actualmente, aparecen nuevos materiales comerciales que se utilizan con bastante frecuencia en edificaciones.

En los casos en que se hagan pruebas a estos materiales que conduzcan de manera objetiva a la obtención del valor Q a satisfacción del Departamento, será válido el empleo de dicho valor en el análisis sísmico. En los casos en que los estudios no existan o no sean satisfactorios, sería impropio asignar un valor Q por simple apreciación subjetiva, por lo que se permitirá el empleo de materiales nuevos de manera que resistan la totalidad de las acciones, es decir, $Q=1$.

Cuando en una construcción existan en diferentes niveles diferentes sistemas estructurales, deberá diseñarse con el valor de Q más bajo que se derive de los distintos sistemas, siendo esto aplicable en cada dirección de análisis, pudiendo adoptarse distintos valores para cada dirección.

Debe tenerse presente que las fuerzas de diseño podrán reducirse en función del valor de Q , sin embargo, las deformaciones obtenidas en el análisis deberán multiplicarse por Q para obtener así las deformaciones calculadas. Esto es especialmente necesario para revisar la separación a las colindancias, holguras necesarias entre estructura y elementos no estructurales, efectos de segundo orden y estados límite por rotura de vidrios y otros elementos no estructurales.

La fig. 2.6 muestra el diagrama de flujo para la obtención del factor de comportamiento sísmico.

2.6 presentación de ejemplos

2.6. PRESENTACION DE EJEMPLOS.

A continuación se presentan los ejemplos que ilustran la aplicación de las disposiciones del título sexto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, referente a la seguridad estructural y fundamentalmente el capítulo VI que hace referencia al Diseño por Sismo, y a las Normas Técnicas Complementarias correspondientes.

Cada uno de los ejemplos que se describen a continuación se desarrollarán a lo largo de este manual y se utilizará en cada capítulo aquel que ilustre de manera más clara el tema de que trata el capítulo.

EJEMPLO A.

Edificio de 5 niveles (fig. 2.7) que se utilizará como Hospital.

Su estructuración es a base de losa plana aligerada y columnas de concreto reforzado formando marcos en dos direcciones ortogonales, los muros de mampostería de tabique rojo recocido serán estructurales.

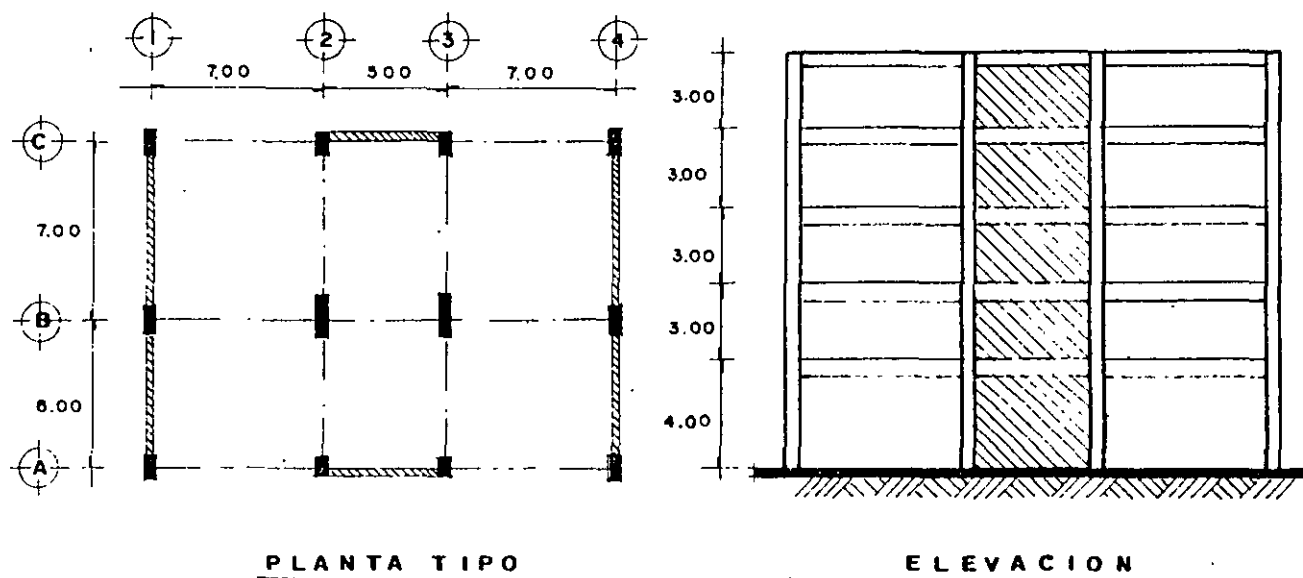
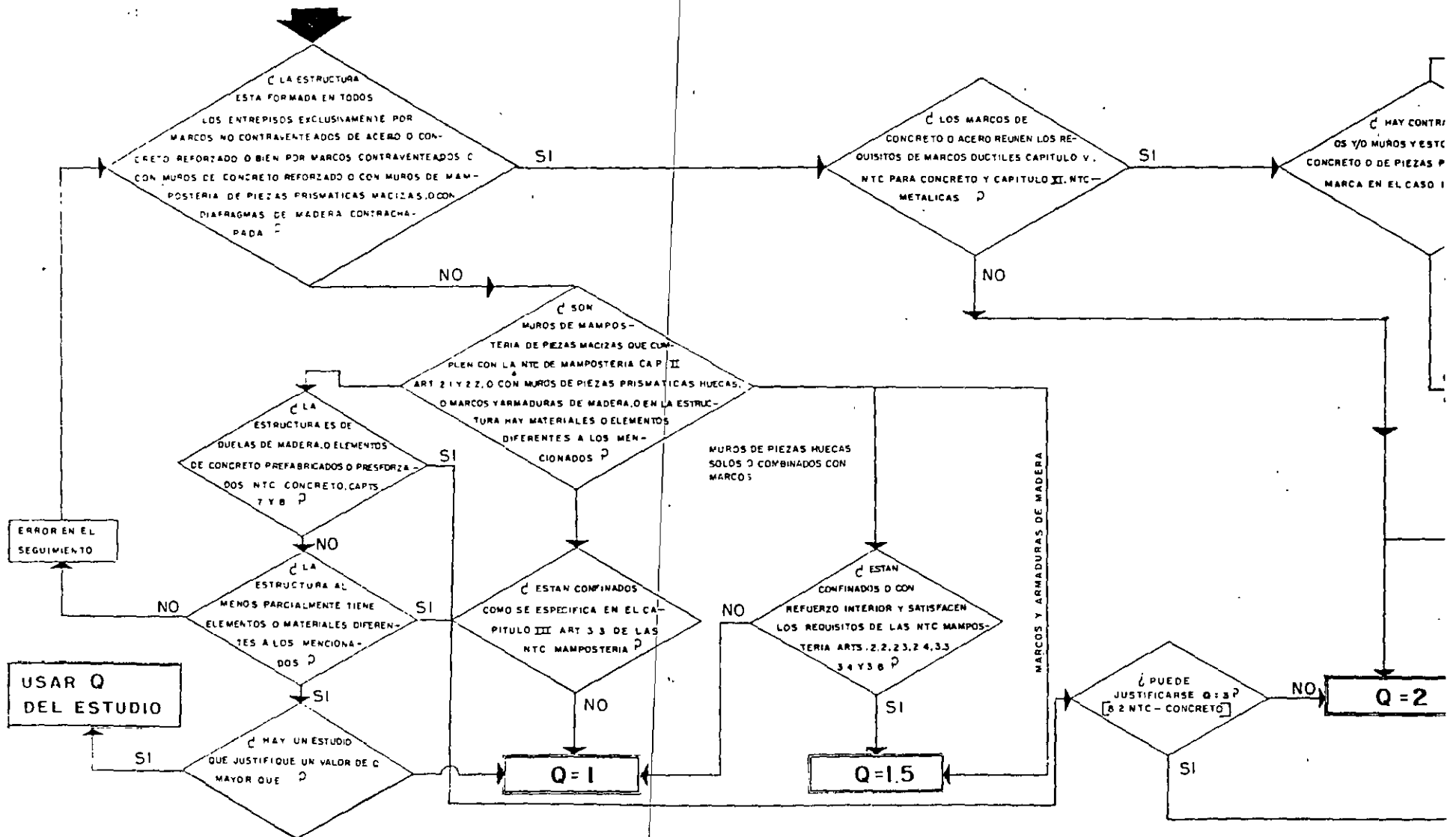
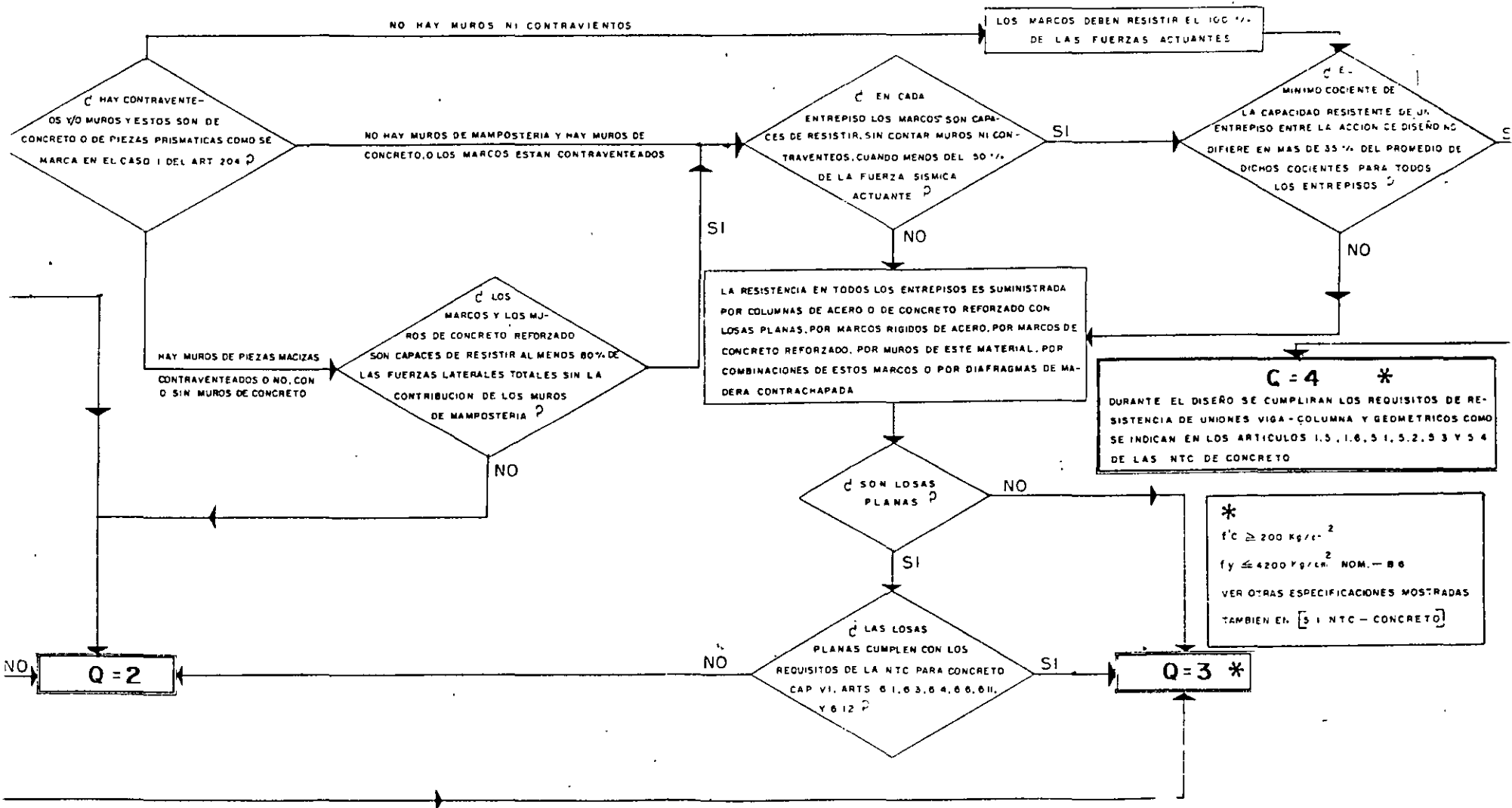


FIG. 2.7

FIG. 2.6

diagrama para la determinación del factor de comportamiento sísmico





2.6

a) CLASIFICACION POR UBICACION.

Se verifican los requisitos de la sección 2.2 de las N.T.C. de cimentaciones, con el objeto de definir si se trata de construcción ligera, mediana o pesada.

Características de la estructura:

1) Peso unitario medio de la estructura; 6 t/m² (obtenido de una estimación previa).

2) Perímetro: 64 m.

3) Se considera que la profundidad de desplante de la cimentación no será mayor de 2.5 m.

Con base en las características anteriores, esta estructura pertenece al grupo de estructuras pesadas, punto B del inciso 2.2 de las N.T.C. de Cimentaciones, ya que el peso unitario medio de la estructura es mayor a 5 t/m².

De acuerdo al art. 219 del R.C.D.F. para clasificar este tipo de estructuras es necesario efectuar estudios

de mecánica de suelos. Las investigaciones efectuadas, permiten ubicarlo en la Zona I.

b) CLASIFICACION POR USO.

De acuerdo a lo establecido en el art. 174 del R.C.D.F. y conforme al diagrama de flujo de la Fig. 2.1 la estructura se clasifica como Grupo A por corresponder a un centro hospitalario cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana.

c) COEFICIENTE SISMICO.

Para las construcciones clasificadas dentro del Grupo A y desplantadas en Zona I, el coeficiente sísmico, según el art. 206 del R.C.D.F. y de acuerdo con la Fig. 2.5 es:

$$c = 1.5 (0.16) = 0.24$$

d) FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO.

Se considera que la estructuración, los materiales y los detalles constructivos empleados, permiten asignar un factor de comportamiento sísmico Q igual a

2.0 tanto en la dirección X como en la dirección Y, ya que la estructuración en ambas direcciones es similar (Fig. 2.6).

EJEMPLO B.

Edificio de 5 niveles, ilustrado en la Fig. 2.8, destinado a utilizarse como oficinas.

Su estructuración es a base de marcos de columnas y trabes de concreto reforzado, en dos direcciones ortogonales y losa maciza; el cubo de elevadores se forma con muros de concreto reforzado.

El predio donde se construirá está ubicado en la Calle de Concepción en la Col. Verónica Anzures.

2.6

a) CLASIFICACION POR UBICACION.

Se revisa si la estructura es de tipo ligera, mediana o pesada según se establece en la sección 2.2 de las N.T.C. de cimentaciones.

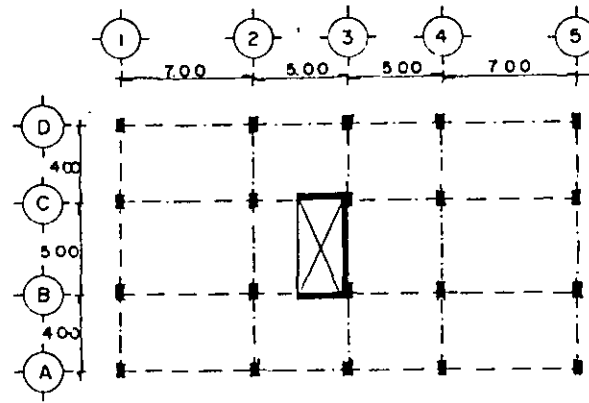
Características de la estructura.

1) Peso unitario medio de la estructura: 4.0 t/m² (obtenido de estimación previa de cargas).

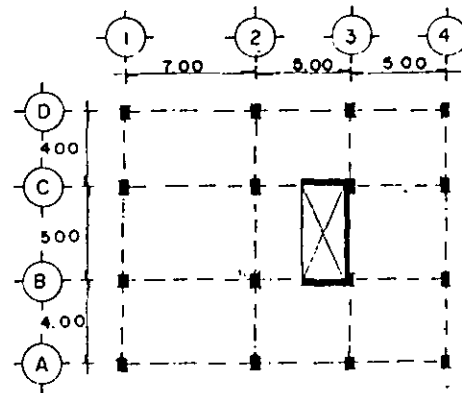
2) Perímetro: 74 m.

3) Se considera que la profundidad de desplante de la cimentación no excederá 2.5 m.

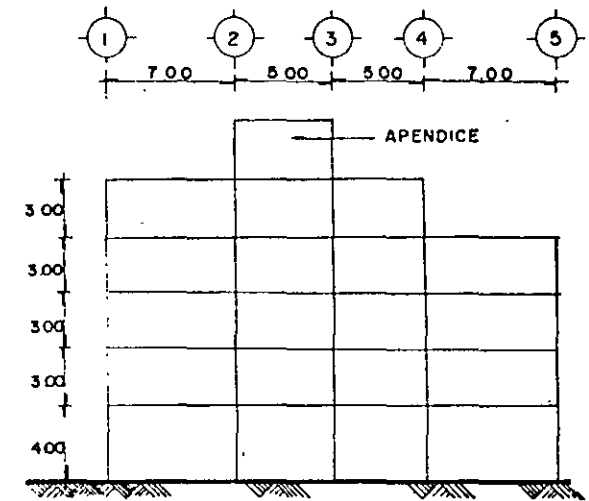
Las características anteriores cumplen con las limitaciones establecidas para construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras, por lo que se podrá determinar la zona por la ubicación geográfica del predio mediante el mapa de la fig. 2.3 que representa la zonificación geotécnica de la ciudad de México.



PLANTA TIPO NIVEL 1-4



PLANTA NIVEL 5



ELEVACION

FIG. 2.8

En el mapa de la Fig. 2.3 se observa que el predio se encuentra dentro de la Zona II pero, también, dentro de la franja de 200 m. de la frontera entre la Zona II y III por lo que se clasifica como Zona III por ser la más desfavorable, de acuerdo a lo establecido en el art. 219 del R.C.D.F.

b) CLASIFICACION POR USO.

La estructura se clasifica en el Grupo B1, de acuerdo a lo establecido en el art. 174 del R.C.D.F. y conforme al diagrama de la Fig. 2.1 por corresponder, primero, a una construcción común destinada a oficinas y, segundo, por ser una estructura de más de 15 m. de altura en Zona III.

c) COEFICIENTE SISMICO.

De acuerdo al art. 206 del R.C.D.F. el coeficiente sísmico que le corresponde es igual a 0.40, por ser una estructura clasificada en el Grupo B1 y diseñada en la Zona III (Fig. 2.5).

d) FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO.

Se supone un factor de comportamiento, Q , igual a 3.0 en ambas direcciones de análisis (Fig. 2.6). Al término del proyecto se deberá verificar si se cumplen todos los requisitos para esto; en caso negativo habría que usar un valor de 2 y rediseñar la estructura o bien modificarla para que satisfaga los requisitos de $Q=3$.

EJEMPLO C.

Construcción de 2 Niveles (fig. 2.9) para uso habitacional.

Su estructuración es a base de muros de mampostería de tabique rojo recocido y losas de entepiso y azotea de concreto reforzado coladas en sitio.

El predio donde se construirá se encuentra ubicado en la Col. Barrio Loreto del D.F.

a) CLASIFICACION POR UBICACION.

Se revisa si la construcción es ligera o mediana de poca extensión y con excavación somera, o es construcción pesada, extensa o con excavación profunda, Secc. - 2.2 NTC-Cimentaciones.

Características de la estructura:

1) El peso unitario medio de la estructura es aproximadamente 1.5 t/m² (obtenido de estimación previa de cargas).

2) Perímetro: 42 m.

3) La profundidad de desplante de las cimentaciones no excederá de 2.5 m.

Las características anteriores permiten definir al edificio dentro de las construcciones ligeras, de poca extensión y con excavaciones someras por lo que podrá determinarse la zona por la ubicación geográfica del predio mediante el mapa de la Fig. 2.3 que representa la zonificación geotécnica de la ciudad de México. De acuerdo

2.6

do a lo anterior el predio se encuentra ubicado en la Zona I.

b) CLASIFICACION POR USO.

La estructura se clasifica en el Grupo B2, de acuerdo a lo establecido en el art. 174 del R.C.D.F. y conforme al diagrama de la Fig. 2.1 por corresponder a una estructura común de uso habitacional.

EJEMPLO D.

Edificio de 5 niveles (Fig. 2.10) que se utilizará como Escuela.

Su estructuración es a base de losa plana aligerada y columnas de concreto reforzado formando marcos en dos direcciones ortogonales.

a) CLASIFICACION POR UBICACION.

Se verifican los requisitos de la

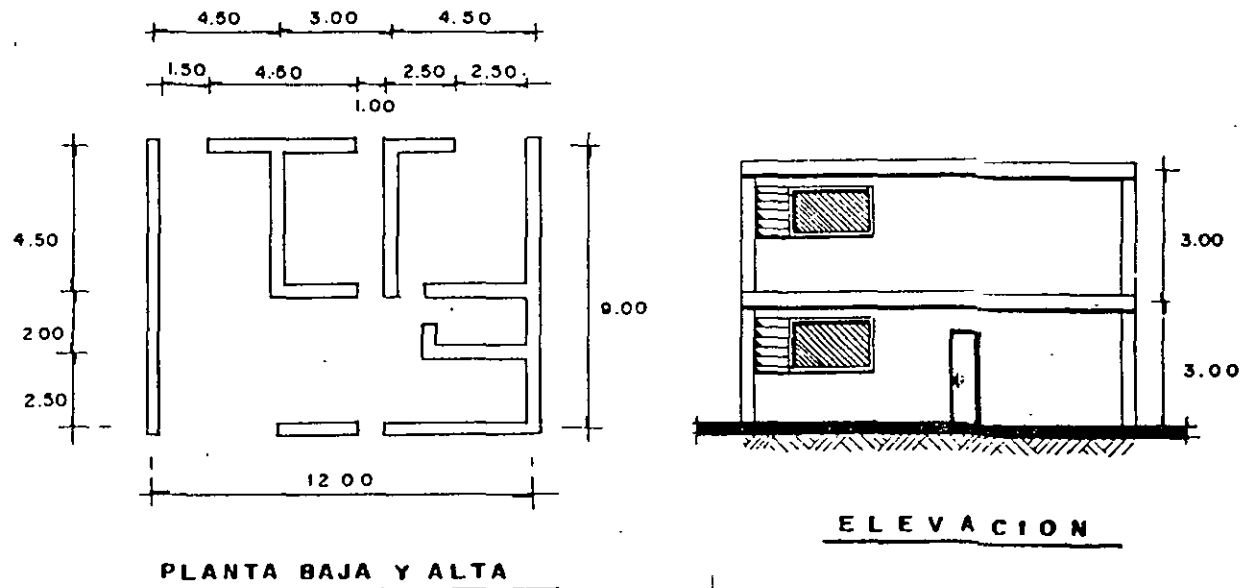


FIG. 2.9

2.6

sección 2.2 de las N.T.C. de Cimentaciones.

Características de la estructura:

1) Peso unitario medio de la estructura, 6 Ton/m² (obtenido de una estimación previa).

2) Perímetro: 64 m.

3) Se considera que la profundidad de desplante de la cimentación no será mayor de 2.0 m.

Con base a las características anteriores, esta estructura pertenece al grupo de estructuras pesadas, punto B del inciso 2.2 de las N.T.C. de Cimentaciones, ya que el peso unitario medio de la estructura es mayor a 5 Ton/m².

De acuerdo al art. 219 del R.C.D.F. para clasificar este tipo de estructuras es necesario efectuar estudios de mecánica de suelos. Las investigaciones efectuadas permiten ubicarlo en la zona III.

b) De acuerdo a lo establecido en el art. 174 del R.C.D.F. y conforme al diagrama de flujo de la fig. 2.1 la estructura se clasifica dentro del Grupo A por correspon-

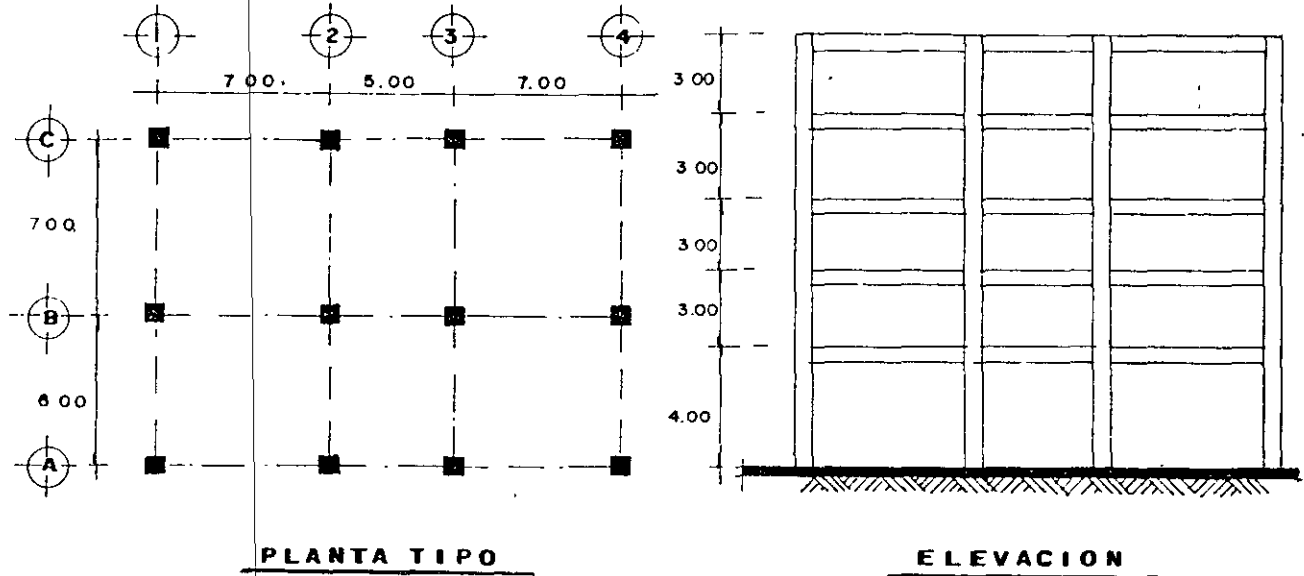


FIG. 2.10

der a una escuela.

c) COEFICIENTE SISMICO.

Para las construcciones clasificadas dentro del Grupo A y desplantadas en Zona III, el coeficiente sísmico, según el art. 206 del R.C.D.F. y de acuerdo con el diagrama de la Fig. 2.5 es:

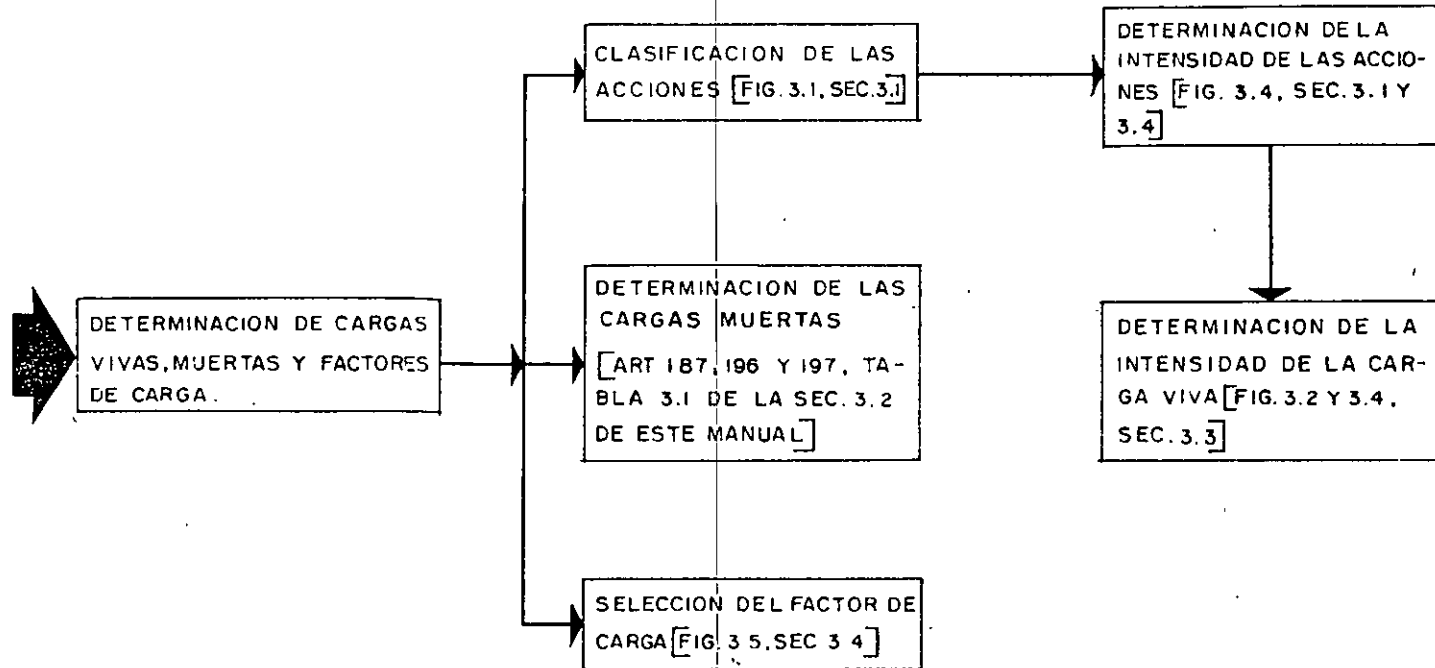
$$c = 1.5 (0.4) = 0.6$$

d) FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO.

Se considera que la estructuración, los materiales y los detalles constructivos empleados permiten asignar un factor de comportamiento sísmico Q igual a 2.0, tanto en la dirección X como en la dirección Y, ya que la estructuración en ambas direcciones es similar.

3. ANALISIS DE CARGAS

3. ANALISIS DE CARGAS



3.1 generalidades

R.C.D.F.

ARTICULO 185. En el diseño de toda estructura de
deberán tomarse en cuenta los efectos de las cargas muertas
de las cargas vivas, del sismo y del viento cuando este
último sea significativo. Las intensidades de estas acciones
que deben considerarse en el diseño y la forma en que
deben calcularse sus efectos se especifican en los Capí-
tulos IV, V, VI y VII de este Título. La manera en que
deben combinarse sus efectos se establece en los artículos
188 y 193 de este Reglamento.

Quando sean significativos, deberán tomarse en cuen-
ta los efectos producidos por otras acciones, como los
empujes de tierras y líquidos, los cambios de temperatu-
ra, las contracciones de los materiales, los hundimientos
de los apoyos y las solicitaciones originadas por el fun-
cionamiento de maquinaria y equipo que no estén to-
madas en cuenta en las cargas especificadas en el Ca-
pítulo V de este Título para diferentes destinos de las
construcciones. Las intensidades de las acciones que de-
ben considerarse para el diseño, la forma en que deben
integrarse a las distintas combinaciones de acciones y la
manera de analizar sus efectos en las estructuras se ape-
garán a los criterios generales establecidos en este Ca-
pítulo.

3.1. GENERALIDADES

Una actividad que resulta impor-
tante en el proceso de cualquier proyecto
estructural es la determinación de las ac-
ciones que debe soportar la estructura du-
rante su vida útil, lo cual se establece
en el Art. 185 del R.C.D.F.

Determinar las acciones que inci-
den en la estructura es uno de los prime-
ros pasos del análisis estructural.

Debe entenderse por acción, todo
agente externo o inherente a la estructura
y a su funcionamiento que provoca un esfuer-
zo o trabajo en los elementos estructura-
les; para fines de análisis estructural las
acciones se idealizan como sistemas de car-
ga, que, aplicados a las estructuras determi-
nan el comportamiento de éstas. La finali-
dad del análisis estructural es encontrar
la magnitud de los esfuerzos que las accio-
nes inducen en la estructura y diseñar ésta
para resistir estos esfuerzos en condi-
ciones óptimas de servicio y seguridad.

El carácter aleatorio de las car-
gas y la dificultad de asignarles valores
determinantes, acentúan la importancia de
valuar las cargas lo mas cercano a lo real,
pues de nada sirven análisis o diseños so-
fisticados si se parte de cargas mal esti-
madas. El análisis de cargas incide en la
determinación de la forma y dimensiones de
los diferentes elementos estructurales, lo
que hace a las construcciones económicas o
no, dentro de un rango de seguridad acepta-
ble.

La estimación y clasificación de
las cargas actuantes en una estructura de-
pende del efecto y duración de cada una de
las acciones; ésto implica un conocimiento
de las causas y origen de las acciones so-
bre las estructuras; el art. 186 del ----
R.C.D.F. hace la distinción de éstas, cla-
sificándolas en acciones permanentes, ac-
ciones variables y acciones accidentales.

3.1

R.C.D.F.

ARTICULO 186.- Se consideraran tres categorias de acciones de acuerdo con la duracion en que obran sobre las estructuras con su intensidad maxima:

I.- Las acciones permanentes son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varia poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoria son: la carga muerta en el empuje estatico de tierras y de liquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varian poco con el tiempo, como los debidos a presfuerzo o a momentos diferenciales permanentes de los apoyos.

II.- Las acciones variables son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varia significativamente con el tiempo. Las principales acciones que entran en esta categoria son: la carga viva, los efectos de temperatura, las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo, y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinamicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenaje.

III.- Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la construccion y que pueden alcanzar intensidad significativa sola durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoria: las acciones sismicas, los efectos de viento, los efectos de explosiones, incendios y otros fenomenos que pueden presentarse en casos extraordinarios. Sera necesario tomar precauciones en la estructuracion y en los detalles constructivos para evitar un comportamiento catastrofico de la estructura para el caso que ocurran estas acciones.

Las categorias a que se refiere el art. 186 dependen de la duracion de las acciones actuando con su intensidad maxima; así, las acciones permanentes son originadas fundamentalmente por la acción de la gravedad, además de deformaciones permanentes de la estructura y esfuerzos inducidos por cargas de presfuerzo. En esta categoria destaca la carga muerta en la mayoría de las construcciones como la principal causa que induce esfuerzos.

Las acciones variables tienen como característica el cambio de intensidad con el tiempo; así, la gravedad produce cargas vivas que adoptan valores mínimos cuando los locales están vacíos, o valores máximos cuando hay aglomeraciones de personas o concentraciones de mobiliario y equipo; otras acciones dentro de esta categoría se deben a cambios de temperatura que afectan principalmente a estructuras de acero expuestas a la intemperie, a la operación de maquinaria que produzca esfuerzos variables sobre la estructura y a todos aquellos efectos que puedan cambiar de valor en espacios de

tiempo relativamente cortos.

Las acciones accidentales tienen efectos en lapsos cortos, actuando con su intensidad máxima; la acción del sismo y del viento son las acciones principales dentro de esta categoría; estas acciones no dependen del funcionamiento de la estructura, sino que provienen de agentes externos para los que deberán estimarse sus máximas intensidades en un período de recurrencia de 50 años, tal como se especifica en el párrafo III del Art. 187 del R.C.D.F.

En el caso del sismo y del viento, las intensidades y la forma de tomarlas en cuenta están normadas en los capítulos VI y VII del R.C.D.F. respectivamente, así como en las Normas Técnicas Complementarias correspondientes.

Las explosiones y los incendios son acciones accidentales de mayor dificultad de medición ya que son eventos totalmente extraordinarios; sin embargo, cuando por el material alojado o por el funcionamiento nor

3.1

R.C.D.F.

ARTICULO 187. Cuando deba considerarse en el diseño el efecto de acciones cuyas intensidades no estén especificadas en este Reglamento ni en sus Normas Técnicas Complementarias, estas intensidades deberán establecerse siguiendo procedimientos aprobados por el Departamento y con base en los criterios generales siguientes:

I. Para acciones permanentes se tomará en cuenta la variabilidad de las dimensiones de los elementos, de los pesos volumétricos y de las otras propiedades relevantes de los materiales para determinar un valor máximo probable de la intensidad. Cuando el efecto de la acción permanente sea favorable a la estabilidad de la estructura se determinará un valor mínimo probable de la intensidad.

II. Para acciones variables se determinarán las intensidades siguientes que correspondan a las combinaciones de acciones para las que deba revisarse la estructura:

a) La intensidad máxima se determinará como el valor máximo probable durante la vida esperada de la construcción. Se empleará para combinación con los efectos de acciones permanentes.

b) La intensidad instantánea se determinará como el valor máximo probable en el lapso en que pueda presentarse una acción accidental, como el sismo, y se empleará para combinaciones que incluyan acciones accidentales o más de una acción variable;

c) La intensidad media se estimará como el valor medio que puede tomar la acción en un lapso de varios años y se empleará para estimar efectos a largo plazo.

d) La intensidad mínima se empleará cuando el efecto de la acción sea favorable a la estabilidad de la estructura y se tomará, en general, igual a cero.

III. Para las acciones accidentales se considerará como intensidad de diseño el valor que corresponde a un periodo de recurrencia de 50 años.

Las intensidades supuestas para las acciones no especificadas deberán justificarse en la memoria de cálculo y consignarse en los planos estructurales.

mal de la estructura, la probabilidad de ocurrencia sea no despreciable, deberán diseñarse las estructuras para resistir tales efectos.

En las acciones descritas anteriormente se presentan distintos valores o intensidades; cuando se deban tomar acciones cuyos valores no se especifican en el reglamento, se deberán considerar los diferentes valores de intensidades probables de acuerdo con el Art. 187 del R.C.D.F.; de esta forma, las acciones permanentes debidas a la gravedad presentan un valor máximo y uno mínimo, debido a la variación de los pesos volumétricos de los materiales y las variaciones en las medidas nominales de los elementos que conforman las estructuras. En el análisis deberá asumirse el valor que produzca el efecto más desfavorable para la estructura. En las acciones variables se determinan las intensidades siguientes, que se aplican de acuerdo a la combinación de acciones considerada en la revisión:

R.C.D.F.

ARTICULO 188.—La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones:

I.—Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.

Para la combinación de carga muerta más carga viva, se empleará la intensidad máxima de la carga viva del artículo 199 de este Reglamento, considerándola uniformemente repartida sobre toda el área. Cuando se tomen en cuenta distribuciones de la carga viva más desfavorables que la uniformemente repartida, deberán tomarse los valores de la intensidad instantánea especificada en el mencionado artículo, y

II.—Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se considerarán todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación.

En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados de acuerdo con el artículo 194 de este Capítulo.

-Intensidad máxima.- Máximo valor probable durante la vida útil de la estructura.

-Intensidad instantánea.- Es el valor más probable que se puede presentar en el lapso en que puede ocurrir una acción accidental.

-Intensidad media.- Es el valor promedio que obra sobre la estructura en periodos muy largos de tiempo.

-Intensidad mínima.- Es el valor mínimo que puede tomar la acción en un momento determinado y se deberá tomar en cuenta cuando éste efecto sea -- desfavorable a la estructura.

Debe considerarse el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente y se diseñarán las estructuras para la envolvente de esfuerzos máximos que produzcan las diferentes combinaciones. El art. 188 establece esta disposición y se detalla

en la sección 3.4 de este capítulo.

En las secciones 3.2. y 3.3 de este capítulo se especifican las intensidades y la forma en que deben considerarse los sistemas de cargas que idealizan las acciones descritas. En la sección 3.4 se establecen las diferentes formas en que deben combinarse todas las acciones que obran sobre la estructura.

En la práctica se ha observado con frecuencia que los propietarios de las estructuras por necesidad o por ignorancia de las especificaciones cambian el uso de la construcción con el peligro de aumentar las cargas, con el consiguiente riesgo para las estructuras.

El propietario o poseedor del inmueble debe tomar conciencia de la importancia que representa el cambio de uso para la cual fue proyectada la estructura, por lo que el art. 201 del R.C.D.F. responsabiliza al propietario de los daños que pudieran derivarse del mal uso de la estructura.

3.1

74

R.C.D.E.
ARTICULO-201. El propietario o poseedor será responsable de los perjuicios que ocasione el cambio de uso de una construcción, cuando produzca cargas muertas o vivas mayores o con una distribución más desfavorable que las del diseño aprobado.

Como práctica común se recomienda el dejar en lugares visibles de la estructura placas permanentes que indiquen el uso para la que fue proyectada, con los niveles de carga de diseño, y especificando que es responsabilidad del propietario y de los usuarios la observancia de estas especificaciones.

FIG. 3.1 clasificación de las acciones

A C C I O N E S		
PERMANENTES (ART. 186-I)	VARIABLES (ART. 186-II)	ACCIDENTALES (ART. 186-III)
<ul style="list-style-type: none"> -Carga muerta (art. 196) -Empuje estático de tierras. -Empuje estático de líquidos. -Empuje estático de material granular en depósitos. -Deformaciones permanentes, o que varían muy poco con el tiempo, debidas a movimientos diferenciales. -Deformaciones permanentes debidas a presfuerzo. -Toda aquella acción que obre en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varíe muy poco con el tiempo. 	<ul style="list-style-type: none"> -Carga viva (art. 198) -Efectos de Temperatura. -Deformaciones con intensidad variable con el tiempo, debidas a movimientos diferenciales. -Efectos debidos al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenaje. -Toda aquella acción que obra sobre la estructura con una intensidad que varíe significativamente con el tiempo. 	<ul style="list-style-type: none"> -Sismo -Viento -Explosiones -Incendios -Todas aquellas que no se deben al funcionamiento normal de la construcción y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves.

3.2 cargas muertas

76



3.2. CARGAS MUERTAS.

Las cargas muertas, como lo indica el artículo 196 del Reglamento, son todos los pesos de los elementos estructurales: trabes, columnas, losas, muros, dadas y castillos, además de los no estructurales: fachadas prefabricadas, acabados de pisos y muros, instalaciones permanentes, muros divisorios, etc.

Existe la creencia muy difundida de que las cargas muertas se calculan por lo general con un alto grado de precisión, lo que es erróneo; las razones más comunes para que se produzcan excesos en las cargas muertas reales con relación a sus valores calculados son: a) Las variaciones que se presentan comunmente en las dimensiones nominales de los elementos estructurales durante el proceso constructivo. b) Deformaciones o irregularidades en sistemas de piso que dan lugar a rellenos no considerados. c) Cambio de materiales para

acabados según el proyecto original. Es por esto, y basado en estudios probabilísticos para su cálculo, que las cargas muertas de las losas se deben incrementar tal como lo establece el art. 197 del R.C.D.F., excepto cuando la carga muerta sea favorable a la estabilidad de la estructura.

En la tabla 3.1 se recomiendan los pesos volumétricos de los materiales más usuales en la construcción (REF. 3.1), de los valores recomendados deberá tomarse el que produce el efecto más desfavorable en el diseño; esto no implica que deba utilizarse el mayor valor. En el análisis por volteo de una estructura, sometida a la acción del viento, la condición desfavorable se obtiene con los valores mínimos de los pesos volumétricos, lo mismo sucede para un posible estado de flotación de la cimentación, no así para el caso del diseño por cargas gravitacionales de elementos estructurales, en donde se tomará el valor máximo recomendado.

TABLA 3.1 PESOS VOLUMETRICOS DE materiales de construcción

Piedras naturales			Recubrimientos		
PESO VOLUMETRICO, EN TON/M3			PESOS EN KG/M2, NO INCLUYE MATERIALES DE UNION		
MAXIMO MINIMO			MAXIMO MINIMO		
MATERIAL			MATERIAL		
Areniscas	2.5	1.8	Azulejo	15	10
Basaltos	2.6	2.4	Mosaico de pasta	35	25
Granito	2.6	2.4	Granito o terrazo 20 x 20	45	35
			30 x 30	55	45
			40 x 40	65	55
Mármol	2.8	2.5	Loseta asfáltica o vinílica	10	5
Pizarras	2.8	2.3	Lámina de asbesto (5 mm)	15	10
Tepetates secos	1.6	0.75	Madera contrachapada (6 mm)	4	2.5
	1.9	1.30	Tablero de yeso (12 mm)	14	11
Tezontles secos	1.2	0.7	Tablero de viruta cementada (38 mm)	40	30
	1.6	1.1	Cielo raso con malla y yeso (25 mm)	60	40
			Plafón acústico (25 mm)	7	4
			Aplanado de cemento (25 mm)	85	50
			Aplanado de yeso (25 mm)	50	30
			Enladrillado (20 mm)	40	30

TABLA 5.1 continuación ...

78

Suelos		PESO VOLUMETRICO EN TON/M3		Piedras artificiales	PESO VOLUMETRICO, EN TON/M3	
		MAXIMO	MINIMO		MAXIMO	MINIMO
MATERIAL				MATERIAL		
Arena o grava	seca, suelta	1.7	1.4	CONCRETOS Y MORTEROS		
	seca, compacta	1.9	1.6	Concreto simple (agregados peso normal) Clase I	2.3	2.1
	saturada	2.0	1.8	Clase II	2.1	1.9
Arcilla típica del Valle de México en su condición natural		1.4	1.2	Concreto reforzado (agregados peso normal) Clase I	2.4	2.2
Arcilla seca		1.2	0.9	Clase II	2.2	2.0
Limo suelto húmedo		1.3	1.0	Mortero de cal y arena	1.8	1.5
Limo compacto húmedo		1.6	1.3	Mortero de cemento y arena	2.1	1.9
Arcilla con grava compactada		1.7	1.4	Tabique de barro hecho a mano	1.5	1.3
Relleno compacto	seco	2.2	1.6	Tabique prensado o extruido (volumen neto)	2.1	1.6
	saturado	2.3	2.0	Bloque de concreto tipo pesado (volumen neto)	2.1	1.9
Cascajo		1.6	1.2	Bloque de concreto tipo intermedio (volumen neto)	1.7	1.3
				Bloque de concreto tipo ligero (volumen neto)	1.3	0.9
				Mampostería de piedras naturales	2.5	2.1

TABLA 3.1 continuación...

Maderas.				Muros		
MATERIAL		PESO VOLUMETRICO, EN TON/M3		MATERIAL	PESO SIN INCLUIR RECUBRIMIENTOS (KG/M2)	
		MAXIMO	MINIMO		MAXIMO	MINIMO
A Pesadas						
Tropicales (chicozapote, Pucté, Ramón)	seca	1.3	0.85	Tabique de barro hecho a mano (14 cm)	240	190
	saturada	1.5	1.0	Bloque hueco de concreto tipo pesado (15 cm)	210	190
Encino blanco	seco	1.1	0.65	Bloque hueco de concreto ligero (15 cm)	150	130
	saturada	1.3	0.85	Tabique de concreto ligero macizo (15 cm)	250	220
B Medianas						
Tropicales (Pelmax, Chacouanate)	seca	0.95	0.70	Tabique de concreto pesado (15 cm)	310	280
Aguacatillo, Tzalam)	saturada	1.1	0.80	Tablaroca (con hoja de 1.25 cm. de yeso en ambas caras)	50	40
Encino rojo	seco	1.0	0.75			
	saturado	0.95	0.65			
C Livianas						
Tropicales (Maculis, Bari, Pas'k)	seca	0.75	0.45	Materiales diversos	PESO VOLUMETRICO TIPICO (TON/M3)	
Amapola, Primavera, Haya, Alie)	saturada	0.85	0.50			
Pino	seco	0.65	0.50	MATERIAL		
	saturado	0.90	0.60			
Oyamel, ciprés, sabino, enebro, pinabete	seca	0.65	0.40	Vidrio	2.6	
	saturada	0.75	0.50	Yeso	1.1	
				Asfalto	1.3	
				Acero	7.9	
				Aluminio	2.7	

3.3 cargas vivas

R.C.D.F.

ARTICULO 198.— Se consideraran cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las construcciones y que no tienen carácter permanente. A menos que se justifiquen racionalmente otros valores, las cargas se tomaran iguales a las especificadas en el artículo 199.

Las cargas especificadas no incluyen el peso de muros divisorios de mampostería o de otros materiales, ni el de muebles, equipos u objetos de peso fuera de lo común, como cajas fuertes de gran tamaño, archivos importantes, libreros pesados o cortinajes en salas de espectáculos. Cuando se prevean tales cargas deberán cuantificarse y tomarse en cuenta en el diseño en forma independiente de la carga viva especificada. Los valores adoptados deberán justificarse en la memoria de cálculo e indicarse en los planos estructurales.

ARTICULO 199.— Para la aplicación de las cargas vivas asumidas se deberán tomar en consideración las siguientes disposiciones:

I.— La carga viva máxima w se deberá emplear para el diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como en el

diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales;

II.— La carga instantánea w_i se deberá usar para el diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área;

III.— La carga media w se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas;

IV.— Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso de problemas de flotación, volteo y de succión por viento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área, a menos que pueda justificarse otro valor acorde con la definición del artículo 187 de este Reglamento; y

V.— Las cargas uniformes de la tabla siguiente se consideraran distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento.

3.3. CARGAS VIVAS

Se llaman cargas vivas o de ocupación, de acuerdo con el art. 198 R.C.D.F., todas aquellas originadas directamente por personas, mobiliario u objetos móviles. Hasta ahora no se ha logrado obtener una valoración verdaderamente racional de las cargas vivas como tampoco de su distribución, y para simplificar el análisis de cargas, debido a la falta de una mayor información, éstas se consideran distribuidas sobre toda el área del piso como cargas uniformes, aunque las cargas reales pueden estar concentradas en una cierta área, lo cual se contempla en las observaciones a la tabla de cargas vivas donde se estipula que en algunos casos debe revisarse con cargas concentradas.

Los valores recomendados por el R.C.D.F. se encuentran en la tabla del artículo 199, en ella se distinguen tres valores que se deben usar de acuerdo a cada propósito que en él se especifica.

3.3

TABLA DE CARGAS VIVAS UNITARIAS EN kg/m²

R. C. D. F.	Destino de piso o cubierta	w	w_a	w_m	Observaciones
a)	Habitación (casa habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	70	90	170	(1)
b)	Oficinas, despachos y laboratorios	100	180	250	(2)
c)	Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	40	150	350	(3), (4)
d)	Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	40	350	450	(5)
e)	Otros lugares de reunión (templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, bibliotecas, aulas, salas de juegos y similares)	40	250	350	(5)
f)	Comercios, fabricas y bodegas	$0.8w$	$0.9w$	w	(6)
g)	Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de 5%	15	70	100	(4), (7)
h)	Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 5%	5	20	40	(4), (7)
i)	Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	15	70	300	(8)
j)	Carreras y estacionamientos (para automóviles exclusivamente)	40	100	250	(9)

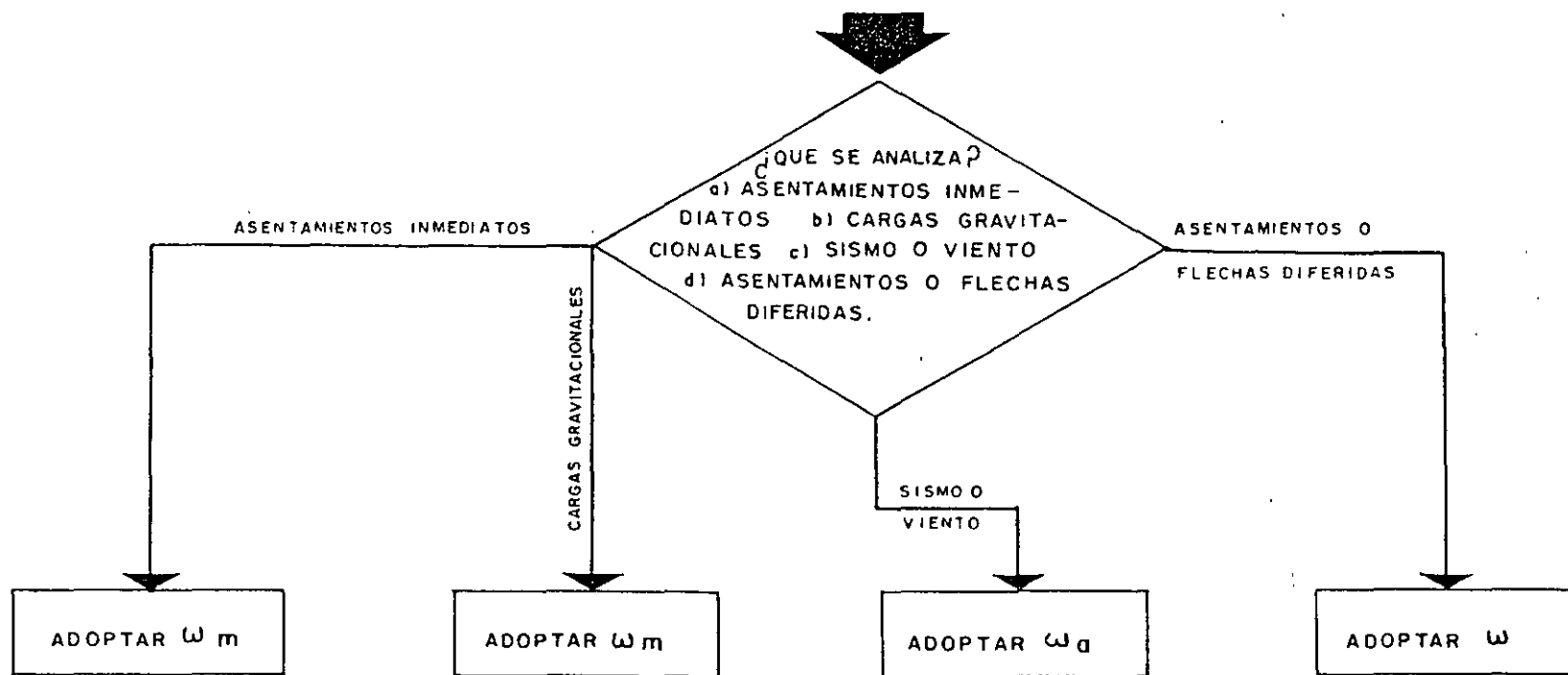
Cada valor de carga viva especificado se refiere a las intensidades máxima, instantánea y media como hace mención el Art. 187 para cargas variables.

La carga máxima w_m es la máxima carga que deberá resistir la estructura durante su vida útil y deberá ser considerada en el análisis gravitacional así como en el análisis de asentamientos inmediatos.

La carga instantánea w_a es la carga que puede actuar en el momento que ocurre una excitación sísmica o un empuje de viento máximo; debe notarse que este valor es menor respecto a la carga máxima debido a que la probabilidad de ocurrencia de que se presenten al mismo tiempo y a su máxima intensidad una carga accidental y la carga viva es pequeña.

La carga media w es el promedio de carga que actúa en periodos muy largos de tiempo, básicamente se debe al mobiliario que pueden alojar las construcciones, ya que parte del tiempo estarán desocupados o inhabitados. Un ejemplo claro de este concepto -

FIG. 3.2 determinación de la intensidad de la carga viva



VER DIAGRAMA EN FIG. 3.3

ω : CARGA VIVA MEDIA
 ω_d : CARGA VIVA INSTANTANEA
 ω_m : CARGA VIVA MAXIMA

3.3

R.C.D.F.

OBSERVACIONES A LA TABLA DE CARGAS VIVAS UNITARIAS

1) Para elementos con área tributaria mayor a $\frac{1}{2}$ de 36 m^2 , w_m podrá reducirse, tomándola igual a $100 + 420A$. (A es el área tributaria en m^2). Cuando sea más desfavorable se considerará en el lugar de w_m , una carga de 500 kg , aplicada sobre un área de $50 \times 50 \text{ cm}$ en la posición más crítica.

Para sistemas de piso ligero con cubierta rigidizante, se considerará en lugar de w_m , cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 250 kg para el diseño de los elementos de soporte y de 100 kg para el diseño de la cubierta, en ambos casos ubicadas en la posición más desfavorable.

Se consideraran sistemas de piso ligero aquellos formados por tres o más miembros aproximadamente paralelos y separados entre sí no más de 80 cm y unidos con una cubierta de madera contrachapada, de duelas de madera bien clavadas u otro material que proporcione una rigidez equivalente.

2) Para elementos con área tributaria mayor de 36 m^2 , w_m podrá reducirse, tomándola igual a $100 + 420A - \frac{1}{2}$ (A es el área tributaria en m^2). Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de w_m , una carga de 1000 kg , aplicada sobre un área de $50 \times 50 \text{ cm}$ en la posición más crítica.

Para sistemas de piso ligeros con cubierta rigidizante, definidos como en la nota (1), se considerará en lugar de w_m , cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 500 kg para el diseño de los elementos de soporte y de 150 kg para el diseño de la cubierta, ubicadas en la posición más desfavorable.

3) En áreas de comunicación de casas de habitación y edificios de departamentos se considerará la misma carga viva que en el caso a) de la tabla.

4) En el diseño de pretilas de cubiertas, azoteas y barandales para escaleras, rampas, pasillos y balcones, se supondrá una carga viva horizontal no menor de 100 kg/m^2 actuando al nivel y en la dirección más desfavorable.

5) En estos casos deberá presentarse particular atención a la revisión de los estados límite de servicio relativos a vibraciones.

6) Atendiendo al destino del piso se determinará con los criterios del artículo 187, la carga unitaria, w_m que no será inferior a 350 kg/m^2 y deberá especificarse en los planos estructurales y en placas metálicas colocadas en lugares fácilmente visibles de la construcción.

7) Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por máquinas y equipos, ni las que se deben a equipos u objetos pesados que puedan apoyarse en o colgarse del techo. Pa-

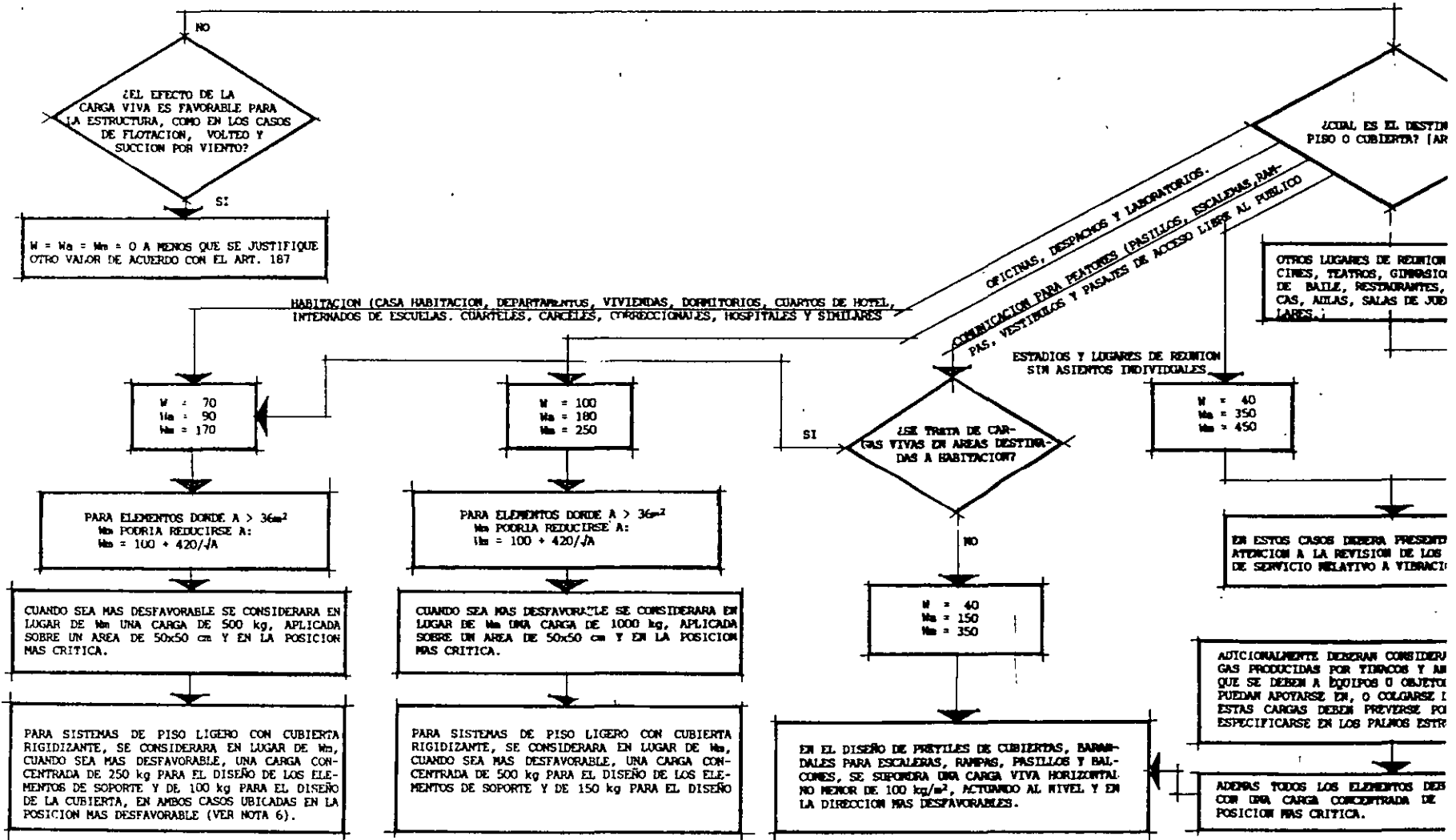
lo constituyen los estadios que solo en intervalos breves de tiempo estarán ocupados con la intensidad máxima, mientras que la mayor parte del tiempo permanecen desocupados. La carga media se utilizará para el análisis de efectos a largo plazo como pueden ser los asentamientos y flechas diferidas.

Las figuras 3.2. y 3.3 muestran el diagrama para la obtención de la carga viva de acuerdo al art. 199 del R.C.D.F.

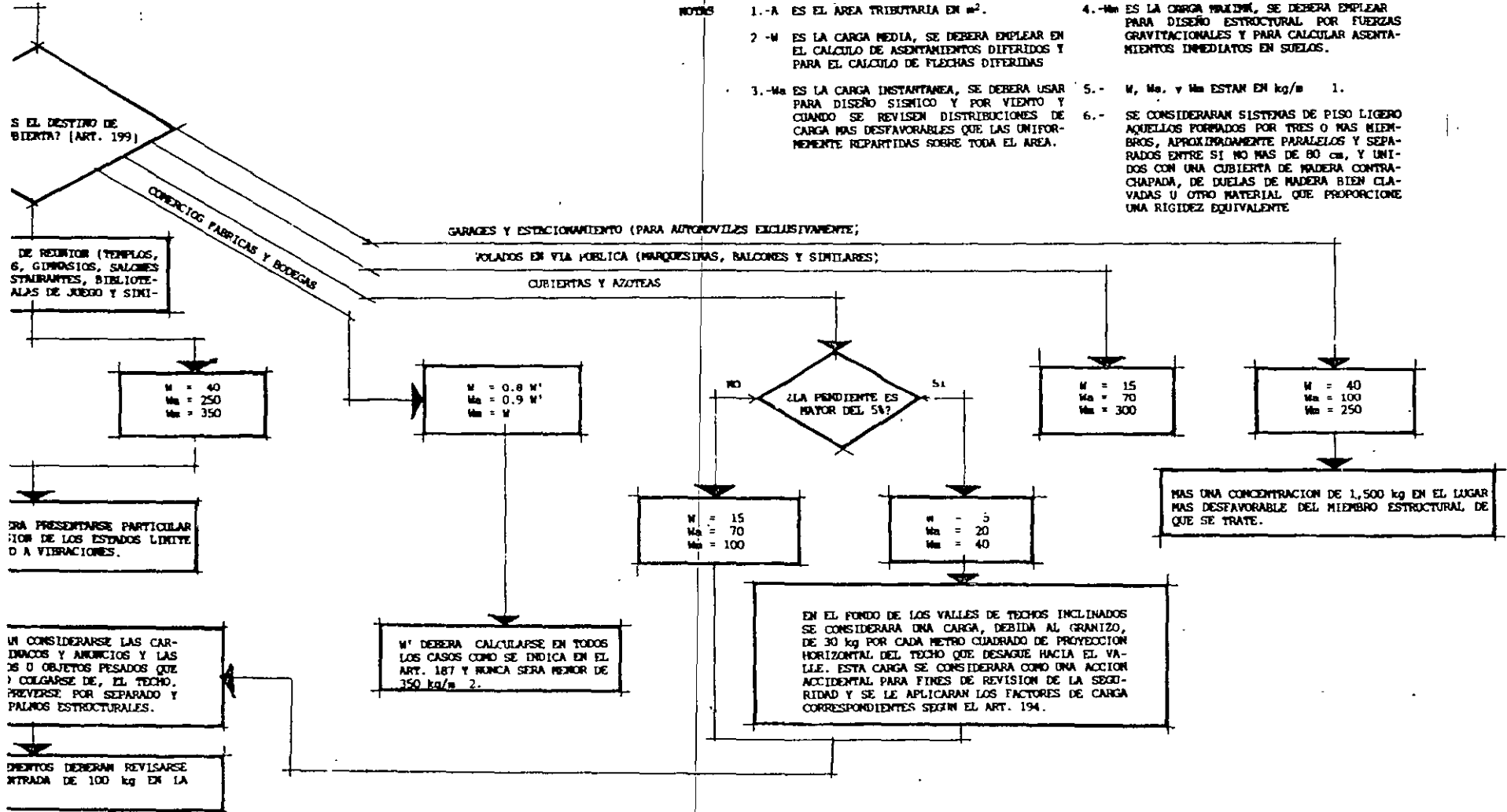
FIG. 3.3

determinación de la carga viva

84



(Art. 199 RCDF)



3.3

86

tas cargas deben preverse por separado y especificarse en los planos estructurales.

Adicionalmente los elementos de las cubiertas y azoteas deberán revisarse con una carga concentrada de 100 kg en la posición más crítica.

8) — Además, en el fondo de los valles de techos inclinados se considerará una carga, debida al granizo, de 30 kg por cada metro cuadrado de proyección horizontal del techo que desagüe hacia el valle. Esta carga se considerará como una acción accidental, para fines de revisión de la seguridad y se le aplicarán los factores de carga correspondientes según el artículo 194.

9) — Mas, una concentración de 1500 kg, en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate.

3.4 combinaciones de acciones y factores de carga

R.C.D.F.

ARTICULO 188 - La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones:

I.- Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se consideraran todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura, y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomara con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.

Para la combinación de carga muerta mas carga viva, se empleara la intensidad máxima de la carga viva del artículo 199 de este Reglamento, considerándola uniformemente repartida sobre toda el área. Cuando se tomen en cuenta distribuciones de la carga viva más desfavorables que la uniformemente repartida, deberán tomarse los valores de la intensidad instantánea especificada en el mencionado artículo, y

II.- Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se consideraran todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación.

En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados de acuerdo con el artículo 194 del este

Capítulo.

3.4. COMBINACIONES DE ACCIONES Y FACTORES DE CARGA.

Las distintas acciones no obran en forma aislada sobre la estructura, sino que pueden ocurrir conjuntamente. Este hecho hace necesario que en el diseño, además de identificar y evaluar las posibles acciones, se analice cuales de ellas pueden actuar en forma simultánea, para considerar sus efectos combinados.

Cada combinación de acciones constituye un caso para el cual la estructura debe ser analizada, y el dimensionamiento final de cada miembro de la estructura se hace con base en los efectos más desfavorables encontrados para el elemento. En el art. 188 del R.C.D.F. se hace la distinción entre combinaciones que incluyen acciones permanentes, acciones variables y acciones accidentales.

El diseño estructural debe considerar la envolvente de esfuerzos máximos al analizar las siguientes combinaciones de acciones de acuerdo al art. 188 del R.C.D.F.

I.- Acciones permanentes y acciones variables.- En esta categoría se analiza el efecto gravitacional de la estructura en que las cargas muertas y las cargas vivas se toman con su intensidad máxima. Cuando se analicen efectos a largo plazo, como asentamientos, la carga viva se tomará con su intensidad media.

II.- Acciones permanentes, variables y accidentales.- Para esta combinación se tomará la carga muerta con su intensidad máxima, la carga viva se tomará con su intensidad instantánea por ser la más probable al ocurrir una acción accidental y en cada análisis se tomará una acción accidental, esto significa que los efectos del sismo y el viento, así como cualquier otra acción extraordinaria, deberán analizarse por separado puesto que es sumamente improbable la ocurrencia de estas dos acciones en forma simultánea. En la fig. 3.4 se muestran las combinaciones de acciones y las intensidades aplicables en cada caso.

FIG. 3.4 selección de las intensidades de las acciones

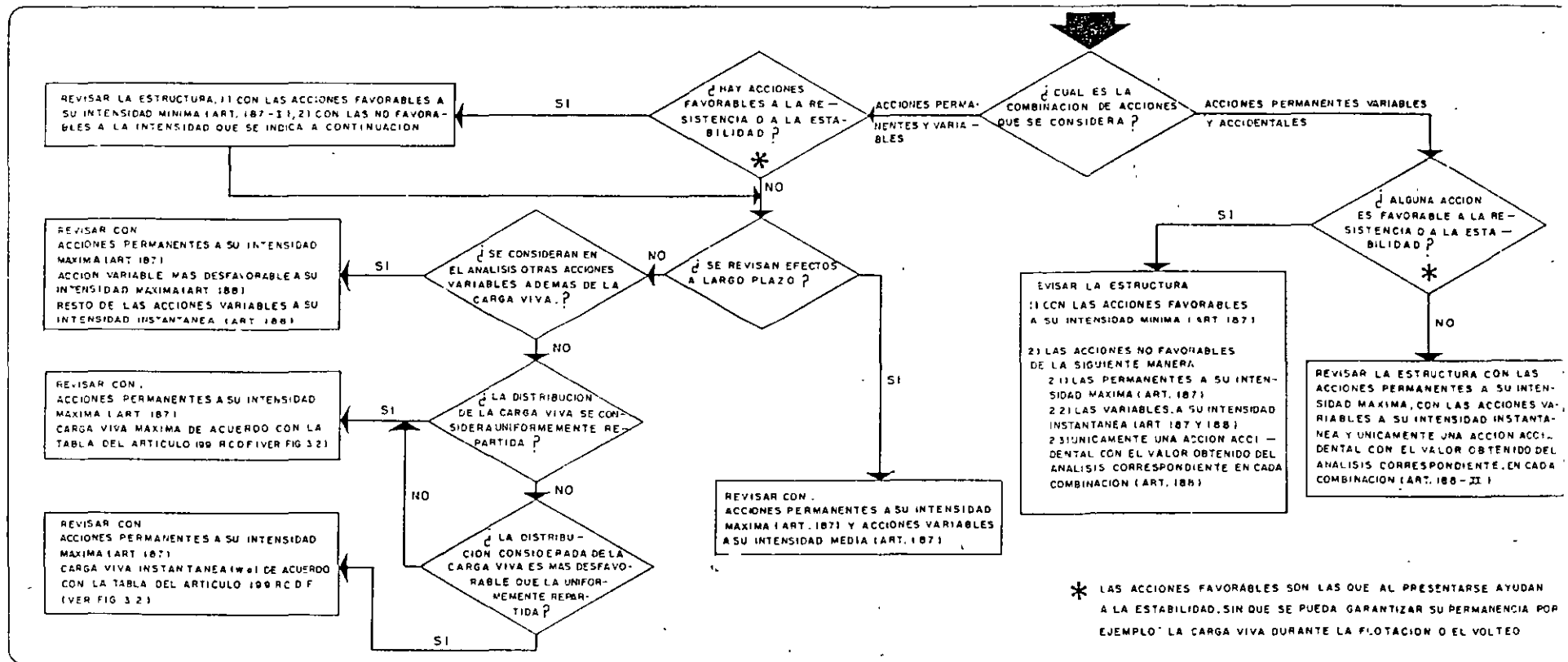
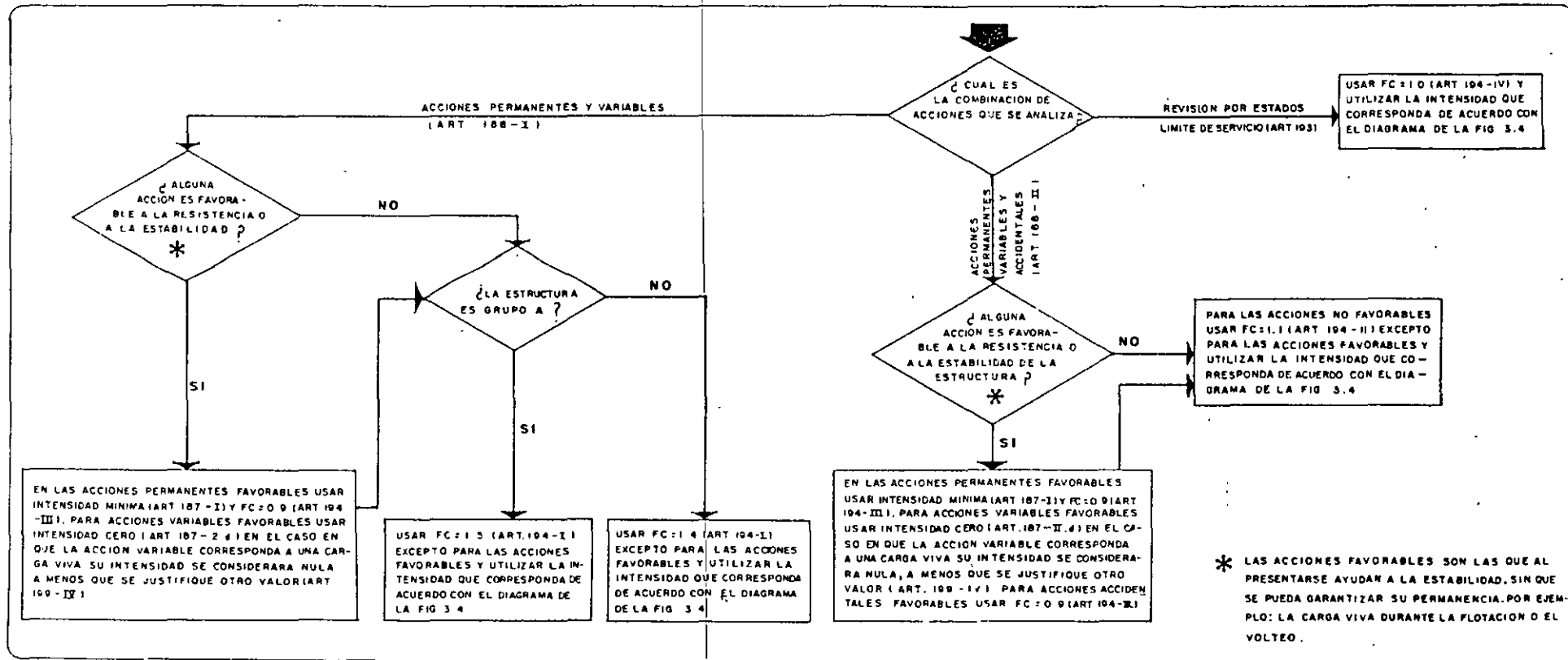


FIG. 3.5 selección del factor de carga.



3.4

R.C.D.F.

ARTICULO 194.—El factor de carga se tomará igual a alguno de los valores siguientes:

I.—Para combinaciones de acciones clasificadas en la fracción I del artículo 188 se aplicará un factor de carga de 1.4.

Cuando se trate de estructuras que soporten pisos en los que pueda haber normalmente aglomeraciones de personas, tales como centros de reunión, escuelas, salas de espectáculos, locales para espectáculos deportivos y templos, o de construcciones que contengan material o equipo sumamente valioso, el factor de carga para este tipo de combinación se tomará igual a 1.5.

II.—Para combinaciones de acciones clasificadas en la fracción II del artículo 188 se considerará un factor de carga de 1.1 aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación.

III.—Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura, el factor de carga se tomará igual a 0.9. Además se tomará como intensidad de la acción el valor mínimo probable de acuerdo con el artículo 187 de este Reglamento y

IV.—La revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario

Para cada combinación de acciones se debe diseñar la estructura con un cierto factor de carga, FC, que involucre las incertidumbres propias de la valoración de la acción. Para tal efecto, el art. 194 del R.C.D.F. obliga a la aplicación de un factor que incrementa el valor de los esfuerzos obtenidos al aplicar las cargas de diseño. Así, para la combinación de acciones permanentes y variables se debe prever la posibilidad de exceder el valor de la carga estimada, como puede ser la aglomeración eventual de personas o mobiliario en cualquier parte de la estructura, por tal motivo se debe utilizar un factor de carga $FC=1.4$.

En aquellas partes de la estructura que normalmente puedan tener concentraciones de personas, así como en las estructuras del grupo A, el factor de carga será $FC= 1.5$.

Cuando el análisis se refiera a la combinación de acciones permanentes, variables y accidentales, la posibilidad de que se excedan las cargas disminuye, por lo que el factor de carga se tomará $FC=1.1$.

Cuando la carga sobre la estructura resulte favorable a la resistencia o a la estabilidad, deberá diseñarse para una condición menos favorable, en cuyo caso se tomará como factor de carga $FC= 0.9$ con la finalidad de diseñar los elementos estructurales del lado de la seguridad.

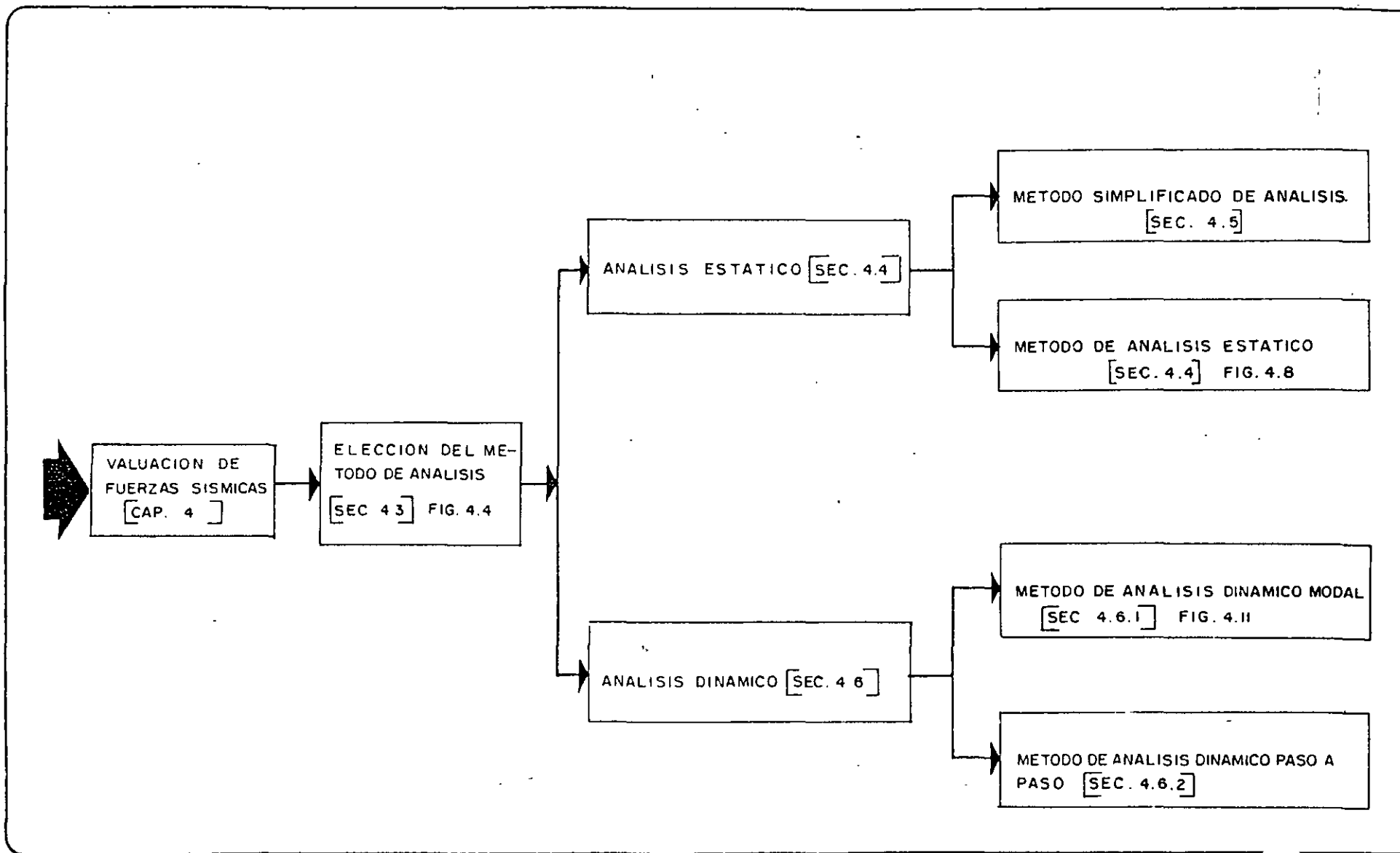
Para la revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario $FC=1.0$ Art. 193 y 194 R.C.D.F.

En la fig. 3.5 se ilustra la selección de los factores de carga.

4. VALUACION DE FUERZAS SISMICAS

4. VALUACION DE FUERZAS SISMICAS

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL Y MECANICA - FACULTAD DE INGENIERIA - UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARCO - PERU



4.1 espectros de diseño

96

R.C.D.F.

ARTICULO 206.—El coeficiente sísmico, c es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la construcción por efecto del sismo, entre el peso de ésta sobre dicho nivel.

Con este fin se tomará como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para calcular el peso total se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan según los Capítulos IV y V de este Título.

El coeficiente sísmico para las construcciones clasificadas como del grupo B en el artículo 174 se tomará igual a 0.16 en la zona I, 0.32 en la II y 0.40 en la III, a menos que se emplee el método simplificado de análisis, en cuyo caso se aplicarán los coeficientes que fijen las Normas Técnicas Complementarias, y a excepción de las zonas especiales en las que dichas Normas especifiquen otros valores de c . Para las estructuras del grupo A se incrementará el coeficiente sísmico en 50 por ciento.

N.T.C.—Sismo.

3. ESPECTROS PARA DISEÑO SISMICO

Cuando se aplique el análisis dinámico modal que especifica la sección 9 de estas normas, se adoptarán las siguientes hipótesis para el análisis de la estructura:

La ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, está dada por las siguientes expresiones:

4.1. ESPECTROS DE DISEÑO.

Una de las varias maneras de medir un sismo es empleando espectros de respuesta. Estos son gráficas de respuestas máximas de estructuras de un grado de libertad de distintos períodos, obtenidas a partir del registro de la excitación sísmica, vista como aceleración registrada por un acelerógrafo.

Los espectros de respuestas muestran las características del sismo desde el punto de vista del efecto (desplazamiento, velocidad, aceleración) sobre las estructuras.

Es evidente que durante la vida útil de una estructura, más de una vez estará sujeta a la acción de un sismo. Si interesan los espectros para obtener las aceleraciones máximas, conviene considerar no sólo el espectro de respuesta de un sólo sismo, sino los de todos aquellos que pudieran tener efecto sobre la estructura. Para cubrir esta posibilidad se utilizan Espectros de Diseño.

Los Espectros de Diseño se idealizan en tres ramas: una ascendente, una horizontal y otra descendente expresada con una --

función exponencial. Se proporcionan tres espectros diferentes, uno para cada tipo de suelo, considerando los efectos de los temblores y su respuesta en cada tipo de terreno.

Los coeficientes sísmicos que se presentan en el art. 206 del R.C.D.F. corresponden a las ordenadas máximas del espectro de aceleraciones; en la sección 3 de las N.T.C. para Sismo se indican los valores de los períodos característicos para dichos espectros en las tres zonas en que se divide el D.F. Los espectros de diseño especificados en esta sección tienen una amplia porción horizontal con lo que se busca cubrir la incertidumbre de los períodos calculados, tanto los naturales de vibración como el más largo entre los dominantes del terreno (T_s).

En particular la parte horizontal para el terreno blando es muy ancha pues cubre todas las posibilidades de espesores correspondientes, desde valores del orden de 20 m hasta más de 50 m. En el apéndice de las N.T.C. de Sismo se da la posibilidad de reducir el ancho de esta porción del espectro, tomando en cuenta el periodo dominante del

terreno, T_s , y la interacción suelo-estructura, como se verá más adelante.

Para valores de T menores que T_a se permite reducir el valor del coeficiente sísmico; estos valores corresponden generalmente a estructuras de poca altura y rígidas, que han demostrado un buen comportamiento ante sismos de gran intensidad.

Las ordenadas espectrales a partir de T_b son funciones decrecientes en r , las estructuras con periodos largos tienen en general un número elevado de grados de libertad y por lo tanto de modos falla; estas estructuras son especialmente sensibles a los efectos de segundo orden, efecto P-delta, y mientras mayor es la altura y mayor la flexibilidad son más importantes estos efectos.

En la figura 4.1 se indican los espectros de diseño en una gráfica que incluye los tres tipos de suelo del D.F. y en la Tabla 4.1 se encuentran estos mismos espectros en forma tabular.

En el diagrama de la Fig. 4.2 se muestra la determinación del espectro de di-

seño. En este diagrama se toma en cuenta, además, el efecto de la interacción Suelo-estructura.

En el tema 4.2 de este Manual se tratan los procedimientos que permiten la reducción de la aceleración en los espectros de diseño, en base a lo establecido en el artículo 207 del R.C.D.F.

$$a = (1 + 3T/T_a)c/4, \text{ si } T \text{ es menor que } T_a$$

$$a = c, \text{ si } T \text{ está entre } T_a \text{ y } T_b$$

$$a = qr, \text{ si } T \text{ excede de } T_b$$

$$q = (T_b/T)^r$$

T es el periodo natural de interés; T, T_a y T_b están expresados en segundos; c es el coeficiente sísmico, y r un exponente que depende de la zona en que se halla la estructura.

El coeficiente c se obtiene del artículo 206 del Reglamento, salvo que en la parte sombreada de la zona II en la figura 3.1 se tomará c = 0.4 para las estructuras del grupo B, y c = 0.6 para las del A.

T_a, T_b y r se consignan en la tabla 3.1

Tabla 3.1. Valores de T_a, T_b y r

Zona	T _a	T _b	r
I	0.2	0.6	1/2
II*	0.3	1.5	2/3
III	0.6	3.9	1

* no sombreada en la figura 3.1 y parte sombreada de la zona II en la Figura 3.1

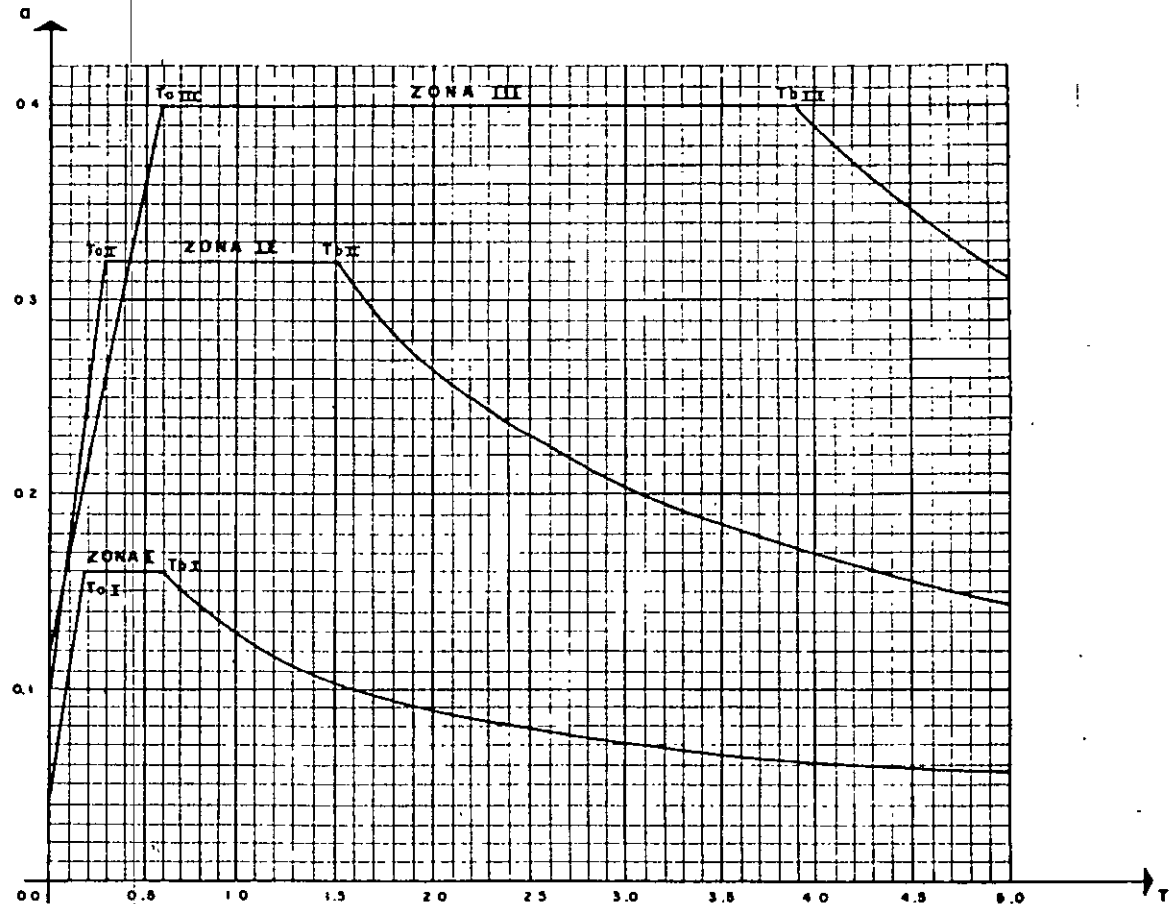


FIG. 4.1. ESPECTROS DE DISEÑO DE ACUERDO AL R.C.D.F. PARA ESTRUCTURAS DEL GRUPO B, MULTIPLICAR LOS VALORES POR 1.5 PARA ESTRUCTURAS DEL GRUPO A.

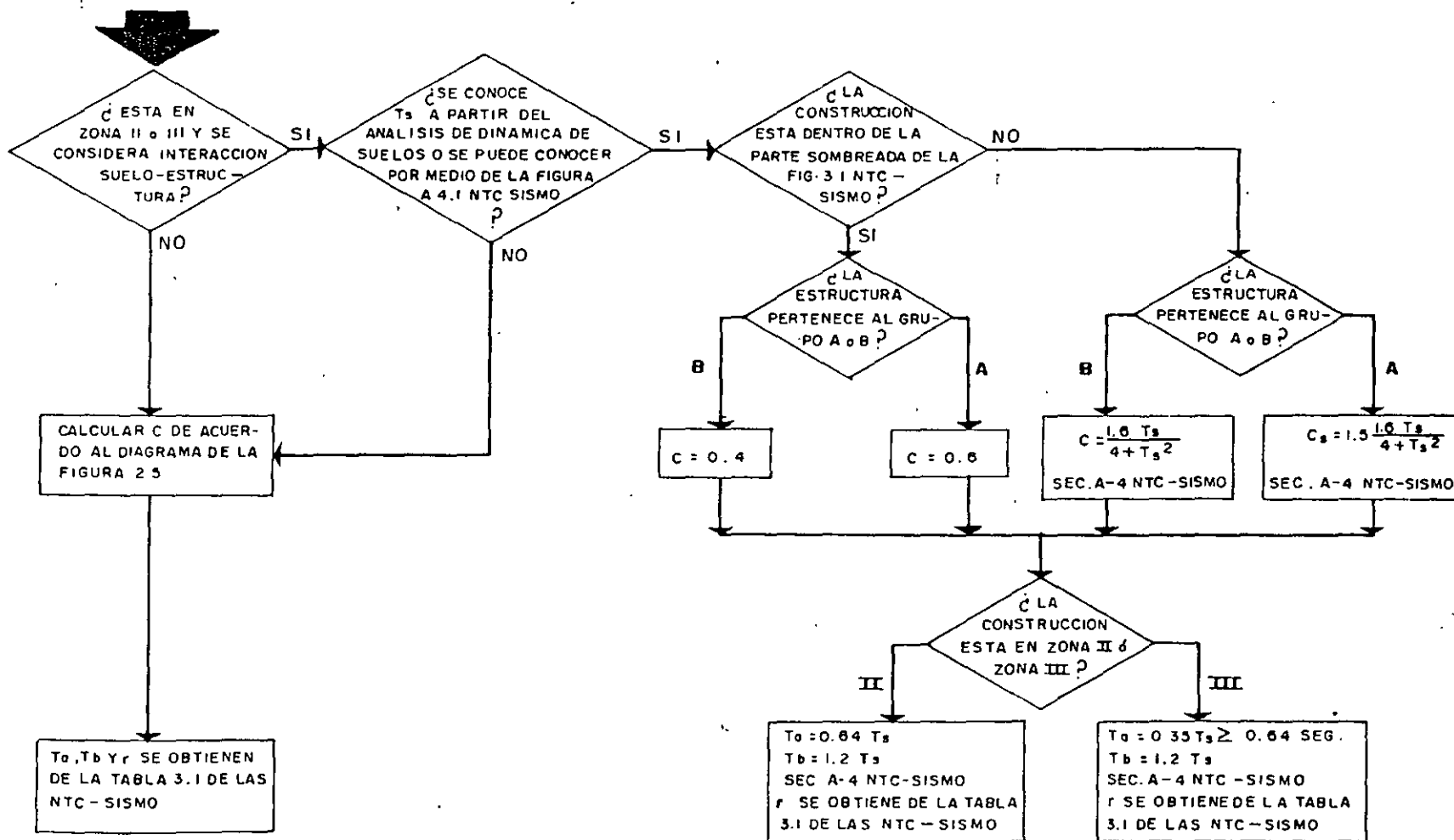
TABLA 4.1. TABLA DE ESPECTROS PARA DISEÑO DE ACUERDO AL R.C.D.F. PARA ESTRUCTURAS DEL GRUPO B. MULTIPLICAR LOS VALORES POR 1.5 PARA ESTRUCTURAS DEL GRUPO A.

ZONA I		ZONA II		ZONA III	
T (seg)	a	T (seg)	a	T (seg)	a
0.00	0.040	0.00	0.080	0.00	0.320
0.01	0.046	0.01	0.088	0.01	0.330
0.02	0.052	0.02	0.096	0.02	0.340
0.03	0.058	0.03	0.104	0.03	0.350
0.04	0.064	0.04	0.112	0.04	0.360
0.05	0.070	0.05	0.120	0.05	0.370
0.06	0.076	0.06	0.128	0.06	0.380
0.07	0.082	0.07	0.136	0.07	0.390
0.08	0.088	0.08	0.144	0.08	0.400
0.09	0.094	0.09	0.152	0.09	0.410
0.10	0.100	0.10	0.160	0.10	0.420
0.11	0.106	0.11	0.168	0.11	0.430
0.12	0.112	0.12	0.176	0.12	0.440
0.13	0.118	0.13	0.184	0.13	0.450
0.14	0.124	0.14	0.192	0.14	0.460
0.15	0.130	0.15	0.200	0.15	0.470
0.16	0.136	0.16	0.208	0.16	0.480
0.17	0.142	0.17	0.216	0.17	0.490
0.18	0.148	0.18	0.224	0.18	0.500
0.19	0.154	0.19	0.232	0.19	0.510
0.20	0.160	0.20	0.240	0.20	0.520
0.25	0.172	0.25	0.264	0.25	0.550
0.30	0.184	0.30	0.288	0.30	0.580
0.40	0.208	0.40	0.320	0.40	0.640
0.50	0.232	0.50	0.360	0.50	0.720
0.75	0.288	0.75	0.432	0.75	0.864
1.00	0.344	1.00	0.512	1.00	1.024
1.50	0.432	1.50	0.616	1.50	1.296
2.00	0.520	2.00	0.720	2.00	1.584
3.00	0.672	3.00	0.912	3.00	2.304
4.00	0.816	4.00	1.104	4.00	3.072
5.00	0.960	5.00	1.296	5.00	3.840
7.50	1.248	7.50	1.632	7.50	5.184
10.00	1.536	10.00	1.968	10.00	6.624
15.00	1.920	15.00	2.544	15.00	8.736
20.00	2.304	20.00	3.120	20.00	10.848
30.00	2.880	30.00	3.840	30.00	14.400
40.00	3.456	40.00	4.560	40.00	17.952
50.00	4.032	50.00	5.280	50.00	21.504
75.00	5.184	75.00	6.720	75.00	28.176
100.00	6.336	100.00	8.160	100.00	34.848
150.00	8.160	150.00	10.752	150.00	47.520
200.00	10.000	200.00	13.344	200.00	60.192
300.00	13.680	300.00	17.952	300.00	83.808
400.00	17.360	400.00	22.560	400.00	107.424
500.00	21.040	500.00	27.168	500.00	131.040
750.00	28.176	750.00	36.288	750.00	177.120
1000.00	34.848	1000.00	45.408	1000.00	223.200
1500.00	47.520	1500.00	60.192	1500.00	297.600
2000.00	60.192	2000.00	75.000	2000.00	372.000
3000.00	83.808	3000.00	100.000	3000.00	500.000
4000.00	107.424	4000.00	125.000	4000.00	628.000
5000.00	131.040	5000.00	150.000	5000.00	756.000
7500.00	177.120	7500.00	200.000	7500.00	1024.000
10000.00	223.200	10000.00	250.000	10000.00	1296.000

FIG. 4.2

determinación del espectro para diseño sísmico

100



4.2

reducción de fuerzas sísmicas

R.C.D.F.

ARTICULO 207.— Cuando se aplique el método estático o un método dinámico para análisis sísmico, podrán reducirse con fines de diseño las fuerzas sísmicas calculadas, empleando para ello los criterios que fijan las Normas Técnicas Complementarias, en función de las características estructurales y del terreno. Los desplazamientos calculados de acuerdo con estos métodos, empleando las fuerzas sísmicas reducidas, deben multiplicarse por el factor de comportamiento sísmico que marquen dichas Normas.

Los coeficientes que especifiquen las Normas Técnicas Complementarias para la aplicación del método simplificado de análisis tomarán en cuenta todas las reducciones que procedan por los conceptos mencionados. Por ello las fuerzas sísmicas calculadas por este método no deben sufrir reducciones adicionales.

N.T.C.-Sismo

8.2. Reducción de las fuerzas cortantes

Podrán adoptarse fuerzas cortantes menores que las calculadas según el inciso anterior siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de vibración de la estructura de acuerdo con lo siguiente:

- a) El periodo fundamental de vibración, T, se tomara igual a:

$$0.3 \left(\frac{14 \times 1}{g \cdot P} \right)^{0.5}$$

4.2. REDUCCION DE FUERZAS SISMICAS

Para las estructuras desplantadas en Zona I, II o III en las que se aplique el método estático o un método dinámico de análisis sísmico, el Reglamento, en su artículo 207, permite reducir el coeficiente de cortante en la base tomando en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de la estructura; como alternativa para las estructuras ubicadas en las zonas II o III será permisible estimar el valor aproximado del periodo fundamental incluyendo las contribuciones provenientes de la interacción suelo-estructura de acuerdo con lo especificado en el apéndice de las N.T.C. de sismo en las secciones A1, A5 y A6, este procedimiento se tratará en la sección 4.7 de este manual.

En el diagrama de la Fig. 4.3 se esquematiza el procedimiento para la determinación del periodo de vibración de la estructura con base en lo estipulado en el R.C.D.F. y en las N.T.C. respectivas.

Si se aplica el método estático, sin tomar en cuenta la interacción suelo estructura, el valor aproximado del periodo fundamental de vibración puede obtenerse con la expresión 4.1 (Sección 8.2 N.T.C.-Sismo)

$$T = 6.3 \left[\frac{\sum W_i x_i^2}{g \sum P_i x_i} \right]^{0.5} \tag{4.1}$$

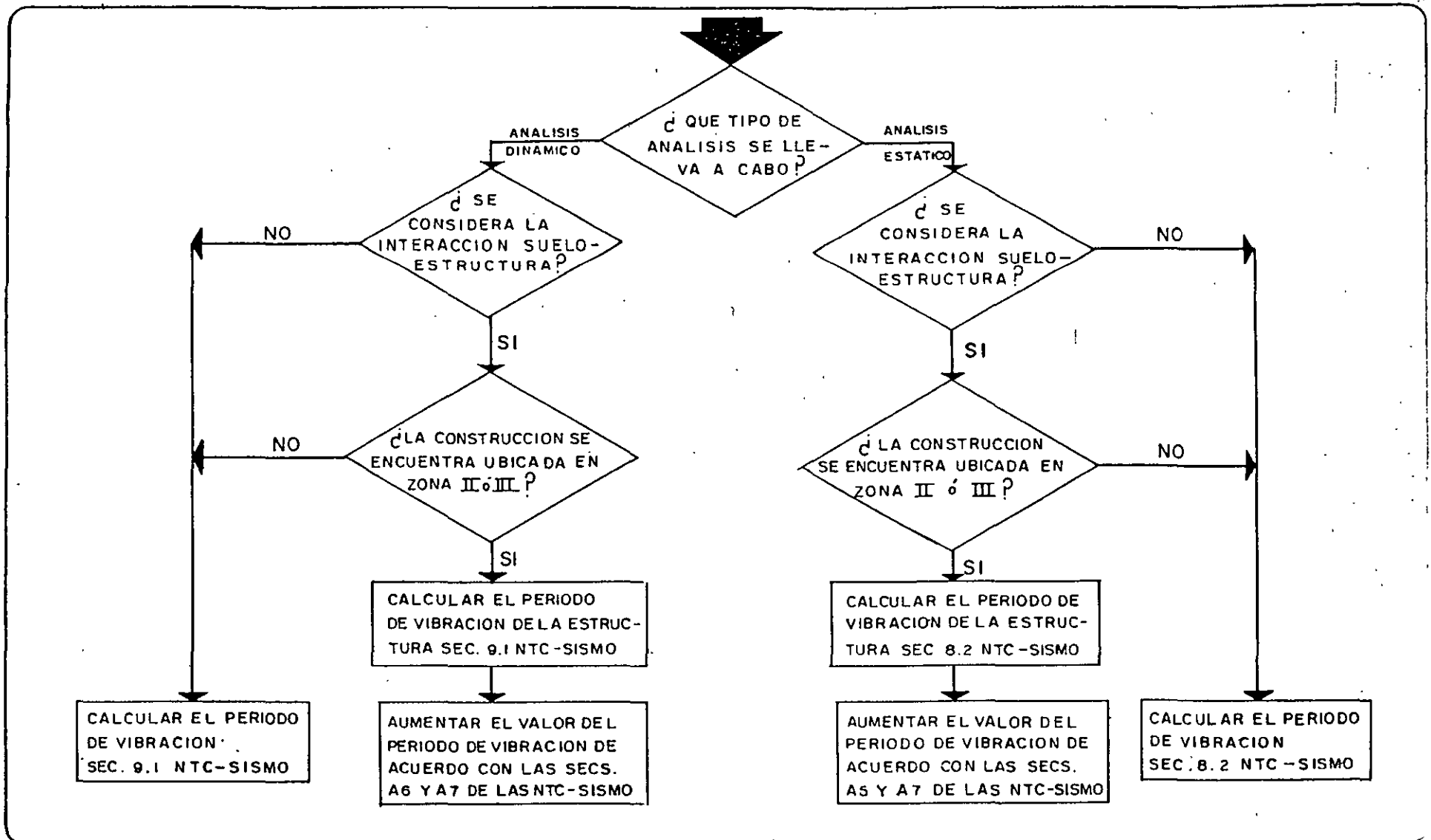
El cociente anterior, denominado cociente de Schwartz, suministraría resultados exactos si la distribución de aceleraciones fuera la del modo fundamental, pero aún cuando sólo toscamente se asemeja a éste, suministra un aproximación excelente.

Si se usa el método de análisis

FIG. 4.3

determinación del periodo de vibración de la estructura

102



donde W_i es el peso de la masa i , P_i la fuerza horizontal que actúa sobre ella de acuerdo con el inciso 1, x_i el correspondiente desplazamiento en la dirección de la fuerza, y g la aceleración de la gravedad.

b) Si T es menor o igual que T_b se procederá como en el inciso 1 pero de tal manera que la relación V_o/W_o sea igual a a/Q' , calculándose a y Q' como se especifica respectivamente en las secciones 3 y 4 de las presentes normas.

c) Si T es mayor que T_b se procederá como en el párrafo b pero de tal manera que cada una de las fuerzas laterales se tome proporcional al peso de la masa que corresponde multiplicado por un coeficiente igual a $k_1 h_i + k_2 h_i^2$, siendo

$$k_1 = q[1 - r(1 - q)]EW_1 / (EW_1 h_1)$$

$$k_2 = 1.5rq(1 - q)EW_1 / (EW_1 h_1^2)$$

y W_i y h_i respectivamente, el peso y la altura de la i -ésima masa sobre el desplante. Además, a no se tomará menor de $c/4$.

N.T.C. - Sismo

4.1 Factor reductor

Con fines de diseño, las fuerzas sísmicas para análisis estático y las obtenidas del análisis dinámico modal empleando los métodos que fijan estas normas, se podrán reducir dividiéndolas entre el factor reductor Q' . En el

diseño sísmico de estructuras que satisfagan las condiciones de regularidad que fija la sección 6 de estas normas, Q' se calculará como sigue:

$$Q' = Q \text{ si se desconoce } T \text{ o si este es mayor o igual que } T_b$$

$$Q' = 1 + (T/T_b)(Q - 1) \text{ si } T \text{ es menor que } T_b$$

T se tomará igual al período fundamental de vibración cuando se emplee el método estático e igual al período natural de vibración del modo que se considere cuando se emplee el método de análisis modal de la sección 9, y T_b es un período característico del espectro de diseño que se define en la sección 3.

En el diseño sísmico de las estructuras que no satisfagan las condiciones de regularidad que fija la sección 6 de estas normas, se multiplicará por 0.8 el valor de Q' .

Las deformaciones se calcularán multiplicando por Q las causadas por las fuerzas sísmicas reducidas cuando se emplee el método estático de análisis que se detalla en la sección 8 de las presentes normas o el de análisis modal de la sección 9.

Cuando se adopten dispositivos especiales capaces de disipar energía por amortiguamiento o comportamiento inelástico, podrán emplearse criterios de diseño sísmico que difieran de los aquí especificados, pero congruentes con ellos, si se demuestran a satisfacción del Departamento tanto la eficacia de los dispositivos o soluciones estructurales como la validez de los valores del amortiguamiento y de Q' que se propongan.

dinámico se aceptarán el análisis modal o el cálculo paso a paso para respuestas de temblores específicos, obteniendo el período natural de vibración, T , por cualquiera de los métodos anteriores.

Si se emplea el método de análisis dinámico modal se podrán adoptar las hipótesis establecidas en la sección 3 de las N.T.C. de Sismo.

Se hace notar que tanto para el análisis estático como para cuando se aplica el método de análisis modal se permite, además, reducir la aceleración de acuerdo con las formas de los espectros de diseño pero - sustituyendo Q por Q' ; el coeficiente reductor Q' se especifica en la sección 4.1 de las N.T.C. de sismo.

Para efectuar esta reducción las estructuras deben satisfacer las condiciones de

4.2

N.T.C. - Sismo

6. CONDICIONES DE REGULARIDAD

Para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos:

1. Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes.

2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.

3. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.

4. En la planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera de la entrante o saliente.

5. En 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 exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la dimensión que se considere de la abertura; las áreas burcas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área total de aberturas 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% 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 inmediatamente inferior.

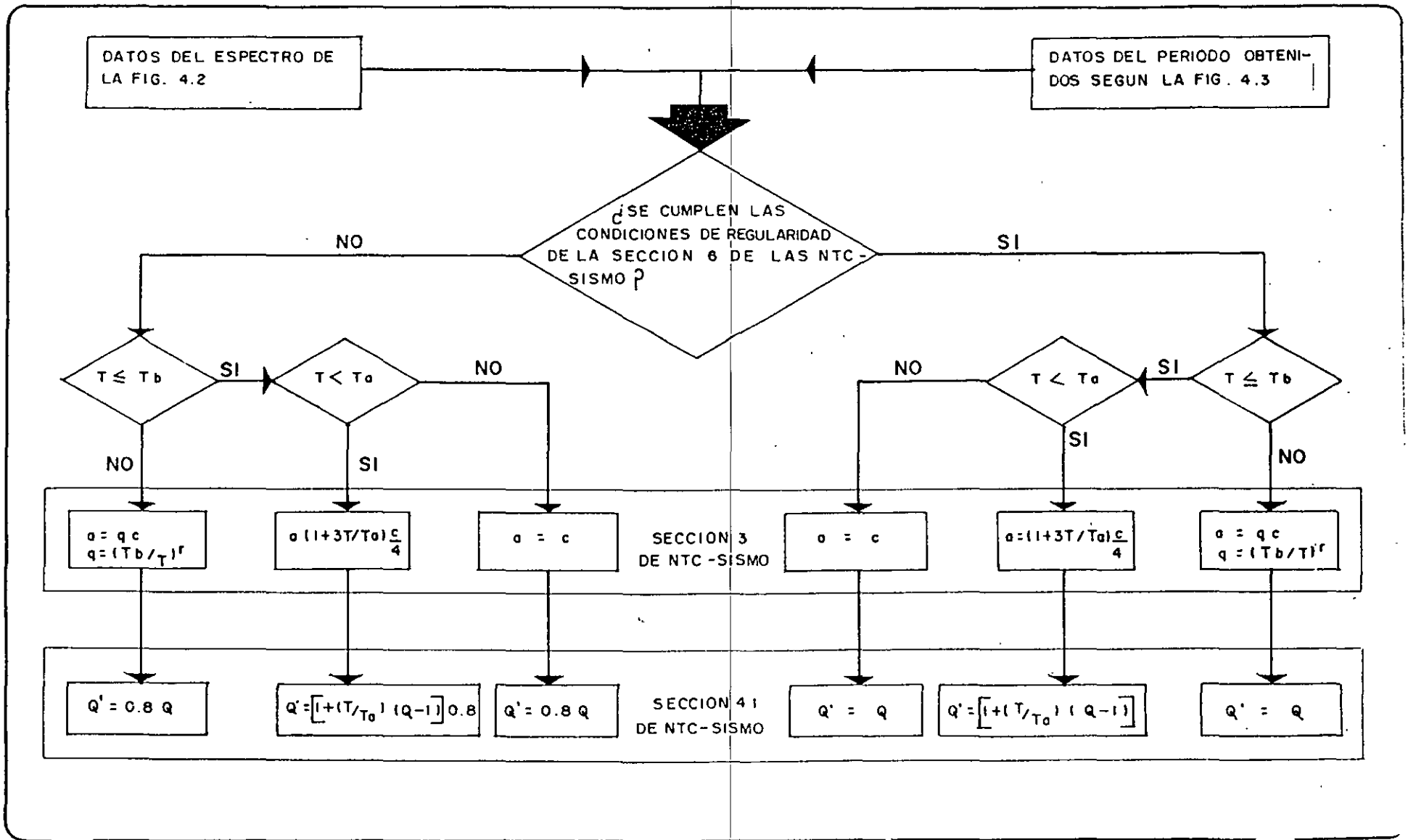
11. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, excede del 10% por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

regularidad que se indican en la sección 6 de las N.T.C. de sismo referentes a simetría, dimensiones, limitaciones para irregularidades, tanto en planta como en elevación, así como distribución equilibrada de cargas y resistencias; en el Capítulo 4 del Manual de Estructuración, publicado por el Departamento del D.F., se analizan con detalle los problemas que se provocan a las construcciones por una estructuración inadecuada.

Si una estructura no satisface las condiciones de regularidad el valor Q' se multiplicará por 0.8.

En el diagrama de la Fig. 4.4 se esquematiza el procedimiento para la determinación de las ordenadas del espectro de aceleraciones, a , y del factor reductivo, Q' , con base en el periodo de vibración de la estructura.

FIG. 4.4 determinación de a y q'



4.3 elección del método de análisis

R.C.D.F.

ARTICULO 203 - Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneas del movimiento del terreno. Las deformaciones y fuerzas internas que resulten se combinarán entre sí como lo especifiquen las Normas Técnicas Complementarias, y se combinarán con los efectos de fuerzas gravitacionales y de las otras acciones que correspondan según los criterios que establece el Capítulo III de este Título.

Según sean las características de la estructura de que se trate, esta podrá analizarse por sísmo mediante el método simplificado, el método estático o uno de los dinámicos que describan las Normas Técnicas Complementarias, con las limitaciones que allí se establezcan.

En el análisis se tendrá en cuenta la rigidez de todo elemento estructural o no, que sea significativa. Con las salvedades que corresponden al método simplificado de análisis se calcularán las fuerzas sísmicas, deformaciones y desplazamientos laterales de la estructura, incluyendo sus giros por torsión y teniendo en cuenta los efectos de flexión de sus elementos y cuando sean significativos, los de fuerza cortante, fuerza axial y torsión de los elementos, así como los efectos de segundo orden, entendiéndose estos como los de las fuerzas gravitacionales actuando en la estructura deformada ante la acción tanto de dichas fuerzas como de las laterales.

Se significará que la estructura y su cimentación no alcanzan ningún estado límite de falla o de servicio, a que se refieren este Reglamento, los criterios que deben aplicarse se especifican en este Capítulo.

Para el diseño de todo elemento que contribuya en más de 35% a la capacidad total en fuerza cortante, momento torsionante o momento de volteo de un entrepiso, dado, se adoptarán factores de resistencia 20% inferiores a los que le corresponderían de acuerdo con los artículos respectivos de las Normas Técnicas Complementarias.

N.T.C.-Sismo

2. ELECCION DEL TIPO DE ANALISIS

2.1. Analisis estático y dinámico

Toda estructura podrá analizarse mediante un método dinámico según se establece en la sección 9 de estas normas. Las estructuras que no pasen de 60 m de alto podrán analizarse, como alternativa, mediante el método estático que describe la sección 8. Con la misma limitación para estructuras ubicadas en las zonas II o III como se definen en el artículo 219 del Reglamento, también será admisible emplear los métodos de análisis que especifica el apéndice a las presentes normas, en los cuales se tienen en cuenta los periodos dominantes del terreno en el sitio de interés y la interacción suelo-estructura.

2.2. Método simplificado de análisis

El método simplificado a que se refiere la sección 7 del presente cuerpo normativo será aplicable al análisis de edificios que cumplan simultáneamente los siguientes requisitos:

4.3. ELECCION DEL METODO DE ANALISIS.

Los diferentes métodos para determinar las fuerzas sísmicas en las estructuras se especifican en la sección 2 de las N.T.C.-Sismo, el proceso de elección se esquematiza en la fig. 4.5 y en el diagrama de la Fig. 4.6.

En el art. 203 del Reglamento se especifican los métodos de análisis sísmico que pueden utilizarse para el análisis de estructuras, en función de las características especificadas en la sección 2.1 de las N.T.C.-Sismo.

En resumen la elección del método de análisis, debe regirse por lo establecido en la sección 2.1 de las N.T.C. de Sismo, el método simplificado de la sección 7 de las mismas sólo es aplicable a ciertos edificios que cumplan con los requisitos de la sección 2.2 de las N.T.C., para alturas hasta 60 m el diseño de edificios puede basarse en un análisis estático acorde con lo que marca la sección 8. Para alturas superiores a 60 m es obligatorio realizar un análisis dinámico según se describe en la Sección 9 - - N.T.C.-Sismo.

I. En cada planta, al menos el 75 por ciento de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales y deberán satisfacer las condiciones que establecen las normas complementarias 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 presentes normas.

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.

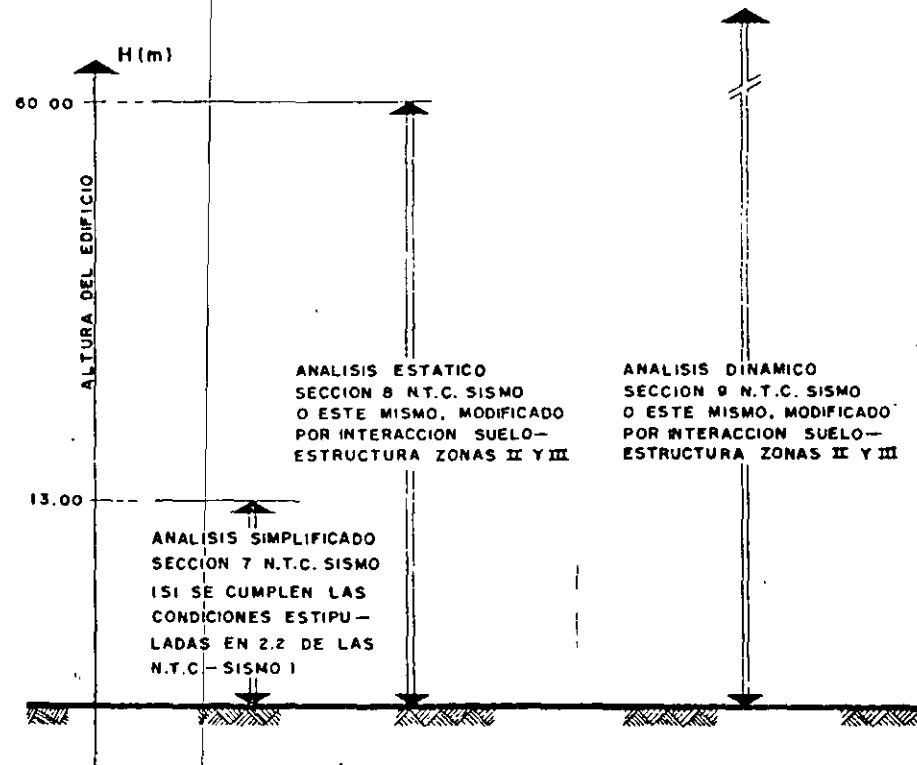
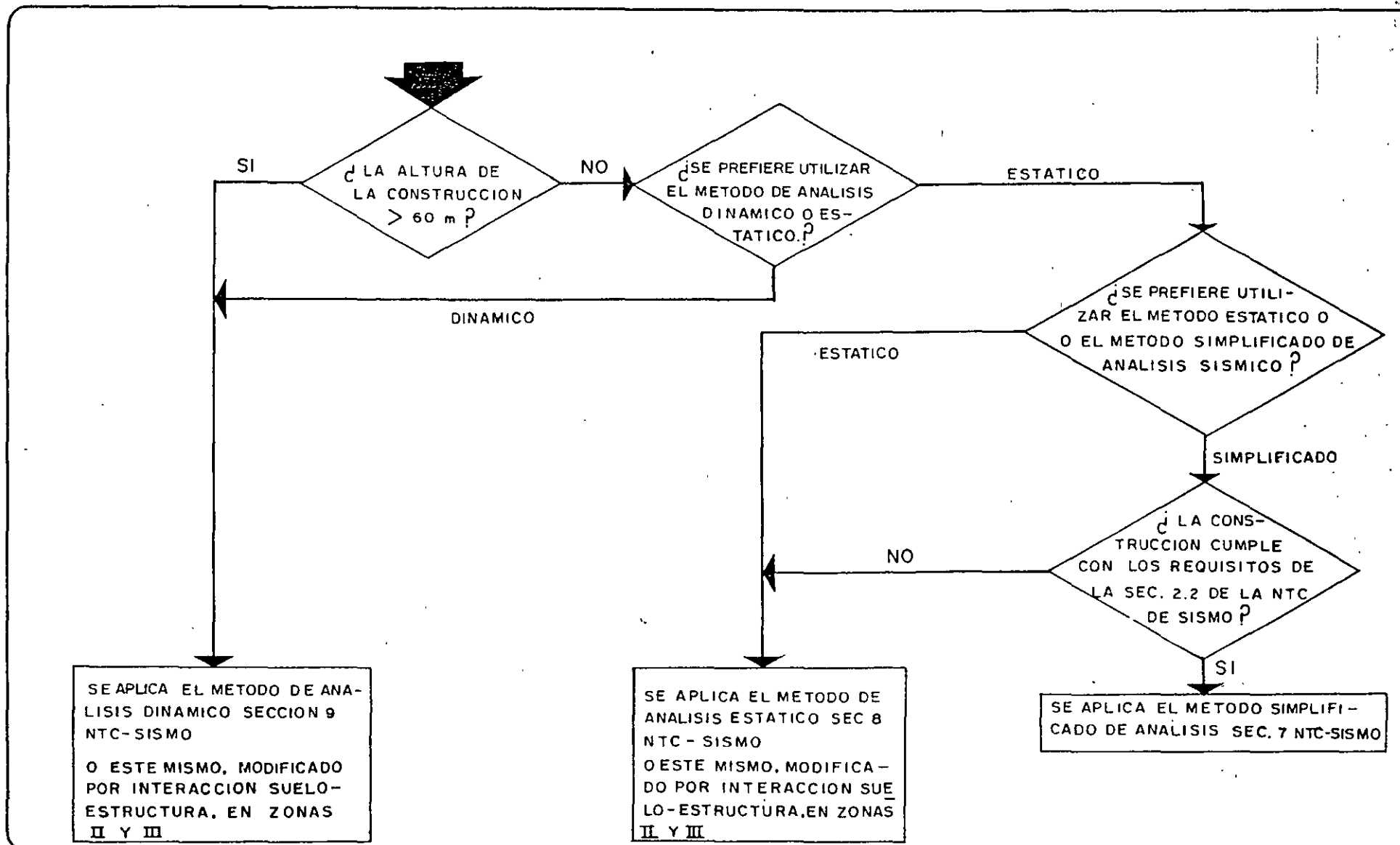


FIG. 4.5 ELECCION DEL METODO DE ANALISIS SISMICO

FIG. 4.6 elección del metodo de analisis



SE APLICA EL METODO DE ANALISIS DINAMICO SECCION 9 NTC-SISMO
O ESTE MISMO, MODIFICADO POR INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA, EN ZONAS II Y III

SE APLICA EL METODO DE ANALISIS ESTATICO SEC 8 NTC-SISMO
O ESTE MISMO, MODIFICADO POR INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA, EN ZONAS II Y III

SE APLICA EL METODO SIMPLIFICADO DE ANALISIS SEC. 7 NTC-SISMO

4.4 análisis estático

N.T.C.-Sismo

8. ANALISIS ESTÁTICO

8.1. Fuerzas cortantes

Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomara igual al peso de la masa que corresponde multiplicado por un coeficiente proporcional a h , siendo h la altura de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables). El coeficiente se tomara de tal manera que la relación V_0/W_0 sea igual a c/Q , siendo V_0 la fuerza cortante basal, W_0 el peso de la construcción incluyendo las cargas muertas que fija el capítulo IV, título VI del Reglamento y las vivas que especifica el capítulo V, título VI, Q el factor de comportamiento que se fija en la sección 5 de estas normas y c el coeficiente sísmico que establece el artículo 206 del Reglamento salvo que en la parte sombreada de la zona II en la figura 3.1 se tomara $c = 0.4$ para estructuras del grupo B y 0.6 para las del A.

4.4. ANALISIS ESTÁTICO.

El Reglamento permite, en su art. 203, que el análisis sísmico de edificios cuya altura no exceda de 60 m se efectúe de acuerdo con el método estático, descrito en la Sección 8 de las Normas Técnicas de Sismo.

Para efectuar el análisis se procede de la manera siguiente:

a) Se considera que las fuerzas cortantes a diferentes niveles de la estructura forman un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se suponen concentradas la masas, incluyendo apéndices, Fig. 4.7.

b) Cada una de estas fuerzas se toma igual al peso de la masa que corresponde multiplicado por un coeficiente proporcional a la altura de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales son apreciables).

La forma como se especifica el cálculo de fuerzas horizontales expresa en forma algebraica la variación lineal de aceleración.

culo de fuerzas horizontales expresa en forma algebraica la variación lineal de aceleración.

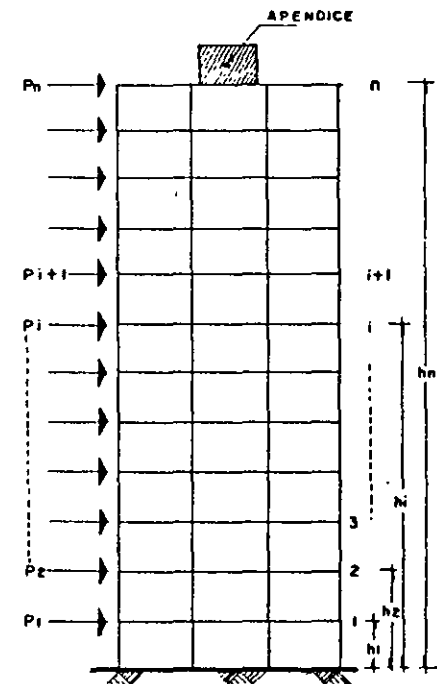


FIG. 4.7 DISTRIBUCION DE FUERZAS CORTANTES.

raciones, de magnitud ajustada para que la fuerza cortante en la base sea igual a -- $(c/Q) W$.

El nivel a partir del cual se supone que obran las aceleraciones horizontales se encuentra normalmente bien definido, nivel de desplante de la estructura, pero se dan casos en los cuales el nivel de aceleración nula no se encuentra definido, por ejemplo, en edificaciones desplantadas sobre terrenos con gran desnivel o en cuerpos de un edificio en el cual los sótanos no están totalmente rodeados por muros de contención, admitiendo por consiguiente deformaciones de orden cercano a las de superestructura; en esos casos es aconsejable tomar el nivel más bajo concebible, (ver Sección 2.4 Ejemplos 2.4, 2.5 y 2.6).

La aplicación de lo estipulado en la Sección 8.1 de las Normas Técnicas Complementarias de Sismo conduce a que la fuerza horizontal, P_i , aplicada en el centro del nivel n está dada por la expresión.

$$P_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \cdot \frac{c}{Q} \cdot \sum W_i \quad (4.2)$$

donde:

Q Factor de comportamiento sísmico que se fija en la sección 5 de las Normas Técnicas de Sismo y en la sección 2.5 de este Manual

c Coeficiente sísmico que se establece en el art. 206 del Reglamento y en la Sección 8.1 de las Normas Técnicas de Sismo; Sección 2.4 de este Manual.

h_i altura del nivel sobre el desplante

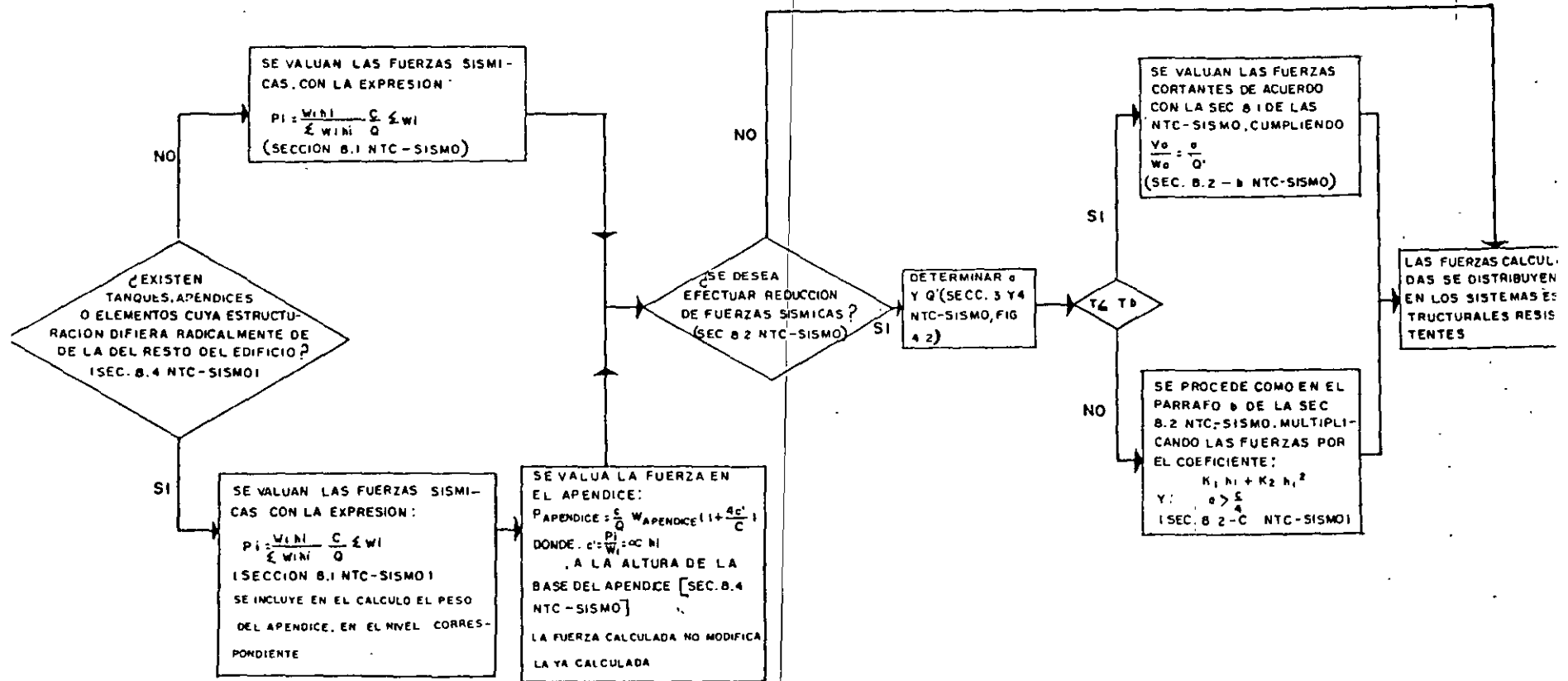
W_i Peso del nivel i

La aplicación de esta expresión se ejemplifica en la Tabla 4.2 para el edificio de la Fig. 2.7.

Los valores de \bar{X} , \bar{Y} de la Tabla -- son las coordenadas del centro de gravedad de cada piso, donde se supone están aplicadas las fuerzas P_i .

En el diagrama de flujo de la Fig. 4.8 se muestra el procedimiento de cálculo aplicando el Método Estático de Análisis para edificios.

FIG. 4.8 método de análisis sísmico estático de edificios



4.4

EJEMPLO A ANALISIS DE EDIFICIO

Se analiza el edificio mostrado en la Fig. 2.7

$c = 1.5 (0.16) = 0.24$ (Definido en la sección 2.4 de este Manual)

$Q = 2$ tanto en la dirección X como en la Y

(Definido en la sección 2.5 de este Manual)

por lo tanto, los valores $\frac{c}{Q}$ para diseño

en las direcciones de análisis son

$$\left(\frac{c}{Q}\right)_x = \left(\frac{c}{Q}\right)_y = \frac{0.24}{2} = 0.12$$

Las fuerzas sísmicas valuadas se presentan en la Tabla 4.2. En la Fig. 4.9 se ilustra su distribución en la altura de la construcción; para las fuerzas actuantes en la dirección X.

TABLA 4.2 DETERMINACION DE LA FUERZA SISMICA, CORTANTE Y UBICACION DE LA FUERZA CORTANTE EN CADA NIVEL DEL EDIFICIO DE LA FIG. 2.7.

a) DIRECCION X

NIVEL O ENTREPISO	W _i (Ton)	h _i (m)	W _i h _i (Ton-m)	P _{ix} (Ton)	V _{ix} (Ton)	\bar{y}_i (m)	P _{ix} \bar{y}_i (Ton-m)	$\sum P_{ix}\bar{y}_i$ (Ton-m)	Y _i (m)
5	252	16.00	4032	49.29	49.29	6.50	320.39	320.39	6.50
4	296	13.00	3848	47.04	96.33	6.70	315.17	635.56	6.60
3	296	10.00	2960	36.19	132.52	6.70	242.47	878.03	6.63
2	296	7.00	2072	25.33	157.85	6.70	169.71	1047.74	6.64
1	296	4.00	1184	14.47	172.32	6.70	96.95	1144.69	6.64
SUMAS	1436		14096						

b) DIRECCION Y

NIVEL O ENTREPISO	W _i (Ton)	h _i (m)	W _i h _i (Ton-m)	P _{iy} (Ton)	V _{iy} (Ton)	\bar{x}_i (m)	P _{iy} \bar{x}_i (Ton-m)	$\sum P_{iy}\bar{x}_i$ (Ton-m)	X _i (m)
5	252	16.00	4032	49.29	49.29	9.50	468.26	468.26	9.50
4	296	13.00	3848	47.04	96.33	9.90	465.70	933.96	9.70
3	296	10.00	2960	36.19	132.52	9.90	358.28	1292.24	9.75
2	296	7.00	2072	25.33	157.85	9.90	250.77	1543.01	9.78
1	296	4.00	1184	14.47	172.32	9.90	143.25	1686.26	9.79
SUMAS	1436		14096						

$$P_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \frac{c \sum W_i}{Q} \quad (4.2)$$

$$Y_i = \frac{\sum P_{ix} \bar{y}_i}{V_{ix}}$$

$$\left(\frac{c}{Q}\right)_x = 0.12$$

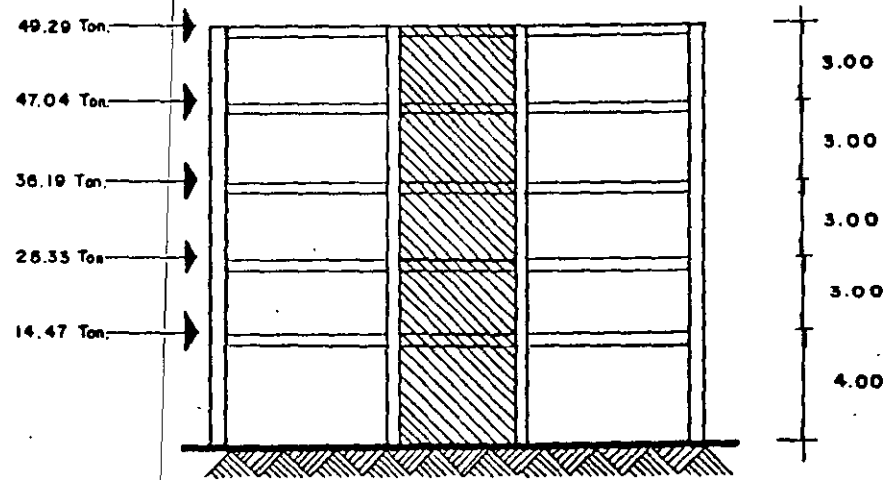
$$X_i = \frac{\sum P_{iy} \bar{x}_i}{V_{iy}}$$

$$\left(\frac{c}{Q}\right)_y = 0.12$$

También, se comprueba que V_0/W_0 sea igual a c/Q ; $\frac{V_0}{W_0} = \frac{172.32}{1436} = 0.12$; correcto. inciso 8.2.b. N.T.C.S.

Los valores \bar{Y}_i y \bar{X}_i de la tabla 4.2 corresponden a las coordenadas del centro de carga para cada uno de los entrepisos. Se consideró para este edificio una distribución no uniforme de carga para los entrepisos y carga uniforme en la azotea. Los valores \bar{Y}_i y \bar{X}_i de la misma tabla ubican la posición de la fuerza cortante para cada uno de los niveles de la construcción.

Una vez calculadas las fuerzas por nivel se revisan los desplazamientos de la estructura comparándolos con los valores permisibles, de acuerdo a lo establecido en el art. 209 del R.C.D.F., y lo tratado en la Sección 6.11 de este Manual.



ELEVACION

FIG. 4.9 FUERZAS SISMICAS OBTENIDAS SIN HABER ESTIMADO EL PERIODO DE VIBRACION DE LA ESTRUCTURA, DIRECCION DEL ANALISIS X (EJEMPLO A).

4.4.1 valuación de fuerzas en apéndices

114

N.T.C. - Sismo

8.4. Apéndices

Para valorar las fuerzas sísmicas que obran en tanques, apéndices y demás elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto del edificio, se supondrá actuando sobre el elemento en cuestión la distribución de aceleraciones que le correspondería si se apoyara directamente sobre el terreno, multiplicada por $1 + 4c/c$ donde c es el factor por el que se multiplican los pesos a la altura de desplante del elemento cuando se valúan las fuerzas laterales sobre la construcción. Se incluyen en este requisito los parapetos, pretilas, anuncios, ornamentos, ventanales, muros, revestimientos y otros apéndices. Se incluyen, asimismo, los elementos sujetos a esfuerzos que dependen principalmente de su propia aceleración (no de la fuerza cortante ni del momento de volteo) como las losas que transmiten fuerzas de inercia de las masas que soportan.

4.4.1. VALUACION DE FUERZAS EN LOS APÉNDICES.

El análisis de la respuesta sísmica de tanques, apéndices y elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del edificio es importante por la influencia que puedan tener sobre la respuesta de la estructura en conjunto y desde el punto de vista de su propio diseño.

En el Reglamento de 1976 se diferenciaba el caso de edificios con y sin apéndices, en el nuevo Reglamento el cálculo de fuerzas en los distintos niveles se hace incluyendo la masa de los apéndices y sólo se requiere valorar la fuerza en los apéndices como se estipula en la sección 8.4 de las N.T.C. de Sismo pero sin modificar la fuerza en los niveles.

En la sección 8.4 de las Normas Técnicas Complementarias de Sismo se recomienda que la respuesta para diseño del

apéndice se tome igual a la que se debe considerar para evaluar su influencia sobre el conjunto, esto incluye un factor de amplificación, $(1+4c'/c)$. Este factor resulta igual a la unidad para elementos que se desplantan directamente sobre el terreno.

En el diagrama de flujo de la Fig. 4.8 se muestra el procedimiento de cálculo de fuerzas sísmicas en apéndices, aplicando el método estático de análisis para edificios.

EJEMPLO B.
ANÁLISIS DE EDIFICIO CON APÉNDICE

Para ilustrar el análisis de edificio con apéndices se estudiará el edificio de la Fig. 2.8

$c = 0.4$ (Definido en la sección 2.4 de este Manual).

$Q = 3$ tanto en la Dirección X como en la Y. (Definido en la Sección 2.5 de este Manual).

Los valores $\frac{c}{Q}$ para cada una de las direcciones de análisis son:

$$\left(\frac{c}{Q}\right)_x = \left(\frac{c}{Q}\right)_y = \frac{0.4}{3} = 0.13$$

Se comprobará que

$$\frac{V_o}{W_o} = 0.13$$

Sección 8.2-b de las N.T.C. de Sismo.

La valuación de las fuerzas sísmicas en el edificio en la dirección X se presenta en la Tabla 4.2.1. En este ejemplo se considera que el apéndice se encuentra a 3.0 m. de altura en referencia al nivel de su desplante.

NIVEL O ENTREPISO	W_i (TON)	h_i (m)	$W_i h_i$ (Ton-m)	P_{ix} (Ton)	V_{ix} (Ton)
6	10	19	190	2.59	2.59
5	172	16	2752	37.50	40.09
4	270	13	3510	47.84	87.93
3	281	10	2810	38.30	126.23
2	281	7	1967	26.80	153.03
1	281	4	1124	15.32	168.35
SUMAS	1295		12353		

TABLA 4.2.1. DETERMINACION DE LA FUERZA SISMICA Y CORTANTE, ACUANDO EN LA DIRECCION X, EN CADA NIVEL DEL EDIF. DE LA FIG. 2.8.

se verifica que $\frac{V_o}{W_o} = \frac{168.35}{1295} = 0.13$, correcto

A continuación se valúa la fuerza en el apéndice de acuerdo a lo especificado en la sección 8.4 de las NTC-Sismo.

Si el apéndice estuviera apoyado directamente en el suelo, tendría una fuerza sísmica igual a:

$$P'_6 = 0.13 W_6 = 0.13 (10) = 1.3$$

4.4.2

Afectando por el factor de ampli-
ficación debido al cambio brusco de masa
y/o rigidez, la fuerza en el apéndice resul-
ta:

$$P' = 1.3 (1 + 4c'/c)$$

$$c' = \frac{40.09}{182} = 0.22$$

$$P'_{6} = 1.3 (1 + 4(0.22)/0.4) = \underline{\underline{4.16 \text{ Ton}}}$$

Esta fuerza no modifica la ya cal-
culada para los niveles de la construcción.

En la Fig. 4.10 se presenta la dis-
tribución de las fuerzas sísmicas calcula-
das, actuando en la dirección X, en la al-
tura de la construcción.

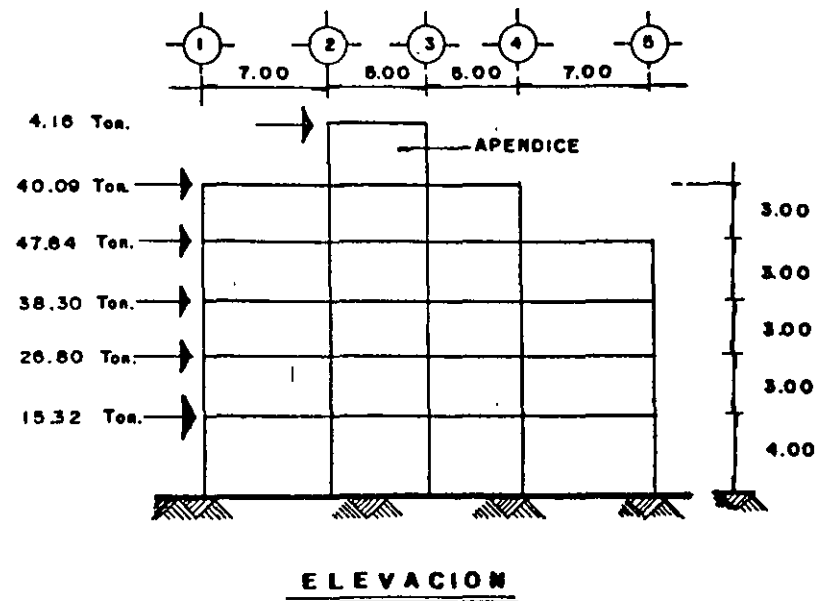


FIG. 4.10 DISTRIBUCION DE FUERZA SISMICAS
EN LA ALTURA DE LA CONSTRUCCION DIREC-
CION ANALISIS X (EJEMPLO 8)

4.5 método simplificado de análisis

N.T.C. - Sismo

2.2 Método simplificado de análisis

El método simplificado a que se refiere la sección 7 del presente cuerpo normativo será aplicable al análisis de edificios que cumplan simultáneamente los siguientes requisitos:

I. En cada planta, al menos el 75 por ciento de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales y deberán satisfacer las condiciones que establecen las normas complementarias 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 presentes normas.

III. La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excederá de 1.5, la altura del edificio no será mayor de 13 m.

4.5. METODO SIMPLIFICADO DE ANALISIS.

Para ciertas estructuras, cuya altura no debe exceder 13 m, el Reglamento en su art. 203 permite efectuar el análisis sísmico mediante el método simplificado de análisis, con las limitaciones que se plantean en las secciones 2.2 y 7 de las N.T.C. de Sismo.

La aplicación de un método simplificado obedece fundamentalmente al excelente comportamiento sísmico que en general han tenido las estructuras que cumplen con estos requisitos.

Las condiciones que se imponen a las construcciones para que les sea aplicable este método se esquematizan en la fig. 4.11.

Los coeficientes de cortante basal de la Tabla 4.3 se obtuvieron de acuerdo con el método estático de análisis que describe la sección 8 aplicando la reducción que allí se permite en función del valor Q y del periodo fundamental de vibración del inmueble. Se tomó $Q=2$ ó 1.5 según el tipo de muros, de conformidad con las N.T.C. de Sismo. El periodo fundamental se estimó en función de la altu-

ra y del tipo de suelo de cimentación. Los coeficientes para edificios en las zonas II y III resultaron muy próximos entre sí, así que se adoptó su promedio para ambas zonas a fin de simplificar la tabla (Instituto de Ingeniería U.N.A.M. comentarios a las N.T.C. de Sismo).

Con este método sólo se necesita verificar que la resistencia al corte en cada dirección es suficiente; no es necesario calcular la distribución de elementos mecánicos en los distintos muros que formen la construcción, tampoco se hace necesario verificar desplazamientos, torsiones y momentos de volteo.

Para ilustrar la aplicación de este método se analiza el edificio de la Fig. 2.9, que según lo allí descrito se ubica en la Zona I del D.F., y sus muros son de tabique rojo recocido.

FIG. 4.1.1

requisitos para la aplicación del método simplificado de análisis sísmico

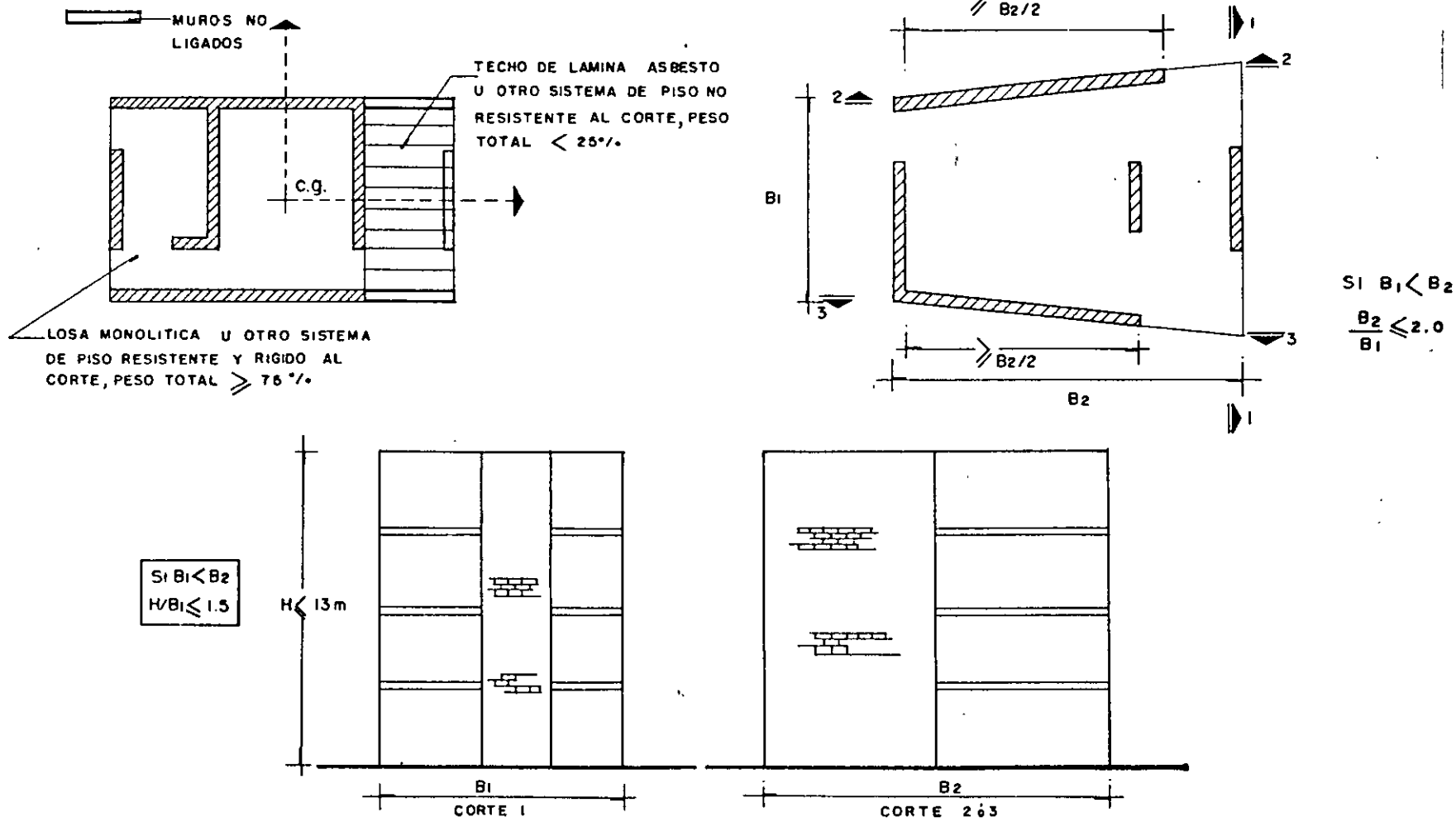


FIG. 4.11 CONDICIONES QUE SE IMPONEN A LAS CONSTRUCCIONES PARA QUE SEA APLICABLE EL MÉTODO SIMPLIFICADO DE ANÁLISIS SÍSMICO

N.T.C.-Sismo

7. METODO SIMPLIFICADO DE ANALISIS

Para aplicar este método se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo. Se verificará únicamente que en cada piso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectados 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 especifica en el inciso 1 de la sección 8 de las presentes normas, pero empleando los coeficientes sísmicos reducidos que se establecen en la tabla 7.1 para construcciones del grupo B. Tratándose de las clasificadas en el grupo A estos coeficientes habrán de multiplicarse por 1.5.

EJEMPLO C.

Para ilustrar la aplicación de este método se utiliza el edificio de la Fig. 2.9.

El peso de cada uno de los entrepisos es:

- Para el nivel inferior, $W_1 = 90.0$ Ton
- Para el nivel superior, $W_2 = 65.0$ Ton.

VERIFICACION DE LOS REQUISITOS PARA LA APLICACION DEL METODO (SECCION 2.2 N.T.C. DE SISMO).

En la planta se observa que más del 75% de las cargas verticales estarán soportadas por muros de mampostería de piezas macizas. Existen por planta cuando menos dos muros perimetrales paralelos de 6.50 y 6.0 m en la dirección X, que están ligados a la losa en una longitud mayor o igual que $0.5 (12) = 6.0$ m.

La relación entre longitud y anchura, $12.0/9.0 = 1.33$, es menor a 2.0.

La relación entre altura y la dimensión mínima de la base del edificio, $6.0/9.0 = 0.67$ es menor que 1.5 y la altura del edificio, 6.0 m, no es mayor de 13.0 m.

Como el edificio cumple con todos los requisitos puede aplicarse el método simplificado.

Se clasificó a la estructura por su uso dentro del Grupo B, se construirá sobre terreno firme correspondiente a la Zona I, la altura del edificio es 6.0 m. Con estos datos en la Tabla 4.3 Sección 7, N.T.C.-Sismo, se obtiene que el coeficiente sísmico, reducido por ductilidad, vale 0.08.

Como no hay apéndices, el cálculo se puede efectuar con la expresión 4.6, como se muestra en la Tabla 4.4

$$P_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \times c \sum w_i \quad (4.6)$$

4.5

N.T.C.-Sismo

Coefficientes sísmicos reducidos para el método simplificado correspondientes a estructuras del grupo B

ZONA	MUROS DE PIEZAS MACIZAS O DIAFRAGMAS DE MADERA CONTRALAPADA ALTURA DE LA CONSTRUCCION			MUROS DE PIEZAS HUECAS O DIAFRAGMAS DE HUELAS DE MADERA ALTURA DE LA CONSTRUCCION		
	Menor de 4 m	Entre 4 y 7 m	Entre 7 y 13 m	Menor de 4 m	Entre 4 y 7 m	Entre 7 y 13 m
I	0.07	0.08	0.08	0.10	0.11	0.11
II y III	0.13	0.16	0.19	0.15	0.19	0.23

* Diafragma de huecos de madera inclinados o sistemas de muros formados por huecos de madera verticales u horizontales arriostrados con elementos de madera maciza.

TABLA 4.3 = TABLA 7.1 N.T.C.-SISMO

NIVEL 0 ENTREPISO	W _i (Ton)	h _i (m)	W _i h _i (Ton-m)	P _i (Ton)	V _i (Ton)
2	65.0	6.0	390	7.33	7.33
1	90.0	3.0	270	5.07	12.4
SUMAS	155.0		660		

TABLA 4.4
FUERZAS SISMICAS Y CORTANTES PARA EL EDIFICIO
DE LA FIG. 2.9

4.2 reducción de fuerzas sísmicas (aplicación)

4.2. REDUCCION DE FUERZAS SISMICAS (APLICACION).

En la sección 4.2. de este Manual se definen los requisitos que las estructuras deben cumplir para la aplicación de este método.

Como ilustración se examinará si es posible reducir las fuerzas sísmicas obtenidas para el edificio del ejemplo A. Los valores de las rigideces que se utilizan se obtuvieron de un análisis elástico de la estructura, con ayuda de un programa de computadora.

Es importante aclarar que el proceso de reducción de fuerzas no modifica la posición de las fuerzas cortantes ya calculadas.

EJEMPLO A

Se estiman a continuación el periodo fundamental del edificio del ejemplo A, Fig. 2.7, los valores se consignan en la Tabla 4.5

NIVEL O ENTREPISO	DIRECCION X							
	W_i (Ton)	P_{ix} (Ton)	V_{ix} (Ton)	R_{ix} (Ton/cm)	V_{ix}/R_{ix} (cm)	X_{ix} (cm)	$W_i X_{ix}^2$	$P_{ix} X_{ix}$
5	252	49.29	49.29	226	0.218	2.581	1678.71	127.22
4	296	47.04	96.33	264	0.365	2.363	1652.80	111.16
3	296	36.19	132.52	265	0.498	1.998	1181.63	72.31
2	296	25.33	157.85	262	0.602	1.500	666.00	38.00
1	296	14.47	172.32	192	0.898	0.898	233.70	12.99
SUMAS							5417.84	361.68

TABLA 4.5 ESTIMACION DEL PERIODO FUNDAMENTAL DEL EDIFICIO DEL EJEMPLO "A"

4.2 aplicación

DIRECCION Y								
NIVEL O ENTREPISO	W1 (Ton)	Piy (Ton)	Vix (Ton)	Riy (Ton/cm)	Viy/Riy (cm)	Xiy (cm)	Wix ² (cm)	Piy Xiy
5	252	49.29	49.29	164	0.301	3.211	2898.25	158.27
4	296	47.04	96.33	185	0.521	2.910	2506.56	136.89
3	296	36.19	132.52	195	0.680	2.389	1689.37	86.46
2	296	25.33	157.85	198	0.797	1.709	864.52	43.29
1	296	14.47	172.32	189	0.912	0.912	246.20	13.20
SUMAS							7904.90	438.11

TABLA 4.5 ESTIMACION DEL PERIODO FUNDAMENTAL DEL EDIFICIO DEL EJEMPLO "A"

NOTA: Los valores de Vi/Ri son los desplazamientos de entrepiso que, acumulados, dan los desplazamientos totales Xi.

A continuación se revisa si es posible reducir las fuerzas sísmicas en la dirección x.

Sustituyendo los valores obtenidos en la Tabla 4.5 en la expresión 4.1 se tiene

$$T = 6.3 \left[\frac{\sum W_i X_{ix}^2}{g \sum P_{ix} X_{ix}} \right]^{\frac{1}{2}} = 6.3 \left[\frac{5417.84}{981(361.68)} \right]^{\frac{1}{2}} = 0.78 \text{ seg.}$$

De la tabla 3.1 de las N.T.C. de Sismo, sección 4.1 de este manual, se obtienen los valores Ta, Tb y r; para este edificio desplazado en zona I, se tiene

Ta = 0.2 Tb = 0.6 r = 1/2

4.2 aplicación

como resulta que el periodo fundamental, T, de la estructura es mayor que Tb el Reglamento permite la reducción de fuerzas, por tanto la ordenada del espectro de diseño será

$$a = qc \text{ donde } q = (T_b/T)^r = \left(\frac{0.6}{0.78}\right)^2 = 0.88$$

por tanto $a = qc = 0.88 (0.24) = 0.21 > \frac{c}{4}$: especificado en el inciso c sección 8.2 de las N.T.C. de Sismo.

y $Q' = Q = 2.0$ por ser $T > T_a$

$$a/Q = 0.21/2.0 = 0.11$$

A continuación se procede al cálculo de las fuerzas sísmicas reducidas de acuerdo al inciso b de la sección 8.2 de las N.T.C. de Sismo pero de tal manera que cada una de las fuerzas laterales se tome proporcional al peso de la masa que corresponde multiplicado por un coeficiente igual a $K_1 h_i + K_2 h_i^2$, siendo

$$K_1 = q (1-r (1-q)) \sum W_i / (\sum W_i h_i); \quad K_2 = 1.5 r q (1-q) \sum W_i / (\sum W_i h_i^2)$$

las fuerzas sísmicas reducidas se presentan en la Tabla 4.6 en la Fig. 4.12 se muestra la distribución de éstas en la altura del edificio.

NIVEL O ENTREPISO	W_i	h_i	$W_i h_i$	$W_i h_i^2$	K_1	K_2	$K_1 h_i$	$K_2 h_i^2$	$K_1 h_i + K_2 h_i^2$	FZAS. SISMICAS REDUCIDAS (Ton)	V (Ton)
5	252	16.0	4032	64512							
4	296	13.0	3848	50024			1.3483	0.1782	1.5265	42.31	42.31
3	296	10.0	2960	29600	0.08427	6.961×10^{-4}	1.0955	0.1176	1.2131	30.50	81.81
2	296	7.0	2072	14504			0.8477	0.0696	0.9173	29.70	111.51
1	296	4.0	1184	4736			0.5899	0.0341	0.6240	20.32	131.83
SUMAS	1436		14096	163376			0.3371	0.0111	0.3482	11.34	143.17

$$K_1 = 0.88 (1 - 0.5 (1 - 0.88)) (1436 / 14096) = 0.08427$$

$$K_2 = 1.5 (0.5) (0.88) (1 - 0.88) (1436 / 163376) = 6.961 \times 10^{-4}$$

$$P_i = W_i (K_1 h_i + K_2 h_i^2) \frac{a}{Q'}$$

TABLA 4.6. REDUCCION DE FUERZAS SISMICAS PARA EL EDIFICIO DE LA FIG. 2.7 EJEMPLO A, DIRECCION X.

4.2 aplicación

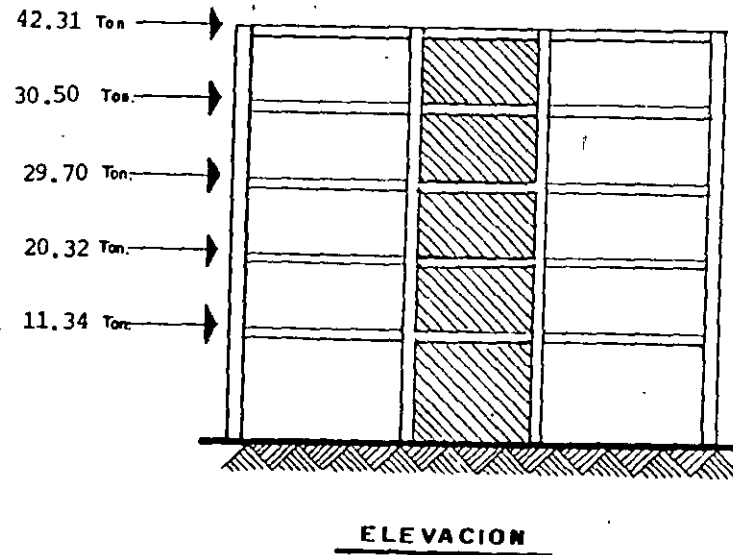


FIG. 4.12 FUERZAS SISMICAS REDUCIDAS PARA EL EDIFICIO DE LA FIG. 2.7 DIRECCION DE ANALISIS X (EJEMPLO A).

4.0 análisis dinámico

4.6.1 análisis modal

N.T.C. - Sismo

9. ANALISIS DINAMICO

Se aceptaran como metodos de analisis dinamico el analisis modal y el calculo paso a paso de respuestas a temblores especificos.

9.1 Analisis modal

Si se usa el analisis modal, debera incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibracion con periodo mayor o igual a 0.1 seg, pero en ningun caso podran considerarse menos que los tres primeros modos de translacion en cada direccion de analisis. Puede despreciarse el efecto dinamico torsional de excentricidades estaticas. En tal caso, el efecto de dichas excentricidades y de la excentricidad accidental se calculara como lo especificara el articulo correspondiente al analisis estatico.

Para calcular la participacion de cada modo natural en las fuerzas laterales que actuan sobre la estructura se supondran las aceleraciones espectrales de diseño especificadas en la seccion 3 de estas normas, reducidas como se establece en la seccion 4 de las mismas.

Las respuestas modales S_i (donde S_i puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, etc.) se combinaran para calcular las respuestas totales S de acuerdo con la expresion

$$S = (ES^2)^{1/2}$$

siempre que los periodos de los modos naturales en cues

4.6. ANALISIS DINAMICO.

En la sección 2.1 de las N.T.C. de Sismo se establece que toda estructura podrá analizarse mediante un método dinámico, pero con carácter obligatorio aquellas que su altura exceda de 60 m. Los métodos aceptados de análisis dinámico son, de acuerdo a la sección 9 de las N.T.C. de Sismo, el análisis modal y el cálculo paso a paso de respuestas a temblores específicos, con las salvedades -- que se plantean en la sección A6 de las mismas Normas.

4.6.1. ANALISIS MODAL.

Este método es de aplicación general cuando se requiere determinar la respuesta lineal de estructuras de varios grados de libertad; se basa en el hecho de que la respuesta total es la superposición de las respuestas de los diferentes modos naturales de vibración.

De acuerdo a la sección 9.1 de las N.T.C. de Sismo si se aplica este procedimiento de análisis deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual a 0.4 Seg.; en ningún caso podrán considerarse menos -- que los tres primeros modos de traslación -- en cada dirección de análisis.

Una vez que se han determinado los modos de vibrar que tiene el edificio es necesario combinarlos para conocer el comportamiento de la estructura ante una excitación dinámica específica tomando en cuenta la contribución de cada modo. La respuesta final -- será la combinación de las respuestas independientes de cada uno de los modos, multiplicadas por un factor denominado coeficiente -- de participación, dado en la siguiente expresión

$$C_m = \frac{\sum_{i=1}^n m_i Z_{im}}{\sum_{i=1}^n m_i Z_{im}^2} \quad (4.7)$$

ción difieran al menos 10% entre sí. Para las respuestas en modos naturales que no cumplen esta condición se tendrá en cuenta el acoplamiento entre ellos. Los desplazamientos laterales así calculados habrán de multiplicarse por Q para calcular efectos de segundo orden así como para verificar que la estructura no alcanza ninguno de los estados límite de servicio a los que se refiere el capítulo VI, título VI del Reglamento.

donde
 m_i masa del nivel "i"
 Z_{im} desplazamiento de la masa "i" en el modo "m"
 n número de niveles.

con este coeficiente de participación se calculan las respuestas modales S_i (donde S_i puede ser fuerza cortante; desplazamiento lateral, momento de volteo, etc) y se combinarán como lo establece la sección 9.1 de las N.T.C. de sismo, para calcular las respuestas totales S de acuerdo con la expresión

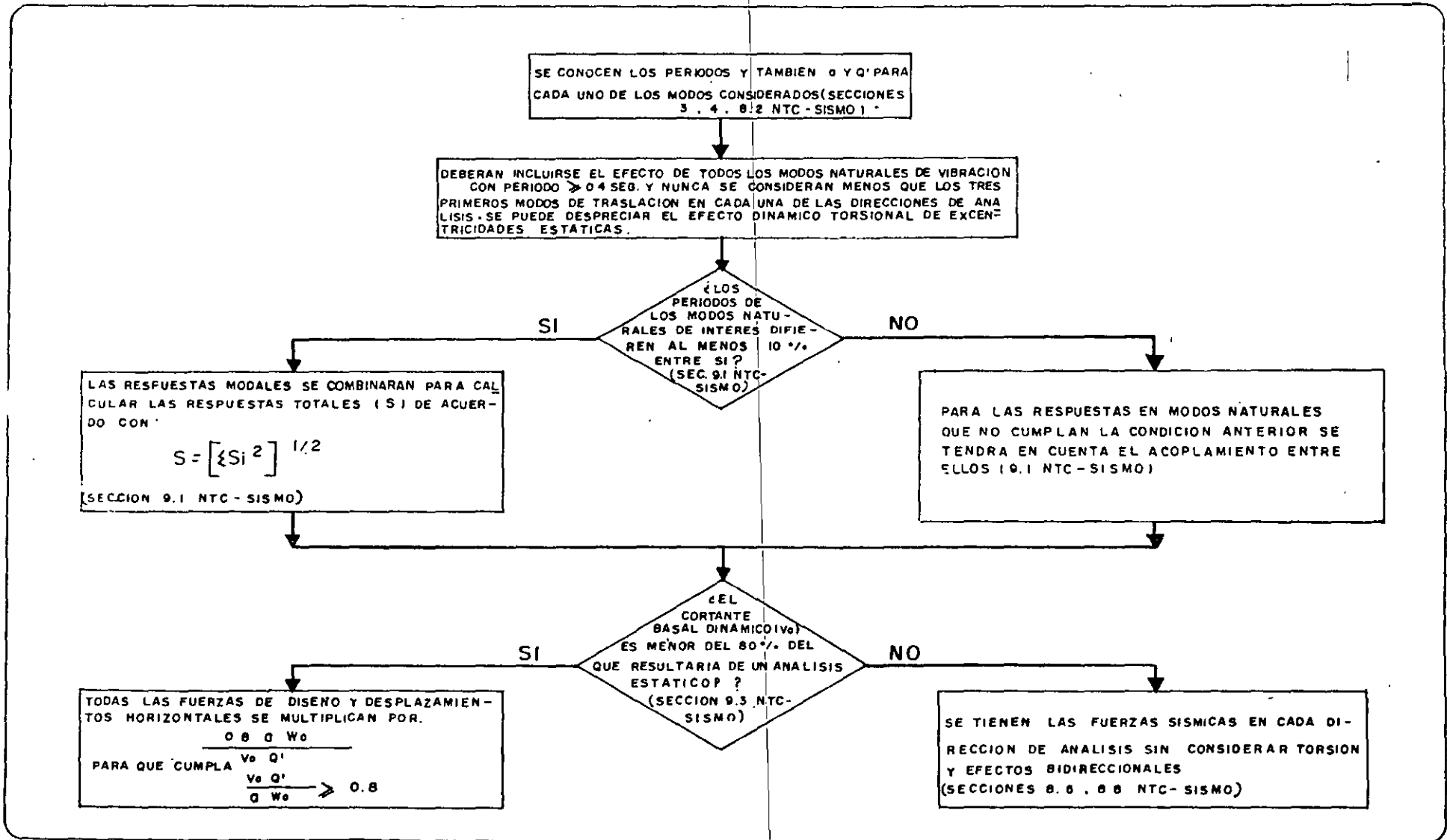
$$S = (\sum S_i^2)^{\frac{1}{2}}$$

Esta expresión es aplicable mientras disten lo suficiente entre sí las frecuencias de los modos naturales de vibración que contribuyen significativamente a las respuestas de diseño; los periodos de los modos naturales en cuestión deberán diferir al menos 10% entre sí según se establece en la sección 9.1 de las N.T.C. de Sismo.

En el diagrama de flujo de la Fig. 4.13 se muestra el procedimiento de cálculo de fuerzas sísmicas aplicando el método de Análisis dinámico modal.

La fuerza cortante basal calculada con este método de análisis no deberá ser menor que 80% de la que arrojaría un análisis estático. Esta revisión se efectúa en la sección 4.6.3 de este Manual.

FIG. 4.13 método de análisis dinámico modal



EJEMPLO D.

Se efectuará el análisis sísmico dinámico modal de la estructura mostrada en la Fig. 2.10 en la dirección x exclusivamente. El edificio se ha clasificado como del Grupo A, que se construirá en la zona III y que es aplicable un factor de comportamiento sísmico $Q=2.0$ (Sección 2.6 de este Manual). Los modos y frecuencias que ha continuación se presentan se obtuvieron con un programa de computadora, éstos pueden ser obtenidos por otros métodos, como los que se dan en la Ref. 4.8.

$$W_1^2 = 72.9 \text{ seg}^{-2}$$

$$T_1 = 0.736 \text{ seg.}$$

$$X_1 = \begin{bmatrix} 1.000 \\ 1.914 \\ 2.685 \\ 3.237 \\ 3.552 \end{bmatrix}$$

$$W_2^2 = 767 \text{ seg}^{-2}$$

$$T_2 = 0.227 \text{ seg}$$

$$X_2 = \begin{bmatrix} 1.000 \\ 1.278 \\ 0.669 \\ -0.427 \\ -1.345 \end{bmatrix}$$

$$W_3^2 = 2710 \text{ seg}^{-2}$$

$$T_3 = 0.121 \text{ seg}$$

$$X_3 = \begin{bmatrix} 1.000 \\ 0.278 \\ -0.896 \\ -0.533 \\ 0.905 \end{bmatrix}$$

De acuerdo a lo expuesto en la sección 4.1. y 2.4 de este Manual los datos para determinar el espectro de diseño se obtienen de la Tabla 3.1 de las N.T.C. de Sismo, y para este caso son:

$$c = 0.6$$

$$T_a = 0.6$$

$$T_b = 3.9$$

$$r = 1.0$$

Para el primer modo se encuentra que T_1 está comprendido entre T_a y T_b por lo que $a_1 = c = 0.6$ y $Q_1^i = Q = 2.0$ según las secciones 3 y 4.1 de las N.T.C. de Sismo.

Los periodos $T_2 = 0.227 \text{ seg.}$ y $T_3 = 0.121 \text{ seg.}$ de los modos segundo y tercero, respectivamente, son menores que T_a ; por tanto

$$a = (1 + 3T/T_a) c/4$$

y

$$Q^i = 1 + (T/T_a) (Q-1)$$

entonces

$$a_2 = \left[1 + 3 (0.227) / 0.6 \right] \frac{0.6}{4} = 0.320$$

$$Q_2^i = 1 + (0.227 / 0.6) (2-1) = 1.38$$

y

$$a_3 = \left[1 + 3 (0.121) / 0.6 \right] \frac{0.6}{4} = 0.241$$

$$Q_3^i = 1 + (0.121 / 0.6) (2-1) = 1.20$$

Como los valores a_i están expresados como fracción de g , las aceleraciones espectrales de diseño, A_i , están dadas por

$$A_1 = 0.6 \times 981/2.0 = 294.3 \text{ cm/seg}^2$$

$$A_2 = 0.320 \times 981/1.38 = 227.5 \text{ cm/seg}^2$$

$$A_3 = 0.241 \times 981 / 1.20 = 197.0 \text{ cm/seg}^2$$

donde se ha considerado $g = 981 \text{ cm/seg}^2$

Los coeficientes de participación se calculan con la ecuación 4.7. Los valores de las masas son:

$$m_1 = m_2 = m_3 = m_4 = 0.2997 \frac{\text{Ton} \cdot \text{seg}^2}{\text{cm}}$$

$$\text{y } m_5 = 0.242 \frac{\text{Ton} \cdot \text{seg}^2}{\text{cm}}$$

por lo tanto.

$$C_1 = \frac{(0.2997 \times 1.0 + 0.2997 \times 1.914 + 0.2997 \times 2.685 + 0.2997 \times 3.237 + 0.242 \times 3.552)}{(0.2997 \times 1.0^2 + 0.2997 \times 1.914^2 + 0.2997 \times 2.685^2 + 0.2997 \times 3.237^2 + 0.242 \times 3.552^2)}$$

$$C_1 = 0.360$$

y con el mismo procedimiento los valores de C_2 y C_3 resultan

$$C_2 = 0.304$$

$$C_3 = 0.205$$

4.6.1

los desplazamientos máximos de las masas en el modo j , U_j , y los desplazamientos de entrepiso correspondientes, δU_j , resultan al aplicar la expresión:

$$U_{ji \max} = A_j C_j X_{ij} / W_j^2$$

en donde X_{ij} es la amplitud del desplazamiento de la masa m_i en el modo j

$$U_1 = \frac{294.3 \times 0.360}{72.9} \begin{bmatrix} 1.000 \\ 1.914 \\ 2.685 \\ 3.237 \\ 3.552 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.4533 \\ 2.7817 \\ 3.9022 \\ 4.7044 \\ 5.1622 \end{bmatrix} ; \quad \delta U_1 = \begin{bmatrix} 1.4533 \\ 1.3284 \\ 1.1205 \\ 0.8022 \\ 0.4578 \end{bmatrix}$$

$$U_2 = \frac{227.5 \times 0.304}{767} \begin{bmatrix} 1.000 \\ 1.278 \\ 0.669 \\ -0.427 \\ -1.345 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.0902 \\ 0.1152 \\ 0.0603 \\ -0.0385 \\ -0.1213 \end{bmatrix} ; \quad \delta U_2 = \begin{bmatrix} 0.0902 \\ 0.0250 \\ -0.0549 \\ -0.0988 \\ -0.0828 \end{bmatrix}$$

$$U_3 = \frac{197.0 \times 0.205}{2710} \begin{bmatrix} 1.000 \\ 0.278 \\ -0.896 \\ -0.533 \\ 0.905 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.0149 \\ 0.0041 \\ -0.0134 \\ -0.0079 \\ 0.0135 \end{bmatrix} ; \quad \delta U_3 = \begin{bmatrix} 0.0149 \\ -0.0108 \\ 0.0175 \\ 0.0055 \\ 0.0214 \end{bmatrix}$$

4.6.1

Todos los valores de desplazamiento están dados en cm.

La fuerza cortante V_{ij} en el entrepiso i , se calcula multiplicando el desplazamiento del entrepiso δ_{ij} por la rigidez respectiva K_i

Los valores de rigidez son:

$$K_1 = 255 \text{ Ton/cm}$$

$$K_2 = 255 \text{ Ton/cm}$$

$$K_3 = 249 \text{ Ton/cm}$$

$$K_4 = 244 \text{ Ton/cm}$$

$$K_5 = 207 \text{ Ton/cm}$$

Con los resultados de desplazamientos obtenidos se encuentra:

$$V_{11} = 255 \times 1.4533 = 370.59 \text{ Ton.}$$

$$V_{21} = 255 \times 1.3284 = 338.74 \text{ Ton.}$$

$$V_{31} = 249 \times 1.1205 = 279.00 \text{ Ton.}$$

$$V_{41} = 244 \times 0.8022 = 195.74 \text{ Ton.}$$

$$V_{51} = 207 \times 0.4578 = 94.76 \text{ Ton.}$$

$$V_{12} = 255 \times 0.0902 = 23.00 \text{ Ton.}$$

$$V_{22} = 255 \times 0.0250 = 6.38 \text{ Ton.}$$

$$V_{32} = 249 \times -0.0549 = -13.67 \text{ Ton.}$$

$$V_{42} = 244 \times -0.0988 = -24.11 \text{ Ton.}$$

$$V_{52} = 207 \times -0.0828 = -17.14 \text{ Ton.}$$

$$V_{13} = 255 \times 0.0149 = 3.80 \text{ Ton.}$$

$$V_{23} = 255 \times -0.0108 = -2.75 \text{ Ton.}$$

$$V_{33} = 249 \times 0.0175 = 4.36 \text{ Ton.}$$

$$V_{43} = 244 \times 0.0055 = 1.34 \text{ Ton.}$$

$$V_{53} = 207 \times 0.0214 = 4.43 \text{ Ton.}$$

Para estimar la respuesta debida a la combinación de todos los modos se emplea la ecuación $S = (\sum S_i^2)^{\frac{1}{2}}$. Para los cortantes V_i y los desplazamientos relativos δ_i en cada entrepiso i , se obtiene:

$$V_1 = (370.59^2 + 23.00^2 + 3.80^2)^{\frac{1}{2}} = 371.32 \text{ Ton.}$$

$$V_2 = (338.74^2 + 6.38^2 + 2.75^2)^{\frac{1}{2}} = 338.81 \text{ Ton.}$$

$$V_3 = (279.00^2 + 13.67^2 + 4.36^2)^{\frac{1}{2}} = 279.37 \text{ Ton.}$$

$$V_4 = (195.74^2 + 24.11^2 + 1.34^2)^{\frac{1}{2}} = 197.22 \text{ Ton.}$$

$$V_5 = (94.76^2 + 17.14^2 + 4.43^2)^{\frac{1}{2}} = 96.40 \text{ Ton.}$$

$$\delta_1 = (1.4533^2 + 0.0902^2 + 0.0149^2)^{\frac{1}{2}} = 1.46 \text{ cm.}$$

$$\delta_2 = (1.3284^2 + 0.0250^2 + 0.0108^2)^{\frac{1}{2}} = 1.33 \text{ cm.}$$

$$\delta_3 = (1.1205^2 + 0.0549^2 + 0.0175^2)^{\frac{1}{2}} = 1.12 \text{ cm.}$$

$$\delta_4 = (0.8022^2 + 0.0988^2 + 0.0055^2)^{\frac{1}{2}} = 0.81 \text{ cm.}$$

$$\delta_5 = (0.4578^2 + 0.0828^2 + 0.0214^2)^{\frac{1}{2}} = 0.47 \text{ cm.}$$

y aplicando el mismo criterio los desplazamientos totales calculados con fuerzas reducidas resultan

$$\Delta_1 = (1.4533^2 + 0.0902^2 + 0.0149^2)^{\frac{1}{2}} = 1.46 \text{ cm.}$$

$$\Delta_2 = (2.7817^2 + 0.1152^2 + 0.0041^2)^{\frac{1}{2}} = 2.78 \text{ cm.}$$

$$\Delta_3 = (3.9022^2 + 0.0603^2 + 0.0134^2)^{\frac{1}{2}} = 3.90 \text{ cm.}$$

$$\Delta_4 = (4.7044^2 + 0.0385^2 + 0.0079^2)^{\frac{1}{2}} = 4.70 \text{ cm.}$$

$$\Delta_5 = (5.1622^2 + 0.1213^2 + 0.0135^2)^{\frac{1}{2}} = 5.16 \text{ cm.}$$

Los desplazamientos de diseño se obtienen multiplicando estos valores por Q . En la sección 6.1.1 de este Manual se revisan los desplazamientos comparándolos con los valores permisibles como lo especifica el art. 209 del R.C.D.F.

4.6.2 análisis paso a paso

N.T.C. - Sismo

9.2. Análisis paso a paso

Si se emplea el método de cálculo paso a paso de respuestas a temblores específicos, podrá acudir a acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados, o a combinaciones de éstos, siempre que se usen no menos de cuatro movimientos representativos, independientes entre sí, cuyas intensidades sean compatibles con los demás criterios que consignan el Reglamento y estas normas, y que se tengan en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura y las incertidumbres que haya en cuanto a sus parámetros.

4.6.2. ANALISIS PASO A PASO.

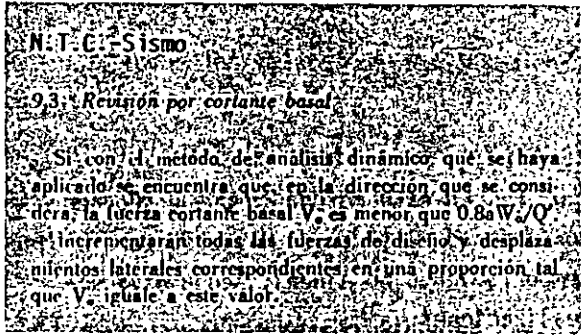
Para aplicar este método se exige en la sección 9.2 de las N.T.C. de sismo que se usen no menos de cuatro movimientos representativos. Con esto se pretende evitar que se adopten diseños que puedan resultar inseguros porque la estructura en cuestión sea poco sensible a las características detalladas de un temblor particular, pero responda en condiciones más desventajosas ante otro, que difiera en los detalles, pero que sea representativo de la misma intensidad, duración y contenido de frecuencia que el primero.

Hay programas de computadora para poder aplicar este método; sin embargo, se requiere de tiempos de computadora muy grandes para analizar un edificio, por lo que en general no se aplica para fines de diseño sino más bien para fines de revisión del comportamiento de edificios que han sido sometidos a sismos intensos y han tenido o no daños importantes.

En este método se puede suponer comportamiento elástico de la estructura o bien comportamiento no lineal, según diversas idealizaciones.

La fuerza cortante basal calculada con este método de análisis no deberá ser menor que 80% de la que arrojaría un análisis estático.

4.6.3 revisión por cortante basal



4.6.3. REVISION POR CORTANTE BASAL. EJEMPLO D.

Se verifica que el cortante basal calculado para el edificio de la Fig. 2.10 con el método de análisis dinámico modal no exceda el 80% del que arrojaría un análisis estático de acuerdo con lo establecido en la Sección 9.3 de las N.T.C. de Sismo.

El periodo fundamental de vibración para el edificio, calculado de acuerdo a la Sección 8.2 de las N.T.C. de Sismo y utilizando las fuerzas que se obtuvieron de un análisis estático resultó de 0.737 seg; este valor se encuentra comprendido entre T_a y T_b del espectro de diseño por lo que $a = c = 0.6$ y $Q_1' = 2.0$ según las secciones 3 y 4.1 de las N.T.C. de Sismo

El peso de la construcción W_o , es de 1413 Ton., por tanto,

$$\frac{0.8 \text{ a } W_o}{Q_1'} = \frac{0.8 (0.6)(1413)}{2.0} = 339.12 \text{ Ton.}$$

$V_o = 371.32$ Ton, obtenido en el análisis sísmico modal en la sección 4.6 de este Manual.

Como resultó V_o mayor que $\frac{0.8 \text{ a } W_o}{Q_1'}$

no es necesario efectuar el ajuste establecido porque la estructura cumple con este requisito.

4.7 interacción suelo - estructura

N.T.C.-Sismo

APENDICE

A1. ALCANCE

Para el diseño de estructuras ubicadas en las zonas II o III, será permisible tener en cuenta los efectos de los periodos dominantes del terreno en el sitio de interés y de la interacción suelo-estructura. Cuando así se proceda se aplicarán al cuerpo principal de las presentes normas técnicas complementarias las modificaciones que contiene el presente apéndice. En todos los aspectos que no cubre este apéndice son aplicables las demás disposiciones de las normas técnicas complementarias.

A2. NOTACION ADICIONAL

Se emplean aquí los símbolos del cuerpo principal de estas normas, así como otros, entre los cuales los más importantes son

- A (m²) = área de la superficie neta de cimentación
- G (ton/in²) = modulo de rigidez del suelo
- H (metros) = profundidad de los depositos firmes profundos, medida desde la superficie del terreno
- I (m⁴) = momento de inercia de la superficie neta de cimentación con respecto a su eje centroidal perpendicular a la dirección que se analiza

- J (ton·m⁴) = momento de inercia neta del peso de la construcción con respecto al eje centroidal de su base y perpendicular a la dirección que se analiza, descontando el momento de inercia del peso del suelo desplazado por la infraestructura
- K_g (ton/m) = rigidez de la cimentación al giro, debida a la rigidez axial de un sistema de pilotes de punta
- K_r (ton·m/radian) = rigidez equivalente del suelo bajo una estructura, en rotación con respecto al eje centroidal de la base y perpendicular a la dirección que se analiza
- K_v (ton/m) = rigidez equivalente del suelo bajo una estructura, en dirección vertical
- K_h (ton/m) = rigidez equivalente del suelo bajo una estructura, en la dirección que se analiza
- M₀ (ton·m) = momento de volico basal
- R₀ (metros) = radio equivalente para cálculo de K_v
- R_h (metros) = radio equivalente para cálculo de K_h y de K_r

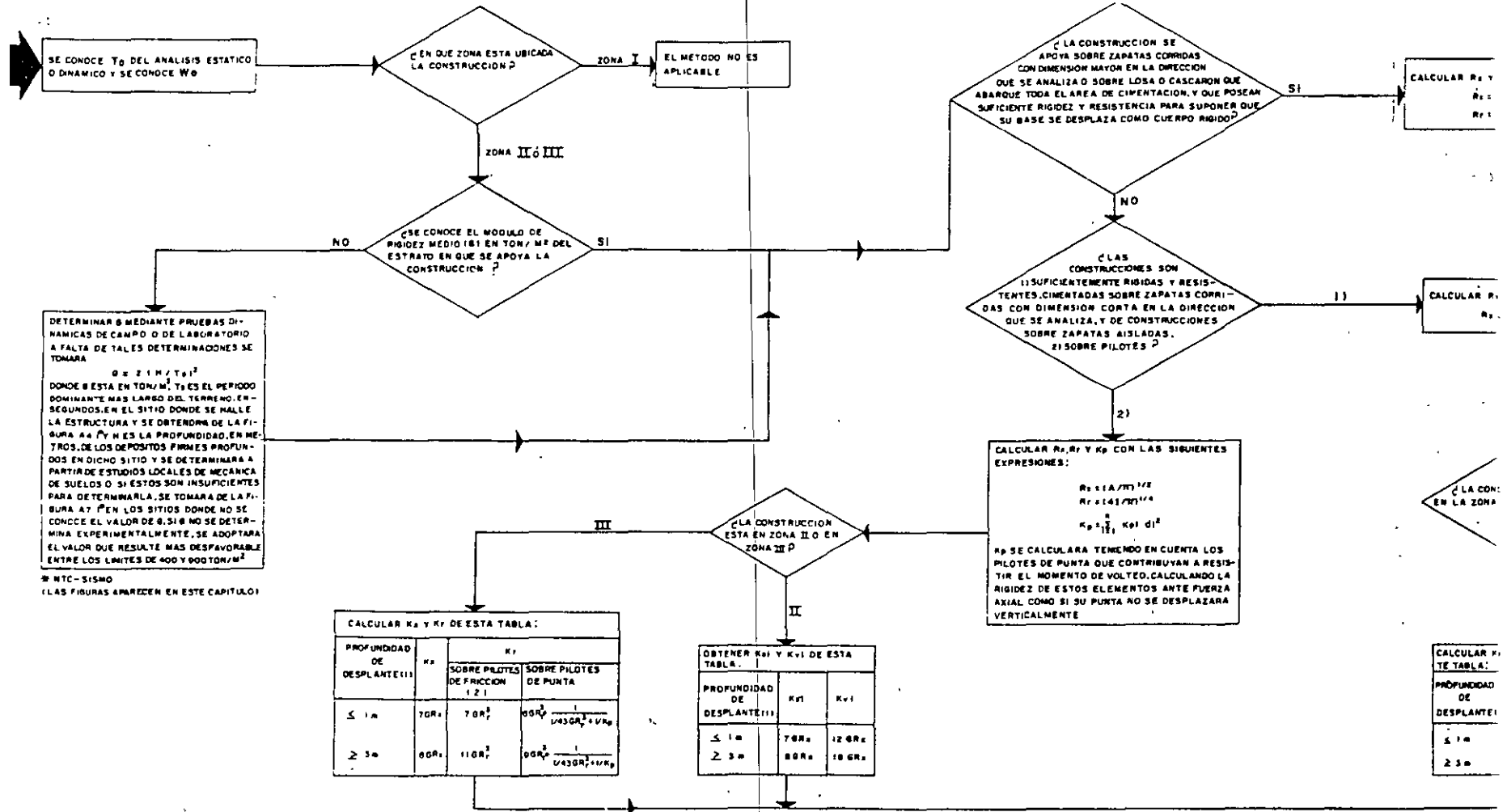
4.7. INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

En la sección 2.1 de las N.T.C. de Sismo se establece que para las estructuras ubicadas en las Zonas II o III, como se definen en el Art. 219 del Reglamento, será admisible tener en cuenta los efectos de los periodos dominantes del terreno en el sitio de interés y de la interacción suelo-estructura de acuerdo con el alcance de las disposiciones establecidas en el apéndice A de las N.T.C.-Sismo

La interacción suelo-estructura se encuentra limitada a aplicarse al periodo del modo fundamental de vibración en la dirección de análisis (Ver Fig. 4.3). También reconoce la dependencia de los espectros en cada sitio con respecto al periodo dominante más largo que lo caracteriza, según se establece en la Sección A-4 de las N.T.C. Sismo; estos espectros se muestran en el diagrama de la Fig. 4.2.

Si se aplica el análisis estático

FIG. 4.14 interacción suelo - estructura [A-7 NTC-SISMO]



* NTC-SISMO
 (LAS FIGURAS APARECEN EN ESTE CAPITULO)

CALCULAR K_x Y K_y DE ESTA TABLA:

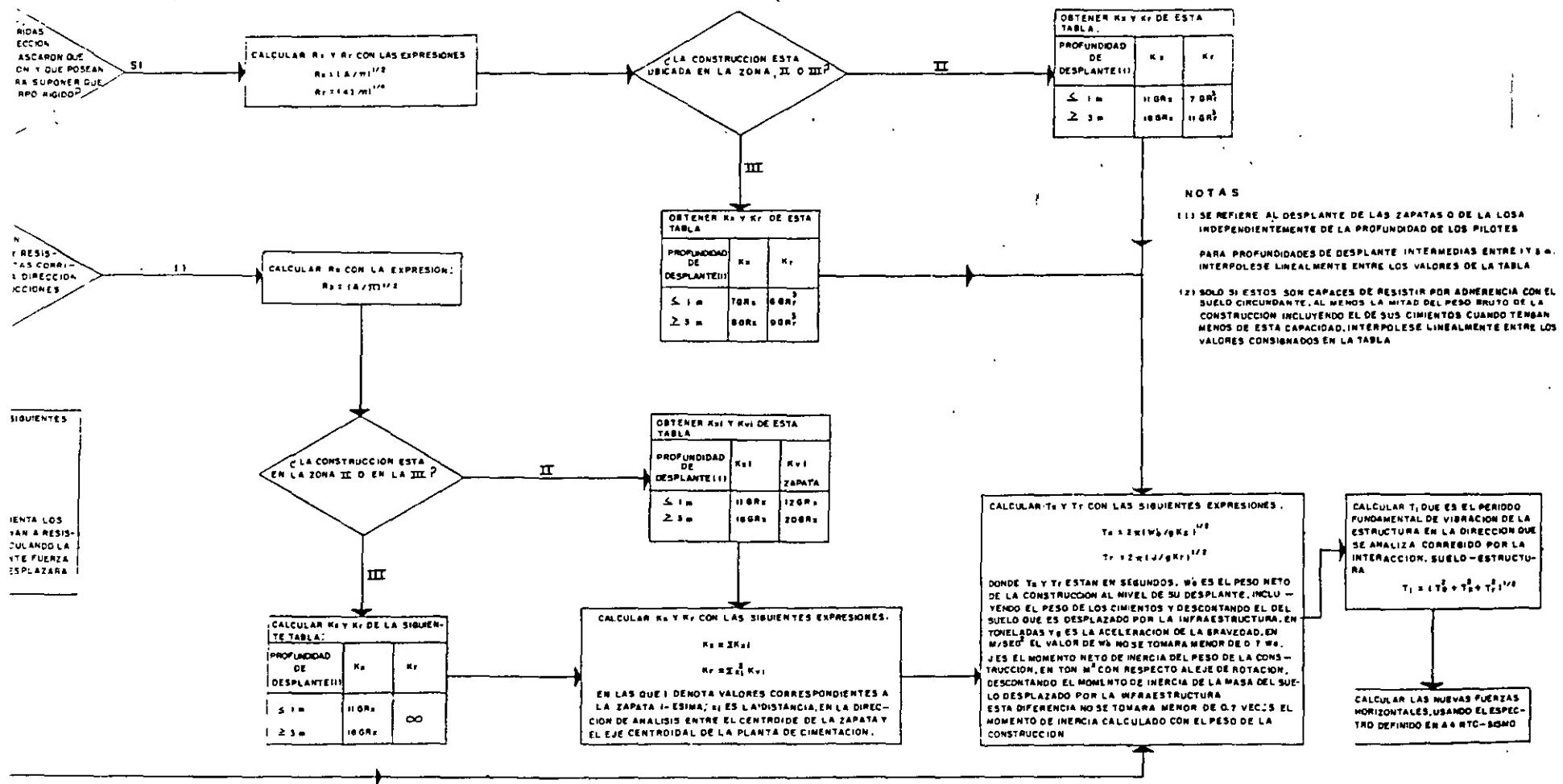
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m)	K_x	K_y	
		SOBRE PILOTES DE FRICCION (2)	SOBRE PILOTES DE PUNTA
≤ 1 m	$70R_v$	$70R_v^2$	$90R_v^2 \frac{1}{\sqrt{43GR_v^2 + 11K_v}}$
≥ 3 m	$80R_v$	$110R_v^2$	$90R_v^2 \frac{1}{\sqrt{43GR_v^2 + 11K_v}}$

OBTENER K_{x1} Y K_{v1} DE ESTA TABLA:

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m)	K_{x1}	K_{v1}
≤ 1 m	$70R_v$	$120R_v$
≥ 3 m	$80R_v$	$180R_v$

CALCULAR R_k DE ESTA TABLA:

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m)	R_k
≤ 1 m	$10R_v$
≥ 3 m	$15R_v$



SIGUIENTES

IENTA LOS TAN A RESIS-
CULANDO LA
TE FUERZA
ESPLAZARA

OBTENER Ks Y Kf DE ESTA TABLA.

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m)	Ks	Kf
≤ 1 m	110Rb	70Rf
≥ 3 m	100Rb	110Rf

OBTENER Ks Y Kf DE ESTA TABLA.

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m)	Ks	Kf
≤ 1 m	70Rb	80Rf
≥ 3 m	80Rb	90Rf

OBTENER Ks1 Y Kf1 DE ESTA TABLA.

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m)	Ks1	Kf1
≤ 1 m	110Rb	120Rf
≥ 3 m	100Rb	200Rf

CALCULAR Ks1 Y Kf1 DE LA SIGUIENTE TABLA:

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m)	Ks	Kf
≤ 1 m	110Rb	∞
≥ 3 m	100Rb	∞

CALCULAR Ks Y Kf CON LAS SIGUIENTES EXPRESIONES.

$Ks = 3Ks1$
 $Kf = 3Kf1$

EN LAS QUE I DENOTA VALORES CORRESPONDIENTES A LA ZAPATA i-ESIMA; e1 ES LA DISTANCIA, EN LA DIRECCION DE ANALISIS ENTRE EL CENTROIDE DE LA ZAPATA Y EL EJE CENTROIDAL DE LA PLANTA DE CIMENTACION.

CALCULAR T0 Y T1 CON LAS SIGUIENTES EXPRESIONES.

$T0 = 2.2(W0/gKs)^{1/2}$
 $T1 = 2.2(W1/gKf)^{1/2}$

DONDE T0 Y T1 ESTAN EN SEGUNDOS. W0 ES EL PESO NETO DE LA CONSTRUCCION AL NIVEL DE SU DESPLANTE, INCLUYENDO EL PESO DE LOS CIMENTOS Y DESCONTANDO EL DEL SUELO QUE ES DESPLAZADO POR LA INFRAESTRUCTURA, EN TONELADAS Y g ES LA ACELERACION DE LA GRAVEDAD, EN M/SEG² EL VALOR DE W0 NO SE TOMARA MENOR DE 0.7 W0. SI ES EL MOMENTO NETO DE INERCIA DEL PESO DE LA CONSTRUCCION, EN TON M² CON RESPECTO AL EJE DE ROTACION, DESCONTANDO EL MOMENTO DE INERCIA DE LA MASA DEL SUELO DESPLAZADO POR LA INFRAESTRUCTURA. ESTA DIFERENCIA NO SE TOMARA MENOR DE 0.7 VECES EL MOMENTO DE INERCIA CALCULADO CON EL PESO DE LA CONSTRUCCION

CALCULAR T2 QUE ES EL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION DE LA ESTRUCTURA EN LA DIRECCION CORREGIDA POR LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

$T2 = 1.7T0 + T1 + T2^{1/2}$

CALCULAR LAS NUEVAS FUERZAS HORIZONTALES USANDO EL ESPECTRO DEFINIDO EN A.4 RTC-SGMO

N.T.C. - Sismo

- T_0 (segundos) = periodo fundamental de vibración que tendría la estructura en la dirección que se analiza, si despreciara sobre base rígida.
- T_1 (segundos) = periodo fundamental de vibración de la estructura calculado teniendo en cuenta la interacción de esta con el terreno.
- T_n (segundos) = periodo natural de vibración que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base solo pudiera girar con respecto al eje centroidal horizontal perpendicular a la dirección que se analiza.
- T_d (segundos) = periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés.
- T_p (segundos) = periodo natural de vibración que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base solo pudiera desplazarse en la dirección que se analiza.
- W_p (toneladas) = valor de W al nivel de desplante de la estructura incluyendo el peso de sus cimientos y descontando el peso del suelo desplazado por la infraestructura.

A3. DEL TIPO DE ANALISIS

Solamente serán aplicables los metodos estatico y dinamico a que se refiere la sección 2 de estas normas complementarias y con las limitaciones que alli se establecen.

A4. ESPECTROS PARA DISEÑO SISMICO

Cuando se aplique el analisis dinamico modal que especifica la sección 9 de estas normas, se adoptara como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sismico, a expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se especifica en la sección 3.

El periodo fundamental de vibración de la estructura se calculara teniendo en cuenta su interacción con el terreno, como se especifica en la sección A7.

Para estructuras ubicadas en sitios para los que se desconoce el periodo dominante más largo del sitio, el coeficiente c se obtiene del artículo 206 del Reglamento, salvo que en las partes sombreadas de la figura 3.1 se tomara $c = 0.4$ para las estructuras del grupo B, y 0.6 para las del A. Para los sitios en que se desconoce dicho periodo, T_0 , T_n y T_d se consignán en la tabla 3.1. En sitios en que se conozca el periodo dominante más largo del terreno, T_d , y que se hallen en las partes sombreadas de la figura 3.1, tambien se adoptara $c = 0.4$ para estructuras del grupo B, y 0.6 para las del A, fuera de las partes sombreadas se adoptara $c = 0.4$.

$C = 1.6T_s$

$C = 4 + T_s$

que se describe en la Sección 8 de las N.T.C.-Sismo y se considera el efecto de la interacción suelo-estructura se tomarán en cuenta las disposiciones planteadas en la sección A-5, esquematizadas en el diagrama de flujo de la Fig. 4.8. Si se aplica el método de análisis dinámico el procedimiento se regirá por las disposiciones que se plantean en la Sección A-6, esquematizado en el diagrama de flujo de la Fig. 4.13.

El método de análisis simplificado se excluye de los métodos en los cuales se toma en cuenta el efecto de la interacción suelo estructura, ya que no hace la consideración explícita de los periodos naturales de vibración.

El procedimiento de análisis cuando se aplica interacción suelo-estructura se esquematiza en el diagrama de flujo de la Fig. 4.14.

para las estructuras del grupo B y 1.5 veces este valor para las del A. $T_{0.1}$ en segundos, en estos sitios se tomará $T_{0.1} = 0.64T_1$ en la zona II, $T_{0.1} = 0.35T_1$, pero no menor que 0.04 s, en la III, y $T_{0.1} = 1.2T_1$ en ambas zonas. El valor de $T_{0.1}$ se tomará de la figura A4.1 o se determinará a partir de ensayos y análisis de dinámica de suelos que tengan en cuenta la estratigrafía y propiedades locales del suelo y reciban aprobación del Departamento.

A5. ANALISIS ESTÁTICO

Será aplicable el método que describe la sección 8 de las presentes normas siempre que la estructura no exceda de 60 m de alto, tomando en cuenta el valor aproximado del período fundamental de vibración de la estructura, con las siguientes salvedades:

I. En el cálculo del valor aproximado del período fundamental de vibración, T_1 , se incluirán las contribuciones provenientes de interacción suelo-estructura debidas a desplazamiento horizontal y rotación de la base de la construcción. Tales contribuciones se calcularán como establece la sección A7 de las presentes normas.

II. Si T_1 es menor o igual que T_0 se procederá como en el inciso 1 de la sección 8 pero de tal manera que la relación V/V_0 sea igual a a/Q_0 , calculandose a y Q_0 como se especifica respectivamente en las secciones A4 y 4 de las presentes normas.

III. Si T_1 es mayor que T_0 se procederá como en el inciso II pero tomando las fuerzas laterales proporcionales al coeficiente que marca el párrafo 6 del inciso 2 de la sección 8.

IV. En el cálculo de solicitaciones y fuerzas internas se tomarán en cuenta los efectos de desplazamiento y rotaciones de la base como lo especifica la sección A7 de estas normas, así como los debidos a las deformaciones axiales de muros y columnas cuando estos efectos sean significativos. No será necesario incluir estas contribuciones en la revisión de los estados límite de deformaciones laterales y de rotura de vidrios, mas si en el cálculo de los efectos de segundo orden y en el de separaciones entre la construcción y sus linderos contiguos vecinos o en juntas de construcción entre cuerpos de un mismo edificio.

A6. ANALISIS DINAMICO

Serán aplicables los métodos que especifica la sección 9 de las presentes normas, con las siguientes salvedades:

Se tomará en cuenta la interacción suelo-estructura. Cuando se emplee el método de análisis modal se dará por satisfecho este requisito si se consideran los efectos de dicha interacción como lo especifica la sección A7 de las presentes normas, en el período y forma del modo fundamental de vibración y en el factor Q_0 correspondiente según estipula la sección 4.

A7. INTERACCION SUELO ESTRUCTURA

Como una aproximación a los efectos de interacción suelo-estructura será válido incrementar el período fundamental de vibración y los desplazamientos calculados en la estructura bajo la hipótesis de que esta se apoya rigidamente en su base de acuerdo con la siguiente expresión:

$$T_1 = (T_{0.1}^2 + T_1^2 + T_2^2)^{1/2}$$

en que T_1 es el período fundamental de vibración de la estructura en la dirección que se analiza corregido por interacción con el suelo, T_0 el período fundamental que tendría la estructura si se apoyara sobre una base rígida, T_2 el período natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base solo pudiera trasladarse en la dirección que se analiza y T_3 es el período natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base solo pudiera girar con respecto a un eje horizontal que pasara por el centroide de la superficie de desplante de la estructura y fuera perpendicular a la dirección que se analiza. Podrán en este caso desprejarse los efectos de la interacción en los períodos superiores de vibración de la estructura.

Para el cálculo de T_0 en la expresión que antecede se supondrá que el desplazamiento de la base sea restringido por un elemento elástico cuya rigidez vale K_0 en ton/m.

$$T_0 = 2\pi(W_0/gK_0)^{1/2}$$

donde T_0 está en segundos, W_0 es el peso neto de la construcción al nivel de su desplante, incluyendo el peso de los cimientos y descontando el del suelo que es desplazado por la infraestructura en toneladas y g es la aceleración

de la gravedad, en m/seg². El valor de W' , no se tomará menor de $0.7 W$. Para el cálculo de T , se supondrá que la rotación de la base está restringida por un elemento elástico de rigidez K_r , en ton. m/radian.

$$T = 2\pi(J/gK_r)^{1/2}$$

donde T está en segundos y J es el momento neto de inercia del peso de la construcción, en ton. m², con respecto al eje de rotación, descontando el momento de inercia de la masa del suelo desplazado por la infraestructura. Esta diferencia no se tomará menor de 0.7 veces el momento de inercia calculado con el peso de la construcción.

Tratándose de construcciones que se apoyan sobre zapatas corridas con dimensión mayor en la dirección que se analiza o sobre losa o cascarón que abarque toda el área de cimentación, y que posean suficiente rigidez y resistencia para suponer que su base se desplaza como cuerpo rígido, los valores de K_x y K_r se obtendrán de la tabla A7.1, en que C es el módulo de rigidez medio, en ton/m del estrato en que se apoya la construcción, y los radios equivalentes R_x y R_r , en metros, se calcularán empleando las expresiones:

$$R_x = (A/\pi)^{1/2}$$

$$R_r = (A/\pi)^{1/4}$$

en las que A , en m², es el área de la superficie neta de cimentación, e I , en m⁴, es el momento de inercia de dicha superficie neta con respecto a su eje centroidal perpendicular a la dirección que se analiza.

Tratándose de construcciones suficientemente rígidas y resistentes, cimentadas sobre zapatas corridas con dimensión corta en la dirección que se analiza, y de construcciones sobre zapatas aisladas, los coeficientes K_x y K_r de la cimentación se calcularán mediante las fórmulas:

$$K_x = EK_x$$

$$K_r = E \sum_{i=1}^n x_i^2 K_{ri}$$

en las que i denota valores correspondientes a la zapata i -ésima; x_i es la distancia, en la dirección de análisis, entre el centroide de la zapata y el eje centroidal de la planta de cimentación; y K_{xi} y K_{ri} se determinan de la tabla A7.1, empleando el valor de R_x que corresponde a la zapata en cuestión.

En el caso de cimentaciones sobre pilotes de punta, su influencia en el valor de K_r se considera con el segundo término de la expresión correspondiente de la tabla A7.1, empleando para el cálculo de K_r la siguiente expresión:

$$K_r = \sum_{i=1}^n k_{pi} d_i^2$$

en la que n es el número de pilotes, y k_{pi} y d_i son respectivamente la rigidez vertical y distancia del pilote i -ésimo al eje centroidal de rotación.

En la verificación de que la estructura no alcanza los estados límite por desplazamientos laterales y por rotura de vidrios no será necesario tener en cuenta el desplazamiento y rotación de la base. Para el cálculo de efectos de segundo orden debe tenerse en cuenta dicha rotación, dada por M_0/K_r , en radianes, en que M_0 es el momento de volteo que obra en la base de la estructura, en ton. m; y en la revisión del estado límite por choques entre estructuras deben incluirse tanto los desplazamientos debidos a esta rotación como el desplazamiento de la base dado por V_0/K_x , en metros, en que V_0 es la fuerza cortante basal, en toneladas.

El módulo de rigidez medio, C , se determinará mediante pruebas dinámicas de campo o laboratorio. A falta de tales determinaciones se tomará:

$$C = 2(H/T)^2$$

donde C está en ton/m², T es el período dominante más largo del terreno, en segundos, en el sitio donde se halle la estructura, y se obtendrá de la figura A4.1; y H es la profundidad, en metros, de los depósitos firmes profundos en dicho sitio, y se determinará a partir de estudios locales de mecánica de suelos o, si éstos son insuficientes para determinarla, se tomará de la figura A7.1. En los sitios donde no se conozca el valor de C , si C no se determina experimentalmente, se adoptará el valor que resulte más desfavorable entre los límites de 400 y 900 ton/m².

N.T.C. - Sismo

Tabla A7. Valores de k_1, k_2, k_3

En la zona II

Profundidad de desplante (1)	k_1	k_2 (2)	k_3 (3)	Nota	Zapato
< 1 m	11GR	7CR	20CR		12CR
> 3 m	16CR	11CR	29CR		30CR

En la zona III

Profundidad de desplante (1)	k_1	k_2 (2)			k_3 (3)	Nota
		Sobre el terreno	Sobre pilotes de fricción (4)	Sobre pilotes de punta (4)		
< 1 m	7CR	6CR	7CR	6CR	17/3CR - 17/3	12CR
> 3 m	8CR	9CR	11CR	9CR	17/43CR - 17/5	16CR

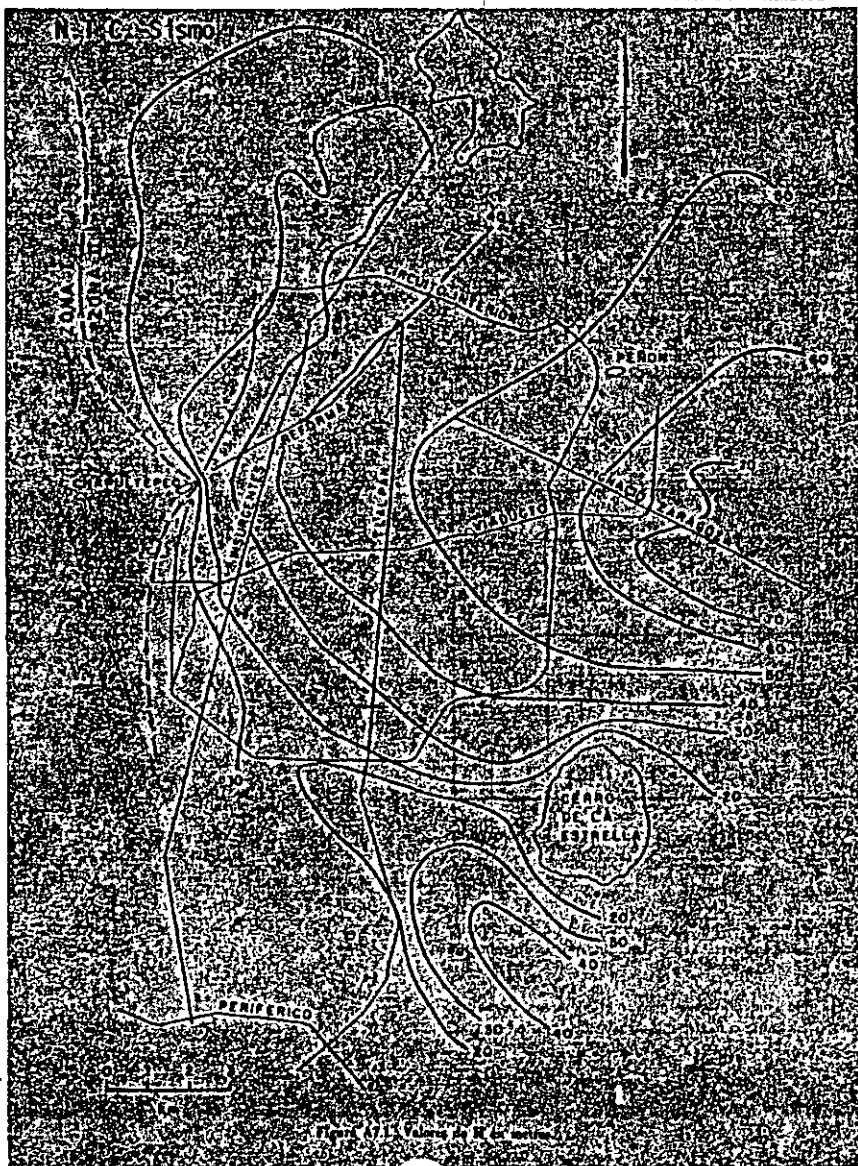
1. Para profundidades de desplante intermedias entre 1 y 3 m, interpólese linealmente entre los valores de la tabla.

2. Para estructuras cimentadas sobre pilotes o pilas en la zona II, anégase k_2 por 10.

3. Si el suelo es capa de gravilla por debajo de 1 m, multiplicar el valor de k_2 por la mitad del peso bruto de la construcción incluyendo el de sus techos. Cuando se construyere dentro de esa capa, interpólese linealmente entre los valores consignados en la tabla.

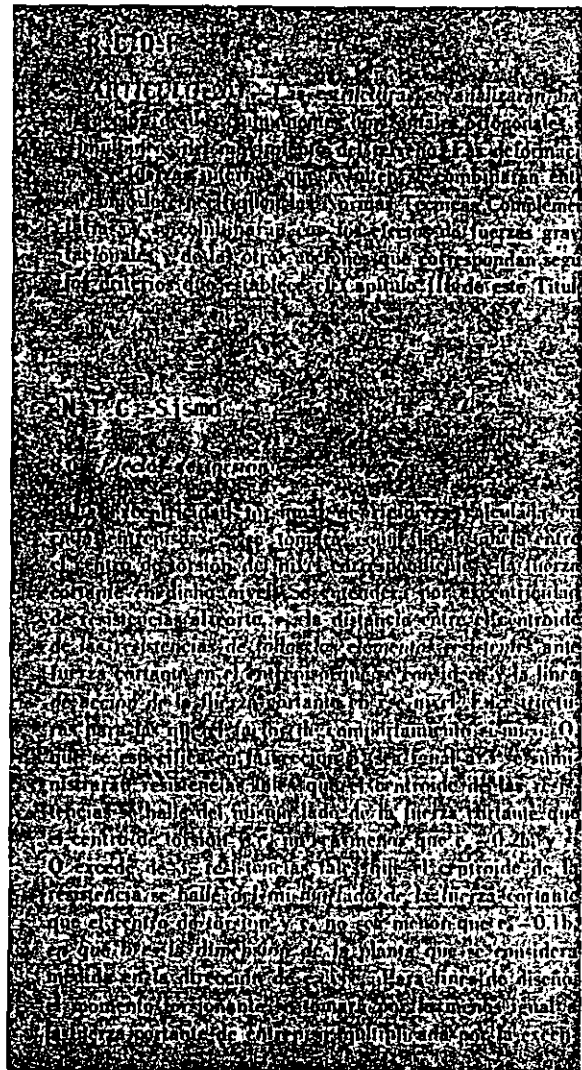
4. k_3 se calcula teniendo en cuenta los pilotes de punta que constituyen el sistema de cimentación, calculando la rigidez de cada columna individualmente, considerando el momento de inercia de cada una.





5. DISTRIBUCION DE FUERZAS SISMICAS

5.1 distribución de fuerzas sísmicas



5.1 DISTRIBUCION DE FUERZAS SISMICAS.

Una vez valuadas las fuerzas sísmicas que actuarán en cada uno de los centros de masa de los entrepisos del edificio, analizado bajo la acción de dos componentes horizontales, ortogonales, no simultáneos del movimiento del terreno según párrafo 1 del Art. 203 del R.C.D.F., el siguiente paso consiste en distribuir estas fuerzas sísmicas entre los diferentes elementos resistentes verticales (marcos y/o muros y/o contravientos).

En este paso del análisis sísmico se consideran las disposiciones que se plantean en las secciones 8.6 y 8.8 de las N.T.C. de Sismo, éstas se esquematizan en la Fig. 5.1 junto con el proceso de análisis que se da a continuación, aplicable para la distribución de fuerzas sísmicas a entrepisos con sistemas resistentes ortogonales.

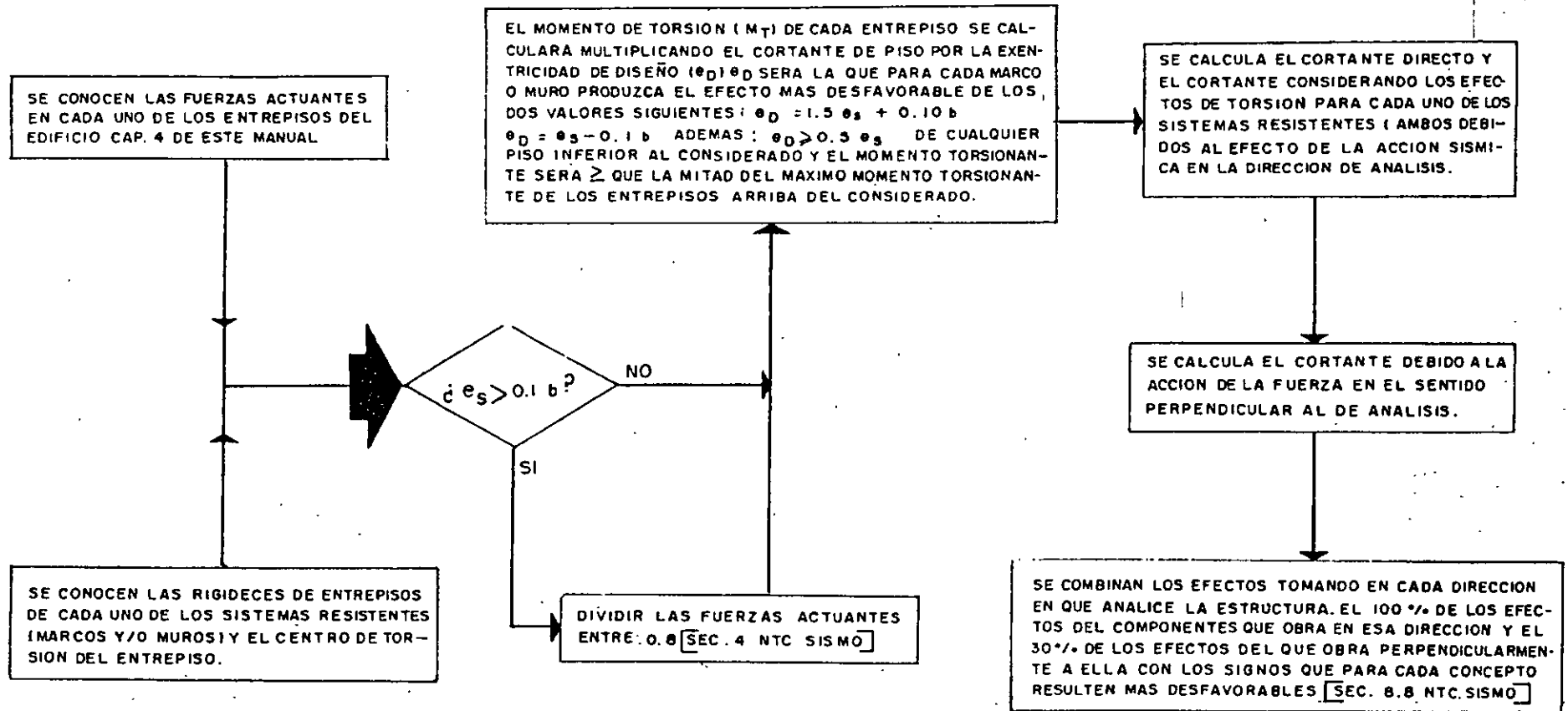
En la Fig. 5.2 se muestra la planta de un entrepiso de una construcción; los ejes de los sistemas resistentes (marcos y/o muros) se identifican por medio de sub índices, x, y, según resistan fuerzas paralelas a la dirección X, Y, respectivamente. La rigidez de entrepiso de cada elemento se designa por R_{ix} o R_{iy} . Se supone que éstas ya son conocidas (Capítulo 4 de este Manual).

El procedimiento de distribución de fuerzas sísmicas entre los elementos resistentes consiste en los siguientes pasos:

a) La fuerza horizontal aplicada en el centro de gravedad de cada nivel i se calcula de acuerdo a lo planteado en el Capítulo 4 de este Manual.

b) Se obtiene por equilibrio estático la línea de acción de la fuerza cortante sísmica en cada entrepiso, tanto para la dirección X como para la dirección Y que son las direcciones ortogonales paralelas a los sistemas resistentes.

FIG. 5.1 distribución de fuerzas sísmicas



5.1

tricidad que para cada muro o muro resulta más favorable de las anteriores. $\gamma = 0.11$ y $\gamma = 0.11$. Además la excentricidad de diseño en cada sentido no se tomará menor que la unidad. En los sismos y torsión se calcula para los entrepisos que se hallan abajo del que se considera sí se toma el momento torsionante del entrepiso menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que están arriba del considerado.

8.1.6. Sismo

8.8. Efectos bidireccionales

Los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento de terreno se combinarán tomando en cada dirección en que se analice la estructura el 100% de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30% de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que para cada caso resulten más desfavorable.

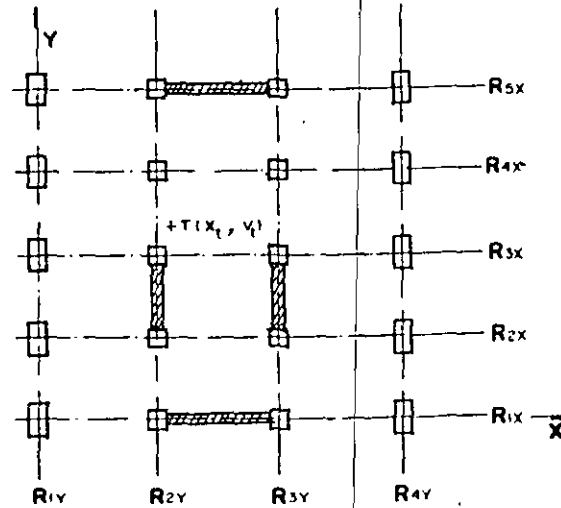


FIG. 5.2 ELEMENTOS RESISTENTES Y CENTROS DE TORSION.

c) Se determinan las rigideces de entrepiso de los elementos resistentes en las dos direcciones de análisis y en todos los entrepisos.

d) Se determina la posición del centro de torsión en cada entrepiso. Este es -

el punto por el que debe pasar la línea de acción de la fuerza cortante sísmica para que el movimiento relativo de los dos niveles consecutivos que limitan al entrepiso sea exclusivamente de traslación; si no cumple lo anterior se presentará torsión o rotación relativa entre dichos niveles.

Las expresiones para determinar la posición del centro de torsión son:

$$x_t = \frac{\sum (R_{iy} x_i)}{\sum R_{iy}} \quad (5.1)$$

$$y_t = \frac{\sum (R_{ix} y_i)}{\sum R_{ix}} \quad (5.2)$$

x_i, y_i : definen las coordenadas de los elementos resistentes.

e) La fuerza cortante en los elementos resistentes paralelos a la dirección X se obtiene al aplicar las siguientes expresiones:

5.1

$$V_{Dix} = \frac{\sum R_{jx} V_{ix}}{\sum R_{jx}} \quad (5.3)$$

$$V_{tix} = \frac{R_{jx} Y_{jt} M_t}{(\sum R_{jx} Y_{jt}^2 + \sum R_{jy} X_{jt}^2)} \quad (5.4)$$

La expresión (5.3) determina el efecto de la fuerza cortante aplicada en el centro de torsión y la expresión (5.4) el efecto debido a la torsión en el entrepiso.

Para los elementos resistentes en la dirección Y, el efecto de la torsión se valúa con la expresión 5.5

$$V_{tiy} = \frac{R_{jy} X_{jt} M_t}{(\sum R_{jx} Y_{jt}^2 + \sum R_{jy} X_{jt}^2)} \quad (5.5)$$

en las expresiones anteriores :

V_{ix}, V_{iy} fuerza cortante sísmica en el entrepiso i, considerado en las direcciones

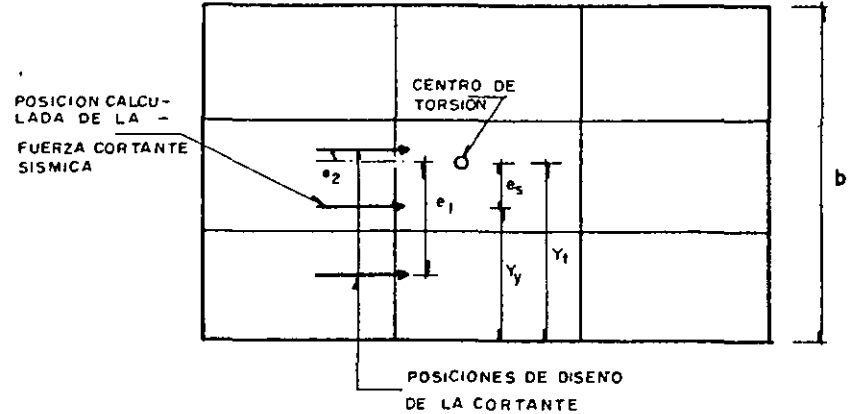


FIG. 5.3 POSICIONES DE LA FUERZA CORTANTE SISMICA PARA CALCULAR LOS MOMENTOS TORSIONANTES DE DISEÑO.

nes X y Y respectivamente.

X_{jt}, Y_{jt} distancias de los elementos resistentes con respecto al centro de torsión del entrepiso de interés.

M_t Momento torsionante en el entrepiso considerado, es igual al producto de la fuerza cortante del entrepiso multiplicada por la más desfavora-

ble de las siguientes excentricidades (según Sección 8.6 N.T.C.-Sismo), ver Fig. 5.3

$$e_{D1} = 1.5 e_s + 0.1 b \quad (5.6)$$

$$e_{D2} = e_s - 0.1 b \quad (5.7)$$

En las expresiones 5.6 y 5.7 e_s es la excentricidad calculada como la distancia entre la línea de acción de la cortante y el centro de torsión y b es la dimensión en planta del entrepiso medida perpendicularmente a la dirección del sismo. Además, la excentricidad de diseño en cada sentido no se tomará menor que la mitad del máximo valor de e_s calculado para los entrepisos que se hallan abajo del que se considera, ni se tomará el momento torsionante de ese entrepiso menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que están arriba del considerado.

f) De acuerdo con la Sección 8.8 de las N.T.C. de sismo se combinarán los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno tomando en cada dirección que se analice la estructura, el 100% de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30% de los efectos producidos por el sismo actuando en la dirección perpendicular y viceversa. Rige el mayor de los resultados.

EJEMPLO A.

Para ilustrar el procedimiento expuesto se hace la distribución de fuerzas sísmicas, valuadas en el Capítulo 4, en los elementos resistentes del edificio de la Fig. 2.7, para el entrepiso del Nivel 2. En la Tabla 5.1 se presentan en forma esquematizada las operaciones para la obtención de las fuerzas cortantes tanto para los elementos resistentes ubicados en la dirección X, como en la dirección Y.

	Sentido	V (Ton)	e _s (m)	b (m)	e ₁ = 1.5e _s + 0.1b (m)	e ₂ = e _s - 0.1b (m)	M _{t1} = Ve ₁ (Ton-m)	M _{t2} = Ve ₂ (Ton-m)
x		131.83	-0.30	13.00	-1.75	1.00	-230.70	131.83
y		115.72	-0.28	19.00	-2.32	1.62	-268.47	187.46

$x_v = 9.78 \text{ m}; x_t = 9.50$	$R_{jx} y_{jt}^2 + R_{jy} x_{jt}^2 = 16742.29$
$y_v = 6.64, y_t = 6.34$	

Eje	R _{jx}	Y _j	R _{jx} Y _j	Y _{jT}	R _{jx} Y _{jT}	R _{jx} Y _{jT} ²	Directo	Efecto de V Torsión ^x	Total	Efecto de V Torsión ^y	V _x + 0.3 V _y	0.3 V _x + V _y
A	89.0	0.00	0.00	-6.34	-564.26	3577.41	44.78	4.44	49.22	9.05	51.94	23.83
B	84.0	6.00	504.00	-0.34	-28.56	9.71	42.77	0.22	42.49	0.46	42.63	13.21
C	89.0	13.00	1157.00	6.66	592.74	3947.65	44.78	8.17	52.95	6.64	54.94	22.53
SUMS	262		1661			7534.77						

RIGE

$y_t = \frac{1661}{262} = 6.34$

Eje	R _{jy}	X _j	R _{jy} X _j	X _{jT}	R _{jy} X _{jT}	R _{jy} X _{jT} ²	Directo	Efecto de V Torsión ^y	Total	Efecto de V Torsión ^x	V _y + 0.3V _x	0.3 V _y + V _x
1	47.5	0.00	0.00	-9.50	-451.25	4286.88	27.99	5.05	33.04	6.22	34.91	16.13
2	50.7	7.00	354.90	-2.50	-126.75	316.88	29.87	1.42	31.29	1.75	31.82	11.14
3	50.7	12.00	608.40	2.50	126.75	316.88	29.87	2.03	31.90	1.00	32.20	10.39
4	47.5	19.00	902.50	9.50	451.25	4286.88	27.99	7.24	35.23	3.55	36.30	14.12
SUMS	196.4		1865.80			9207.52						

RIGE

$x_t = \frac{1865.80}{196.40} = 9.50$

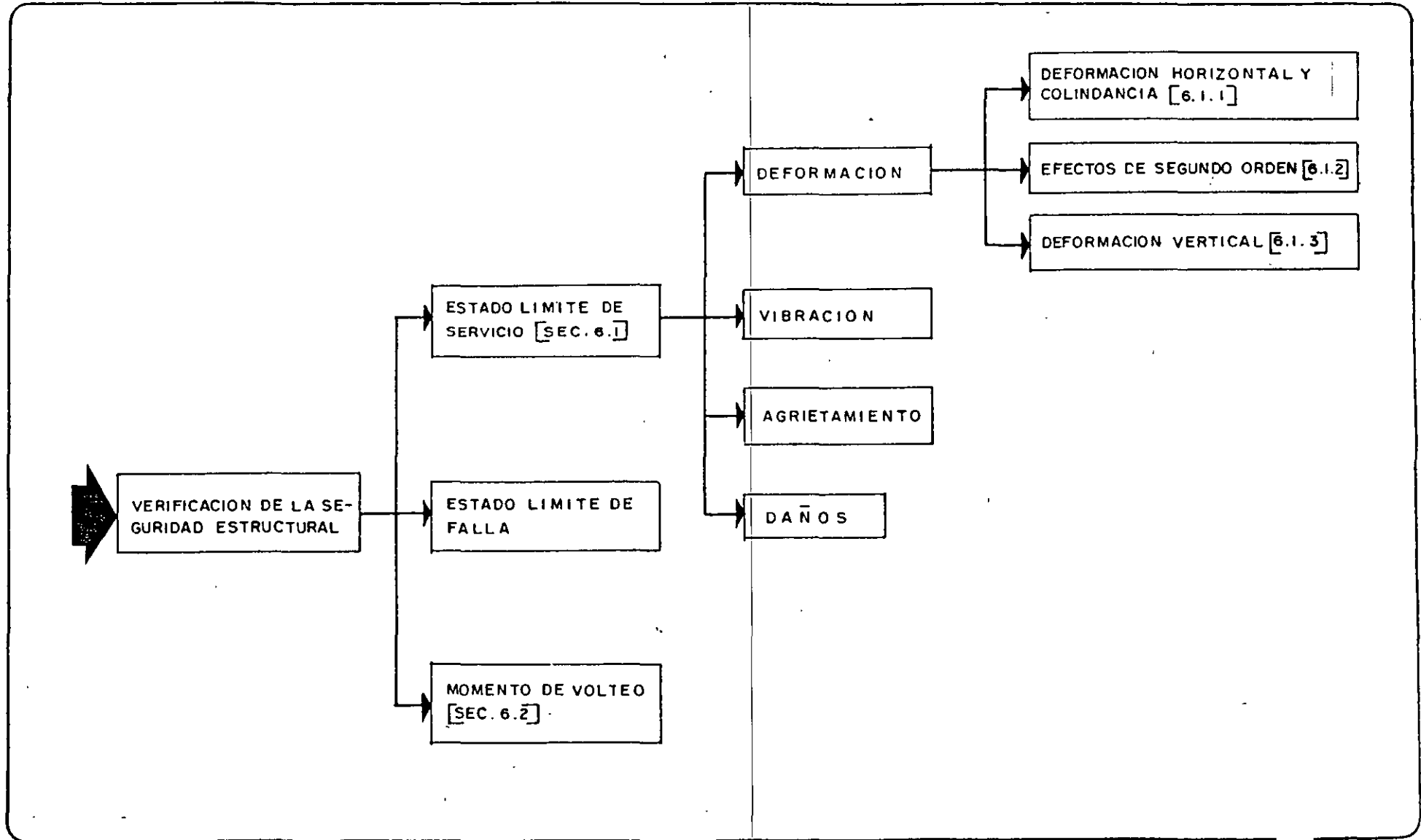
TABLA 5.1. DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS EN ELEMENTOS RESISTENTES.

Se revisó que la excentricidad de diseño no se tomara menor que la mitad del máximo valor de e_s calculado para los entrepisos que se hallan abajo del que se analiza, ni que se tomara el momento torsionante de ese entrepiso menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que están arriba del considerado, en el análisis se cumple con ambos requisitos.

Como se tomó $Q=2$ no hay que revisar que la posición del centro de resistencias cumple con lo establecido para los casos de $Q=3$ ó 4 .

6. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL

6. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL



6.1 estado límite de servicio

R.C.D.F.

ARTICULO 182. Toda estructura y cada una de sus partes deberán diseñarse para cumplir con los requisitos siguientes:

- I. Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida esperada.
- II. No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación.

El cumplimiento de estos requisitos se comprobará con los procedimientos establecidos en este Capítulo.

ARTICULO 183. Se considerará como estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura, o de cualesquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

Las Normas Técnicas Complementarias establecerán los estados límite de falla más importantes para cada material de la estructura.

ARTICULO 184. Se considerará como estado límite de servicio la ocurrencia de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la construcción, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.

En las construcciones comunes, la revisión de los estados límite de deformaciones se considerará cumplida si se comprueba que no exceder los valores siguientes:

I. Una flecha vertical, incluyendo los efectos a largo plazo, igual al claro entre 240, más 0.5 cm. Además, para miembros cuyas deformaciones afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar deformaciones apreciables, se considerará como estado límite una flecha medida después de la colocación de los elementos no estructurales, igual al claro entre 480, más 0.3 cm. Para elementos en voladizo, los límites anteriores se multiplicarán por dos, y

II. Una deflexión horizontal entre dos niveles sucesivos de la estructura, igual a la altura de entrepiso, entre 500 para estructuras que tengan ligados elementos no estructurales que puedan dañarse con pequeñas deformaciones, es igual a la altura de entrepiso, entre 250 para otros casos; para diseño sísmico se observará lo dispuesto en los artículos 209 a 211 de este Reglamento.

Se observará además, lo que dispongan las Normas Técnicas Complementarias relativas a los distintos tipos de estructuras.

Adicionalmente, se respetarán los estados límite de servicio de la cimentación, y los relativos a diseño sísmico, especificados en los Capítulos respectivos de este Título.

6.1. ESTADO LIMITE DE SERVICIO.

En el art. 182 se pide que toda estructura no rebase los estados límite de falla y servicio. Se verifica el estado límite de falla en las Normas Técnicas Complementarias correspondientes conforme a lo establecido.

El art. 184 del R.C.D.F. dá los criterios para que las estructuras no sobrepasen los estados límite de servicio en deformaciones, agrietamiento, vibraciones o daños.

La revisión del estado límite de deformaciones está enfocada desde el punto de vista de probabilidad de ocurrencia. La limitación para estructuras comunes está en el Art. 184. I, II, en flecha vertical y flecha horizontal.

5.1.1. estado límite de deformación horizontal

R.C.D.F.

ARTICULO 209.—Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a las fuerzas cortantes horizontales, calculadas con algunos de los métodos de análisis sísmico mencionados en el artículo 203 de este Reglamento, no excederán a 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que los elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como los muros de mampostería, estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por las deformaciones de ésta. En tal caso, el límite en cuestión será de 0.012.

El cálculo de deformaciones laterales podrá omitirse cuando se aplique el método simplificado de análisis sísmico.

ARTICULO 210.—En fachadas tanto interiores como exteriores, la colocación de los vidrios en los marcos o la liga de éstos con la estructura serán tales que las deformaciones de ésta no afecten a los vidrios. La holgura que debe dejarse entre vidrios y marcos o entre éstos y la estructura se especificará en las Normas Técnicas Complementarias.

ARTICULO 211.—Toda construcción deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos una distancia no menor de 5 cm ni menor que el desplazamiento horizontal calculado para el nivel de que se trate. El desplazamiento horizontal calculado se obtendrá con las fuerzas sísmicas reducidas según los criterios que fijan las Normas Técnicas Complementarias y se multiplicará por el factor de comportamiento sísmico marcado por dichas Normas, aumentado en 0.001, 0.003 o 0.006 de la altura de dicho nivel sobre el terreno en las zonas I, II o III, respectivamente.

Si se emplea el método simplificado de análisis sísmico, la separación mencionada no será, en ningún nivel, menor de 5 cm ni menor de la altura del nivel sobre el terreno multiplicada por 0.007, 0.009 o 0.012 según que la construcción se halle en la zona I, II o III, respectivamente.

La separación entre cuerpos de un mismo edificio o entre edificios adyacentes será cuando menos igual a la suma de las que de acuerdo con los párrafos precedentes corresponden a cada uno.

Se anotarán en los planos arquitectónicos y en los estructurales las separaciones que deben dejarse en los linderos y entre cuerpos de un mismo edificio.

Los espacios entre construcciones colindantes y entre cuerpos de un mismo edificio deben quedar libres de todo material. Si se usan tapajuntas, éstas deben permitir los desplazamientos relativos tanto en su plano como perpendicularmente a él.

6.1.1. ESTADO LIMITE DE DEFORMACION.

Para diseño sísmico la revisión -- del estado límite de deformación horizontal se encuentra en los Art. 209 a 211 del Reglamento.

En el art. 211 se revisa explícitamente la separación del edificio con sus linderos, para evitar el problema de choque de edificios, por lo que ésta limitación es válida también para juntas sísmicas de construcción en edificios construidos en un mismo lote. En este caso, la separación entre construcciones debe ser la suma de los desplazamientos máximos permisibles de cada uno de ellos, pero no menor de 10 cm, ver el diagrama de la Fig. 6.1.

La revisión numérica del cálculo de desplazamientos horizontales se encuentra en las Tablas 6.1 y 6.2, para los ejemplos A y D respectivamente, encontrándose que en ambos casos se cumple con la especificación del reglamento.

TABLA 6.1 REVISION DE DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES PARA EL EDIFICIO DEL EJEMPLO A.

NIVEL	DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO CALCULADOS MULTIPLICADOS POR Q	DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISOS CONSECUTIVOS PERMISIBLES
	(cm)	(0.006 h_f) (cm)
5	0.44	1.80
4	0.73	1.80
3	1.00	1.80
2	1.20	1.80
1	1.80	2.40

TABLA 6.2 REVISION DE DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES PARA EL EDIFICIO DEL EJEMPLO D.

NIVEL	DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO CALCULADOS MULTIPLICADOS POR Q	DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISOS CONSECUTIVOS PERMISIBLES
	(cm)	(0.012 h_f) (cm)
5	0.94	3.60
4	1.62	3.60
3	2.24	3.60
2	2.66	3.60
1	2.92	4.80

6.1.2 efectos de segundo orden

N.T.C.-Sismo

8.7 Efectos de segundo orden

Deberán tenerse en cuenta explícitamente en el análisis los efectos de segundo orden, esto es, los momentos y cortantes adicionales provocados por las cargas verticales al obrar en la estructura desplazada lateralmente, en toda estructura en que la diferencia en desplazamientos laterales entre dos niveles consecutivos, dividida entre la diferencia de alturas correspondiente, exceda de $0.08V/W$ entre cada par de niveles consecutivos, siendo V la fuerza cortante calculada y W el peso de la construcción incluyendo cargas muertas y vivas que obra encima de la elevación que se considera.

6.1.2. EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN.

Cuando los efectos de segundo orden sean importantes, 8.7 N.T.C.-Sismo, se deberán incluir explícitamente en el análisis, ver diagrama de la Fig. 6.1.

En la Tabla 6.3 se ilustra la revisión del efecto de segundo orden para el edificio del ejemplo D, Fig. 2.10

El resultado obtenido en la Tabla cumple en todos los pisos con lo pedido por el Reglamento no siendo necesario volver a efectuar el análisis considerando este efecto.

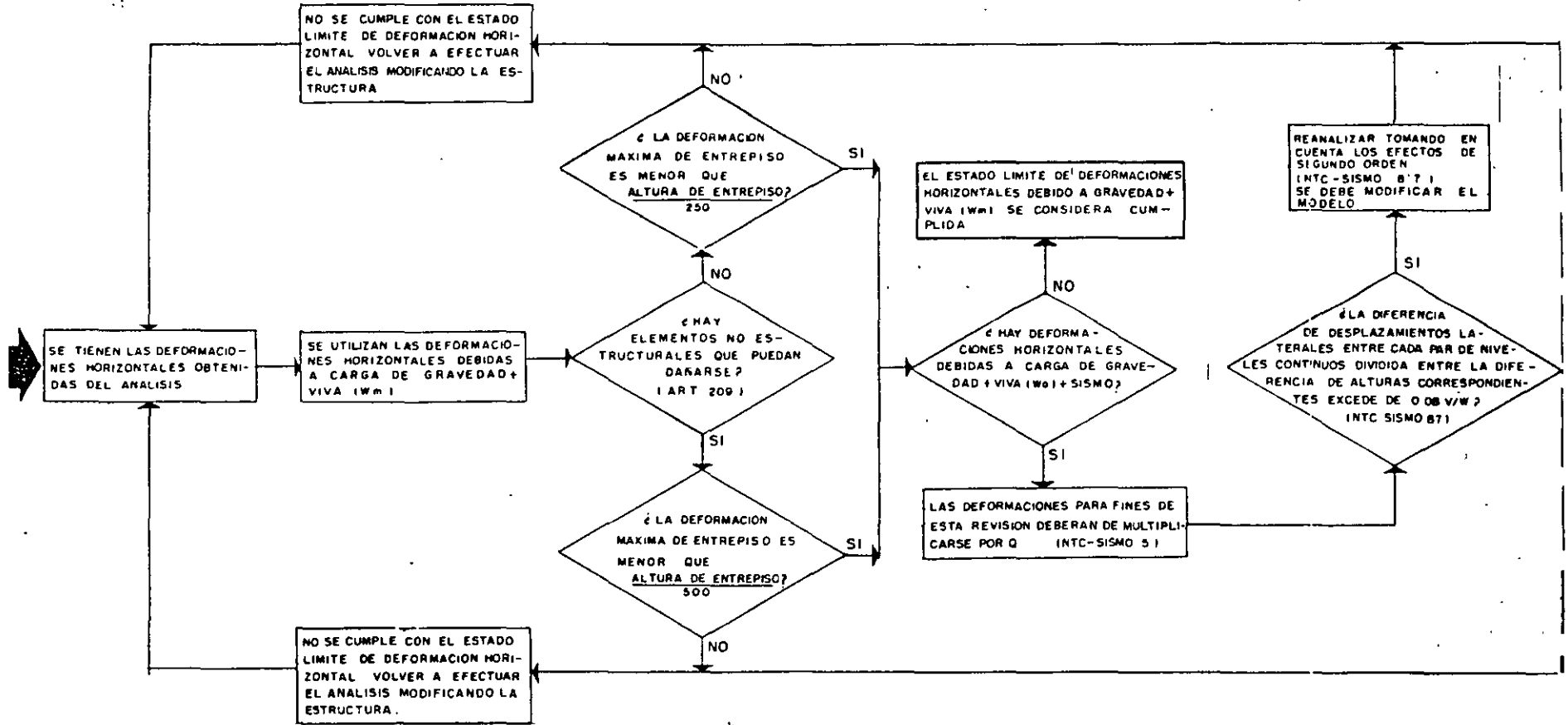
TABLA 6.3 REVISIÓN DEL EFECTO DE SEGUNDO ORDEN
EJEMPLO D.

NIVEL	h cm	$X_1 = d_1 Q$ (ca)	X_1/h	V (Ton)	V (Ton)	$0.08V/W$
5	300	0.94	0.0031	237	96.40	0.0325
4	300	1.62	0.0054	531	197.22	0.0297
3	300	2.24	0.0075	825	279.37	0.0271
2	300	2.66	0.0089	1119	338.81	0.0242
1	400	2.92	0.0073	1413	371.32	0.0210

FIG. 6.1

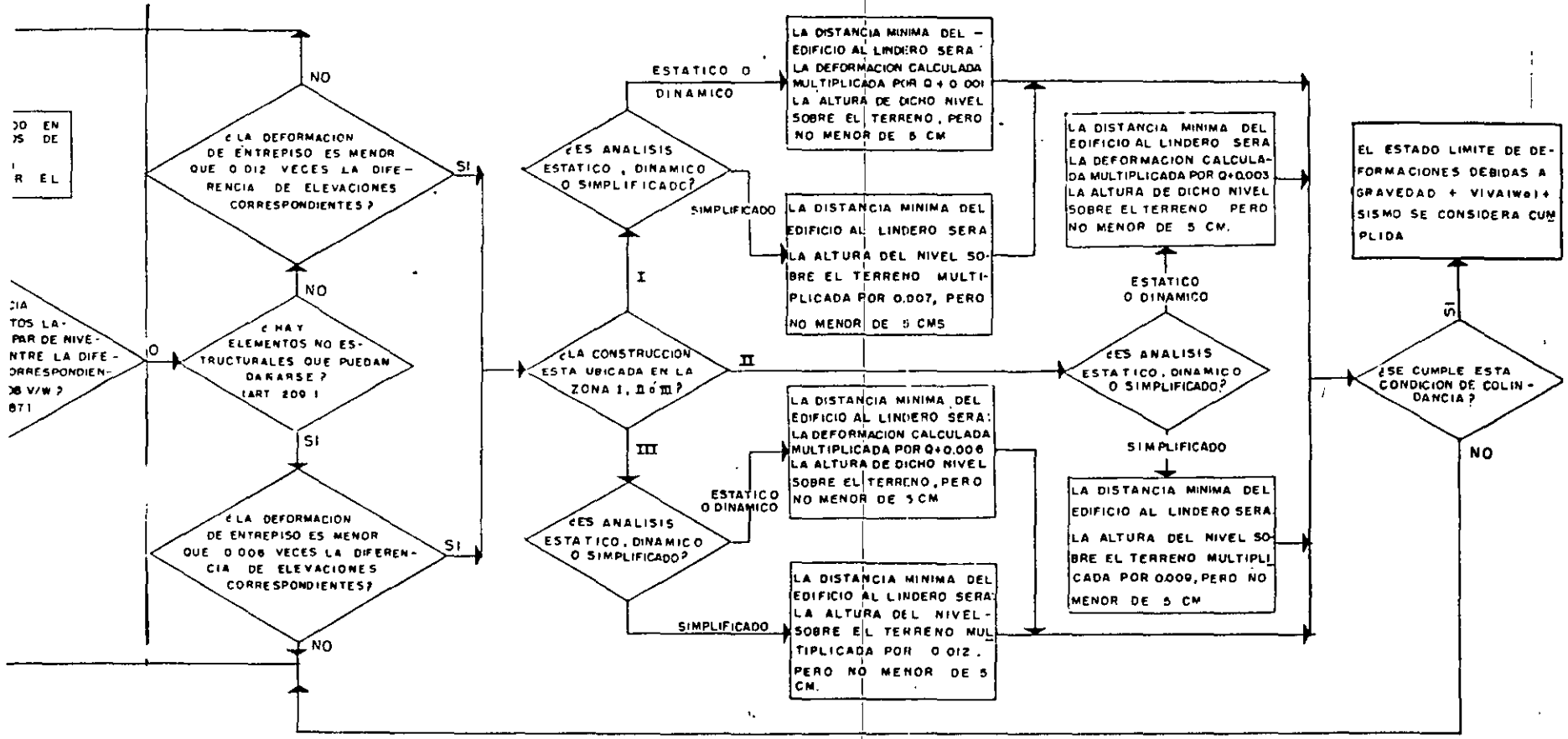
cálculo del estado limite de deformación horizontal y colindancia mínima

60



DO EN
YS DE
R EL

¿HAY
TOS LA-
PAR DE NIVE-
NTRE LA DIFE-
CORRESPONDIENTES-
V/W ?
BT1



6.1.3

ESTADO LIMITE DE DEFORMACION VERTICAL

R. C. D. F.

ARTICULO 184. -- Se considerara como estado limite de servicio la ocurrencia de deformaciones, agrietamiento, vibraciones o danos que alteren el correcto funcionamiento de la construcción, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.

En las construcciones comunes, la revision de los estados limite de deformaciones se considerara cumplida si se comprueba que no exceden los valores siguientes:

I. -- Una flecha vertical, incluyendo los efectos a largo plazo igual al claro entre 200 mas 0.5 cm. Además, para muros y vigas, cuyas deformaciones afecten a elementos estructurales como muros de mampostería que no se colapsen, las deformaciones apreciables se considerara como estado limite una flecha medida desde la colocación de los elementos no estructurales igual al claro entre 400 mas 0.3 cm. Para elementos en voladizo los limites anteriores se multiplicaran por dos y para los muros de mampostería por tres.

II. -- Una deflexión horizontal en los nudos sucesivos de la estructura, igual a la altura de entrepiso entre 500 para estructuras que tengan muros de elementos no estructurales que puedan dañarse con pequeñas deformaciones e igual a la altura de entrepiso entre 250 para otros casos para diseño sísmico se observara lo dispuesto en los artículos 209 a 211 de este Reglamento.

Se observara además lo que dispongan las Normas Técnicas Complementarias relativas a los distintos tipos de estructuras.

Adicionalmente se respetaran los estados limite de servicio de la cimentación y los relativos a diseño sísmico especificados en los Capítulos respectivos de este Título.

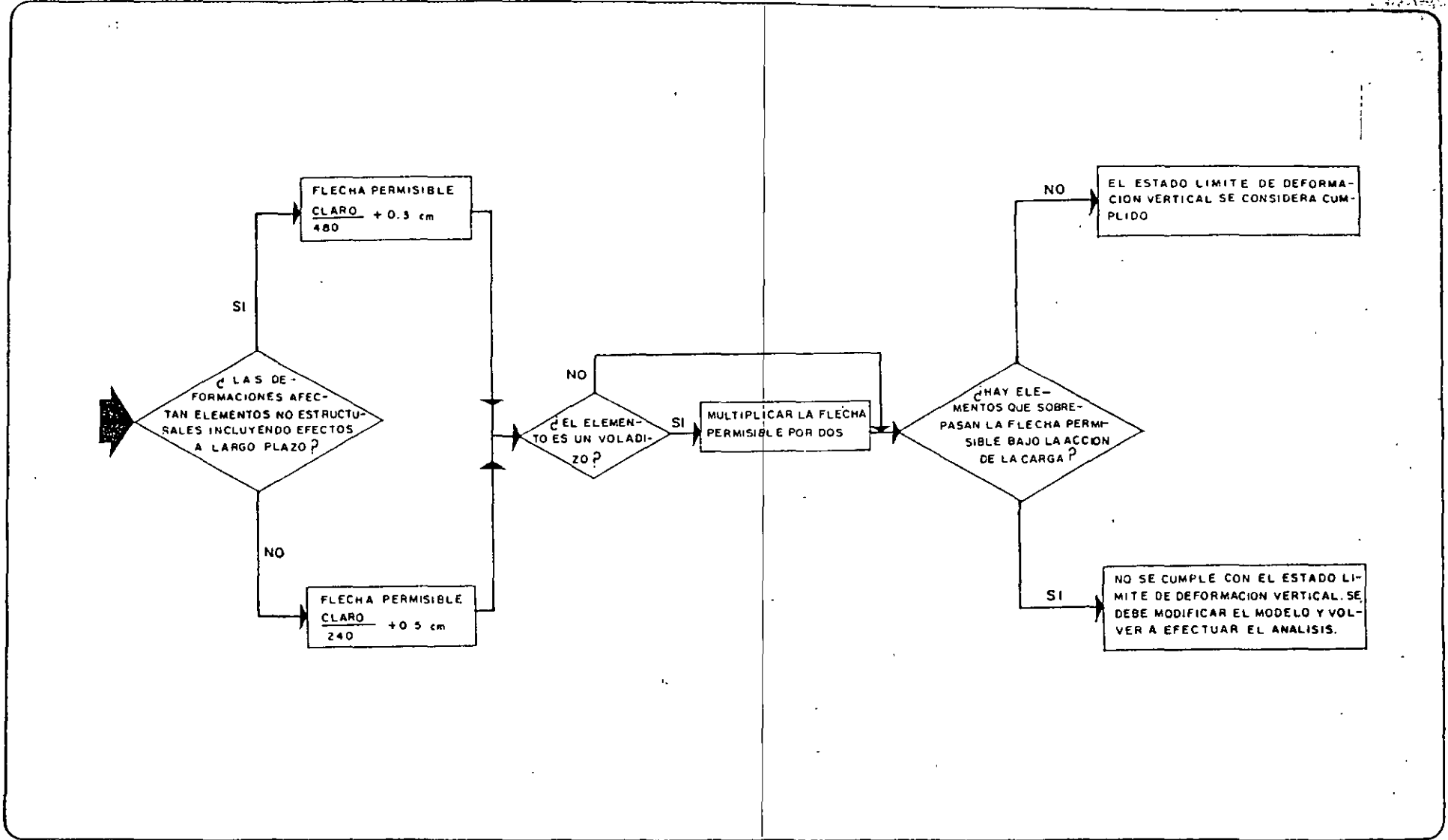
6.1.3. ESTADO LIMITE DE DEFORMACION VERTICAL.

Para deflexiones verticales el Reglamento marca limites dependiendo de si afecta o no elementos estructurales. Art. -- 184, I. En los materiales cuya deformación es función del tiempo se deberán de considerar los efectos a largo plazo, éstos se encuentran dados en las Normas Técnicas Complementarias correspondientes y se deberá consultarlas siempre que se revisen las deformaciones.

Los requisitos dados por el Reglamento estan sintetizados en la Fig. 6.2.

FIG. 6.2

cálculo del estado límite de deformación vertical



6.2 momento de volteo

N.T.C. - Sismo

8.5. Momento de volteo

El momento de volteo para cada marco o grupo de elementos resistentes en un nivel dado podrá reducirse, tomándolo igual al calculado multiplicado por $0.8 + 0.2z$ (siendo z la relación entre la altura a la que se calcula el factor reductor por momento de volteo y la altura total de la construcción), pero no menor que el producto de la fuerza cortante en el nivel en cuestión multiplicada por su distancia al centro de gravedad de la parte de la estructura que se encuentre por encima de dicho nivel. En péndulos invertidos no se permite reducción de momento de volteo.

6.2. MOMENTO DE VOLTEO.

Se deberá calcular el momento de volteo como parte del análisis, N.T.C. Sismo Sección 8.5, el Reglamento permite su reducción dentro de ciertos límites. No hay reducción para péndulos invertidos. La sistematización se muestra en el diagrama de la Fig. 6.3.

Para mostrar el cálculo del momento de volteo (Tabla 6.4), se usa el edificio del Ejemplo D presentado en la Sección 6 del Capítulo 2 de este Manual.

En todos los casos el momento reducido, jM_v , es menor que el producto de la fuerza cortante en el nivel en cuestión multiplicada por su distancia al centro de gravedad de la parte de la estructura que se encuentra por encima de este nivel, por lo que el valor de VY_g rige sobre jM_v para el diseño en todos los niveles.

TLABLA 6.4 CALCULO DEL MOMENTO DE VOLTEO PARA EL EDIFICIO DEL EJEMPLO D.

NIVEL	h _n (m)	ENTREPISO	h (m)	M (Ton)	V (Ton)	M _v (Ton-m)	Z	J=0.8 + 0.2 Z	jM _v (Ton-m)	V _g (m)	VY _g (Ton-m)
5	3.0	5	16	237	96.40	0	1	1.00	0.00	0.00	0.00
4	3.0	4	13	294	197.22	289.20	0.8125	0.96	277.63	3.00	289.20
3	3.0	3	10	294	279.37	880.86	0.6250	0.93	819.20	4.34	855.93
2	3.0	2	7	294	338.81	1718.97	0.4375	0.89	1529.88	5.79	1617.55
1	4.0	1	4	294	371.32	2735.49	0.2500	0.85	2325.09	7.27	2463.15
0						4220.68	0.00	0.80	3376.54	9.76	3624.08

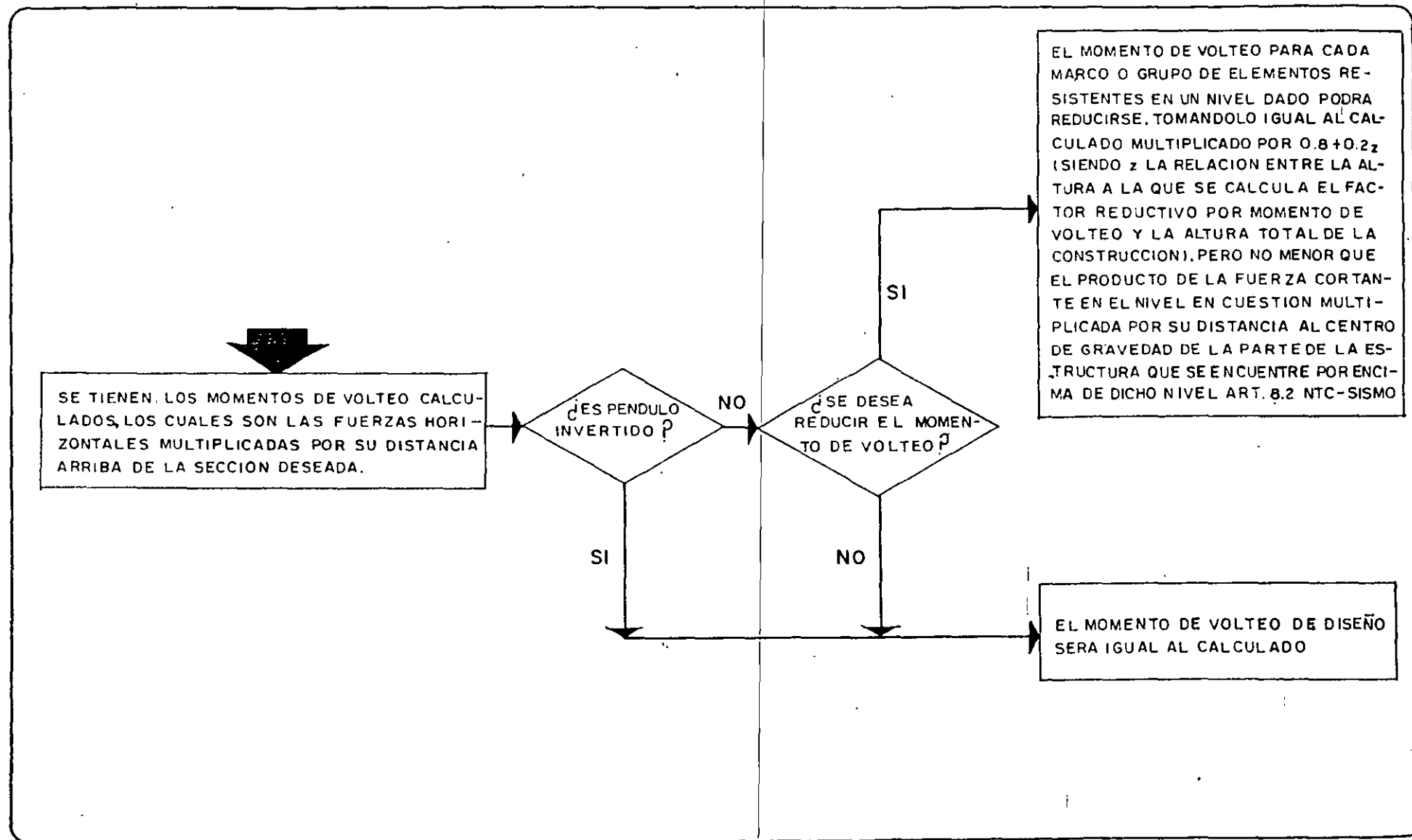
Para el nivel 3:

$$y_g = \frac{237 \times 6 + 294 \times 3}{237 + 294} = 4.34 \text{ m.}$$

Para el nivel 2:

$$y_g = \frac{237 \times 9 + 294 \times 6 + 294 \times 3}{237 + 294 + 294} = 5.79 \text{ m.}$$

FIG. 6.3 obtención del momento de volteo



REFERENCIAS.

- 3.1. Meli, R. "Seguridad Estructural de las Construcciones".
Revista IMCYC, Vol. 25, Núm. 198 Noviembre 1987.
- 4.1. Aranda, R y Rascón, O (1986), "An improved method for seismic analysis of buildings irregular in elevation".
Proceedings of the 8th European Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3, 6.6/9-6.6/16, Lisboa, Portugal.
- 4.2. Cruz, E F y Chopra, AK (1986) "Simplified procedures for earthquake analysis of buildings"
Journal of Structural Engineering. ASCE, Vol 112, No. 3, 461-480.
- 4.3. Newmark, N M y Rosenblueth, E (1971) Fundamentals of Earthquake Engineering,
Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J.
- 4.4. Esteva L. "Design: General", Cap. 3 en Design of Earthquake resistant Structures", Ed.
E. Rosenblueth, John Wiley & Sons, N.Y. - Toronto (1980).
- 4.5. Rosenblueth, E. "Seismic design requirements in a mexican 1976 code, Earthquake Engineering and Structural
Dynamics, Vol. 7 (1979)
- 4.6. Villaverde, R. Newmark, N.M., "Seismic response of light attachments to buildings", Civil Engineering
Studies, Structural Research Series No. 469, Universidad de Illinois, Urbana, Illinois, (Feb. 1980).
- 4.7. Rascón, O.A. y Villareal, A., "Estudio estadístico de los criterios para estimar la respuesta sísmica de
sistemas lineales con dos grados de libertad", Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., 323 (Oct. 1974).

IMPRESO POR
EDITORIA E IMPRESORA INTERNACIONAL, S. A. de C. V.
Czda. AGUILAS 550, MEXICO, D. F., CP 01710
TIRO 1000 EJEMPLARES

Prohibida la reproducción, total
ó parcial sin la autorización por escrito del
Departamento del Distrito Federal



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**XXIV CURSO INTERNACIONAL
DE INGENIERÍA SÍSMICA**

MODULO IV:

DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA :

**STRENGTHENING CONCRETE WITH
CARBON - FIBER REINFORCEMENT**

**PRESENTADO POR: DR. EDUARDO MIRANDA MIJARES
SEPTIEMBRE 1998**

Strengthening concrete with carbon-fiber reinforcement

This emerging technology can solve many structural problems, but it's not a cure-all for concrete deterioration

By Jay Thomas and Thomas Kline

Concrete, the most versatile of construction materials, is strong in compression, but weak in tension. Which is to say, it's hard to crush, but easy to pull apart. The tensile strength of concrete is, on average, only about 8% to 12% of its compressive strength.

To compensate for concrete's low tensile strength, concrete members often contain steel reinforcement to carry tensile loads. Sometimes, however, existing concrete members are not adequately reinforced to meet the demands of their current service conditions. This can occur for several reasons:

- The member was improperly designed or constructed.
- The member will be subjected to greater loads than were anticipated during original design.
- The potential for earthquake damage demands increased strength (seismic retrofit).
- Deterioration has resulted in reduced load-carrying capacity. For example, excessive corrosion can result in a significant reduction of reinforcing steel cross section.

Conventional methods for strengthening existing concrete, such as member enlargement, adhesive bonded ties, and external post-tensioning, have been used successfully for many years. However, these techniques can

be costly and time-consuming and, in some cases, may be impossible to execute because the additional dead load or space required cannot be accommodated. Fortunately, an alternative to conventional strengthening methods that can solve some of these problems has emerged recently on the United States concrete repair market: carbon-fiber reinforcement.

Carbon-fiber sheet composites should not be used to confine, arrest, or neutralize the effect of corroded reinforcing steel.

What is carbon-fiber reinforcement?

Carbon fibers are manufactured by oxidizing organic polymer fibers (usually polyacrylonitrile or liquid crystalline pitches), leaving only a carbonaceous material in which the carbon atoms have aligned themselves along the length of the original fibers. These extremely thin fibers are aligned in strands, or "tows." Containing 3,000 to 12,000 carbon filaments, tows are only as thick as a human hair.

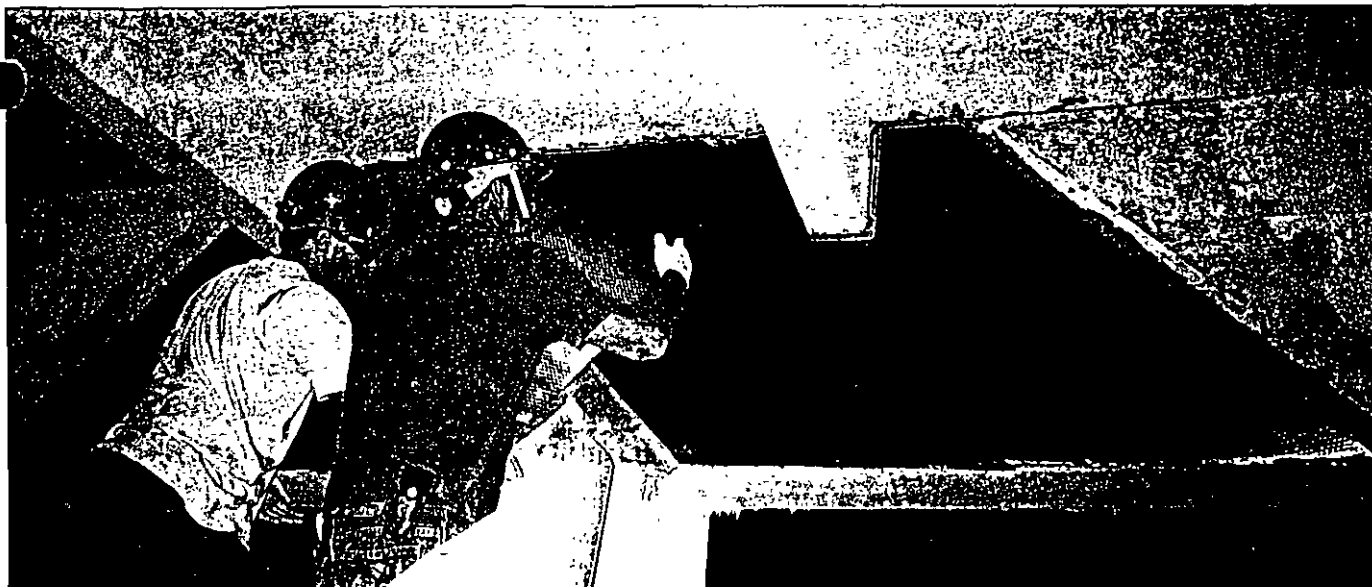
Despite their size and low weight, carbon fibers have very high tensile strengths. For example, a 0.0065-inch-thick sheet of carbon fiber weighing less than one ounce per square foot has a flexural capacity equal to 1/8-inch-thick steel plate.

Commercial applications of carbon-fiber reinforcement began in the 1960s in the aircraft and aerospace industries. Borrowing from these high-tech industries, sports equipment manufacturers used carbon fiber in products ranging from race car bodies and bicycle frames to tennis rackets. All these applications incorporate carbon fiber into a polymer resin matrix.

Other applications include combining continuous carbon-fiber tows with polymer resins and different metals to extrude structural shapes such as reinforcing bars and post-tensioning cables, angles, channels, and I-beams. Carbon fibers also can be chopped up and randomly distributed in a polymer resin matrix to make fasteners, gratings, and vessel liners.

Concrete strengthening applications

One major event that drove carbon-fiber technology development for concrete strengthening applications occurred in Japan in the 1980s. After the government mandated an upgrade of over-the-road capacity, a review of bridges revealed that many



Structural Preservation Systems Inc.

Workers apply carbon-fiber reinforcement to strengthen a beam suffering from excessive shear stresses near a supporting column.

needed strengthening. Recognizing a fundamental need for new technology, Japan formed a cooperative between manufacturers, engineering firms, and government agencies to develop potential repair techniques.

One of the primary solutions considered was to use carbon-fiber sheets in a manner similar to adhesive-bonded steel plates. The acceptance of this repair approach is reflected in the fact that more than 1,000 carbon-fiber sheet strengthening projects

have been performed in Japan. As a result of the Kobe Earthquake of 1995, millions of square feet have been installed.

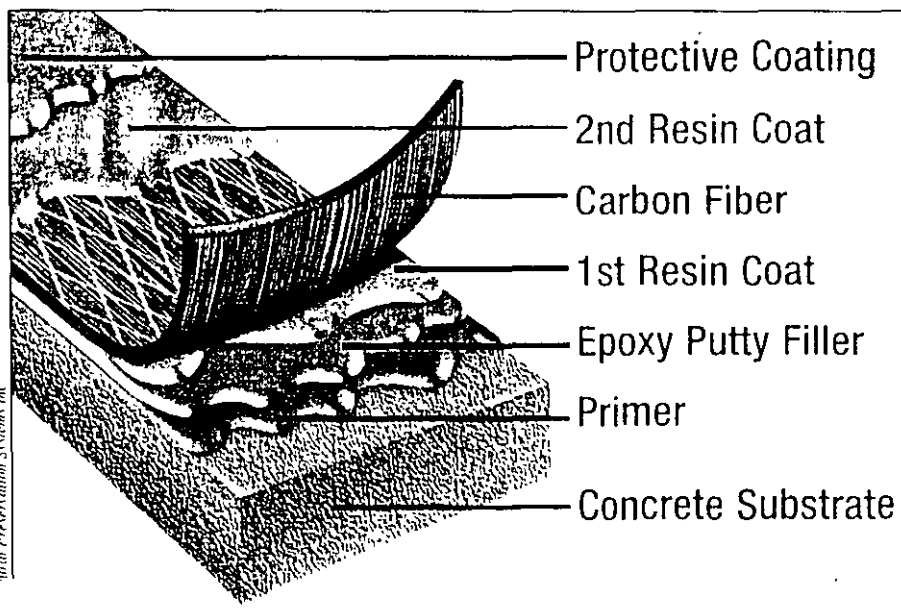
Carbon-fiber sheet strengthening and bonded plates are very similar—both are external load-carrying tension members adhered to concrete with epoxy resins and are used to reduce stress in embedded reinforcing steel. Carbon-fiber composite technology combines plate bonding technology with another accepted and well-known

technology, laminate coatings:

Carbon-fiber sheet strengthening=
Plate bonding
(Composite strengthening by bonding
a structural/tensile component)
+
Laminate coating
(Strengthening of a bonded
coating/lining with a fabric material)

For concrete strengthening applications, the most common carbon-fiber products come in 20-inch-wide rolls of continuous fiber that are lightly adhered to a paper backing. Products are available in which the carbon fibers are aligned in only one direction or are oriented in more than one direction by weaving the tows. Also, 1/2-inch-wide carbon-fiber tape is available where specific positioning of a small amount of carbon fiber is required. Sheets that are preimpregnated with epoxy are available, but they are better suited for use in controlled environments, such as enclosed precast plants, than at remote project sites.

Although carbon-fiber sheets are expensive, their ease of installation can save 25% to 50% in labor, more than compensating for the high material cost. Carbon-fiber composites have a modulus that is compatible with reinforcing steel (and concrete) and exhibit low creep and elongation. And, in addition to being lighter and thinner than steel, carbon-fiber sheets



Structural Preservation Systems Inc.

The application sequence of carbon-fiber composites is the same as that used for laminate coatings.

PROPERTIES OF FORCA TOW SHEET

TYPE	CARBON FIBER TOW SHEET			GLASS FIBER
	FTS C1-20	FTS C1-30	FTS C5-30	FTS GE-30
GRADE				
FIBER	HIGH TENSILE CARBON	HIGH TENSILE CARBON	HIGH MODULUS CARBON	E-GLASS
FIBER DENSITY, g/cm ³	1.82	1.82	1.82	2.55
FIBER AREAL WEIGHT, g/m ²	200	300	300	300
SHEET WIDTH, cm (in)	50 (20)	50 (20)	50 (20)	50 (20)
TENSILE STRENGTH				
kg/cm of sheet width	390	590	500	180
kips/inch of sheet width	2.2	3.3	2.8	1.0
TENSILE MODULUS				
kg/cm of sheet width	25900	38800	62700	8700
kips/inch of sheet width	145	220	350	49
DESIGN THICKNESS				
cm/ply (Note 1)	0.011	0.0165	0.0165	0.0118
inch/ply (Note 1)	0.0043	0.0065	0.0065	0.0047
TENSILE STRENGTH FOR DESIGN (Note 2)				
kg/cm ²	35500	35500	30000	15500
kips/in ² (ksi)	505	505	427	220
TENSILE MODULUS FOR DESIGN (Note 2)				
kg/cm ²	2.35E+06	2.35E+06	3.80E+06	0.74E+06
10 ³ kips/in ² (Msi)	33	33	54	10
ULTIMATE ELONGATION, %	1.5	1.5	0.8	2.1

Note 1 The design thickness is defined as the calculated total cross sectional area of fibers per single ply and is used for design purposes. Refer to " Design Procedure " in this Technical Manual. From experience, actual Tow Sheet cured ply thickness averages 0.024 to 0.039 inches (0.6 to 1.0 mm.)

Note 2 The tensile strength and modulus for design are derived from the tensile strength and modulus divided by the design thickness. Refer to Design Procedure in this Technical Manual.

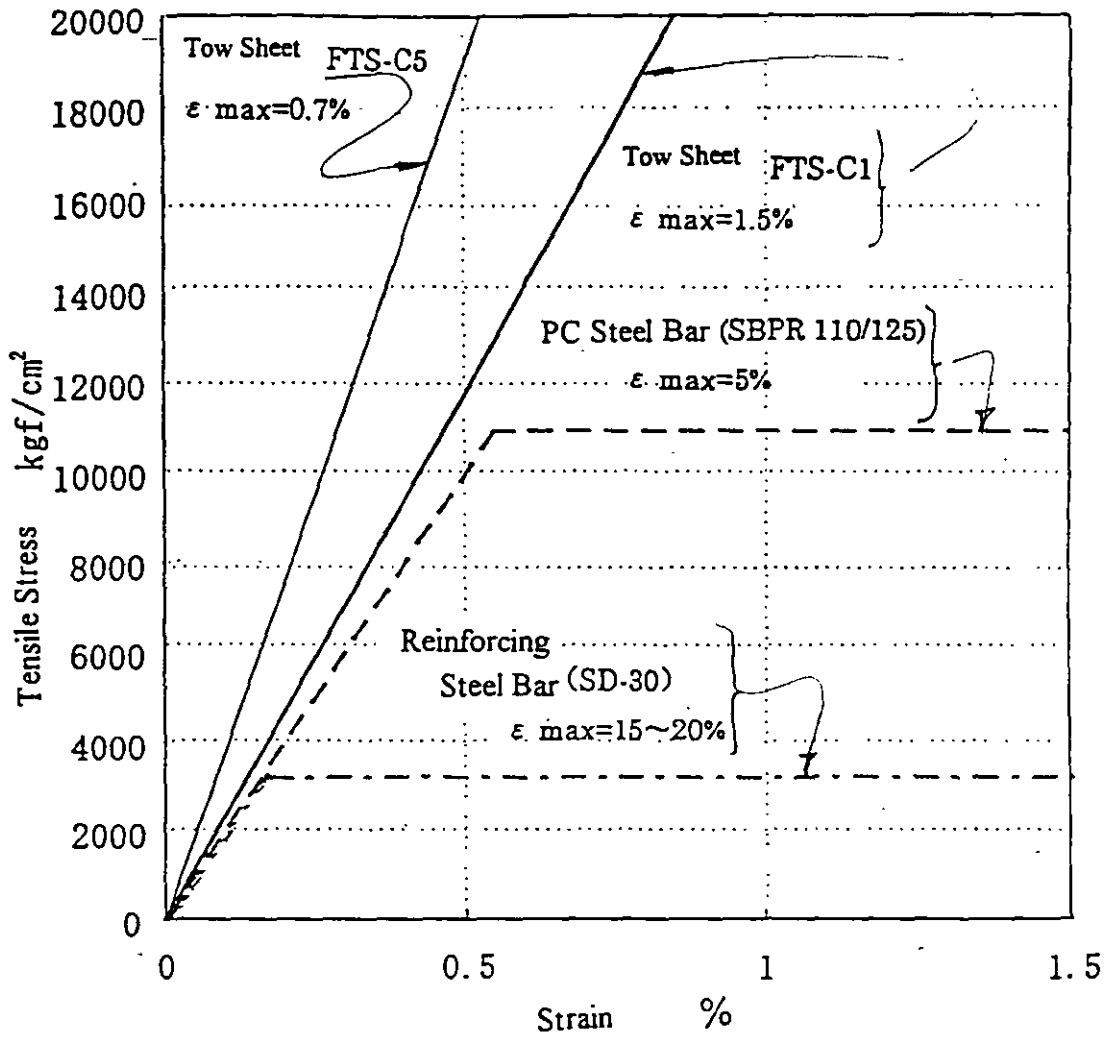
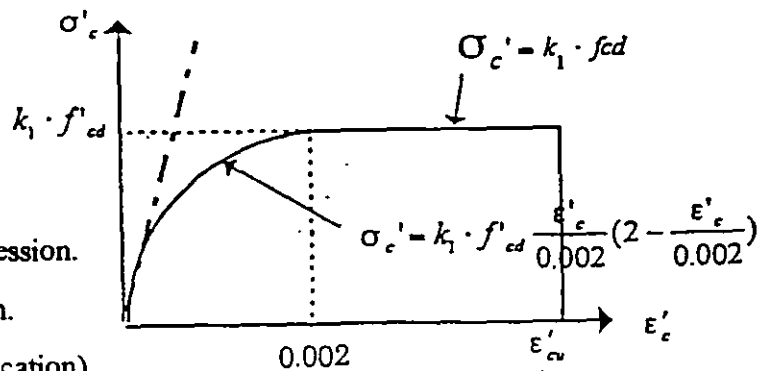


Fig. 6 Stress - Strain Curve of Tow Sheet,
PC Steel Bar and Reinforcing Steel Bar (For use in design)

$$\epsilon'_{cu} = 0.0035$$

$$k_1 = 0.85$$



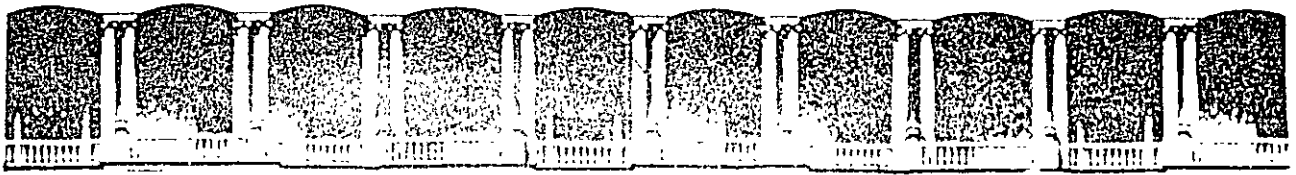
f_{cd} : Design criteria strength

K_1 : $K_1 = 0.85$ in the case of bending compression.

$K_1 = 1.00$ in the case of bending tension.

(In accordance with Japanese concrete specification)

Figure 7. Stress - Distortion curves for concrete (For critical state design)



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**XXIV CURSO INTERNACIONAL
DE INGENIERÍA SÍSMICA**

MODULO IV:

DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA :

**DISEÑO SÍSMICO DE UNA EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO
DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO
ESTRUCTURACIÓN
DIMENSIONAMIENTO (DISEÑO PRELIMINAR)
ANÁLISIS ESTRUCTURAL
DISEÑO INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA**

**PRESENTADO POR: ING. OSCAR DE LA TORRE RANGEL
AGOSTO 1998**

1. DESCRIPCION DEL EDIFICIO

- Centro de Salud: Grupo A
- Seis pisos más un sótano
- Altura de entrepiso: sótano y planta baja: 4.5 m
resto: 3.6 m
- Area total construída: 5440 m² (7 niveles)
- Zona III, D.F.
- Ver planta anexa

2. ESTRUCTURACION

a) Material

Concreto reforzado: economía

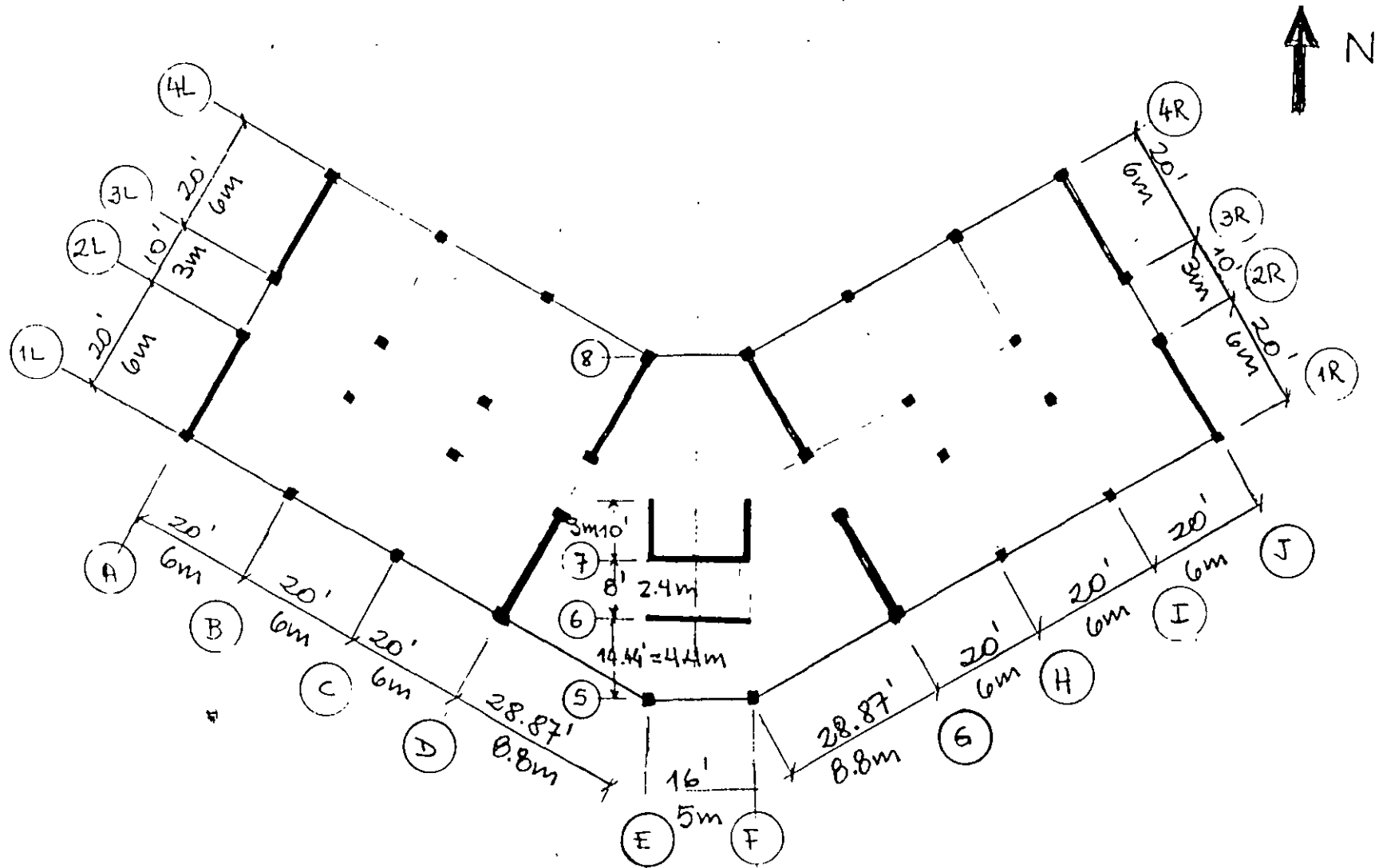
- + resistencia de diseño del concreto a la compresión: $f_c' = 300 \text{ kg/cm}^2$: clase 1
- + resistencia de fluencia del acero: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

b) Estructuración

- marcos dúctiles: RDF, Q = 4
- muros, Q = 3
- marcos-muros, Q = 3 **

Sistema resistente de fuerzas laterales:

- muros acoplados en la dirección NS
 - núcleo de elevadores y escaleras en la dirección EW
- **** Los muros acoplados controlan desplazamientos de las alas



PLANTA DEL EDIFICIO

Sistema resistente de cargas gravitacionales

Marco

- losa en dos direcciones
- vigas interiores y de fachada
- columnas

Cajón de cimentación

- losa y contratrabes
- muro perimetral de contención

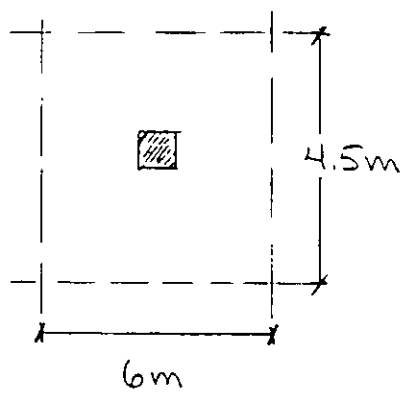
Muros divisorios

- no formarán parte del sistema resistente a sismo

3: DIMENSIONAMIENTO (DISEÑO PRELIMINAR)

a) COLUMNAS.

PARA UNA COLUMNA INTERIOR ; CARGAS VIVA MÁXIMA.
MUERTA



- CV* $w_m = 170 \text{ kg/m}^2$ piso
- 100 kg/m^2 azotea
- * según RDE Art 99
- CM $w = 650 \text{ kg/m}^2$ piso
- 500 kg/m^2 azotea

Carga Axial Última en el sótano:

$$P_u = 1.4 \times 6 \times 4.5 \left[\overset{\text{CM}}{(0.65 \times 6 + 0.5)} + \overset{\text{CV}}{(0.17 \times 6 + 0.10)} \right]$$

↳ 6 pisos

$$P_u = 209 \text{ ton}$$

Nota la carga viva no se reduce pues $A_t = 6 \times 4.5 = 27 < 36 \text{ m}^2$

Si aceptamos $\sigma_{perm} = 100 \text{ kg/cm}^2$ (1000 ton/m²)

$$A = \frac{P_u}{\sigma_{perm}} = \frac{209}{1000} = 0.21 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow h = \sqrt{A} = 0.46 \text{ m}$$

usar columna 45 x 45 cm | si en la construcción m² a altura

b) LOSA

De acuerdo a NTC 4.3.3 (Losas apoyadas en su perímetro)

$$h_{\min} = \frac{\text{perímetro tablero}}{300} \times 0.034 \sqrt[4]{f_s w}$$

$$\text{Si } f_s > 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{y } w > 380 \text{ kg/m}^2$$

Sea el tablero entre los ejes: 1L-2L-A-B

+ 2 lados continuos de 6m

+ 2 lados discontinuos de 6m

$$\text{Perímetro} = 2 \times 6\text{m} + 2 \times 6\text{m} \times 1.25$$

$$= 27\text{m}$$

↳ por ser discontinuos

$$\text{Si } f_s = 0.6 f_y = 0.6 \times 4200$$

$$\text{y } w = 720 \text{ kg/m}^2 \text{ (CM + CV media)}$$

$$h_{\min} = \frac{2700}{300} \times 0.034 \sqrt[4]{0.6 \times 4200 \times 720}$$

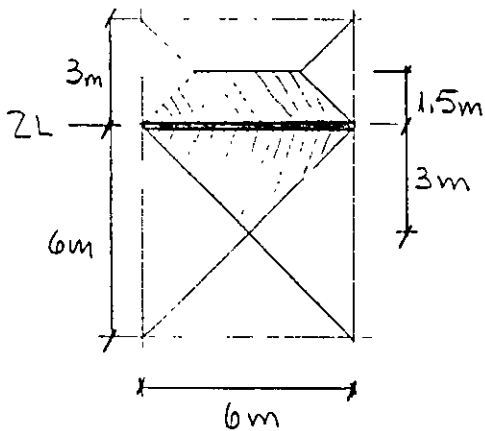
$$h_{\min} = 11 \text{ cm}$$

Puesto que en los ejes D, E, F, G no existe occurr de marcos
usados

$$h = 18 \text{ cm}$$

c) VIGAS

Puesto que se ha supuesto que la resistencia lateral será proporcionada por los muros, verifiquemos que una viga de 35x50 cm de sección pueda reforzarse para carga vertical



$$A_T = \frac{6^2}{4} + \frac{6+3}{2} \cdot 1.5 = 15.75 \text{ m}^2$$

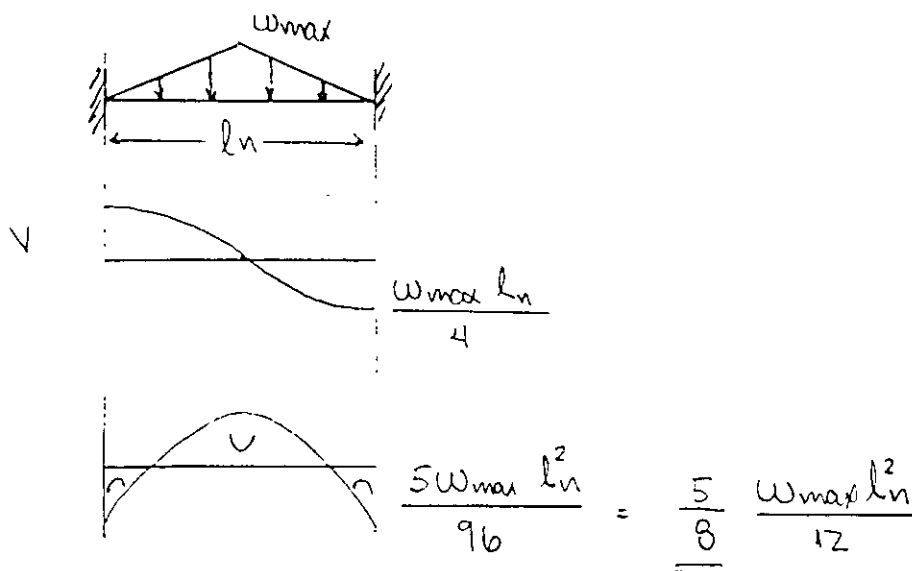
$$k_{ACM} = 500 \text{ kg/m}^2$$

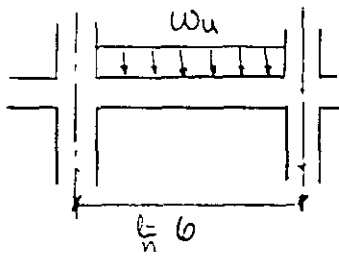
(sin considerar columnas, muros concreto, vigas)

$$q_{ACM} = 170 \text{ kg/m}^2$$

Carga trapezoidal : tratada como uniforme

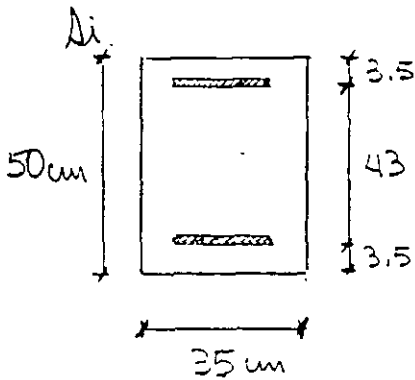
Carga triangular : transformar a carga equivalente uniforme que produzca los mismos momentos de empotramiento





$$w_u = 1.4 \left(\begin{array}{l} \text{CM} \\ 500 \times 3 \times \frac{5}{8} + 500 \times 1.5 + \\ + 0.35 (0.5 - 0.18) \times 2200 + 170 \times 3 \times \frac{5}{8} + \\ \downarrow \qquad \qquad \qquad W_{\text{concreto}} \\ b_{\text{viga}} \end{array} \right) + 170 \times 1.5 = 3510.7 \text{ kg/m}$$

$$\text{Si } M_u = \frac{w_u l_n^2}{10} = \frac{3510.7 (6 - 0.45)^2}{10} = 10,815 \text{ kg}\cdot\text{m}$$



$$d = 46.5 \text{ cm}$$

$$M_u = M_R = F_R \cdot 0.9d \cdot A_s \cdot f_y$$

$$A_{s \text{ req}} = \frac{M_R}{0.9 \cdot 0.9 \cdot 46.5 \cdot 4200}$$

$$A_{s \text{ req}} = 6.8 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{req}} = \frac{A_{s \text{ req}}}{b d} = 0.0042$$

Para una sección balanceada (Ecuación 2.2, NTC)

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{4200}{f_y + 6000}$$

$$\text{donde } f'_c = 0.8 f'_c = 0.8 \cdot 300 = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{y } f'_c = 0.85 f'_c = 204 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow P_{bal} = \frac{204}{4200} \frac{4800}{4200 + 6000} = 0.0229$$

Plus, según NTC 2.1.2.b,

$$P_{max} = 0.75 P_{bal} = 0.0171 > P_{req} \checkmark$$

Posiblemente una viga más pequeña sería adecuada. Sin embargo, los efectos sísmicos no se han considerado aún. El pértate, además, parece adecuado para un claro de 6m. $\left(\frac{l}{h} = \frac{600}{50} = 12 \right)$

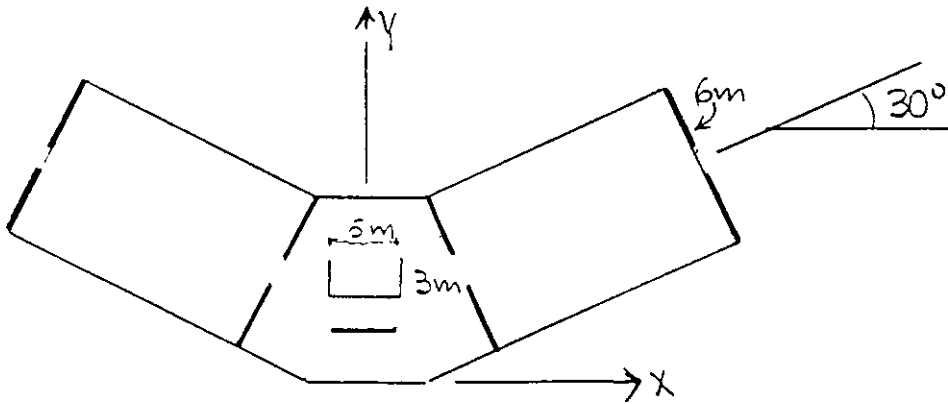
\Rightarrow Usar 35x50 cm para todas las vigas de las alas

Nota: se propuso 35cm. para que la relación entre los anchos de viga y columna (i.e., $35/45 = 0.78$) sea 75%, aprox.

d) MUROS

Se dimensionan los muros para resistir todo el cortante sísmico.

Croquis



Las fuerzas cortantes sísmicas totales son:

$$V_x = 237 \text{ Ton}$$

$$V_y = 199 \text{ ton}$$

Criterio de Diseño: el esfuerzo cortante promedio en el concreto será menor que $0,5 \sqrt{f_c}$

tomado de la ec. 2.18 ($V_c = 0,5 F_R b d \sqrt{f_c}$)
para $p \geq 0,01$

Criterio de Análisis: los muros "inclinados" participan en las resistencias sobre x y y en función de su área multiplicada por $\sin^2 30^\circ$ y $\cos^2 30^\circ$, resp.

Dirección X (la otra dirección nos da, por inspección)

$$A_{req} = \frac{1.1 \times 237000 \text{ kg}}{0.80 \cdot \frac{1}{\sqrt{2}}} \cdot \frac{1}{0.5 \sqrt{240}} = 42070 \text{ cm}^2 = 4.2 \text{ m}^2$$

$$A_i \quad t = 20 \text{ cm}$$

$$A_{muro} = 8 \cdot (6 \cdot 0.20 \cdot \sin^2 30^\circ) + 2 \cdot (5 \cdot 0.20) \\ = 4.4 \text{ m}^2 \quad \checkmark$$

RESUMEN

Secciones constantes en la altura

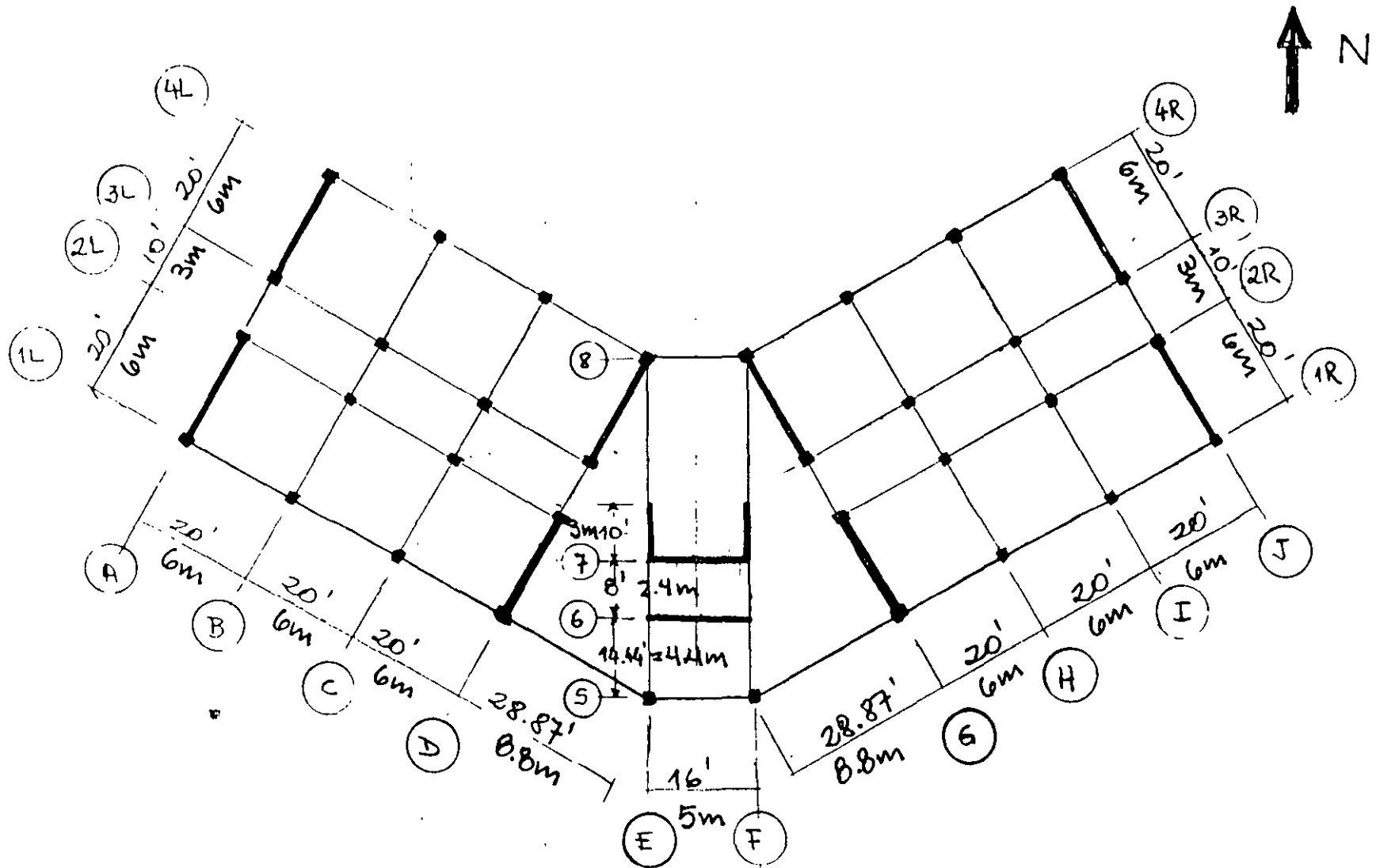
COLUMNAS : 45 cm x 45 cm

LOSA : 18 cm (t: espesor)

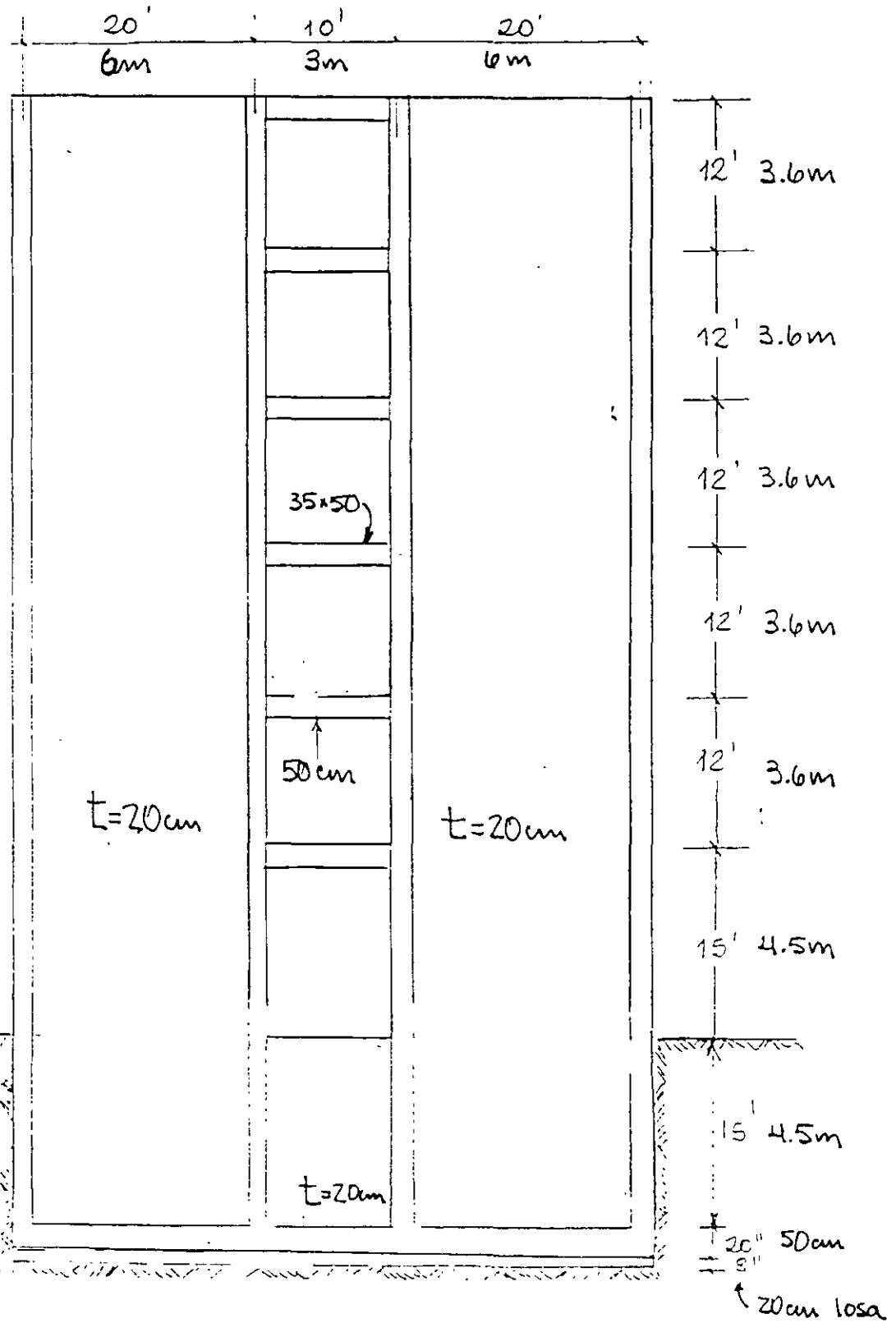
VIGAS : 35 cm x 50 cm (también contra traveses)

MUECOS : 20 cm (t. espesor)

LOSA CIMENTACIÓN : 20 cm (espesor)



PLANTA DEL EDIFICIO



ELEVACION DE MUZOS ACOPLADOS

4. ANALISIS ESTRUCTURAL

Hipótesis

- análisis elástico
- losa: diafragma rígido, aunque la forma del edificio sugiere "aleteo" del edificio
- se supone que el cajón de cimentación es rígido
- los elementos no estructurales (muros divisorios) no se consideran en el análisis

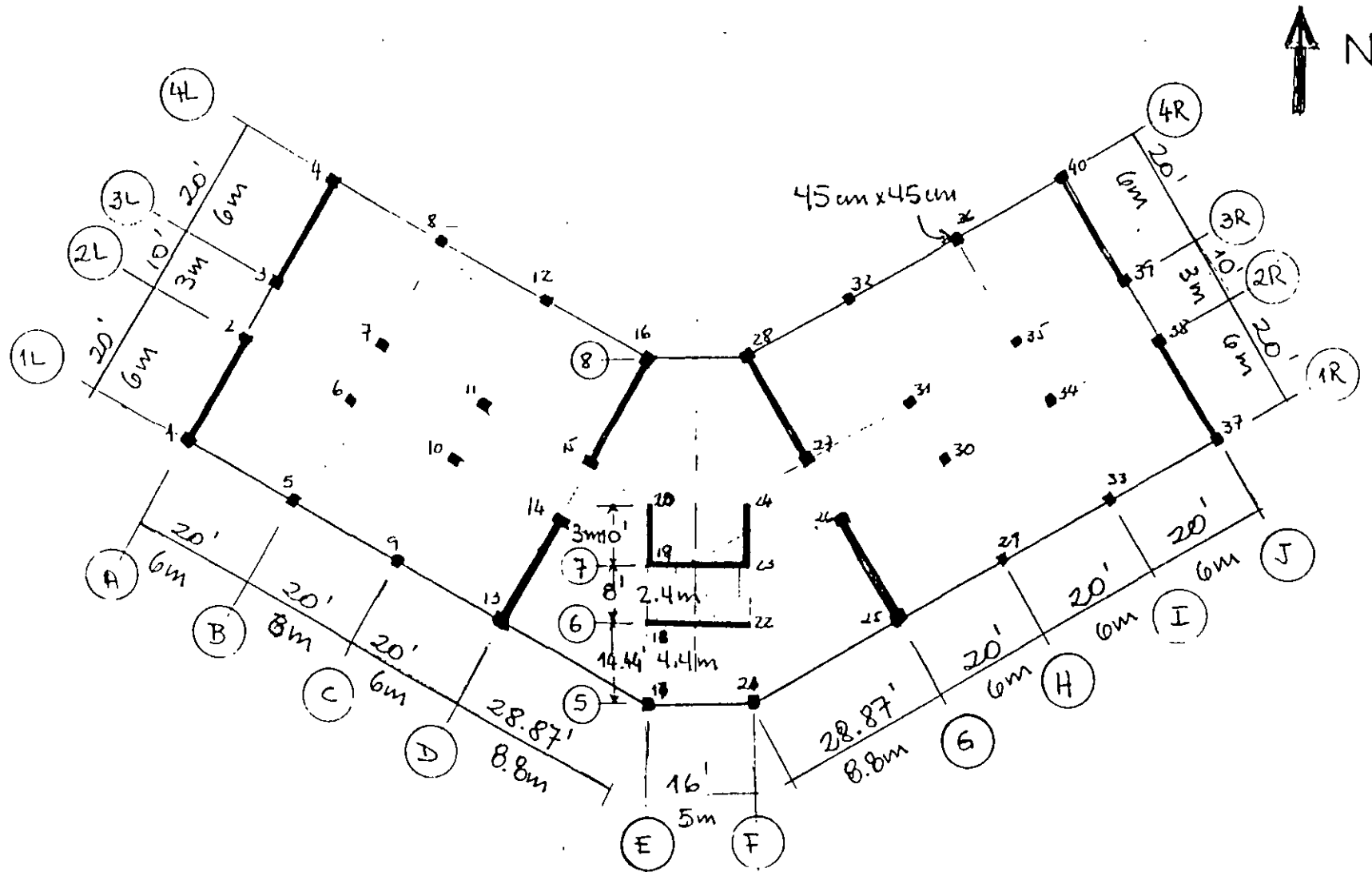
El edificio se modeló y analizó como estructura tridimensional usando el programa SUPER-ETABS

40 líneas de columna

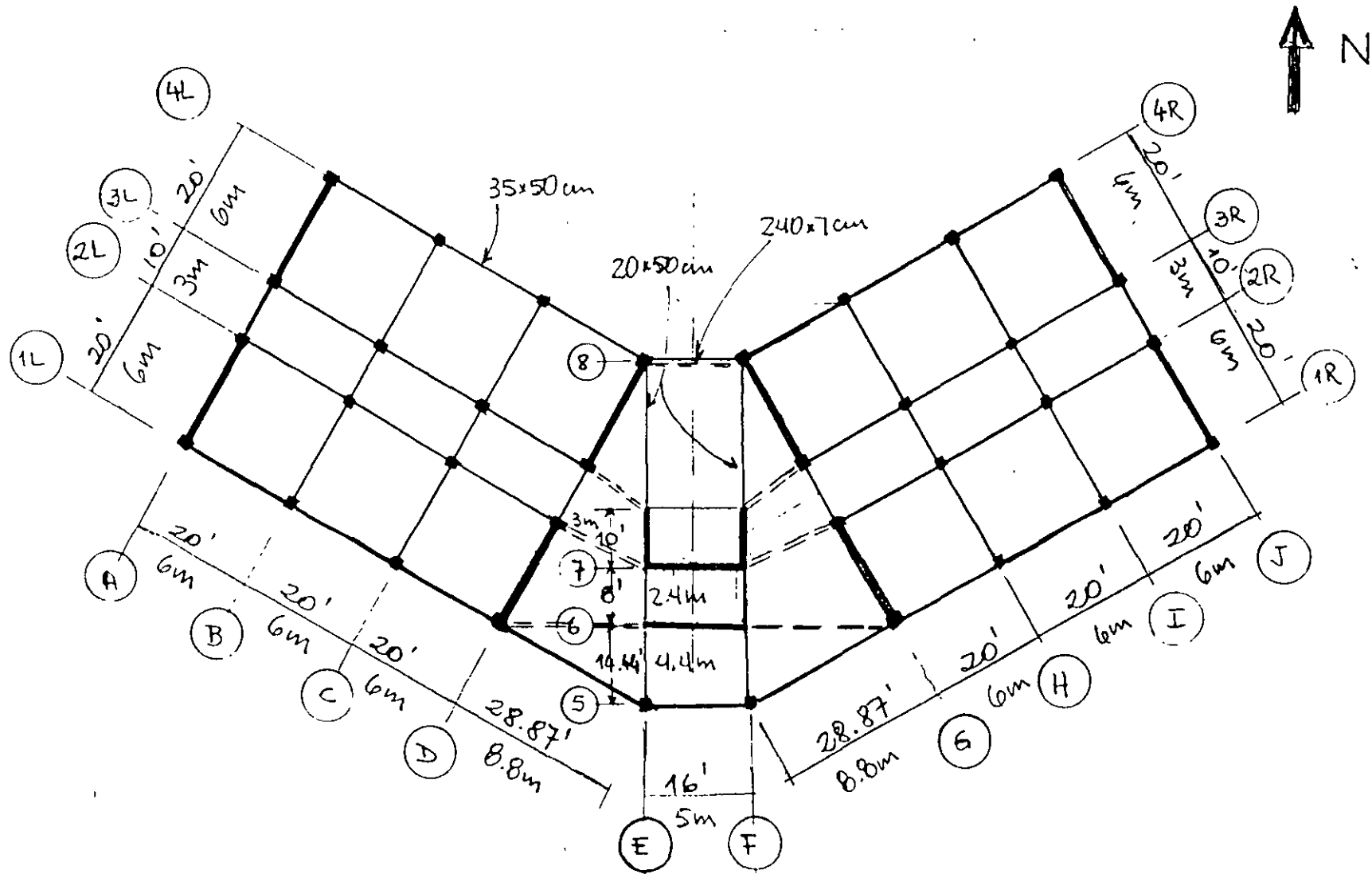
69 crujiás

102 elementos muro (paneles)

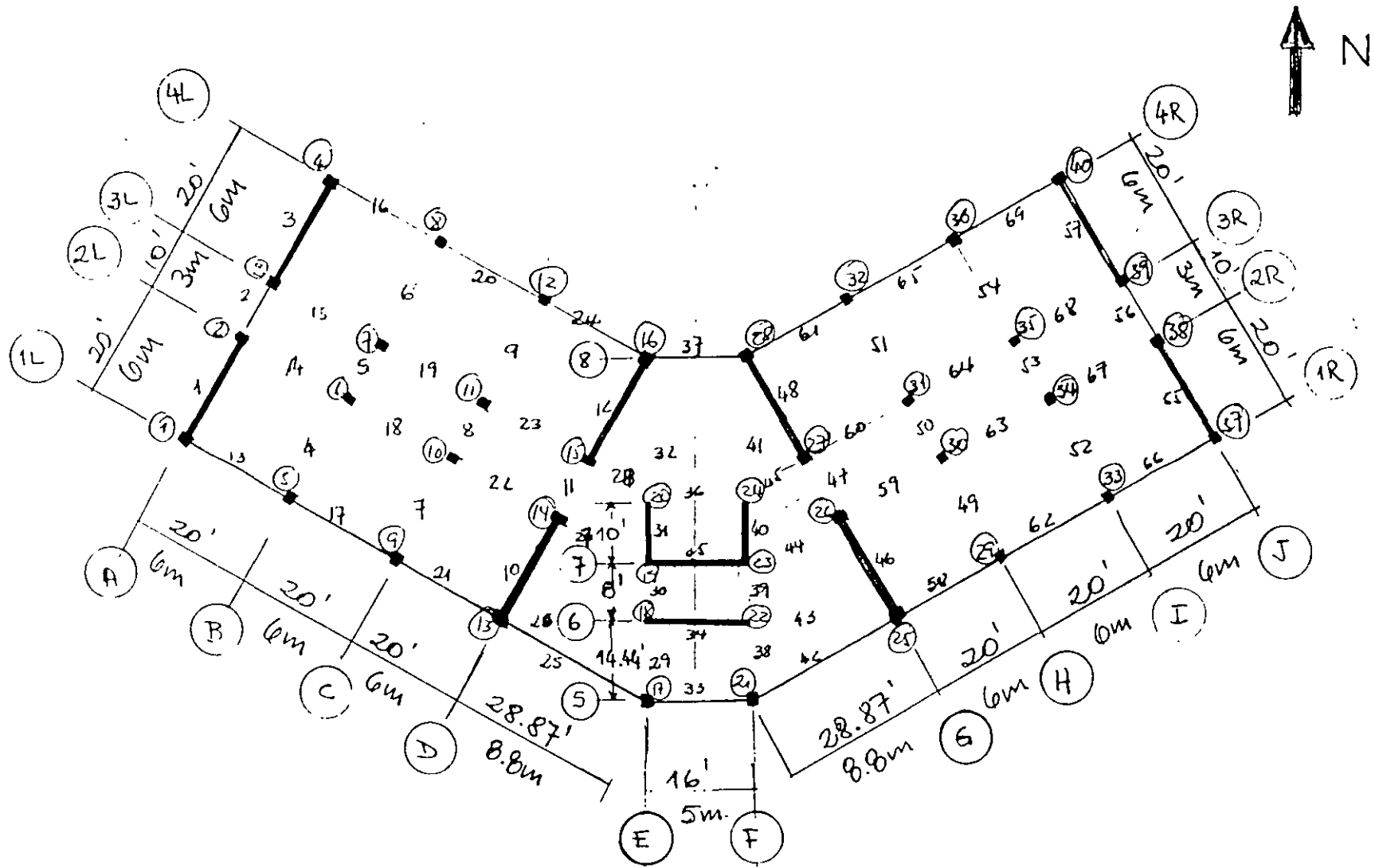
12 "contravientos flexibles" para estimar la distorsión ($AE/L=6.4 \text{ kg/cm}$)



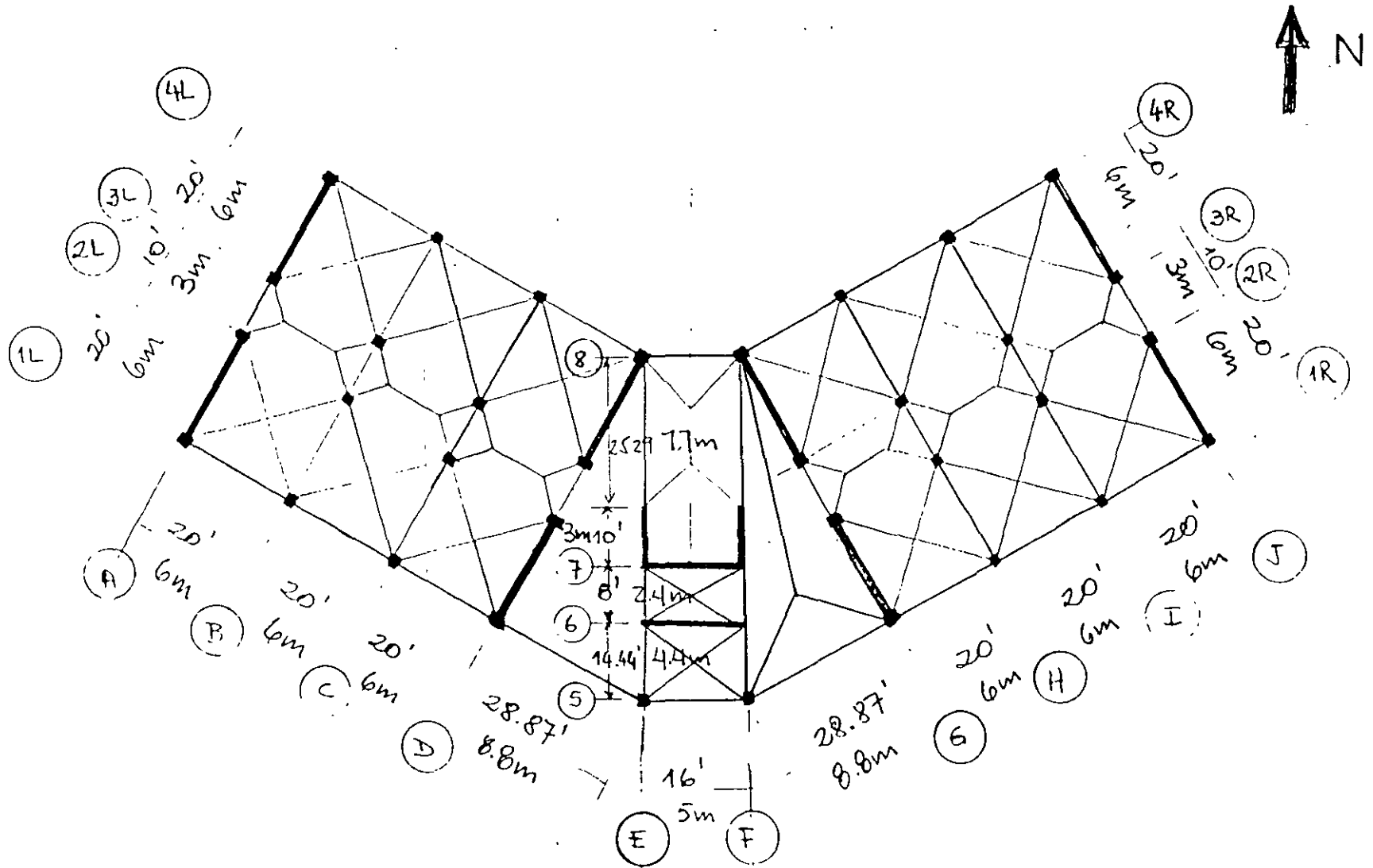
NUMERACION DE LINEAS DE COLUMNAS.



DISTRIBUCIÓN DE LAS VIGAS.



NUMERACION DE CRUJIAS.



AREAS TRIBUTARIAS
CARGAS VERTICALES

a) ANÁLISIS ESTÁTICO

- altura total de la estructura : $2 \times 4.5 \text{ m} + 5 \times 3.6 \text{ m}$
 $= 27 \text{ m} < 60 \text{ m}$

$$- \frac{V}{w} = \frac{c}{Q'}$$

donde : $c = 1.5 (0.4) = 0.6$

↳ c para Zona III
↳ factor de importancia de la estructura : Grupo A.

$Q = 3$. puesto que no se satisface que:

"en cada entrepiso los muros son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50% de la fuerza sísmica actuante" (NTCSismo)

Así mismo, en 4.5.2 de las NTC-Concreto, se señala que:

"en el diseño por sismo de los muros a que se refiere esta sección y que resistan la totalidad de las fuerzas laterales, se usará $Q' = 3$ "

Pero $Q' = \text{Factor de regularidad} \cdot Q$

El edificio no satisface las condiciones de regularidad:
1: Simetría
10: Torsión

$$\Rightarrow Q' = 0.8 Q = 2.4$$

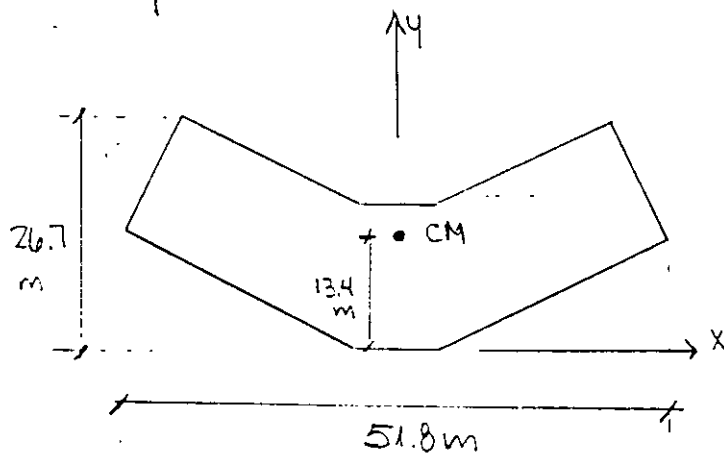
Por tanto, $\frac{V}{W} = \frac{0.6}{2.4}$

$$\frac{V}{W} = 0.25$$

* Los desplazamientos de entrepiso se multiplicarán por $Q=3$. Se verificará que desplazamiento/altura entrepiso < 0.012 porque los muros divisorios están separados de la estructura

Las fuerzas laterales se distribuyen en la altura del edificio. Estas fuerzas actuarán en el centro de masa del nivel (y las fuerzas cortantes en el centro de cortante).

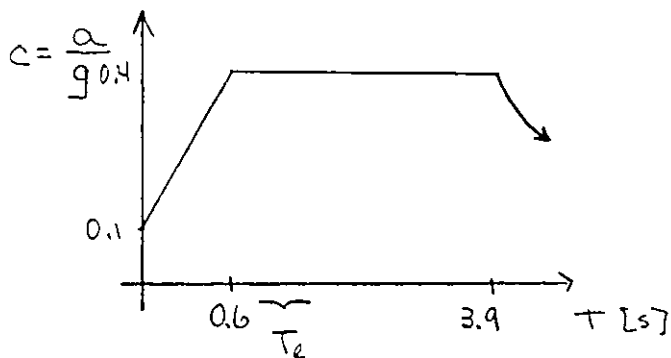
Para este edificio:



* importante considerar torsión en el análisis (J. Dany)

b) ANÁLISIS DINÁMICO

- debido a la asimetría
- espectro de diseño. Zona III (Zona de Lago)



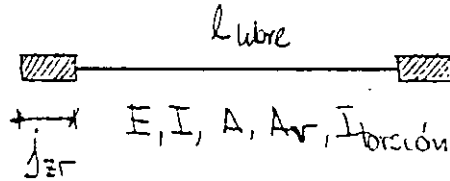
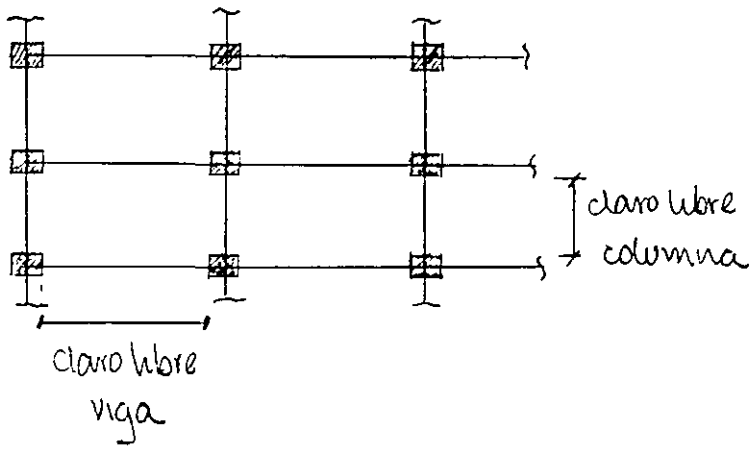
$$T_e = 0.13 \sim 0.14 N \approx 0.8 s$$

- incluir $T_i \geq 0.4 s$
- usar espectro reducido : $Q' = 2.4$
- combinar respuestas : $S = \sqrt{\sum s_i^2}$

+ si los periodos de modos naturales difieren en menos de 10% entre sí : CQC (Complete Quadratic Combination = ETABS)

NOTA : las respuestas modales combinadas son las acciones, desplazamientos, y momentos mecánicos a estudiar. No usar una respuesta combinada S para definir otro parámetro.

c) IDEALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA



Si las propiedades de las secciones (A, I) son en base a secciones no agrutadas, usar $J_{zr} = \frac{1}{3}$ ancho nudo

Si se usan propiedades agrutadas, $J_{zr} = \frac{1}{2}$ ancho nudo

agrutamiento: vigas $0.4 I_g$
 columnas $0.8 I_g$
 nudos $0.25 I_g$

Para vigas

"L" : $I \approx 1.5 I_{rectangular}$

"T" : $I \approx 2 I_{rectangular}$

Para el análisis de la estructura, se consideraron las columnas y muros de la PB y 1^{er} piso como agrietados.

d) ANÁLISIS: usó el Uniform Building Code 1985

o Pisos: Ajotea : 579 ton
Piso : 723 ton

Total : 4219 ton (no considera el peso del sótano)

Para V_x , $C = 0.0570 W$ | para roca
 V_y , $C = 0.047 W$

Piso	Fuerzas [ton]	
	X- EW	
5	55.6	46.6
4	38.7	49.2
3	47.5	39.9
2	36.3	30.5
1	25.1	21.1
PB	14.4	12.1

o Verificación del modelo matemático.

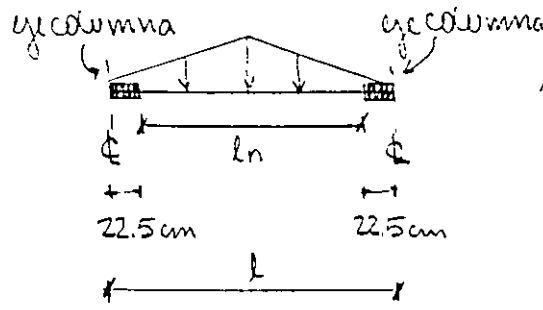
1) simetría: cargas simétricas (verticales, sumo en Y)
producción respuesta simétrica
- "cabeceo" con carga vertical

2) Cargas verticales

$$(\sum Pu) analisis = (Wu) edificio \quad (1)$$

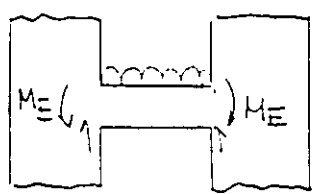
pero, ✓ < ✓ de la salida.

La explicación es que los constantes de empotramiento se calculan usando el caso Ufr

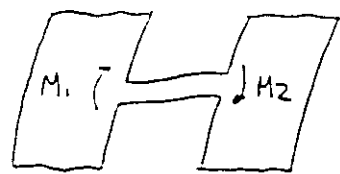


si se usa el en lugar de l_n , se viola la ec (1).

3) otro efecto : ante carga vertical , los M. de las vigas de acoplamiento son diferentes de M_E



Empotramiento



ante carga vertical

Resultados del Análisis ante sismo.

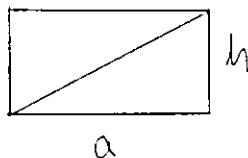
- Análisis Dinámico: períodos

$$\begin{array}{l} T_x = 0.76s \\ T_y = 0.61s \\ T_0 = 0.28s \end{array} \left| \begin{array}{l} \text{masa modal efectiva } 70\% \\ \text{RCSC} \end{array} \right.$$

- Contravientos para medir distorsiones

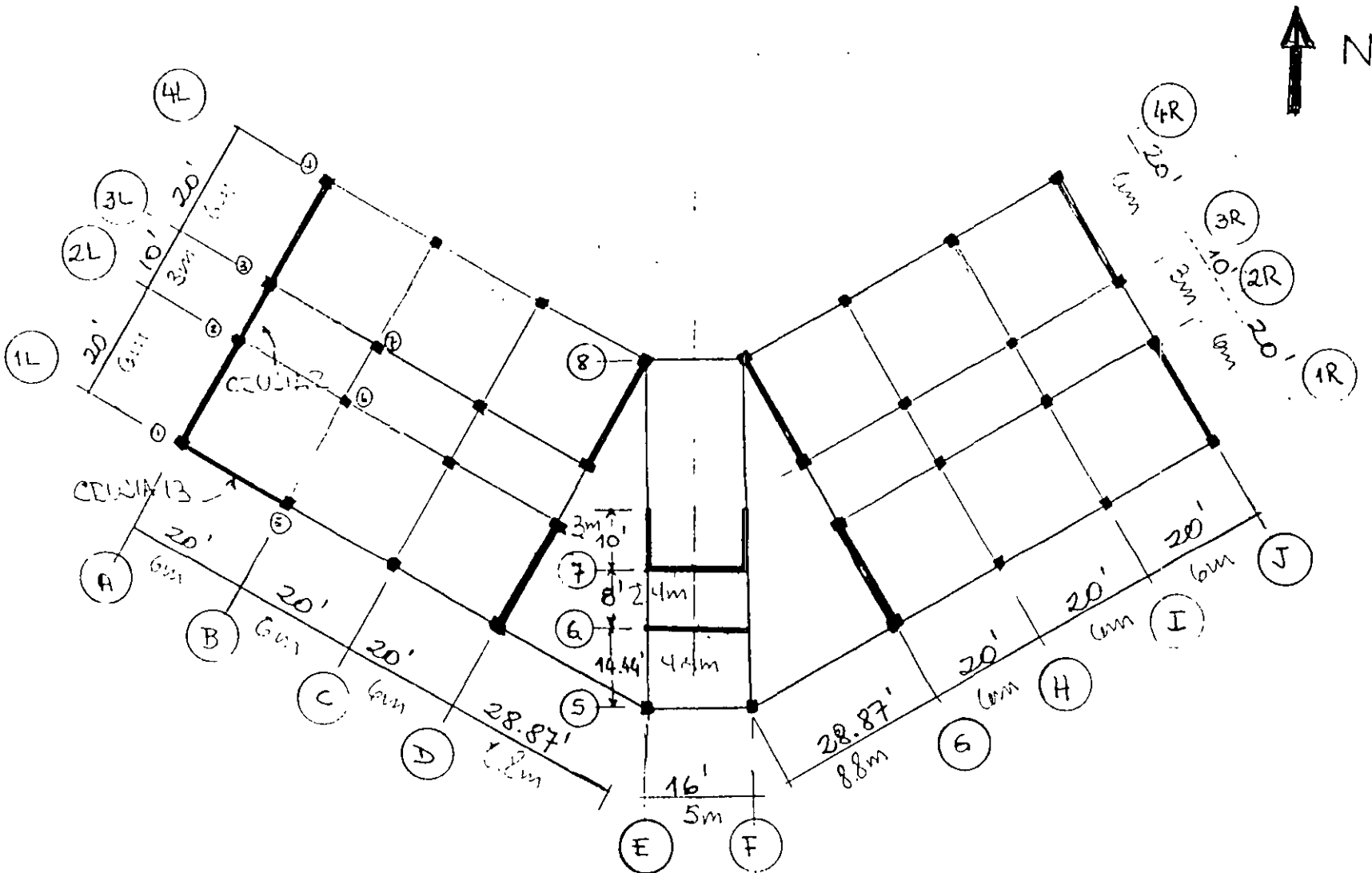
+ cruces 2 y 13: para medir torsión

$$+ \text{ distorsión} = 0.1N \left(\frac{a}{h} + \frac{h}{a} \right)$$

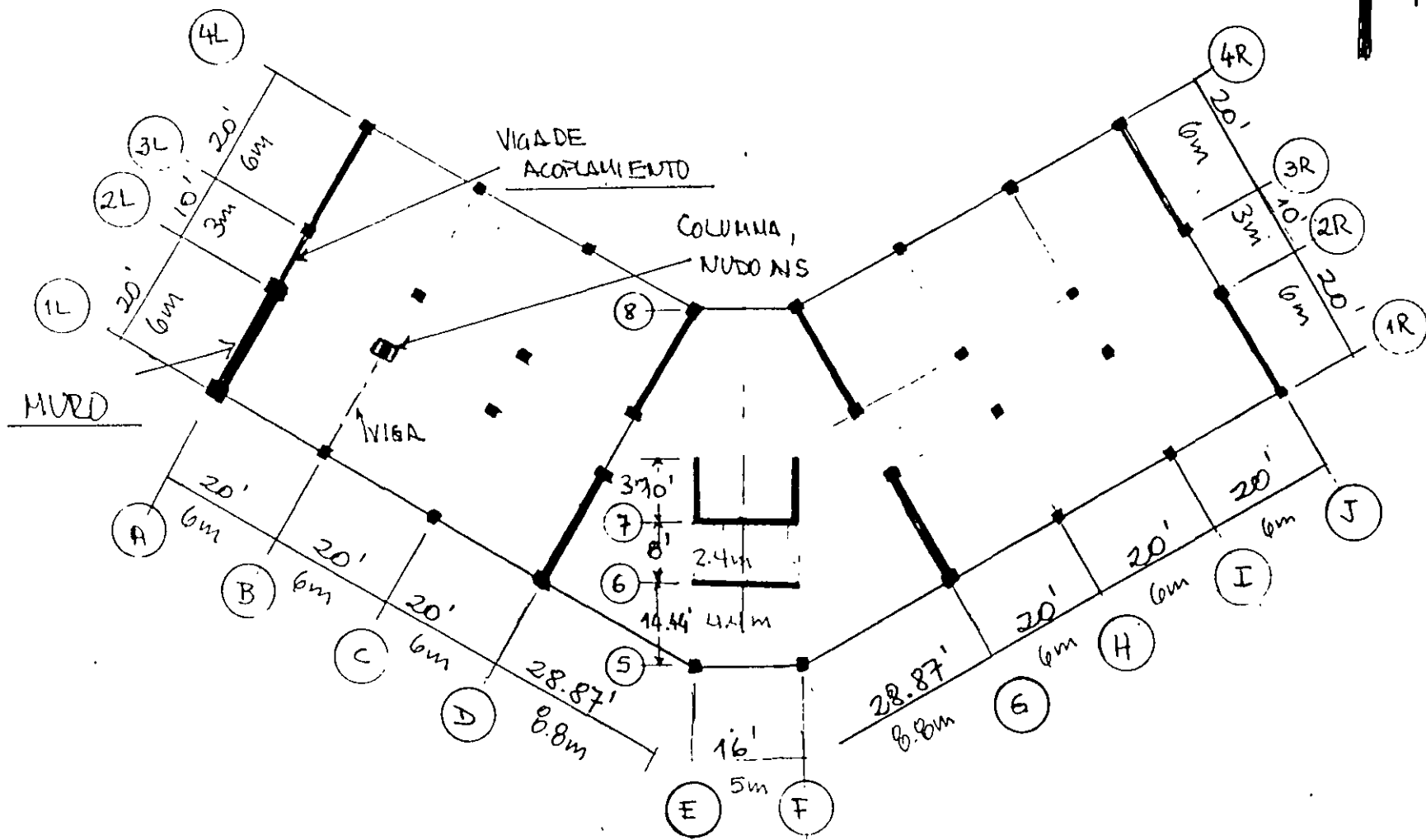


↑ fuerza normal: incluye superposición modal

- + permite eliminar el cabeceo (aumentación flexible)
- + realmente mide los desplazamientos en los extremos de las alas versus el desplazamiento del piso registrado en el CM.
- + la máxima distorsión = 0.002



CONTRAVENTOS PARA ESTIMAR LA DISTORSIÓN.



ELEMENTOS DISEÑADOS

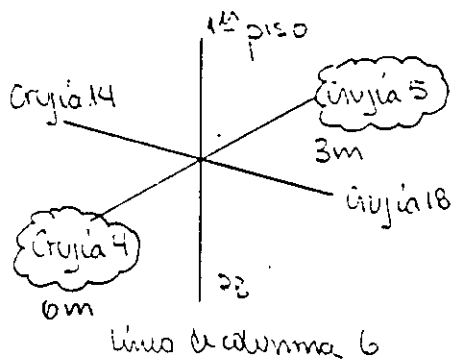
5. DISEÑO

Se diseñarán uno de los siguientes elementos:

- a) Viga
- b) Columna
- c) Junta Viga-columna
- d) Viga de acoplamiento
- e) muro

NOTA : se garantizarán las dimensiones en la construcción

a) VIGAS



Vigas $35 \times 50 \text{ cm}$ $d = 46.5 \text{ cm}$

Columna $45 \times 45 \text{ cm}$

a.1) Determinar A_s para vigas

$$\rho_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c}}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{300}}{4200} = 0.00289^+$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_{\text{bal}} = 0.0171 \text{ (ver Dimensionamiento)}$$

* en cada lado

$A_{s\text{man}} = 2 \# 4$ continuas en el nodo

Cruje 4: $\sqrt{M_u^-} = 1060.6 \text{ ton}\cdot\text{cm} \Rightarrow \rho = 0.0064 \Rightarrow A_s = 10.5 \text{ cm}^2$
 $4 \# 6, A_s = 11.36 \text{ cm}^2$

$M_u^+ = 554.7 \text{ ton}\cdot\text{cm} \Rightarrow \rho = 0.0022 < \rho_{\min} \Rightarrow A_s = 4.7 \text{ cm}^2$

Cruje 5: $M_u^- = 1210.8 \text{ ton}\cdot\text{cm} \Rightarrow \rho = 0.0047 \Rightarrow A_s = 7.65 \text{ cm}^2$

$\sqrt{M_u^+} = 871.8 \text{ ton}\cdot\text{cm} \Rightarrow \rho = 0.0034 \Rightarrow A_s = 5.51 \text{ cm}^2$
 $3 \# 5, A_s = 6.0 \text{ cm}^2$

Si FUERAMOS, usando ec. 2.9 NTC-como

$$M_R = F_y [(A_s - A_s') f_y (d - a/2) + A_s' f_y (d - d')]$$

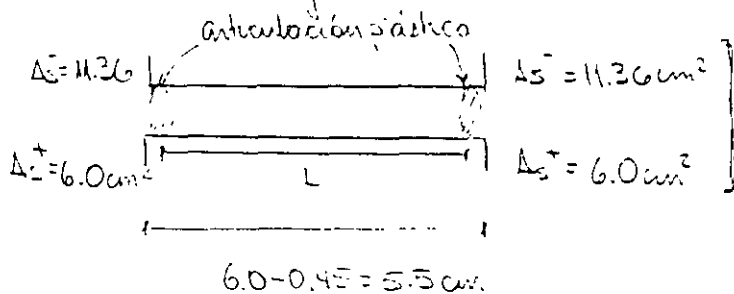
$$= 0.9 [(11.36 - 6.0) 4200 (46.5 - 3.15/2) + 6.0 \times 4200 (46.5 - 3.5)]$$

donde $a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{f_c b} = \frac{(11.36 - 6) 4200}{204 \cdot 35} = 3.15 \text{ cm}$

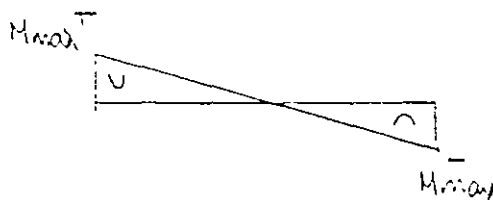
$M_R = 1885.4 \text{ ton}\cdot\text{cm} > M_u^-$ para la cruje 4.

a.2) Ejemplo de cortante

Se piensa mos que el acero distendido se mantiene en las secciones críticas de la cruje 4:



de satis face que $M_R^+ \geq 0.5 M_R^-$



Según 5.2.4 de NTC podemos diseñar para carga constante:

+ por capacidad: un factor de reducción
esfuerzo acw = 1.25 fy
carga viva afectada por Fe.

$$V_{max} = \frac{M_{max}^+ + M_{max}^-}{L} + \frac{wL}{2} \approx \frac{\alpha(M_{ij}^+ + M_{ij}^-)}{L} + \frac{wL}{2}$$

$$M_{ij}^- = \frac{M_e^-}{F_e} = \frac{1885.4}{0.9} = 2095 \text{ ton}\cdot\text{cm}$$

$$M_{ij}^+ = 1127 \text{ ton}\cdot\text{cm}$$

$$w = 2387 \text{ kg/m} \quad (\text{obtenido en forma simplificada al producto})$$

$$V_{max} = \frac{(2095 + 1127) \cdot 1.25}{600} + \frac{2.4 \cdot 6}{2}$$

$$V_{max} = 6.7 + 7.2 = 14.0 \text{ ton}$$

$$V_n = \frac{V_{max}}{F_e = 1} = 14.0 \text{ ton}$$

+ de Vanósis, con $F_e = 0.6$ (en lugar de 0.8)

$$V_{anósis} = 11.7 \text{ ton}$$

$$V_n = \frac{V_{anósis}}{0.6} = 19.5 \text{ ton}$$

⇒ diseñar para $V_n = 19.5 \text{ ton}$

Puesto que $V_{sumo} < 0.5 V_n \rightarrow (19.5t)$

se considera la contribución del concreto a constante.

Puesto que $p < 0.01$, usar ec. 2.17:

$$\begin{aligned} V_{cr} &= F_R b d (0.2 + 30p) \sqrt{f'_c} \\ &\downarrow \\ &= 0.6 \cdot 35 \cdot 46.5 (0.2 + 30 \cdot 0.0064) \sqrt{240} \\ &= 5930 \text{ kg} < 1.5 \cdot 0.6 b d \sqrt{f'_c} = 22690 \text{ kg} \\ &\quad \quad \quad \downarrow F_R \end{aligned}$$

Acio tama: $V_u - V_{cr} = 11.7 - 5.9 = 5.8 \text{ ton}$

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{cr}} \quad \text{ec. 2.21}$$

$\Xi \#3$

Clasados

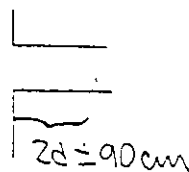
$$S = \frac{0.6 \cdot 2 \cdot 0.71 \cdot 4200 \cdot 46.5}{5800} = 29 \text{ cm}$$

$$S_{max} = \frac{0.6 \cdot 2 \cdot 0.71 \cdot 4200}{3.5 \cdot 35} = 29 \text{ cm}, \text{ y } S_{max} = 0.5d = 20 \text{ cm}$$

$\Xi \#2$, clasados $S = 20 \text{ cm}$

a.3) Espacing por confinamiento.

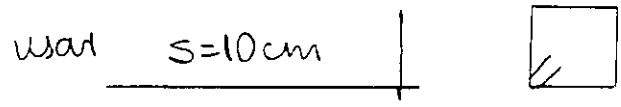
+ mínimo: $2s$ a partir cara columna



1^{er} estribo a 5cm de la cara

Según 5.2.3,

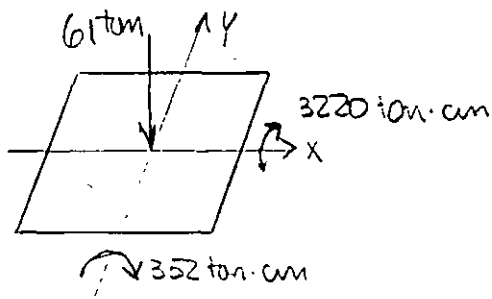
$$S \leq \begin{cases} 0.25d = 11 \text{ cm} \\ 8d_{b_{\min}} = 12.5 \text{ cm} \text{ (#5)} \\ 24d_{b_{\text{estribo}}} = 23 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$



- dobles 135°
- extensión 10 db (9.5 cm) !

Fuera de la zona de la articulación plástica: $s_{\text{max}} \leq 0.5d = 23 \text{ cm}$
 usar $s = 20 \text{ cm}$ (O.K.)

b) COLUMNA



b.1) Diseño por flexión

$$M_{ux} = 352 \text{ ton}\cdot\text{cm}$$

$$M_{uy} = 3220 \text{ ton}\cdot\text{cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} e_x = 6 \text{ cm} \\ e_y = 53 \text{ cm} \end{array} \right\} > 0.05H = 2.25 \text{ cm} \checkmark$$

e_{min}

Figura 5.3 (NTC-Concreto): momento a flexo-compresión si

$$P_u > A_g f'_c / 10$$

$$\frac{A_g f'_c}{10} = \frac{45^2 \cdot 300}{10} = 60.8 \text{ ton (está en el límite)}$$

de ser considerada a flexión)

Para fines del ejemplo \Rightarrow flexo-compresión

Usaremos las gráficas para diseñar columnas de concreto reforzado (Serie 428 Instituto de Ingeniería).

$$R_x = \frac{352000}{0.8 \cdot 45^3 \cdot 204} = 0.024$$

$\hookrightarrow R$

$$\left(R = \frac{M}{F_c b h^2 f'_c} \right)$$

$$R_y = \frac{3220000}{0.8 \cdot 45^3 \cdot 204} = 0.217$$

$$R_x / R_y = 0.11$$

$$k = \frac{R_x}{F_c b h f'_c} = \frac{61000}{0.8 \cdot 45^2 \cdot 204} = 0.185$$

Plata efectiva: $d = h - r = 45 - r = 40 \text{ cm}$
 $r = 3 + 2 = 5 \text{ cm}$

$$\Rightarrow d/b = 40/45 = 0.89 \text{ usar } 0.9$$

Para $R_x/R_y = 0.5$, Figura 42 (ver página 55) $q = 0.7$

$R_x/R_y = 0$, Figura 10 (ver página 54) $q = 0.5$

interpolando para $R_x/R_y = 0.11$, $q = 0.54$

Entonces $q = \frac{A_s}{bh} \frac{f_y}{f'_c}$

$$A_s = qbh \frac{f'_c}{f_y} = 0.54 \cdot 45 \cdot 45 \frac{201}{4200}$$

$$A_s = 53.1 \text{ cm}^2$$

Usar $12 \# 8$ $A_s = 61.2 \text{ cm}^2$

$$\rho = 61.2/45^2 = 0.03 < \rho_{max} = 0.04$$

$$\rho_{min} = 0.01$$

Para miembros verticales se satisface que:

- $h_{min} \geq 30 \text{ cm}$
- $A_g > F_u / 0.5 f'_c$
- $b/h \leq 0.4$
- $h'/h = 310/45 = 6.9 < 15$

Para asegurar un comportamiento "viga débil - columna fuerte".

$$\frac{\sum M_{col}}{\sum M_{vigas}} \geq 1.5$$

donde los momentos se refieren a momentos resultantes referidos al centro del vano

Para Me columna: $A_s = 61.2 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{61.2}{45^2} \cdot \frac{4200}{204} = 0.62$$

$$\mu k = 0.185$$

de la Figura 10, $R = 0.30$
(II-420)

$$\Rightarrow M_2 = R \bar{F}_c b h^2 f'_c$$

$$= 0.3 \cdot 0.8 \cdot 45^3 \cdot 204$$

$$= 44161 \text{ ton} \cdot \text{cm}$$

$$\Rightarrow \frac{\sum M_{col}}{\sum M_{viga}} = \frac{2 \cdot 44161}{1885 + 0.9 \cdot 1127} = 3 \checkmark$$

Para las vigas 14 y 18 la razón da 1.45 ✓

* C. b. en la columna $\alpha = 1.25$
~~en la viga~~

b2) Traslapes

sólo se permite a la mitad central del elemento

$$\text{Traslape} \geq \begin{cases} 1.33 l_b & (\text{según 3.9.1}) \\ (0.01 f_y - 6) d_b \end{cases}$$

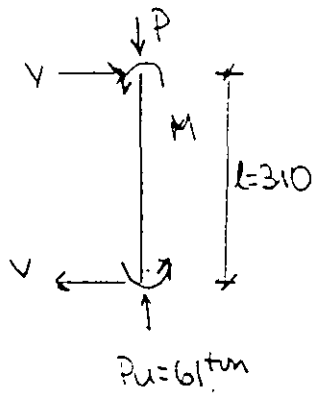
$$\text{Pero } L_d = l_b = 0.06 \frac{a_s f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.006 d_b f_y$$

$$\Rightarrow \text{traslape} = 1.33 \cdot 0.06 \frac{5.1 \times 4200}{\sqrt{300}} = 99 \text{ cm} \Rightarrow 1 \text{ m}$$

que debe ser mayor que. $1.33 \cdot 0.006 \cdot 2.5 \times 4200 = 84 \text{ cm}$

b.3) Diseño por cortante

Las columnas se dimensionarán de manera que no fallen por fuerza cortante antes de que se formen articulaciones plásticas en las vigas (5.3.5)



Diseño por capacidad

$$M = 0.5 (1.5 \leq M_{\text{viga}})$$

$$M = 0.5 [1.5 (1.885 + 0.9 \cdot 1.127)]$$

$$= 2174 \text{ tm} \cdot \text{cm} \quad (\text{que es } 0.5 M_{\text{real}} \text{ aprox})$$

$$V_u = \frac{2M}{l} = \frac{2 \times 2174}{310} = 14 \text{ tm}$$

según 2.1.5

$$V_{c2} = 0.5 F_c b d \sqrt{f_c} (1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g})$$

para $p > 0.01$ ($p_{\text{col}} = 0.03$)

$$= 0.5 \cdot 0.5 \cdot 45 \cdot 40 \sqrt{204} (1 + 0.007 \cdot 61000/45^2)$$

$$= 12.5 \text{ tm}$$

P_{u0}

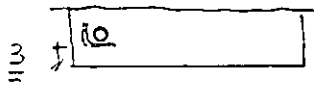
$$S = \frac{F_c A_v f_y d}{V_u - V_{c2}}$$

$$\frac{A_{\sigma}}{S} = \frac{N_u - N_{CR}}{F_R f_y d} = \frac{1500}{0.8 \cdot 4200 \cdot 46.5} = 0.0096 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}^2}$$

b.4) Por confinamiento (según 5.2.4)

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \frac{h_c}{d} = 0.3 \left(\frac{45^2}{39^2} - 1 \right) \frac{300}{4200} \cdot 39 = 0.277 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0.12 \frac{f'_c}{f_y} \frac{h_c}{d} = 0.12 \frac{300}{4200} \cdot 39 = 0.334 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$



$$h_c = 45 - 6 = 39 \text{ cm}$$

2x3

Por la última, $\frac{A_{sh}}{S} = 0.334$

$$S \leq \begin{cases} \cdot \frac{h}{4} = 11 \text{ cm} & \text{según 5.3.4} \\ \cdot 10 \text{ cm} \end{cases}$$

según 4.3.3

$$\cdot \frac{850}{\sqrt{f_y}} \frac{d_b}{21} = \frac{850}{\sqrt{4200}} \cdot 2.5 = 33 \text{ cm}$$

#8

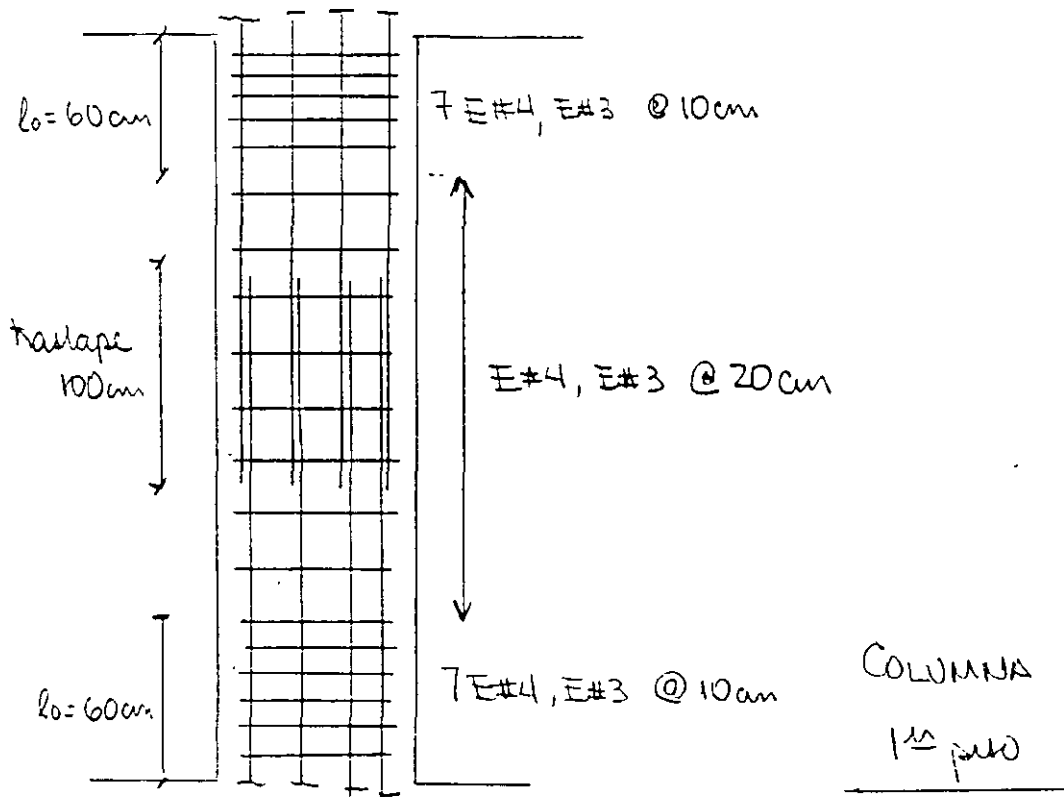
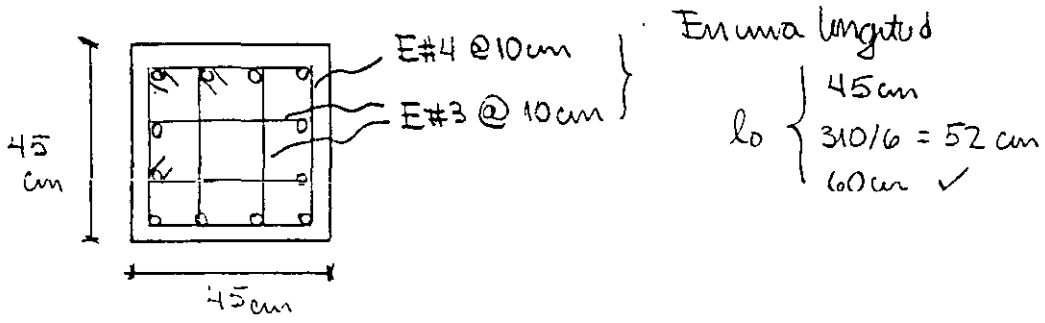
$$\cdot 48 d_{b_{\text{retenido}}} = 48 \cdot 1.25 = 60 \text{ cm}$$

$$\cdot \frac{h}{2} = 23 \text{ cm}$$

Por $S = 10 \text{ cm}$

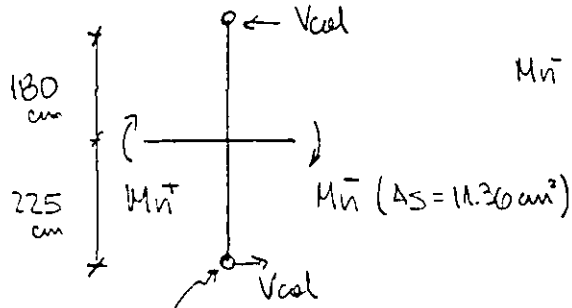
$$\Rightarrow A_{sh} = 0.334 \cdot 10 = 3.34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar } \#4, \#3 @ 10 \text{ cm} \Rightarrow A_{sh} = 4 \text{ cm}^2$$



c) JUNTA VIGA-COLUMNA

c.1) Resistencia al corte



$$Mn^-: a = \frac{1.25 f_y A_s}{f'_c b} = \frac{1.25 \times 4200 \times 11.36}{20 \times 1.35} =$$

$$a = 8.35 \text{ cm}$$

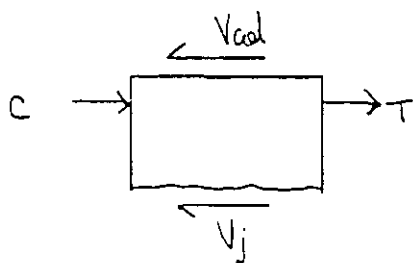
punto de inflexión a la mitad
de la altura de la columna

$$Mn^- = 1.25 \times 4200 \times 11.36 \left(46.5 - \frac{8.35}{2} \right) = 2524 \text{ ton}\cdot\text{cm}$$

$$Mn^+ : a = \frac{1.25 \times 4200 \times 6}{20 \times 1.35} = 4.41 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow Mn^+ = 1395 \text{ ton}\cdot\text{cm}$$

$$P_{\text{viga}} \quad V_{\text{col}} = \frac{\sum M_n}{180 + 225} = \frac{2524 + 1395}{405} = 9.7 \text{ ton}$$



$$C = 1.25 \times 4200 \times 6.0 = 31.5 \text{ ton}$$

$$T = 1.25 \times 4200 \times 11.36 = 59.6 \text{ ton}$$

$$V_j = 31.5 + 59.6 - 9.7 = 81.4 \text{ ton}$$

Para que el nudo está confinado en 75% por el ancho de las
trabes

$$V_{c_j} = 5.5 F_c \sqrt{f'_c} b_e h, \quad b_e = \frac{b_{\text{viga}} + b_{\text{col}}}{2} = \frac{45 + 35}{2} = 40 \text{ cm}$$

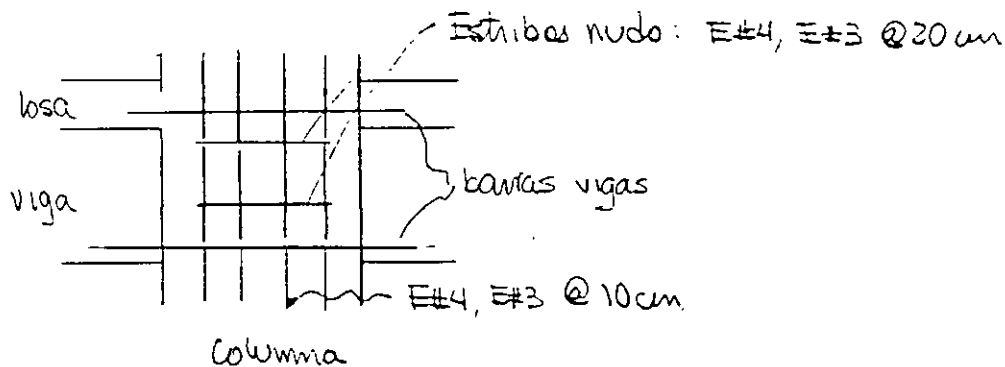
$$= 5.5 \times 0.8 \times \sqrt{240} \times 40 \times 45$$

$$= 123 \text{ ton} > V_j \quad \checkmark$$

c.2) Refuerzo transversal de confinamiento

Puesto que el nudo está confinado por cuatro traveses, con relación de anchos viga / columna > 0.75 ,

⇒ Reducir el refuerzo transversal de la columna, con 2 juegos de estribos entre los techos superior e inferior ← importante



c.3) Anclaje del refuerzo *

Según 5.4.4, puesto que los nudos resisten más del 50% de la fuerza lateral,

$$\frac{l_n}{d_b} \geq 15$$

Para barras de columna

$$\frac{l_{viga}}{d_{columna}} = \frac{50}{2.5} = 20 \checkmark$$

↙ #8

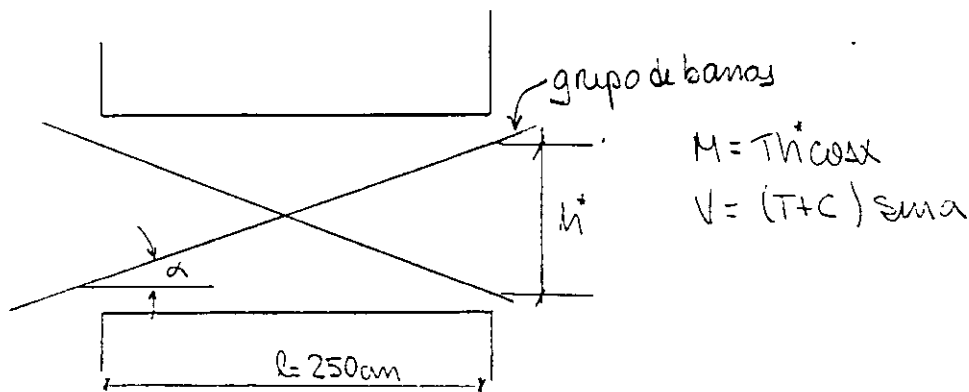
$$\frac{l_{columna}}{d_{viga}} = \frac{43}{1.9} = 23 \checkmark$$

↙ #6

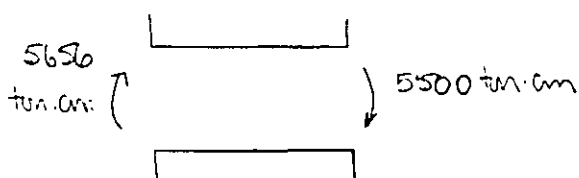
* a menudo controla el detalle, especialmente columnas

Según 5.4.1, se deben incluir dibujos acotados y a escala en los planos, del refuerzo en las uniones vigas-columna

d) VIGAS DIAFRAGMA DE ACORRAMIENTO



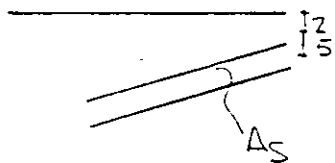
En nuestro caso. $l = 250 \text{ cm}$, $h = 50 \text{ cm}$ ($l/h = 5 > 2$)
 ↑ máximo para NTC
 RDF. (4.14.2)



Por seguridad, $M = 5660 \text{ ton.cm}$

$M_{\text{máx}} \approx \alpha M = 1.25 \cdot 5660 = 7075$

si $h^* = 36 \text{ cm}$ y $\alpha = \arctan 0.2 = 11.3^\circ$



$T = \frac{M_{\text{máx}}}{h^* \cos \alpha} = \frac{7075}{36 \cdot \cos 11.3^\circ}$

$T = 200 \text{ ton}$

$\Rightarrow A_s = \frac{T}{f_y} = \frac{200}{4.2} = 48 \text{ cm}^2$ usar 6#10

$A_s = 49.14 \text{ cm}^2$

(Rege sobre $V = (T+C) \sin \alpha$, $T = 124 \text{ ton}$)

Las diagonales se anclarán según 3.1.1c) multiplicado por 1.5

$$1.5L_d = 1.5 \cdot 0.06 \frac{A_s f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 1.5 \cdot 0.006 d_b f_y$$

$$1.5 \cdot 0.006 \cdot 3.175 \cdot 4200 = 120 \text{ cm}$$

$$1.5 \cdot 0.06 \frac{8.19 \cdot 4200}{\sqrt{300}} = 178 \text{ cm} \checkmark$$

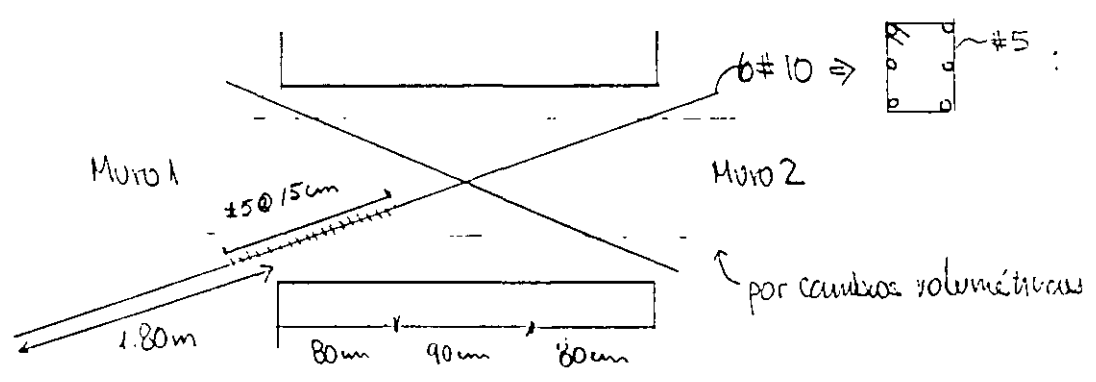
Estribos:

$$\frac{850}{\sqrt{f_y}} d_b = \frac{850}{\sqrt{4200}} 3.175 = 42 \text{ cm}$$

$S \leq$

$$48 d_{b_{estribo}} = 48 \cdot \frac{5}{8} \cdot 2.54 = 76.2 \text{ cm}$$

$35/2 = 17.5 \text{ cm}$ (reg), usar $S = 15 \text{ cm}$
 ↑ menor dimensión



por cambios volumétricos

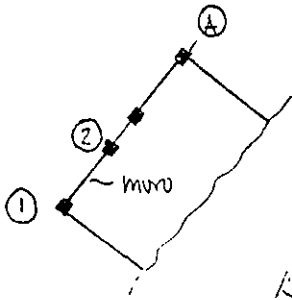
El resto de la viga lleva refuerzo por cambios volumétricos.

ii $\rho = 0.002$, $A_s = 50 \times 35 \times 0.002 = 3.5 \text{ cm}^2$
 (3.10)

⇒ Usar #2.5 @ 50cm (verticales) no distanciado
 2 # 3 horizontales

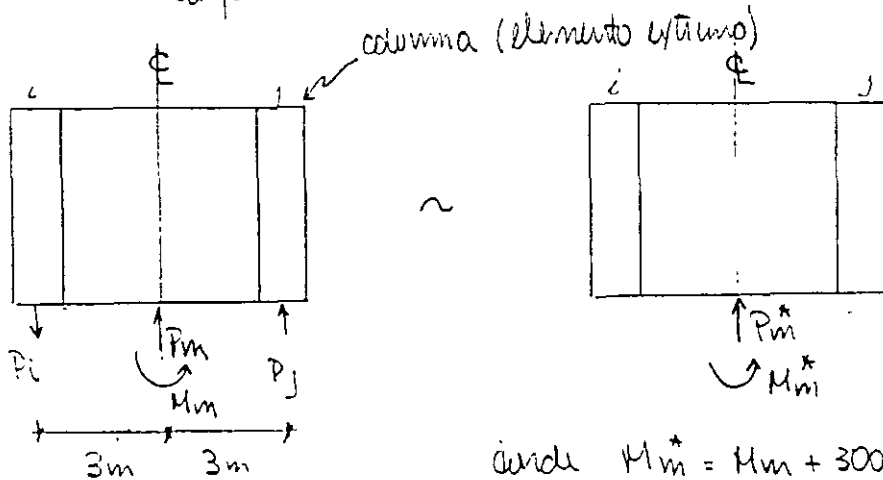
e) MURO DE CONCRETO

Se dimensionará el muro de la planta baja entre columnas 1 y 2.



Del dimensionamiento: $t=20\text{ cm}$
 $h=45\text{ cm}$

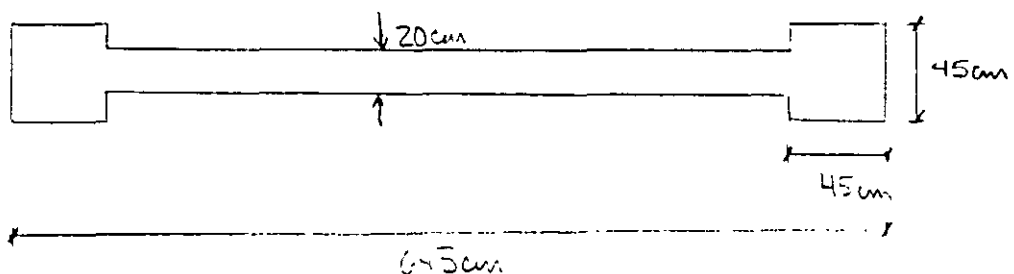
De acuerdo al modelo de la estructura, se obtuvieron elementos mecánicos en las columnas y en el muro. Se debe incorporar la carga axial de las columnas en la carga axial y flexión del muro. De esta forma:

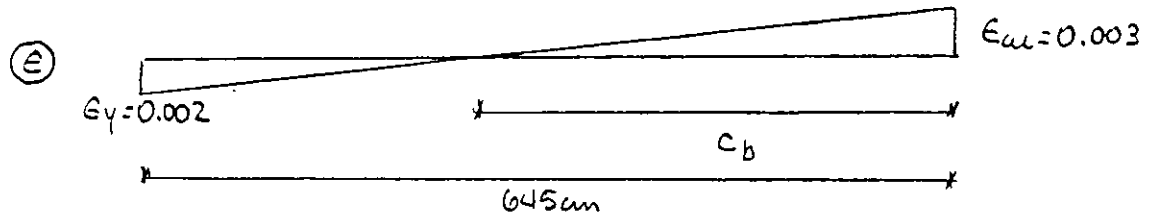


donde $M_m^* = M_m + 300(P_i + P_j)$
 $P_m^* = P_m - P_i + P_j$

La carga de compresión más alta fue de 362 ton y de tensión de 143 ton.

Para tener idea de la prop. construida de carga, considerando carga axial, estimamos en forma aproximada, la carga axial balanceada.





$$\frac{0.003}{c_b} = \frac{0.002}{645 - c_b}$$

$$\Rightarrow c_b = \frac{0.003(645)}{0.005} = 387 \text{ cm}$$

La profundidad del bloque equivalente de esfuerzos es de

$$a_b = 0.8 \cdot c_b = 309.6 \text{ cm}$$

La carga axial balanceada será:

$$P_b = \underbrace{0.85}_{f'_c} f'_c a_b + A'_s f_y - A_s f_s$$

suponiendo que $A'_s = A_s$, $f_y = f_s$ y $b = 20 \text{ cm}$

$$P_b = 204 \times 309.6 \cdot 20 / 1000$$

$$= 1263 \text{ ton (compresión)}$$

** Es claro que la máxima carga de compresión está muy por debajo de P_b .

\Rightarrow la condición crítica de carga es:

$$M_u = 302,550 \text{ ton} \cdot \text{cm}$$

$$P_u = 143 \text{ ton (tensión)}$$

$$V_u = 294 \text{ ton (se verificará por capacidad)}$$

e.1) Diseño por cortante

La fuerza cortante $V_u = 294 \text{ tm}$ es constante en la altura del muro en el primer entrepiso.

Verifiquemos que $V_{\text{max}} > V_u$ (4.5.2 NTC-Concreto)

$$V_{\text{max}} = 2 F_c L \sqrt{f'_c} = 2 \cdot 0.8 \cdot 645 \cdot 20 \sqrt{240} / 1000$$

$$= 320 \text{ tm} > 294 \text{ tm} \checkmark$$

Puesto que $\frac{H}{L} = \frac{2250}{645} = 3.5 > 2$, el cortante que

toma el concreto se valdrá con la LC. 2.18 (para vigas), afectada por un factor que considere la carga axial a tensión

$$V_{c2} = 0.5 F_c b d \sqrt{f'_c} \underbrace{(1 - 0.03 \frac{P_u}{A_g})}_{\text{reducción}} \text{ si } p \geq 0.01$$

donde $b = 20 \text{ cm}$

$$d = 0.8L = 0.8 \cdot 645 = 516 \text{ cm}$$

$$\frac{P_u}{A_g} = \frac{143000}{2 \cdot 45^2 + 20(600 - 45)} = 9.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{c2} = 0.5 \cdot 0.8 \cdot 20 \cdot 516 \cdot \sqrt{240} (1 - 0.03 \cdot 9.4) / 1000$$

$$V_{c2} = 45.8 \text{ tm}$$

El acero horizontal se determina como (LC. 4.6)

$$\rho_h = \frac{V_u - V_{c2}}{F_c f_y d t} = \frac{294000 - 45800}{0.8 \cdot 4200 \cdot 516 \cdot 20} = 0.0072 > \rho_{\text{min}} \checkmark$$

$$\text{donde } \rho_{\text{min}} = 0.0025$$

Nota V_{CR} se determinó con 2.18 para $p \geq 0.01$, pero $p_n < 0.01$

Usando 2.17 con $p_n = 0.007$

$$V_{CR} = 38.2 \text{ tm}$$

$$\gamma \quad p_n = 0.0074 \quad \text{Poco sensible.}$$

$$\text{Si } t = 20 \text{ cm} \quad \gamma \quad p_n = \frac{A_{vh}}{S t}$$

$$\frac{A_{vh}}{S} = 0.148 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

Como que $t > 15 \text{ cm}$ se colocará el refuerzo en 2 capas. Si se usan $2\#5$ ($A_{vh} = 4 \text{ cm}^2$),

$$S = 4 / 0.148 = 27 \text{ cm}$$

$$S = 25 \text{ cm} < s_{max} = 25 \text{ cm} \checkmark$$

$$\Rightarrow \text{Usar } \underline{2\#5 @ 25 \text{ cm}}$$

El acero vertical se calcula con

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h}{L} \right) (p_n - 0.0025)$$

↑
nota

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 (2.5 - 3.5) (0.0074 - 0.0025)$$

$$= 0.0001 < \rho_{min}$$

usar $\rho_v = \rho_{min} = 0.0025$

Simultáneamente al desarrollo de ρ_h

$$\frac{A_{vv}}{s} = 0.05$$

Al $s_{max} = 35 \text{ cm}$, $A_{vv} = 0.05 \times 35 = 1.75 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow \text{usar } 2\#4 @ 35 \text{ cm}$$

$$(A_w = 2.58 \text{ cm}^2)$$

e.2) Revisión del elemento extremo como columna corta

Se considera el acero del alma, se diseña el elemento extremo para la máxima carga axial. De las varias condiciones de carga, considerando carga axial y momento, $P = 537 \text{ ton}$
 $\hookrightarrow M = P \cdot L$

$$A_g = 45^2 = 2025 \text{ cm}^2$$

Si usamos $12\#10$, $A_{st} = 12 \cdot 8.19 = 98.3 \text{ cm}^2$

$$(\rho_t = 0.048 < 0.00)$$

$$P_{eo} = 0.8 [f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

$$= 0.8 [204 (2025 - 98.3) + 4200 \cdot 98.3] / 1000$$

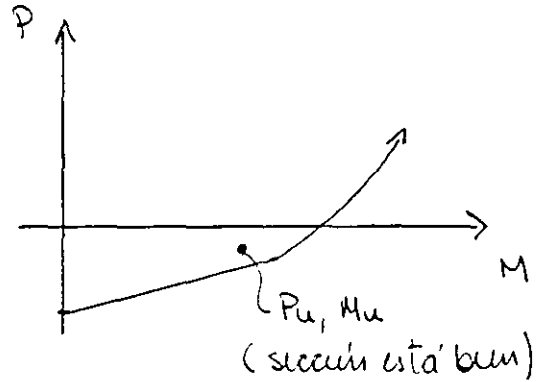
$$= 615.5 \text{ ton} > P_u$$

e3) Revisión de la capacidad.

Se calcularon algunos puntos del diagrama de interacción.

don:

	P [ton]	M [ton·cm]
tension	145	342 782 ← Mn
	0	385 257
	136	424 600
	318	475 670
	454	512 901
	590	548 846
	726	583 444



Según la condición de carga crítica.

$$V_u = 294 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned}
 (V_u)_{\text{aumentado}} &= V_u \frac{\alpha M_n}{M_u} ; \alpha = 1.1 \text{ a } 1.2 \\
 &= 294 \frac{1.1 \cdot 342782}{302550} \quad \left(\frac{1}{F_c} = \frac{1}{0.9} \right) \\
 &= 1.25 V_u = 367 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Pero la capacidad

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= V_{c2} + V_s = 45.8 + f_n f_y d_i \quad \text{donde } f_n = \frac{A_{v2}}{S_{v2}} = \frac{4}{25 \cdot 20} = 0.008 \\
 \phi V_n &= 45.8 + 0.008 \cdot 4200 \cdot 516 \cdot 20 / 100 \\
 &= 45.8 + 347 \\
 &= 393 \text{ ton} > (V_u)_{\text{aumentado}} \quad \checkmark
 \end{aligned}$$

e.4) Confinamiento de los elementos verticales

Anular a las columnas, solo que el refuerzo transversal se coloca a lo largo del elemento con la misma separación.

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0.334 \quad ; \quad \text{si } r_{ge} = 10\text{cm}$$

$$A_{sh} = 3.34 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \#4, \#3 @ 10\text{cm}$$

e.5) Uniónes de barras (nastapas) l_t

→ Al mitad de la altura, y barras alternadas

Para las barras del #10, $l_t = 1.33 l_{db}$

$$\text{donde } l_{db} = \frac{0.06 \cdot \sigma_s \cdot f_y}{\sqrt{f_c}} = \frac{0.06 \cdot 8.17 \cdot 4200}{\sqrt{300}} = 119 \text{ cm}$$

$$\text{que tiene que ser mayor o igual que } 0.006 d_b f_y = 0.006 \cdot \frac{10}{8} \cdot 2.5 \cdot 4200 = 78.8 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow l_t = 1.33 \cdot 119 = 160 \text{ cm}$$

Para las barras del #4, $l_t = 40 \text{ cm}$ | nge (0.006 $d_b f_y$)

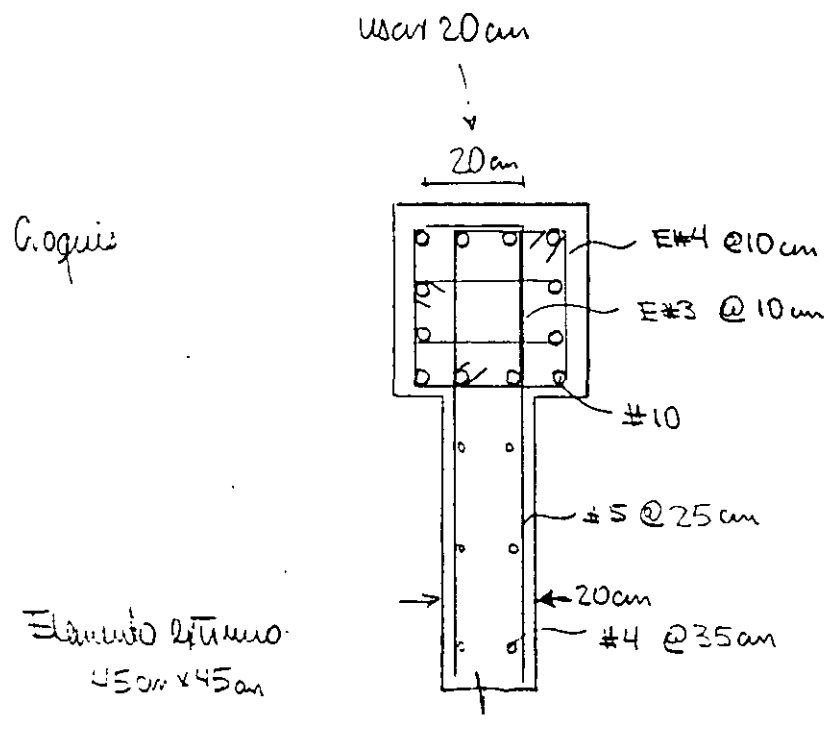
Para el anclaje de las barras del # 5 (horizontales)

Según 2.1.1

$$L_{dn} = \frac{0.076 \cdot d_b \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.076 \cdot \frac{5}{8} \cdot 254 \cdot 4200}{\sqrt{300}}$$

$$= 30 \text{ cm} < 45 \text{ cm (Ancho del elemento de concreto)}$$

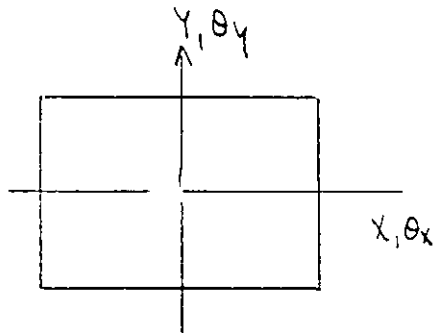
El tramo recto después del doblez será de $12d_b = 19 \text{ cm}$



6. INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA.

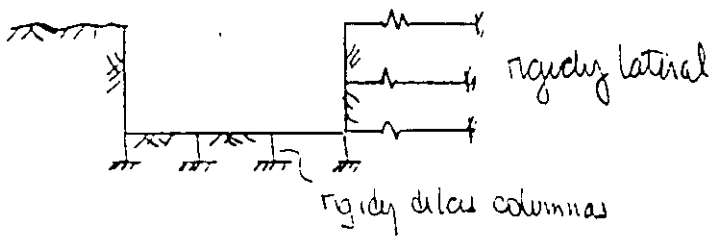
- losa de cimentación y muros de contención, que se suponen rígidas + pilotes
- contrarais

Algunos comentarios sobre modelación de la interacción suelo - estructura usando ETABS.



El elemento es modelar
 $k_x, k_{\theta x}, k_y$ y $k_{\theta y}$

Para cimientos de cimentación.



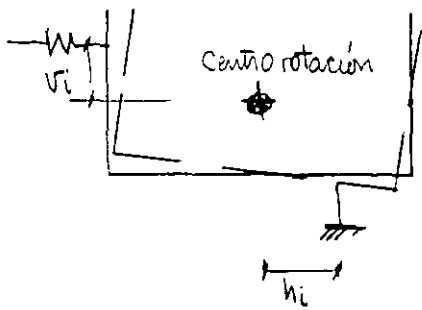
La rigidez lateral total de la cimentación relativa por:

$$k_x = \sum k_{\text{lateral}} + \sum \frac{12EI}{L^3(1-\nu^2)}$$

↑ columnas equivalentes
donde $\rho = \frac{6EI}{L^2 \Delta_r G}$ ($\rho = 0$: 0. primarias
por corte: 0 en nulas)

La rigidez rotacional total se obtiene de:

$$K_{\theta\theta} = \sum k_{lat} v_i^2 + \sum \frac{AE}{L} h_i^2 \quad (\text{contribución de la rigidez axial de las resortes-columnas})$$



$$+ \sum \frac{12EI}{L^3(1+\gamma_s)} v_i^2 \quad (\text{contribución de la rigidez lateral de las columnas})$$

$$+ \sum \frac{2EI(2+\gamma_s)}{L(1+\gamma_s)} \quad (\text{contribución de la rigidez rotacional de las columnas})$$

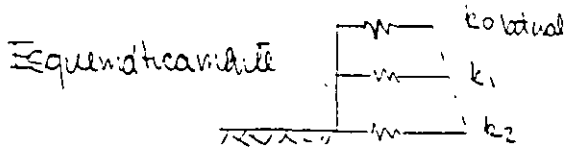
El término $K_{x\theta}$ se obtiene:

$$K_{x\theta} = \sum k_{lateral} v_i + \sum \frac{12EI}{L^2(1+\gamma_s)} v_i + \sum \frac{6EI}{L^2(1+\gamma_s)} v_i$$

Se puede suponer que el centro de rotación estará a $2/3$ de la profundidad de la cimentación:

se puede incrementar la rigidez lateral en forma lineal con la profundidad si la cimentación:

$$k_{lateral} = k_{lateral} + cy$$



$K_x, K_y, K_{\theta x}, K_{\theta y}$ se obtienen: ZDF-87, etc., etc.

Para obtener k_{lat} y $k_{columna-corte}$, se supone $\beta=0$ y $L=0.5$ cm (no afecta los elementos mecánicos en la superestructura).

Se resuelve un sistema de ecuaciones de la forma

$$\begin{Bmatrix} k_{ox} \\ k_x \\ k_{oy} \\ k_y \\ k_{oz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cdot & & & & \\ & \cdot & & & \\ & & \cdot & & \\ & & & \cdot & \\ & & & & \cdot \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} k_{ox} \\ A \\ I_y \\ k_{oy} \\ I_x \end{Bmatrix}$$

* Ver ecuaciones pasadas, para una posición de rotación

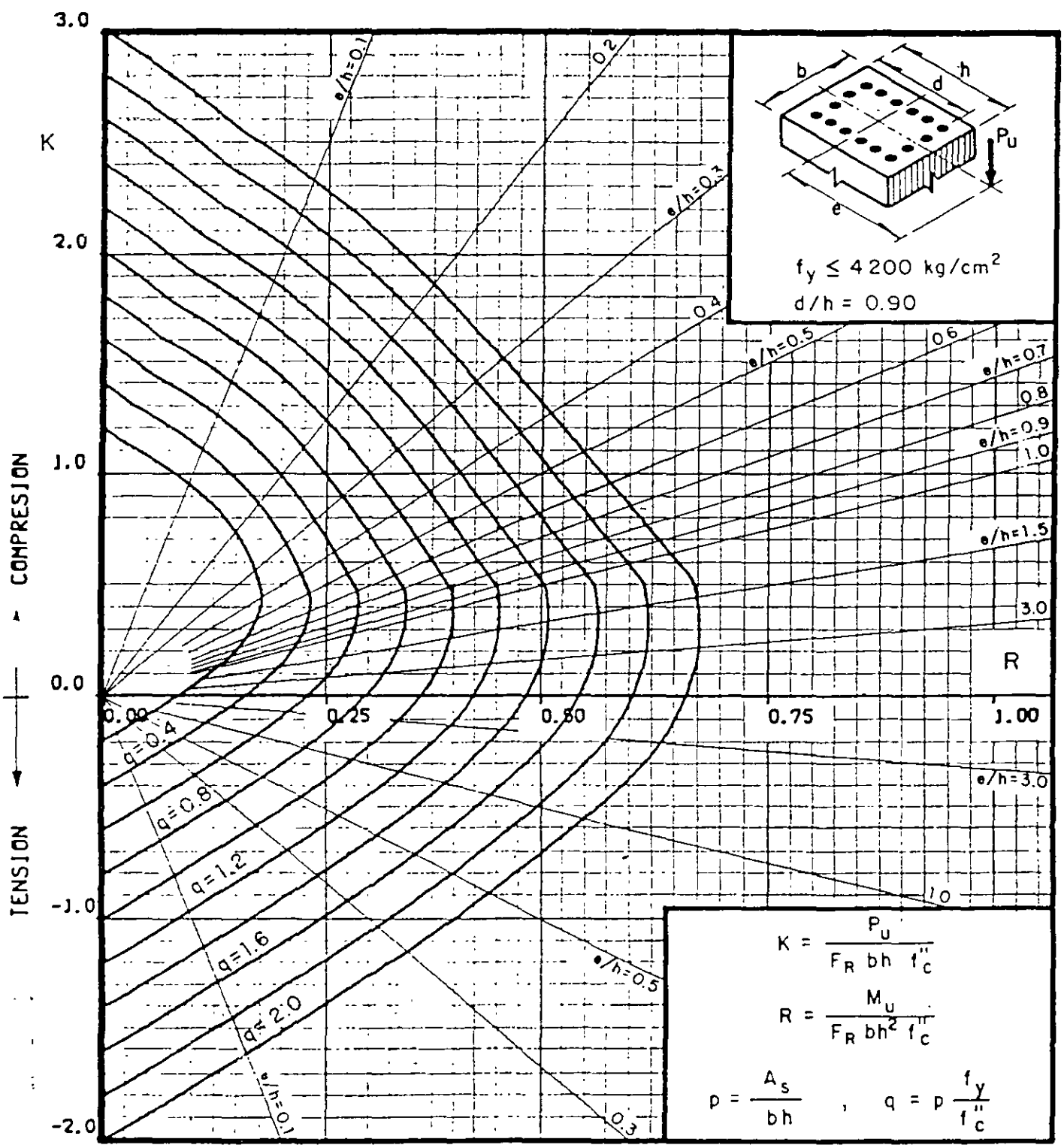
Estos valores se usan en ETABS.

Nota: un cambio en CR, produce cambios de signo en el determinante de la matriz $*$; además, si un modo de vibrar vive un respecto a un punto para el cual la matriz es singular, se producen problemas numéricos (inestabilidad).

Aun si $\det(1) \gg 0$, si se usan valores de k_{ox} , A , ..., muy grandes se pueden tener problemas numéricos.

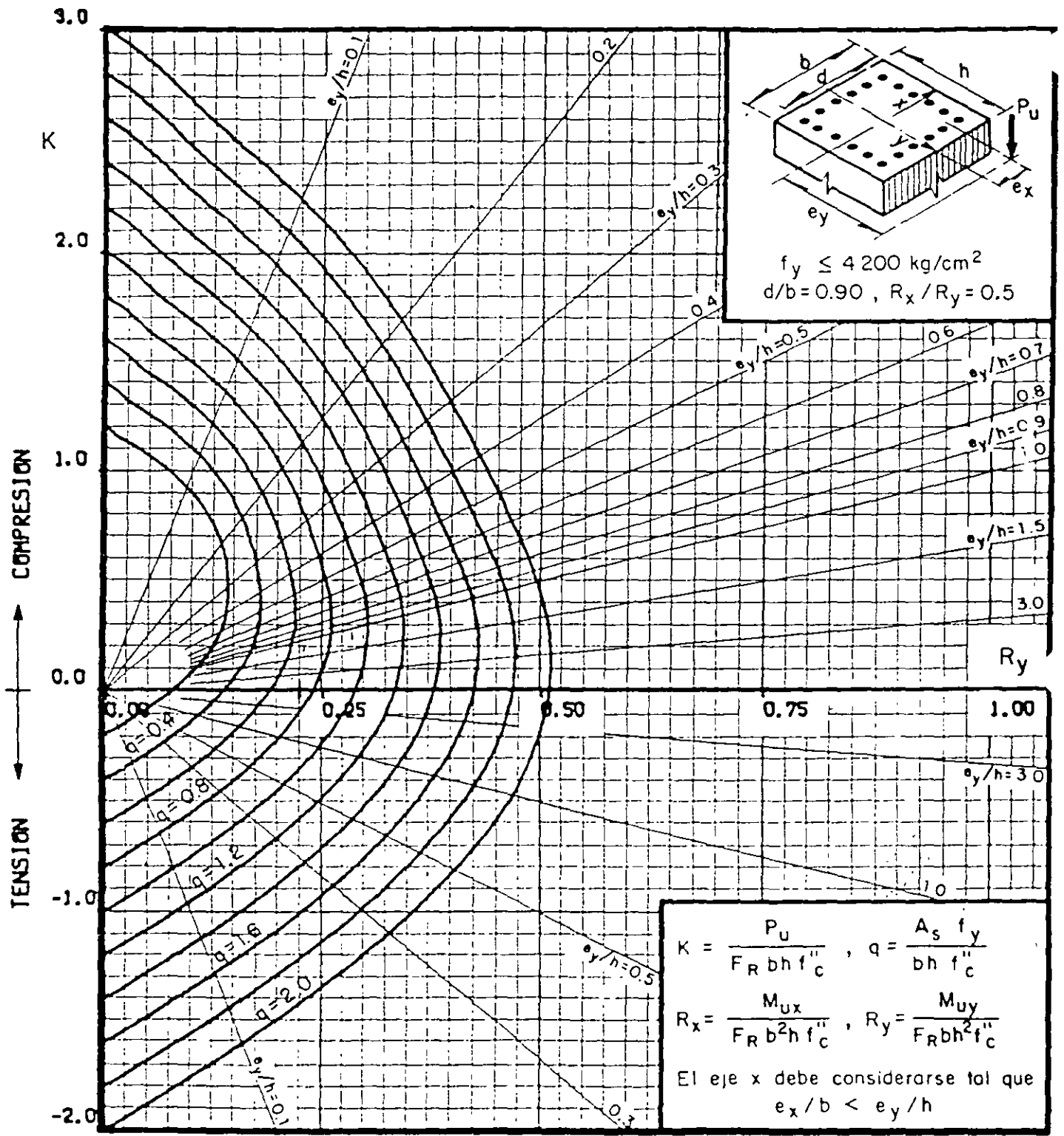
Puesto que la hora de cimentación es flexible, se produce una reducción de la rigidez y desplazamiento lateral de las columnas que puede llegar a causar problemas numéricos.

Para este edificio, el período fundamental aumentó en 20% en relación al calculado suponiendo base rígida.



A_s = Area total de refuerzo
 $f_c'' = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^*$, si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$
 F_R = Factor de reducción de resistencia
 P_u = Carga axial última
 M_{uy} = Momento flexionante último en dirección $y = P_u \cdot e_y$
 M_{ux} = Momento flexionante último en dirección $x = P_u \cdot e_x$

Fig 10



A_s = Area total de refuerzo
 $f_c'' = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^*$, si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$
 F_R = Factor de reducción de resistencia
 P_u = Carga axial última
 M_{uy} = Momento flexionante último en dirección y = $P_u \cdot e_y$
 M_{ux} = Momento flexionante último en dirección x = $P_u \cdot e_x$

Fig 42



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**XXIV CURSO INTERNACIONAL
DE INGENIERÍA SÍSMICA**

MODULO IV:

DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMAS :

COLUMNAS Y OTROS MIEMBROS A COMPRESIÓN

**EJEMPLOS DE DISEÑO DE COLUMNAS DE ACERO "I" Y EN
CAJÓN**

DISIPACIÓN DE ENERGÍA CON DISIPADORES DE FRICCIÓN

**PRESENTADO POR: ING. JOSÉ LUIS SÁNCHEZ MARTÍNEZ
SEPTIEMBRE 1998**

CHAPTER E.

COLUMNS AND OTHER COMPRESSION MEMBERS

This section applies to prismatic members subject to axial compression through the centroidal axis. For members subject to combined axial compression and flexure, see Chap. H. For tapered members, see Appendix F4.

E1. EFFECTIVE LENGTH AND SLENDERNESS LIMITATIONS

1. Effective Length

The effective length factor K shall be determined in accordance with Sect. C2.

2. Plastic Analysis

Plastic analysis, as limited in Sect. A5.1, is permitted if the column slenderness parameter λ_c defined by Formula E2-4 does not exceed $1.5K$.

E2. DESIGN COMPRESSIVE STRENGTH

The design strength of compression members whose elements have width-thickness ratios less than λ_r of Sect. B5.1 is $\phi_c P_n$

$$\begin{aligned}\phi_c &= 0.85 \\ P_n &= A_g F_{cr}\end{aligned}\tag{E2-1}$$

$$\text{or } \lambda_c \leq 1.5$$

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y\tag{E2-2}$$

$$\text{or } \lambda_c > 1.5$$

$$F_{cr} = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y\tag{E2-3}$$

where

$$\lambda_c = \frac{Kl}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}\tag{E2-4}$$

A_g = gross area of member, in.²

F_y = specified yield stress, ksi

E = modulus of elasticity, ksi

K = effective length factor

l = unbraced length of member, in.

r = governing radius of gyration about plane of buckling, in.

For members whose elements do not meet the requirements of Sect. B5.1, see Appendix B5.3.

E3. FLEXURAL-TORSIONAL BUCKLING

Singly symmetric and unsymmetric columns, such as angle or tee-shaped columns, and doubly symmetric columns such as cruciform or built-up columns with very thin walls, may require consideration of the limit states of flexural-torsional and torsional buckling. See Appendix E3 for the determination of design strength for these limit states.

E4. BUILT-UP MEMBERS

At the ends of built-up compression members bearing on base plates or milled surfaces, all components in contact with one another shall be connected by a weld having a length not less than the maximum width of the member or by bolts spaced longitudinally not more than four diameters apart for a distance equal to 1½ times the maximum width of the member.

Along the length of built-up compression members between the end connections required above, longitudinal spacing for intermittent welds, bolts or rivets shall be adequate to provide for the transfer of calculated stress. However, where a component of a built-up compression member consists of an outside plate, except as provided in the next sentence, the maximum spacing shall not exceed the thickness of the thinner outside plate times $127/\sqrt{F_y}$, nor 12 in., when intermittent welds are provided along the edges of the components or when fasteners are provided on all gage lines at each section. When fasteners are staggered, the maximum spacing on each gage line shall not exceed the thickness of the thinner outside plate times $190/\sqrt{F_y}$, nor 18 in.

For unpainted built-up members made of weathering steel which will be exposed to atmospheric corrosion, the fasteners connecting a plate and a shape or two-plate components in contact with one another shall not exceed 14 times the thickness of the thinnest part nor 7 in. and the maximum edge distance shall not exceed eight times the thickness of the thinnest part, nor 5 in.⁹¹

Compression members composed of two or more shapes shall be connected to one another at intervals such that the slenderness ratio L/r of either shape, between the fasteners, does not exceed the governing slenderness ratio of the built-up member. The least radius of gyration r shall be used in computing the slenderness ratio of each component part.

The design strength of built-up members composed of two or more shapes shall be determined in accordance with Section E2 or Appendix E3 subject to the following modification. If the buckling mode involves relative deformation that produce shear forces in the connectors between individual shapes, Kl/r is replaced by $(Kl/r)_m$ determined as follows:

- a. for snug-tight bolted connectors:

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{Kl}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2} \quad (\text{E4-1})$$

- b. for welded connectors and for fully tightened bolted connectors as required for slip-critical joints:

with $\frac{a}{r_i} > 50$

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{Kl}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{a}{r_i} - 50\right)^2} \quad (\text{E4-2})$$

with $\frac{a}{r_i} \leq 50$

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_m = \left(\frac{Kl}{r}\right)_o \quad (\text{E4-3})$$

where

$\left(\frac{Kl}{r}\right)_o$ = column slenderness of built-up member acting as a unit

$\frac{a}{r_i}$ = largest column slenderness of individual components

$\left(\frac{Kl}{r}\right)_m$ = modified column slenderness of built-up member

a = distance between connectors

r_i = minimum radius of gyration of individual component

Open sides of compression members built up from plates or shapes shall be provided with continuous cover plates perforated with a succession of access holes. The unsupported width of such plates at access holes, as defined in Sect. B5.1, is assumed to contribute to the design strength provided that:

- a. The width-thickness ratio conforms to the limitations of Sect. B5.1.
- b. The ratio of length (in direction of stress) to width of hole shall not exceed two.
- c. The clear distance between holes in the direction of stress shall be not less than the transverse distance between nearest lines of connecting fasteners or welds.
- d. The periphery of the holes at all points shall have a minimum radius of 1½ in.

The function of perforated cover plates may be performed by lacing with tie plates at each end and at intermediate points if the lacing is interrupted. Tie plates shall be as near the ends as practicable. In main members providing design strength, the end tie plates shall have a length of not less than the distance between the lines of fasteners or welds connecting them to the components of the member. Intermediate tie plates shall have a length not less than ½ of this distance. The thickness of tie plates shall be not less than ⅓ of the distance between lines of welds or fasteners connecting them to the segments of the members. In welded construction, the welding on each line connecting a tie plate shall aggregate not less than ⅓ the length of the plate. In bolted and riveted construction, the spacing in the direction of stress in tie plates shall be not more than six diameters and the tie plates shall be connected to each segment by at least three fasteners.

Lacing, including flat bars, angles, channels or other shapes employed as lacing, shall be so spaced that the L/r ratio of the flange included between their connections shall not exceed the governing slenderness ratio for the member as a whole. Lacing shall be proportioned to provide a shearing strength normal to the axis of the member equal to 2% of the compressive design strength of the member. The L/r ratio for lacing bars arranged in single systems shall not exceed 140. For double lacing this ratio shall not exceed 200. Double lacing bars shall be joined at their intersections. For lacing bars in compression, L may be taken as the unsupported length of the lacing bar between welds or fasteners connecting it to the components of the built-up member for single lacing, and 70% of that distance for double lacing. The inclination of lacing bars to the axis of the member shall preferably be not less than 60° for single lacing and 45° for double lacing. When the distance between the lines of welds or fasteners in the flanges is more than 15 in., the lacing shall preferably be double or be made of angles.

E5. PIN-CONNECTED COMPRESSION MEMBERS

Pin-connections of pin-connected compression members shall conform to the requirements of Sect. D3 except Formulas D3-1 and D3-2 do not apply.

CHAPTER F.

BEAMS AND OTHER FLEXURAL MEMBERS

This section applies to singly or doubly symmetric beams including hybrid beams and girders loaded in the plane of symmetry. It also applies to channels loaded in a plane passing through the shear center parallel to the web or restrained against twisting at load points and points of support. For design flexural strength for members not covered in Sect. F1, see Appendix F1.7. For members subject to combined flexural and axial force, see Sect. H1. For unsymmetric beams and beams subject to torsion combined with flexure, see Sect. H2.

F1. DESIGN FOR FLEXURE

1. Unbraced Length for Plastic Analysis

Plastic analysis, as limited in Sect. A5, is permitted when the laterally unbraced length L_b of the compression flange at plastic hinge locations associated with the failure mechanism, for a compact section bent about the major axis, does not exceed L_{pd} , determined as follows:

a. For doubly symmetric and singly symmetric I-shaped members with the compression flange larger than the tension flange (including hybrid members) loaded in the plane of the web

$$L_{pd} = \frac{3,600 + 2,200(M_1/M_p)}{F_y} r_y \quad (F1-1)$$

where

F_y = specified minimum yield stress of the compression flange, ksi

M_1 = smaller moment at end of unbraced length of beam, kip-in.

M_p = plastic moment (= $F_y Z$ for homogeneous sections; computed from fully plastic stress distribution for hybrids), kip-in.

r_y = radius of gyration about minor axis, in.

(M_1/M_p) is positive when moments cause reverse curvature

b. For solid rectangular bars and symmetric box beams

$$L_{pd} = \frac{5,000 + 3,000(M_1/M_p)}{F_y} r_y \geq 3,000 r_y / F_y \quad (F1-2)$$

There is no limit on L_b for members with circular or square cross sections nor for any beam bent about its minor axis.

In the region of the last hinge to form, and in regions not adjacent to a plastic hinge, the flexural design strength shall be determined in accordance with Sect. F1.2.

2. Flexural Design Strength

The flexural design strength, determined by the limit state of lateral-torsional buckling, is $\phi_b M_n$, where the nominal strength M_n shall be determined in accordance with the following sections, and $\phi_b = 0.90$.

3. Compact Section Members with $L_b \leq L_r$

For laterally unsupported compact section members bent about the major axis:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (\text{F1-3})$$

where

$C_b = 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2 \leq 2.3$ where M_1 is the smaller and M_2 the larger end moment in the unbraced segment of the beam; M_1/M_2 is positive when the moments cause reverse curvature and negative when bent in single curvature.

$C_b = 1.0$ for unbraced cantilevers and for members where the moment within a significant portion of the unbraced segment is greater than or equal to the larger of the segment end moments.*

L_b = distance between points braced against lateral displacement of the compression flange, or between points braced to prevent twist of the cross section.

For I-shaped members including hybrid sections and channels bent about their major axis:

$$L_p = \frac{300r_y}{\sqrt{F_{yf}}} \quad (\text{F1-4})$$

For solid rectangular bars and box beams:

$$L_p = \frac{3,750r_y}{M_p} \sqrt{JA} \quad (\text{F1-5})$$

where

A = cross-sectional area, in.²

J = torsional constant, in.⁴

The limiting laterally unbraced length L_r and the corresponding buckling moment M_r shall be determined as follows:

- a. For I-shaped members, doubly symmetric and singly symmetric with the compression flange larger than or equal to the tension flange, and channels loaded in the plane of the web:

$$L_r = \frac{r_y X_1}{(F_{yw} - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_{yw} - F_r)^2}} \quad (\text{F1-6})$$

$$M_r = (F_{yw} - F_r) S_x \quad (\text{F1-7})$$

where

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} \quad (\text{F1-8})$$

$$X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2 \quad (\text{F1-9})$$

*For the use of larger C_b values, see Structural Stability Research Council *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*, 3rd Ed., pg. 135.

S_x = section modulus about major axis, in.³

E = modulus of elasticity of steel (29,000 ksi)

G = shear modulus of elasticity of steel (11,200 ksi)

F_{yw} = yield stress of web, ksi

I_y = moment of inertia about y-axis, in.⁴

C_w = warping constant, in.⁶

F_r = compressive residual stress in flange; 10 ksi for rolled shapes, 16.5 ksi for welded shapes

- b. For singly symmetric, I-shaped members with the compression flange larger than the tension flange, use S_{xc} in place of S_x in Formulas F1-7 through F1-9, or see Table A-F1.1.
- c. For symmetric box sections bent about the major axis and loaded in the plane of symmetry, M_r and L_r shall be determined from Formula F1-7 and F1-10 respectively.
- d. For solid rectangular bars bent about the major axis:

$$L_r = \frac{57,000 r_y \sqrt{JA}}{M_r} \quad (\text{F1-10})$$

$$M_r = F_y S_x \quad (\text{F1-11})$$

4. Compact Section Members with $L_b > L_r$

For laterally unsupported members with compact section members bent about the major axis:

$$M_n = M_{cr} \leq C_b M_r \quad (\text{F1-12})$$

where M_{cr} is the critical elastic moment, determined as follows:

- a. For I-shaped members, doubly symmetric and singly symmetric with compression flange larger than the tension flange (including hybrid members) and channels loaded in the plane of the web:

$$\begin{aligned} M_{cr} &= C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2 I_y C_w} \\ &= \frac{C_b S_x X_1 \sqrt{2}}{L_b / r_y} \sqrt{1 + \frac{X_1^2 X_2}{2(L_b / r_y)^2}} \end{aligned} \quad (\text{F1-13})$$

- b. For solid rectangular bars and symmetric box sections:

$$M_{cr} = \frac{57,000 C_b \sqrt{JA}}{L_b / r_y} \quad (\text{F1-14})$$

5. Tees and Double-angle Beams

The nominal strength of tees and double-angle beams loaded in the plane of symmetry and bent about the major axis, with flange and web slenderness ratios less than the corresponding values of λ_r in Table B5.1:

$$M_n = M_{cr} = \frac{C_b \pi \sqrt{EI_y GJ}}{L_b} [B + \sqrt{1 + B^2}] \leq M_y \quad (\text{F1-15})$$

where

$$B = \pm 2.3 (d/L_b) \sqrt{I_y/J} \quad (\text{F1-16})$$

The plus sign for B applies when the stem is in tension and the minus sign applies when the stem is in compression.

6. Noncompact Plate Girders

The nominal strength of a doubly symmetric, single-web plate girder, including hybrid sections, shall be calculated by the provisions of Appendix F1.7 if $h_c/t_w \leq 970/\sqrt{F_{yf}}$ or by the provisions of Appendix G if $h_c/t_w > 970/\sqrt{F_{yf}}$.

7. Nominal Flexural Strength of Other Sections

There is no lateral-torsional buckling limit state for circular or square shapes nor for any shape bent about its minor axis.

For the nominal strength M_n of other cross section types, including noncompact sections or sections with slender elements, see Appendix F1.7. See Appendix G for design of plate girders with slender webs.

F2. DESIGN FOR SHEAR

This section applies to the web (or webs in the case of multiple web members) of singly or doubly symmetric beams, including hybrid beams, subject to shear in the plane of symmetry, and channels subject to shear in the web. Where failure might occur by shear along a plane through fasteners, refer to Sect. J4. For members subjected to high shear from concentrated loads, see Sect. K1.7.

1. Web Area Determination

The web area A_w shall be taken as the overall depth d times the web thickness t_w .

2. Design Shear Strength

The design shear strength of webs is $\phi_v V_n$, where $\phi_v = 0.90$ and the nominal shear strength V_n is determined as follows:

$$\text{For } \frac{h}{t_w} \leq 187 \sqrt{k/F_{yw}}$$

$$V_n = 0.6 F_{yw} A_w \quad (\text{F2-1})$$

$$\text{for } 187 \sqrt{k/F_{yw}} < \frac{h}{t_w} \leq 234 \sqrt{k/F_{yw}}$$

$$V_n = 0.6 F_{yw} A_w \frac{187 \sqrt{k/F_{yw}}}{h/t_w} \quad (\text{F2-2})$$

$$\text{for } \frac{h}{t_w} > 234 \sqrt{k/F_{yw}}$$

$$V_n = A_w \frac{26,400k}{(h/t_w)^2} \quad (\text{F2-3})$$

The web plate buckling coefficient k is given by

$$k = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (\text{F2-4})$$

Except that k shall be taken as 5 if a/h exceeds 3.0 or $[260/(h/t_w)]^2$. When stiffeners are not required, $k = 5$. In unstiffened girders, h/t shall not exceed 260.

Maximum (h/t_w) limits are given in Appendix G1.

An alternative design method for plate girders utilizing tension field action is given in Appendix G.

F3. TRANSVERSE STIFFENERS

Transverse stiffeners are not required when $h/t_w \leq 418/\sqrt{F_{yw}}$, or when the required shear V_u , as determined by structural analysis for the factored loads, is less than or equal to $\phi_v V_n$ for $k = 5$ given in Sect. F2. Transverse stiffeners used to develop the web design shear strength as provided in Sect. F2 shall have a moment of inertia about an axis in the web center for stiffener pairs or about the face in contact with the web plate for single stiffeners, which shall not be less than $at_w^3 j$, where

$$j = \frac{2.5}{(a/h)^2} - 2 \geq 0.5 \quad (\text{F3-1})$$

Intermediate stiffeners may be stopped short of the tension flange, provided bearing is not needed to transmit a concentrated load or reaction. The weld by which intermediate stiffeners are attached to the web shall be terminated not less than four times nor more than six times the web thickness from the near toe of the web-to-flange weld. When single stiffeners are used, they shall be attached to the compression flange, if it consists of a rectangular plate, to resist any uplift tendency due to torsion in the plate. When lateral bracing is attached to a stiffener, or a pair of stiffeners, these, in turn, shall be connected to the compression flange to transmit one percent of the total flange stress, unless the flange is composed only of angles.

Bolts connecting stiffeners to the girder web shall be spaced not more than 12 in. o. c. If intermittent fillet welds are used, the clear distance between welds shall not be more than 16 times the web thickness nor more than 10 in.

F4. WEB-TAPERED MEMBERS

See Appendix F4.

CHAPTER G. PLATE GIRDERS

plate girders shall be distinguished from beams on the basis of the web slenderness ratio h_c/t_w . When this value is greater than $970/\sqrt{F_{yf}}$ the provisions of Appendix G shall apply for design flexural strength, otherwise Appendix F1.7 is applicable.

For design shear strength and transverse stiffener design see appropriate sections in Chap. F or see Appendix G3 and G4 if tension field action is utilized.

CHAPTER H. MEMBERS UNDER TORSION AND COMBINED FORCES

This section applies to prismatic members subjected to axial force and flexure about one or both axes of symmetry, with or without torsion, and torsion only. For web-tapered members, see Appendix F4.

H1. SYMMETRIC MEMBERS SUBJECT TO BENDING AND AXIAL FORCE

1. Doubly and Singly Symmetric Members In Flexure and Tension

The interaction of flexure and tension in symmetric shapes shall be limited by Formulas H1-1a and H1-1b

for $\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{H1-1a})$$

for $\frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{H1-1b})$$

where

P_u = required tensile strength, kips

P_n = nominal tensile strength determined in accordance with Sect. D1, kips

M_u = required flexural strength, kip-in.

M_n = nominal flexural strength determined in accordance with Sect. F1, kip-in.

ϕ_t = resistance factor for tension, $\phi_t = 0.90$ (see Sect. D1)

ϕ_b = resistance factor for flexure = 0.90

Second order effects may be considered in the determination of M_u for use in Formulas H1-1a and H1-1b. A more detailed analysis of the interaction of flexure and tension may be made in lieu of using Formulas H1-1a and H1-1b.

2. Doubly and Singly Symmetric Members in Flexure and Compression

The interaction of flexure and compression in symmetric shapes shall be limited by Formulas H1-1a and H1-1b where

P_u = required compressive strength, kips

P_n = nominal compressive strength determined in accordance with Sect. E2, kips

M_u = required flexural strength determined in accordance with subsection a, below, kip-in.

M_n = nominal flexural strength determined in accordance with subsection b, below, kip-in.

ϕ_c = resistance factor for compression, $\phi_c = 0.85$ (see Sect. E2)

ϕ_b = resistance factor for flexure = 0.90

a. Determination of M_u

In structures designed on the basis of elastic analysis, M_u may be determined from a second order elastic analysis using factored loads. In structures designed on the basis of plastic analysis, M_u shall be determined from a plastic analysis that satisfies the requirements of Sects. C1 and C2. In structures designed on the basis of elastic first order analysis the following procedure for the determination of M_u may be used in lieu of a second order analysis:

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{et} \quad (\text{H1-2})$$

where

M_{nt} = required flexural strength in member assuming there is no lateral translation of the frame, kip-in.

M_{et} = required flexural strength in member as a result of lateral translation of the frame only, kip-in.

$$B_1 = \frac{C_m}{(1 - P_u/P_e)} \geq 1 \quad (\text{H1-3})$$

$P_e = A_g F_y / \lambda_c^2$ where λ_c is defined by Formula E2-4 with $K \leq 1.0$ in the plane of bending.

C_m = a coefficient whose value shall be taken as follows:

- i. For restrained compression members in frames braced against joint translation and not subject to transverse loading between their supports in the plane of bending,

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2) \tag{H1-4}$$

where M_1/M_2 is the ratio of the smaller to larger moments at the ends of that portion of the member unbraced in the plane of bending under consideration. M_1/M_2 is positive when the member is bent in reverse curvature, negative when bent in single curvature.

- ii. For compression members in frames braced against joint translation in the plane of loading and subjected to transverse loading between their supports, the value of C_m can be determined by rational analysis. In lieu of such analysis, the following values may be used:

for members whose ends are restrained $C_m = 0.85$
 for members whose ends are unrestrained..... $C_m = 1.0$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \Sigma P_u \left(\frac{\Delta_{oh}}{\Sigma HL} \right)} \tag{H1-5}$$

or
$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\Sigma P_e}} \tag{H1-6}$$

- ΣP_u = required axial load strength of all columns in a story, kips
- Δ_{oh} = translation deflection of the story under consideration, in.
- ΣH = sum of all story horizontal forces producing Δ_{oh} , kips
- L = story height, in.
- $P_e = A_g F_y / \lambda_c^2$, kips, where λ_c is the slenderness parameter defined by Formula E2-4, in which the effective length factor K in the plane of bending shall be determined in accordance with Sect. C2.2, but shall not be less than unity.

b. Determination of M_n

In the use of Formulas H1-1a and H1-1b, M_{nx} shall be determined in accordance with Sect. F1. The actual value of C_b from Sect. F1.3 may be used, provided that the maximum moment M_{ux} occurs at the end of the member or at the end of an unbraced segment of a member. When the maximum moment occurs between the ends, M_{nx} shall be determined with $C_b = 1.0$. When Formula H1-2 is used for determining M_u , the maximum moment for a braced member bent about the strong axis and laterally braced only at its ends will occur at an end whenever the calculated value of B_1 is equal to or less than 1.

H2. UNSYMMETRIC MEMBERS AND MEMBERS UNDER TORSION AND COMBINED TORSION, FLEXURE AND/OR AXIAL FORCE

The design strength ϕF_y of the member shall equal or exceed the required strength expressed in terms of the normal stress f_{un} or the shear stress f_{uv} , determined by elastic analysis for the factored loads:

- a. For the limit state of yielding under normal stress:

$$f_{un} \leq \phi F_y \quad (H2-1)$$

$$\phi = 0.90$$

- b. For the limit state of yielding under shear stress:

$$f_{uv} \leq 0.6\phi F_y \quad (H2-2)$$

$$\phi = 0.90$$

- c. For the limit state of buckling:

$$f_{un} \text{ or } f_{uv} \leq \phi_c F_{cr}, \text{ as applicable} \quad (H2-3)$$

where

$\phi_c = 0.85$ and F_{cr} may be determined from Formula A-E3-2 or A-E3-3, as applicable.

Some constrained local yielding is permitted in areas adjacent to areas which remain elastic.

H3. ALTERNATE INTERACTION EQUATIONS FOR MEMBERS UNDER COMBINED STRESS

See Appendix H3.

REVISIÓN DE UNA COLUMNA DE SECCIÓN H CON LA HOJA DE CALCULO AISC-SEC. H.xis (AISC-LRFD 93).

La hoja de cálculo es aplicable a columnas de edificios, con $L_x = L_y$. Si no están contraventeados, $K_x = K_y = 1.0$. Si están contraventeados pueden tomarse K_x y/o K_y menores que 1.0 (se determinan por separado, con el nomograma del AISC).

La revisión con la hoja de cálculo está en las hojas 12 y 13.

ACCIONES NOMINALES

(Fuerzas en Ton; mom en Tm)

CARGA VERTICAL				
P_{cv}	$M_{cv}X_s$	$M_{cv}Y_s$	$M_{cv}X_l$	$M_{cv}Y_l$
250	15.0	17.5	-22.3	0
SISMO SEGÚN X				
P_{sx}	$M_{sx}X_s$	$M_{sx}Y_s$	$M_{sx}X_l$	$M_{sx}Y_l$
100	12.7	15.0	12.7	-18.2
SISMO SEGÚN Y				
P_{sy}	$M_{sy}X_s$	$M_{sy}Y_s$	$M_{sy}X_l$	$M_{sy}Y_l$
80	-8.2	22.2	-19.0	22.2

Son acciones del exterior sobre la columna, positivas en el sentido del movimiento de las manecillas del reloj, en la Fig. 1 se muestran las producidas por carga vertical.

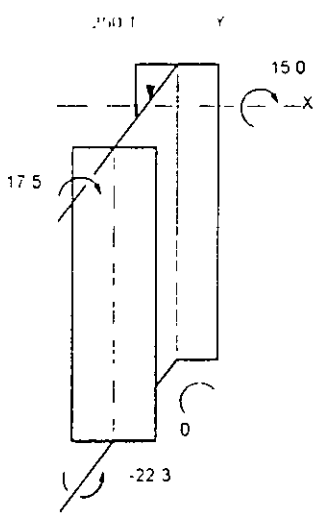


Fig. 1. Acciones nominales por carga vertical

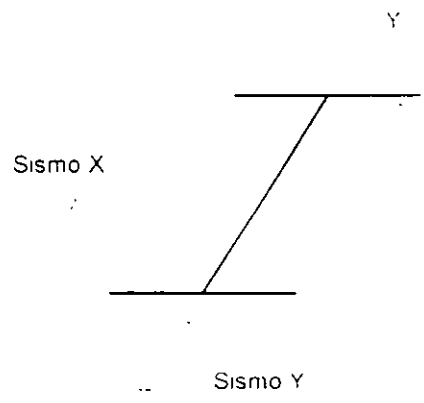


Fig. 2. Direcciones del sismo

Las direcciones del sismo, según los ejes X y Y, deben coincidir con los ejes del mismo nombre de la columna (Fig. 2).

X es siempre el eje normal al alma

En columnas de edificios urbanos se tomará, siempre, $K_x = K_y = 1.0$.

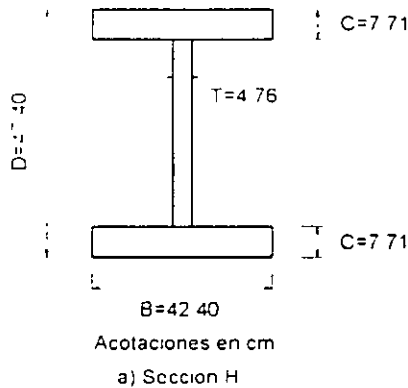
$F_c = 3515 \text{ Kg/cm}^2$; $L_x = L_y = 600 \text{ cm}$, $K_x = K_y = 1.0$; $Q_x = Q_y = 4.0$.

$\Sigma P_u = 2500 \text{ Ton}$, $\Sigma H_x = 300.0 \text{ Ton}$; $\Sigma H_y = 280.0 \text{ Ton}$; $(\Delta_{on})_x = 5.5 \text{ cm}$; $(\Delta_{on})_y = 3.0 \text{ cm}$.

Esta información proviene de un análisis de primer orden de la estructura

SECCIÓN PROPUESTA (LAMINADA)

Es una sección W 14" x 426 lb/ft.



$$A = 806.0 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 273\,697.7 \text{ cm}^4; S_x = 11548.4 \text{ cm}^3$$

$$Z_x = 14191.9 \text{ cm}^3; r_x = 18.43 \text{ cm}$$

$$I_y = 98\,236.6 \text{ cm}^4; S_y = 4633.8 \text{ cm}^3; r_y = 11.04 \text{ cm}$$

$$Z_y = 7111.5 \text{ cm}^3$$

$$J = 14104.7 \text{ cm}^4; C_a = 38\,687.933 \text{ cm}^6$$

Fig. 3. Sección propuesta

CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN. Es válida para todas las condiciones de carga.

Los límites son los correspondientes a secciones compactas en compresión axial, lo que es conservador. Deben ser "compactas" para desarrollar M_{px} y M_{py} .

$$\text{Patines. } B/2C = 42.4/(2 \times 7.71) = 2.75 < 545/\sqrt{F_y} = 9.19$$

$$\text{Alma } (D - 2C)/T = 31.98/4.76 = 6.72 < 2121/\sqrt{F_y} = 35.8 \quad \text{La sección es compacta}$$

RESISTENCIA EN COMPRESIÓN. Es válida para todas las condiciones de carga.

$$(KL/r)_x = 1 \times 600/18.43 = 32.56; (KL/r)_y = 1 \times 600/11.04 = 54.35; (KL/r)_{cr} = 54.35$$

$$\lambda_c = \frac{54.35}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.718 < 1.5 \therefore F_{cr} = (0.658^{0.718^2}) F_y = 2832.8 \text{ Kg/cm}^2 \quad P_n = 806 \times 2832.8 \times 10^3$$

$$= 2283.2 \text{ Ton}$$

$$P_{n1} = \pi^2 EA / (KL/r)^2 = (806 \pi^2 E / 32.56^2) 10^3 = 15299.7 \text{ Ton.}$$

$$P_{n1y} = \pi^2 EA / (KL/r)_y^2 = (806 \pi^2 E / 54.35^2) 10^3 = 5491.0 \text{ Ton.}$$

RESISTENCIA EN FLEXIÓN PARÁMETROS GENERALES $L_x = 600 \text{ cm} = L_b$

$$M_{px} = Z_x F_y = 14191.9 F_y \times 10^5 = 498.8 \text{ Tm}; \quad M_{py} = Z_y F_y = 7111.5 F_y \times 10^5 = 250.0 \text{ Tm}$$

$$L_p = 2515 r_y / \sqrt{F_y} = 2515 \times 11.04 / \sqrt{F_y} = 468.3 \text{ cm.}$$

$$F_l = 3515 - 700 = 2815 \text{ Kg/cm}^2, \quad M_l = F_l S_x = 2815 \times 11548.4 \times 10^5 = 325.1 \text{ Tm}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJ_A}{2}} = \frac{\pi}{11548.4} \sqrt{\frac{EG \times 14104.69 \times 806}{2}} = 821.842$$

$$X_2 = 4 \frac{C_{11}}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2 = 4 \times \frac{38687924}{98236.6} \left(\frac{11548.4}{14104.69G} \right)^2 = 1.70 \times 10^{-9}$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{F_l} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 F_l^2}} = \frac{11.04 \times 821.842}{2815} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 1.70 \times 10^{-9} \times 2815^2}} = 4565.9 \text{ cm}$$

$$\frac{M_{cre}}{C_{lx}} = \frac{S_x X_1 \sqrt{2}}{L / r_y} \sqrt{1 + \frac{X_1^2 X_2}{2(L / r_y)^2}} = \left[\frac{11548.4 \times 821.842 \sqrt{2}}{600 / 11.04} \sqrt{1 + \frac{821.842^2 \times 1.70 \times 10^{-9}}{2(600 / 11.04)^2}} \right] 10^{-5} = 2699.1 \text{ Tm}$$

$$L_p = 468.3 \text{ cm} < L_b = 600 \text{ cm} < L_r = 4565.9 \text{ cm.}$$

$$\frac{M_{nx}}{C_{lx}} = \left[M_{px} - (M_{px} - M_l) \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] = \left[498.8 - (498.8 - 325.1) \frac{300 - 468.3}{4565.9 - 468.3} \right] = 493.2 \text{ Tm}$$

$$M_{ny} = M_{py} = 250.0 \text{ Tm}$$

COEFICIENTES B_1 . Son iguales para todas las columnas del entrepiso y para todas las condiciones de carga.

$$B_{2x} = \frac{1}{1 - \sum U_{ij} (Q_{ij} \Delta_{ij}) / \sum I_{ij} L_{ij}} = \frac{1}{1 - 2500 \times 4 \times 3 / (280 \times 600)} = 1.217$$

$$B_{2y} = \frac{1}{1 - 2500 \times 4 \times 5.5 / (300 \times 600)} = 1.440$$

Como $B_{2y} = 1.440 > 1.40$, la hoja de cálculo indica que debe aumentarse la rigidez lateral del edificio según X

CONDICIÓN I. CARGA VERTICAL. Las acciones nominales están en la hoja 4. $F_c = 1.4$

RESISTENCIA EN FLEXIÓN $L_x = 600$ cm

Coefficiente C_{px} . Sólo interesa este coeficiente, porque para flexión alrededor de Y no hay pandeo.

$$M_1/M_2 = 15.0 / (-22.3) = -0.673, C_{px1} = 1.75 + 1.05 (M_1/M_2) + 0.3 (M_1/M_2)^2 = 1.75 + 1.05 (-0.673) + 0.3 (-0.673)^2 = 1.179 < 2.3$$

Como $L_b < L_r$, $M_{nx1} = \frac{M_{nx}}{C_{bx1}} = 493.2 \times 1.179 = 581.5 \text{ Tm} > M_{px}$

$$\therefore M_{nx1} = M_{px} = 498.8 \text{ Tm}$$

FACTORES DE AMPLIFICACION

Coefficientes B_1

$$C_{mx} = 0.6 - 0.4 (-0.673) = 0.869.$$

$$B_{1x} = \frac{0.869}{1 - P_u / P_{ex}} = \frac{0.869}{1 - 250 \times 1.4 / 15299.7} = 0.889 < 1.00 \therefore B_{1x} = 1.00$$

$$C_{my} = 0.6 - 0.4 (0) = 0.6$$

$$B_{1y} = \frac{0.6}{1 - 250 \times 1.4 / 5491.0} = 0.641 < 1.00 \therefore B_{1y} = 1.00$$

Para la revisión por carga vertical no se calcula B_2 .

ACCIONES DE DISEÑO.

$$P_u = 250 \times 1.4 = 350.0 \text{ Tm}; (M_{ux})_{m\grave{a}x} = B_{1x} (M_{xcv})_{m\grave{a}x} F_c = 22.3 \times 1.4 = 31.2 \text{ Tm}; (M_{uy})_{m\grave{a}x} = B_{1y} (M_{ycv})_{m\grave{a}x} F_c = 17.5 \times 1.4 = 24.5 \text{ Tm}$$

ECUACION DE INTERACCIÓN.

$$P_u / \phi_c P_n = 350.0 / 0.85 \times 2283.2 = 0.180 < 0.2 \therefore$$

$$\frac{P_u}{2\phi_t P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{ntx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{nty}} = \frac{0.180}{2} + \frac{31.2}{0.9 \times 498.9} + \frac{24.5}{0.9 \times 250.0} = 0.090 + 0.069 + 0.109 = 0.268 < 1.00$$

CONDICIÓN II. CARGA VERTICAL + SISMO X + 0.30 SISMO Y

RESISTENCIA EN COMPRESIÓN Igual que para carga vertical

Coefficientes B_{1x} Están en la parte superior de la hoja 7. Se calculan una sola vez, para las Cond. II y III

RESISTENCIA EN FLEXIÓN.

Coefficiente C_{bx} Se determina con las acciones nominales combinadas, amplificadas, teniendo en cuenta los signos de los momentos. Aunque no se conocen B_{1x} ni B_{1y} , no importa, pues estos factores no amplifican los momentos en los extremos de las columnas.

$$P = 250 + 100 + 0.3 \times 80 = 374 \text{ Ton}$$

$$M_{1s} = 15.0 + 1.217 \times 12.7 + 0.30 \times 1.440 (-8.2) = 26.9 \text{ Tm}$$

$$M_{1y} = 17.5 + 1.217 \times 15.0 + 0.30 \times 1.440 \times 22.2 = 45.3 \text{ Tm}$$

$$M_{2s} = -22.3 + 1.217 \times 12.7 + 0.30 \times 1.440 (-19.0) = -15.1 \text{ Tm}$$

$$M_{2y} = 0 + 1.217 (-18.2) + 0.30 \times 1.440 \times 22.2 = -12.6 \text{ Tm}$$

$$M_{1s} / M_{2s} = -15.1 / 26.9 = -0.561, C_{bx} = 1.75 + 1.05 (-0.561) + 0.3 (-0.561)^2 = 1.255 < 2.3$$

$$\text{Como } L_u < L_1, M_{nx2} = \frac{M_{1s}}{C_{bx}} = 493.2 \times 1.255 = 619.0 \text{ Tm} > M_{px} \therefore M_{nx2} = M_{px} = 498.8 \text{ Tm}$$

15

Coefficientes C_{mx} y C_{my} . Se utilizan los momentos nominales calculados arriba

$$M_{1x}/M_{2x} = -0.561, C_{mx} = 0.6 - 0.4 (-0.561) = 0.824$$

$$M_{1y}/M_{2y} = -12.6/45.3 = -0.278, C_{my} = 0.6 - 0.4 (-0.278) = 0.711$$

Coefficientes B_{1x} y B_{1y} $P_u = 1.1 (250 + 100 + 0.3 \times 80) = 411.4 \text{ Ton}$

$$B_{1x} = 0.824 / (1 - 411.4 / 15299.7) = 0.847 < 1.00 \therefore B_{1x} = 1.000$$

$$B_{1y} = 0.711 / (1 - 411.4 / 5491.0) = 0.769 < 1.00 \therefore B_{1y} = 1.000$$

ACCIONES DE DISEÑO. Se calculan con valores absolutos de las fuerzas normales y momentos

De acuerdo con AISC, B_1 sólo multiplica al momento por carga vertical.

$$M_{ix} = F_c (B_1 M_{ix} + B_2 M_{ix})$$

De acuerdo con las normas canadienses, $M_u = F_c B_1 (M_{cy} + B_2 M_s)$

El segundo valor es el correcto.

$$P_u = 1.1 (250 + 100 + 0.3 \times 80) = 411.4 \text{ Ton.}$$

$$M_{ux} = 1.1 \times 1.0 (15.0 + 1.217 \times 12.7 + 0.30 \times 1.440 \times 8.2) = 37.4 \text{ Tm}$$

$$M_{uy} = 1.1 \times 1.0 (17.5 + 1.217 \times 15.0 + 0.30 \times 1.440 \times 22.2) = 49.9 \text{ Tm}$$

$$M_{ix} = 1.1 \times 1.0 (22.3 + 1.217 \times 12.7 + 0.30 \times 1.440 \times 19.0) = 50.6 \text{ Tm}$$

$$M_{iy} = 1.1 \times 1.0 (0 + 1.217 \times 18.2 + 0.30 \times 1.440 \times 22.2) = 34.94 \text{ Tm}$$

$$\overline{F_c} \quad \overline{B_{1x}} \text{ o } \overline{B_{1y}}, \quad \overline{B_{2x}} \quad \overline{B_{2y}}$$

$$M_{ux} = 50.6 \text{ Tm. (El mayor de } M_{ux} \text{ y } M_{ix})$$

$$M_{uy} = 49.9 \text{ Tm (El mayor de } M_{uy} \text{ y } M_{iy})$$

ECUACIÓN DE INTERACCIÓN

$$P_u / \phi_c P_n = 411.4 / 0.85 \times 2283.2 = 0.212 > 0.2$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) = 0.212 + \frac{8}{9} \left(\frac{50.6}{0.9 \times 498.9} + \frac{49.9}{0.9 \times 250} \right) = 0.212 + \frac{8}{9} (0.113 + 0.222) = 0.509 < 1.00$$

CONDICIÓN III CARGA VERTICAL + 0.30 SISMO X + SISMO Y.

RESISTENCIA EN COMPRESIÓN. Igual que para carga vertical.

Coefficientes B_2 Estan en la parte superior de la hoja 7

RESISTENCIA EN FLEXIÓN.

Coefficiente C_{bx} . Se determina con las acciones nominales amplificadas por B_2 , teniendo en cuenta los signos de los momentos. No se conocen aún B_{1x} y B_{1y} , pero no importa

$$P_u = 250 + 0.30 \times 100 + 80 = 360.0 \text{ Ton}$$

$$M_{ux} = 15.0 + 0.30 \times 1.217 \times 12.7 + 1.440 (-8.2) = 7.83 \text{ Tm}$$

$$M_{uy} = 17.5 + 0.30 \times 1.217 \times 15.0 + 1.440 \times 22.2 = 54.94 \text{ Tm}$$

$$M_{1x} = -22.3 + 0.30 \times 1.217 \times 12.7 + 1.440 (-19.0) = -45.02 \text{ Tm}$$

$$M_{1y} = 0 + 0.30 \times 1.217 (-18.2) + 1.440 \times 22.2 = 25.32 \text{ Tm}$$

$$M_{1x}/M_{2x} = 7.83/(-45.02) = -0.174 ; C_{bx} = 1.75 + 1.05 (-0.174) + 0.3 (-0.174)^2 = 1.576.$$

$$\text{Como } L_b = L_1, M_{1x2} = \frac{M_{1x}}{C_{bx}} = 493.2 \times 1.576 = 777.3 \text{ Tm} > M_{Dx} \dots M_{1x2} = M_{Dx} = 498.8 \text{ Tm}$$

Coefficientes C_{mx} y C_{my} . Se utilizan los momentos nominales calculados arriba

$$M_{1x}/M_{2x} = -0.174, C_{mx} = 0.6 - 0.4 (-0.174) = 0.670$$

$$M_{1y}/M_{2y} = 25.32/54.94 = 0.461, C_{my} = 0.6 - 0.4 \times 0.461 = 0.416$$

Coefficientes B_{1x} y B_{1y}

$$P_u = 1.1 (250 + 0.30 \times 100 + 80) = 396.0 \text{ Ton}$$

$$R_{1x} = 0.670 / (1 - 396.0 / 15299.7) = 0.688 < 1.0 \quad B_{1x} = 1.000$$

$$B_{1y} = 0.416 / (1 - 396.0 / 5491.0) = 0.488 < 1.0 \therefore B_{1y} = 1.000$$

ACCIONES DE DISEÑO. Se calculan con valores absolutos de fuerzas y momentos

$$P_u = 396.0 \text{ T}$$

$$M_{xs} = 1.1 \times 1.00 (15.0 + 1.217 \times 0.3 \times 12.7 + 1.440 \times 8.2) = 34.59 \text{ Tm}$$

$$M_{ys} = 1.1 \times 1.00 (17.5 + 1.217 \times 0.3 \times 15.0 + 1.440 \times 22.2) = 60.44 \text{ Tm}$$

$$M_{xt} = 1.1 \times 1.00 (22.3 + 1.217 \times 0.3 \times 12.7 + 1.440 \times 19.0) = 59.73 \text{ Tm}$$

$$M_{yt} = 1.1 \times 1.00 (0 + 1.217 \times 0.3 \times 18.2 + 1.440 \times 22.2) = 42.47 \text{ Tm}$$

$$M_{ux} = 59.73 \text{ Tm}, M_{uy} = 60.44 \text{ Tm}$$

ECUACIÓN DE INTERACCIÓN

$$P_u / \phi_c F_n = 396 / 0.85 \times 2283.2 = 0.204 > 0.2$$

$$0.204 + \frac{8}{9} \left(\frac{59.73}{0.9 \times 498.9} + \frac{60.44}{0.9 \times 250.0} \right) = 0.204 + \frac{8}{9} (0.113 + 0.269) = 0.561$$

REVISIÓN DE UNA COLUMNA DE SECCIÓN CAJÓN CON LA HOJA DE CALCULO AISC-SEC. CAJON.xls (AISC-LRFD 93).

La hoja de cálculo es aplicable a columnas de edificios, con $L_x = L_y$. Si no están contraventeados, $K_x = K_y = 1.0$. Si están contraventeados pueden tomarse K_x y/o K_y menores que 1.0 (se determinan por separado, con el nomograma del AISC)

La revisión con la hoja de cálculo está en las hojas 21 y 22.

ACCIONES NOMINALES

(Fuerzas en Ton, mom en Tm)

CARGA VERTICAL				
P_{rv}	$M_{cv}X_s$	$M_{cv}Y_s$	$M_{cv}X_i$	$M_{cv}Y_i$
500.0	25.0	37.50	-44.80	0.00
SISMO SEGÚN X				
P_{sx}	$M_{sx}X_s$	$M_{sx}Y_s$	$M_{sx}X_i$	$M_{sx}Y_i$
150.0	25.00	15.00	25.00	-36.40
SISMO SEGÚN Y				
P_{sy}	$M_{sy}X_s$	$M_{sy}Y_s$	$M_{sy}X_i$	$M_{sy}Y_i$
120.0	-17.00	45.10	-28.50	45.10

Son acciones del exterior sobre la columna, positivas en el sentido del movimiento de las manecillas del reloj, en la Fig. 1 se muestran las producidas por carga vertical.

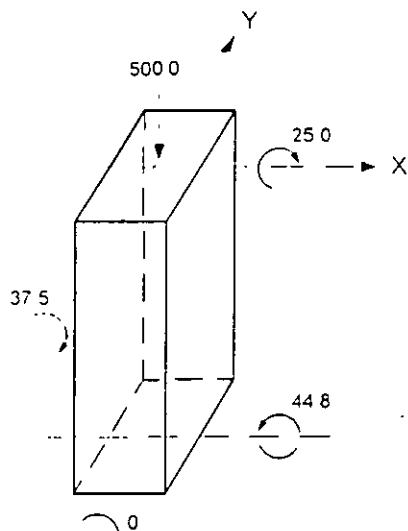


Fig. 1. Acciones nominales por carga vertical

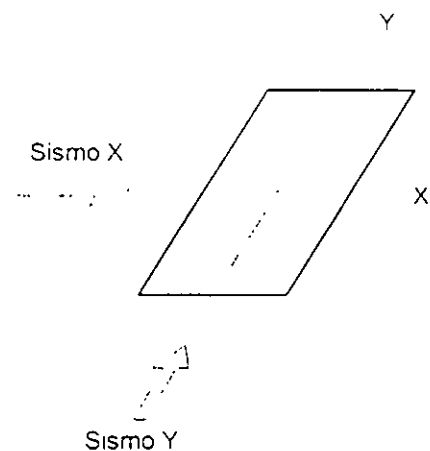


Fig. 2. Direcciones del sismo

Las direcciones del sismo, según los ejes X y Y, deben coincidir con los ejes del mismo nombre de la columna (Fig. 2).

En secciones rectangulares, el sismo X es normal al lado mayor ($I_x > I_y$), en secciones cuadradas, $I_x = I_y$.

$$F_v = 3515 \text{ Kg/cm}^2; L_v = L_y = 500 \text{ cm}, K_x = 1.0, K_y = 1.0, Q_x = Q_y = 4.0$$

$$\Sigma P_v = 2500 \text{ Ton}; \Sigma H_x = 300.0 \text{ Ton}; \Sigma H_y = 280.0 \text{ Ton}; (\Delta_{on})_x = 5.5 \text{ cm}; (\Delta_{on})_y = 3.0 \text{ cm}.$$

Esta información proviene de un análisis de primer orden de la estructura.

SECCIÓN PROPUESTA.

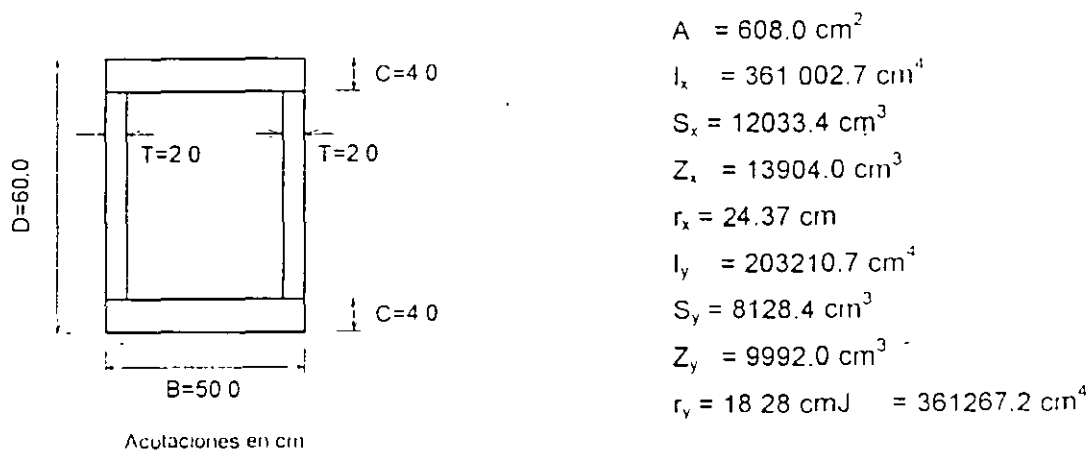


Fig. 3. Sección propuesta

D es siempre mayor que B (excepto en secciones cuadradas, en las que $D = B$).

CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN. Es válida para todas las condiciones de carga.

Los límites son los que corresponden a secciones "compactas" en compresión axial, lo que es conservador. Deben ser compactas para desarrollar M_{px} y M_{py} .

$$\text{Patines } (B-2T)/C = 46.0/4 = 11.5 < 1593 / \sqrt{F_y} = 26.9$$

$$\text{Almas } (D - 2C)/T = 52.0/2 = 26.0 < 2121 / \sqrt{F_y} = 35.8$$

La sección es compacta.

RESISTENCIA EN COMPRESIÓN Es válida para todas las condiciones de carga

$$(KL/r)_x = 1.0 \times 500/24.37 = 20.52; (KL/r)_y = 1.0 \times 500/18.28 = 27.35 \therefore (KL/r)_{cr} = 27.35$$

$$\lambda_{cr} = \frac{KL}{r} \sqrt{F_y/E} = \frac{27.35}{11} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.361 < 1.5 \therefore F_{cr} = (0.658^{\lambda^2}) F_y = (0.658^{0.361^2}) F_y = 3327.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_n = A_g F_{cr} = 2023.4 \text{ Ton}, \phi_c P_n = 1719.9 \text{ Ton}$$

$$P_{u1x} = \pi^2 EA / (KL/r)_x^2 = (608.0 \pi^2 E / 20.52^2) 10^{-3} = 29058.0 \text{ Ton.}$$

$$P_{e1y} = (608 \pi^2 E / 27.35^2) 10^{-3} = 16357.1 \text{ Ton.}$$

RESISTENCIA EN FLEXIÓN. PARÁMETROS GENERALES $L_b = L_x = 500 \text{ cm}$

$$M_{px} = Z_x F_y = 13904 F_y \times 10^{-5} = 488.7 \text{ Tm}; M_{py} = Z_y F_y = 9992.0 F_y \times 10^{-5} = 351.2 \text{ Tm}$$

$$L_p = \frac{263663 r_y}{M_{px}} \sqrt{J A} = \frac{263663 \times 18.28}{488.7 \times 10^{-5}} \sqrt{361267 \times 608} = 1461.7 \text{ cm} > L_b = 500 \text{ cm}$$

$$M_r = F_y S_x = 12033.4 F_y \times 10^{-5} = 422.97 \text{ Tm}, \quad L_r = \frac{4007670 r_y \sqrt{J A}}{M_r} = 25670 \text{ cm} > L_b$$

$$M_{cre} / C_{bx} = \frac{4007670 \sqrt{J A}}{L_b / r_y} = \frac{4007670 \sqrt{J A}}{500 / 18.28} \times 10^{-5} = 21715.2 \text{ Tm}$$

$$L_b = 500 \text{ cm} < L_p = 1461.7 \text{ cm} \therefore M_{nx} = M_{px} = 488.7 \text{ Tm}$$

$$M_{ny} = M_{py} = 351.2 \text{ Tm.}$$

COEFICIENTES B_{2x} . Son iguales para todas las columnas del entrepiso y para todas las condiciones de carga. L_x y L_y deben ser iguales.

$$B_{2x} = \frac{1}{1 - \Sigma P_u (Q_y \Delta_y) / \Sigma H_y L_y} = \frac{1}{1 - 2500 (4.0 \times 3.0) / 280 \times 500} = 1.273$$

$$B_{2y} = \frac{1}{1 - \sum P_u (Q_x \Delta_x) / \sum I I_x L_x} = \frac{1}{1 - 2500 (4.0 \times 5.5) / 300 \times 500} = 1.579$$

Como $B_{2y} = 1.579 > 1.40$, la hoja de cálculo indica que debe aumentarse la rigidez lateral del edificio según X

CONDICIÓN I CARGA VERTICAL. Las acciones nominales están en la hoja 14. $F_c = 1.4$

Coefficiente C_{bx} . Sólo interesa este coeficiente, porque para flexión alrededor de Y no hay pandeo.

$$M_1/M_2 = 25.0/(-44.8) = -0.558 \text{ (curv. simple)}. \quad C_{bx} = 1.75 + 1.05 (M_1/M_2) + 0.3 (M_1/M_2)^2 = 1.75 + 1.05 (-0.558) + 0.3 (-0.558)^2 = 1.258 < 2.3$$

Coefficientes B_{1x} .

$$C_{mx} = 0.6 - 0.4 (M_{1x}/M_{2x}) = 0.6 - 0.4(-0.558) = 0.823.$$

$$B_{1x} = \frac{C_{mx}}{1 - P_u / P_{e1x}} = \frac{0.823}{1 - (500 \times 1.4) / 29058} = 0.843 < 1.00 \therefore B_{1x} = 1.0$$

$$C_{my} = 0.6 - 0.4 (0.01/37.5) = 0.600$$

$$B_{1y} = \frac{C_{my}}{1 - P_u / P_{e1y}} = \frac{0.600}{1 - (500 \times 1.4) / 16357.1} = 0.627 < 1.0 \therefore B_{1y} = 1.00$$

ACCIONES DE DISEÑO.

$$P_u = 500.0 \times 1.4 = 700.0 \text{ Ton}; (M_{ux})_{m\acute{a}x} = B_{1x} (M_{xcv})_{m\acute{a}x} F_c = 1.0 \times 44.8 \times 1.4 = 62.7 \text{ Tm}, (M_{uy})_{m\acute{a}x} = B_{1y} (M_{ycv})_{m\acute{a}x} F_c = 1.0 \times 37.5 \times 1.4 = 52.5 \text{ Tm}$$

ECUACIÓN DE INTERACCIÓN.

$$P_u / \phi_c P_n = 700.0 / 0.85 \times 2023.4 = 0.407 > 0.2$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{11x}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{11y}} \right) = 0.407 + \frac{8}{9} \left(\frac{62.7}{0.9 \times 488.7} + \frac{52.5}{0.9 \times 351.2} \right) = 0.407 + \frac{8}{9} (0.143 + 0.166) = 0.682$$

CONDICION II CARGA VERTICAL + SISMO X + 0.30 SISMO Y

RESISTENCIA EN COMPRESIÓN. Igual que para carga vertical.

Coeficiente C_{dx} . Se determina con las acciones nominales combinadas, teniendo en cuenta los signos de los momentos, amplificados con los factores B_2 . Aunque no se conocen todavía B_{1x} y B_{1y} , no importa, pues estos factores no amplifican los momentos en los extremos de la columna

Acciones nominales.

$$P = P_{cv} + P_{sx} + 0.30 P_{sy} = 500.0 + 150.0 + 0.3 \times 120.0 = 686.0 \text{ T.}$$

$$M_{xs} = M_{cvxs} + B_{2x} M_{sxxs} + B_{2y}(0.3 M_{syyxs}) = 25.0 + 1.273 \times 25.0 + 1.579 \times 0.3 (-17.0) = 48.8 \text{ Tm}$$

$$M_{ys} = M_{cvys} + B_{2x} M_{sxyys} + B_{2y}(0.3 M_{syyys}) = 37.5 + 1.273 \times 15.0 + 1.579 \times 0.3 \times 45.1 = 78.0 \text{ Tm}$$

$$M_{xi} = -44.8 + 1.273 \times 25.0 + 1.579 \times 0.3 (-28.5) = -26.5 \text{ Tm}$$

$$M_{yi} = 0 + 1.273 (-36.4) + 1.579 \times 0.3 \times 45.1 = -25.0 \text{ Tm}$$

$$M_{1x}/M_{2x} = -26.5/48.8 = -0.543 ; C_{dx} = 1.75 + 1.05 (-0.543) + 0.3 (-0.543)^2 = 1.268$$

En realidad, en este caso no es necesario calcular C_{dx} , pues como se ve enseguida no interviene en la resistencia a la flexión.

RESISTENCIA EN FLEXIÓN. L_p y L_r son iguales para todas las condiciones de carga, M_{cre} no, porque cambia C_{dx} ; sin embargo, M_{cre}/C_{dx} no cambia.

$$\text{Como } L_b < L_p, M_{nx} = M_{px} = 488.7 \text{ Tm}; M_{ny} = M_{py} = 351.2 \text{ Tm}$$

Coeficientes C_{mx} y C_{my} . Se utilizan los momentos nominales calculados arriba.

$$M_{1x}/M_{2x} = -0.543 ; C_{mx} = 0.6 - 0.4 (M_{1x}/M_{2x}) = 0.6 - 0.4 (-0.543) = 0.817$$

$$M_{1y}/M_{2y} = -25.0/78.0 = -0.321 ; C_{my} = 0.6 - 0.4 (-0.321) = 0.728$$

Coeficientes B_{1x} y B_{1y} $P_u = 1.1 (500.0 + 150.0 + 0.3 \times 120.0) = 754.6 \text{ Ton.}$

$$B_{1x} = C_{mx}/(1 - P_u/P_{e1x}) = 0.817/(1 - 754.6/29058) = 0.839 < 1.00 \therefore B_{1x} = 1.000$$

$$B_{1y} = 0.728/(1 - 754.6/16357.1) = 0.763 < 1.00 \therefore B_{1y} = 1.000$$

ACCIONES DE DISEÑO. Se calculan con valores absolutos de las fuerzas normales y momentos.

De acuerdo con AISC, $M_u = F_c (B_1 M_{cv} + B_2 M_s)$; de acuerdo con las normas canadienses, $M_u = F_c B_1 (M_{ux} + B_2 M_{ys})$; este valor es el correcto.

$$P_u = 754.6 \text{ Ton}$$

$$M_{xs} = F_c B_{1x} (M_{cvxs} + B_{2x} M_{sxxs} + B_{2y} (0.3 M_{syxs})) = 1.1 \times 1.0 (25.0 + 1.273 \times 25.0 + 1.579 \times 0.3 \times 17.0) = 71.37 \text{ Tm}$$

$$M_{ys} = F_c B_{1y} (M_{cvys} + B_{2x} M_{sxxs} + B_{2y} (0.3 M_{syxs})) = 1.1 \times 1.0 (37.5 + 1.273 \times 15.0 + 1.579 \times 0.3 \times 45.1) = 85.75 \text{ Tm}$$

$$M_{xi} = 1.1 \times 1.0 (44.8 + 1.273 \times 25.0 + 1.579 \times 0.3 \times 28.5) = 99.14 \text{ Tm}$$

$$M_{yi} = 1.1 \times 1.0 (0 + 1.273 \times 36.4 + 1.579 \times 0.3 \times 45.1) = 74.47 \text{ Tm}$$

$$M_{ux} = 99.14 \text{ Tm} \quad (\text{El mayor de } M_{xs} \text{ y } M_{xi}); \quad M_{uy} = 85.75 \text{ Tm}. \quad (\text{El mayor de } M_{ys} \text{ y } M_{yi})$$

ECUACIÓN DE INTERACCIÓN.

$$P_u / \phi_c P_n = 754.6 / 0.85 \times 2023.4 = 0.439 > 0.2$$

$$0.439 + \frac{8}{9} \left(\frac{99.14}{0.9 \times 488.7} + \frac{85.75}{0.9 \times 351.2} \right) = 0.439 + \frac{8}{9} (0.225 + 0.271) = 0.880$$

CONDICIÓN III. CARGA VERTICAL + 0.30 SISMO X + SISMO Y.

RESISTENCIA EN COMPRESIÓN Igual que para carga vertical.

RESISTENCIA EN FLEXIÓN. L_p y L_r son iguales para todas las condiciones de carga, M_{cre} no, porque cambia C_{ox} ; sin embargo, M_{cre}/C_{bx} se conserva igual.

$$\text{Como } L_b < L_p, \quad M_{nx} = M_{px} = 488.7 \text{ Tm}; \quad M_{ny} = M_{py} = 351.2 \text{ Tm}.$$

COEFICIENTE C_{ux} - Se determina con las acciones nominales combinadas, correspondientes a la condición de carga en estudio, teniendo en cuenta los signos de los momentos, y los factores B_2 . Los factores B_1 no aparecen, porque no amplifican los momentos en los extremos de la columna.

Acciones nominales.

$$P = P_{cv} + 0.3 P_{sx} + P_{sy} = 500 + 0.3 \times 150 + 120.0 = 665.0 \text{ Ton}.$$

$$M_{xs} = M_{cvxs} + B_{2x} (0.3 M_{sxxs}) + B_{2y} M_{syxs} = 25.0 + 1.273 \times 0.3 \times 25 + 1.579 (-17.0) = 7.70 \text{ Tm}$$

$$M_{ys} = M_{cvys} + B_{2x} (0.3 M_{sxxs}) + B_{2y} (0.3 M_{syxs}) = 37.5 + 1.273 \times 0.3 \times 15.0 + 1.579 \times 45.1 = 114.44 \text{ Tm}$$

$$M_{xi} = -44.8 + 1.273 \times 0.3 \times 25 + 1.579 (-28.5) = -80.25 \text{ Tm}$$

$$M_{yi} = 0 + 1.273 \times 0.3 (-36.4) + 1.579 \times 45.1 = 57.31 \text{ Tm}$$

$$M_{1x}/M_{2x} = -770/80.25 = -0.096; C_{bx} = 1.75 + 1.05(-0.096) + 0.3(-0.096)^2 = 1.652$$

En realidad, en este caso no es necesario calcular C_{bx} , pues como se vio arriba no interviene en la resistencia a la flexión.

Coefficientes C_{mx} y C_{my} . Se utilizan los momentos nominales calculados arriba.

$$M_{1x}/M_{2x} = -0.096, C_{mx} = 0.6 - 0.4(M_{1x}/M_{2x}) = 0.638$$

$$M_{1y}/M_{2y} = 57.31/114.44 = 0.501; C_{my} = 0.6 - 0.4(M_{1y}/M_{2y}) = 0.400$$

Coefficientes B_{1x} y B_{1y} $P_u = 1.1 \times 665.0 = 731.5$ Ton.

$$B_{1x} = C_{mx}/(1 - P_u/P_{e1x}) = 0.638/(1 - 731.5/29058) = 0.654 < 1.00 \therefore B_{1x} = 1.000$$

$$B_{1y} = 0.400/(1 - 731.5/16357.1) = 0.419 < 1.00 \therefore B_{1y} = 1.00$$

ACCIONES DE DISEÑO. Se calculan con valores absolutos de fuerzas y momentos.

$$P_u = 731.5 \text{ Ton}$$

$$M_{ux} = F_c B_{1x} (M_{cuxs} + B_{2x} (0.3 M_{suxs}) + B_{2y} M_{syxs}) = 1.1 \times 1.0 (25.0 + 1.273 \times 0.3 \times 25 + 1.579 \times 17.0) = 67.53 \text{ Tm}$$

$$M_{uy} = F_c B_{1y} (M_{cuyy} + B_{2x} (0.3 M_{suyy}) + B_{2y} M_{syys}) = 1.1 \times 1.0 (37.5 + 1.273 \times 0.3 \times 15.0 + 1.579 \times 45.1) = 125.89 \text{ Tm}$$

$$M_{ux} = 1.1 \times 1.0 (44.8 + 1.273 \times 0.3 \times 25.0 + 1.579 \times 28.5) = 109.28 \text{ Tm}$$

$$M_{uy} = 1.1 \times 1.0 (0 + 1.273 \times 0.3 \times 36.4 + 1.579 \times 45.1) = 93.63 \text{ Tm}$$

$$M_{ux} = 109.28 \text{ Tm}; M_{uy} = 125.89 \text{ Tm}$$

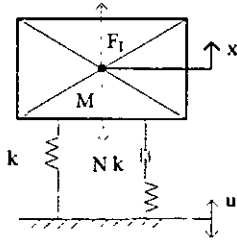
ECUACIÓN DE INTERACCIÓN.

$$P_u/\phi_c P_n = 731.5/0.85 \times 2023.4 = 0.425 > 0.20$$

$$\begin{aligned} \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) &= 0.425 + \frac{8}{9} \left(\frac{109.28}{0.9 \times 488.7} + \frac{125.89}{0.9 \times 351.2} \right) = \\ &= 0.425 + \frac{8}{9} (0.248 + 0.397) = 0.999 \end{aligned}$$

DISIPACION DE ENERGIA CON DISIPADORES DE FRICCION.

El modelo representativo puede ser el siguiente:



u_o : movimiento excitador

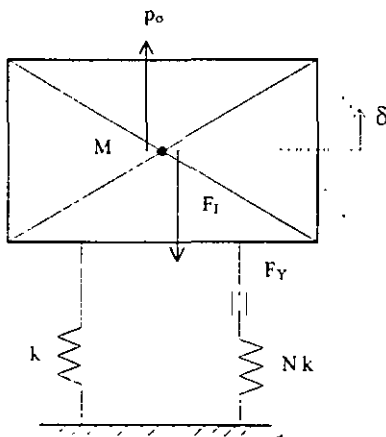
M : masa excitada

x : movimiento de la masa

k : rigidez del resorte

Nk : rigidez del disipador

Modelo que puede también presentarse en la siguiente forma:



$p_o = \ddot{u}_o M$ (fuerza excitadora)

$F_I = \ddot{X} M$ (fuerza de inercia)

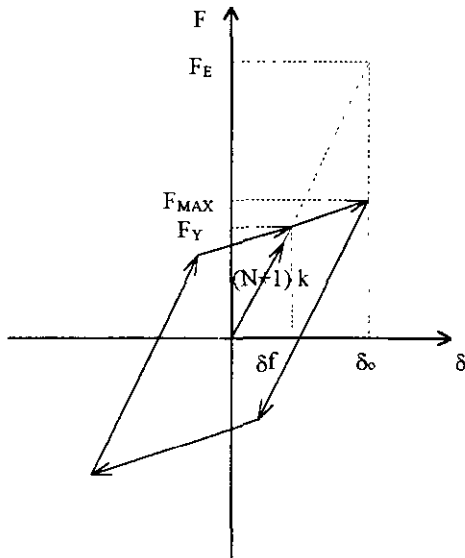
$k \delta$ (fuerza en el resorte)

$Nk \delta \leq F_{DY}$ (fuerza en el disipador) = F_{DY}

F_{DY} (fuerza para la que se vence la fricción)

Mientras la fuerza generada en el disipador sea menor que la necesaria para producir el deslizamiento el sistema vibra con una rigidez total que puede considerarse la rigidez de la estructura (k) más la rigidez del elemento disipador (Nk), esto es $(N+1)k$

El sistema vibra en ciclos que pueden representarse como sigue:



$$\delta = x - u$$

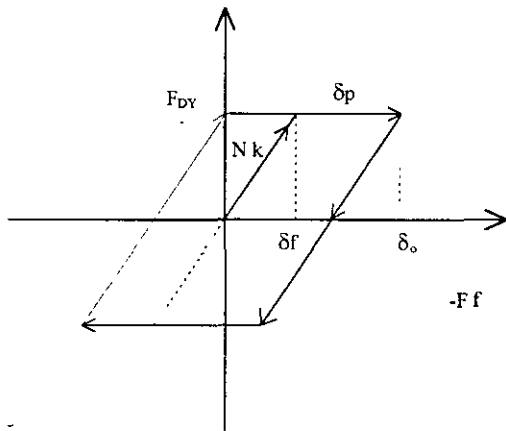
$$F_Y = (N+1) k \delta_f$$

comportamiento del sistema completo
(fuerzas sobre la masa)

Que puede descomponerse en dos subsistemas: el disipador y la estructura original.

a) Comportamiento del disipador:

$$\delta_p = \delta_o - \delta_f$$



$$F_{DY} = Nk \delta_f$$

Energía que se conserva en el amortiguador:

$$E_{CD} = \frac{Nk \delta_f^2}{2}$$

Energía que se disipa en 1/4 de ciclo:

$$E_{DI} = Nk \delta_f \delta_p$$

Energía disipada por ciclo:

$$E_{DI} = Nk \delta_f \delta_p ; (N+1)k = \frac{F_Y}{\delta_f}$$

$$\delta_f = \frac{F_Y}{(N+1)k}$$

$$E_{DI} = \frac{4N F_Y \delta_p}{(N+1)}$$

si $\delta_p = \delta_o$

$$E_{DI} = \frac{4NF_y \delta_o}{(N+1)}$$

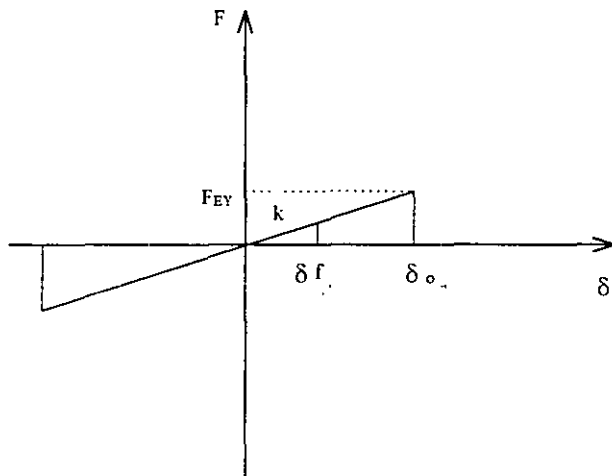
El número de ciclos necesario para disipar la energía almacenada $\frac{K \delta_o^2}{2}$ es:

$$n = \frac{K \delta_o^2 / 2}{(4NF_y \delta_o) / (N+1)} = \frac{K \delta_o^2 (N+1)}{8 NF_y \delta_o} = \frac{K \delta_o (N+1)}{8 NF_y}$$

$$k = \frac{F_E}{\delta_o} = \therefore k \delta_o = F_E$$

$$n = \frac{F_E}{F_y} = \frac{(N+1)}{N} = Q \frac{(N+1)}{N}$$

- b) Comportamiento de la estructura original



Energía que se conserva

$$E_{CE} = \frac{k \delta_o^2}{2}$$

la estructura se mantiene elástica

CRITERIO SIMPLIFICADO DE DISEÑO.

El criterio se basa en las siguientes hipótesis:

1.- Es válido el método del factor de ductilidad que considera que la amplitud del movimiento es la misma independientemente de que el sistema sea elástico o no. Esto se cumple aproximadamente para periodos mayores de 0.5 seg. (Newmark and Hall, 1982).

2.- La energía que el movimiento sísmico impondría y se mantendría en la estructura si esta fuera elástica, es la misma que el movimiento impone a la estructura si esta se comporta en forma inelástica y solo parte de la energía se almacena y el resto se disipa. (Akiyama, 1985 y Nakashima en T. Mitami, 1996, prueban que la energía impuesta y la disipada permanecen relativamente constantes independientemente del esfuerzo de fluencia).

3.- El número de ciclos necesarios para disipar la energía total depende del valor escogido para F_y .

4.- Un sistema de varios grados de libertad es equivalente a un sistema con un solo grado de libertad haciendo las equivalencias siguientes:

$$m_{ef} = \sum_{i=1}^n m_i c_i$$

$$\delta_{ef} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \delta_i^2}{\sum_{i=1}^n m_i \delta_i}$$

$$K_{ef} = \frac{V_b}{\delta_{ef}}$$

en que:

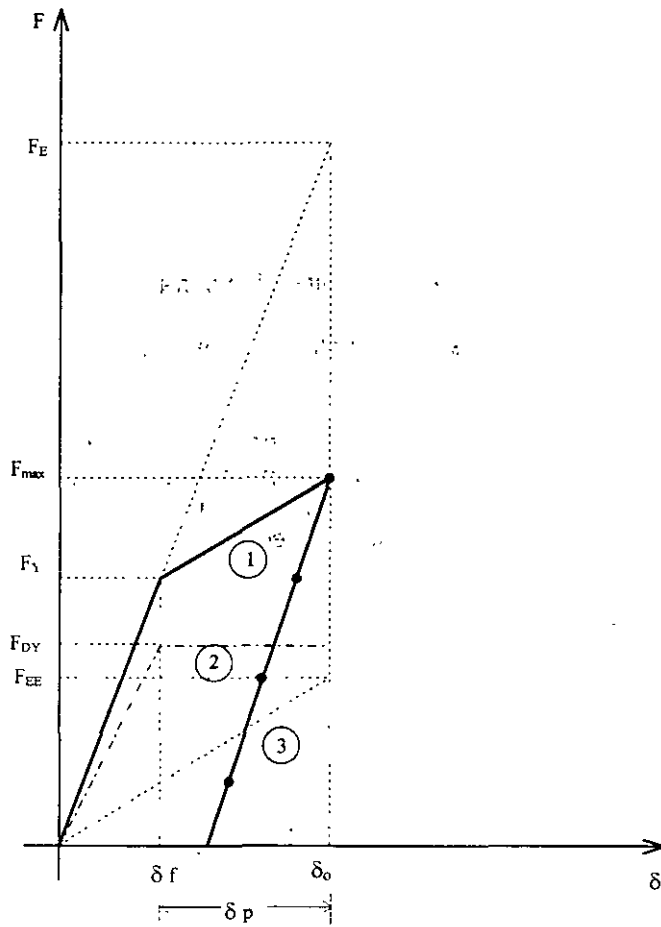
m_{ef} , δ_{ef} , K_{ef} , son la masa, el desplazamiento y la rigidez en un sistema de un grado de libertad equivalente a un sistema de n grados de libertad.

m_i es la masa del nivel i

δ_i es el desplazamiento del nivel i

c_i es el desplazamiento normalizado del nivel i

V_b es el cortante en la base del edificio



1. Sistema completo con rigidez inicial = $(N+1) \cdot k$
2. Amortiguador con rigidez = $N \cdot k$
3. Estructura original con rigidez = k

δ_f = deformación para la que se inicia el deslizamiento

δ_o = Deformación máxima

δ_p = Deformación plástica requerida (deslizamiento) en 1/4 de ciclo

$F_E = (N+1) k \delta_o$ (fuerza para un sistema elástico)

$F_Y = (N+1) k \delta_f$ (fuerza de inicio inelástico)

$F_{DY} = Nk \delta_f$ (fuerza en el disipador)

$F_{EE} = k \delta_o$ (fuerza en la estructura)

La magnitud del deslizamiento en el disipador puede obtenerse por geometría

$$\frac{\delta \cdot p}{F_E - F_Y} = \frac{\delta_o}{F_E}$$

$$\delta_p = \frac{F_E - F_Y}{F_E} \delta_o = \left(1 - \frac{1}{Q}\right) \delta_o$$

$$\delta_f = \delta_o - \delta_p$$

Ejemplo:

Es un edificio para aulas de cuatro niveles con una sola crujía en la dirección corta.

En sus condiciones originales, ante las acciones sísmicas reglamentarias, presenta las siguientes características.

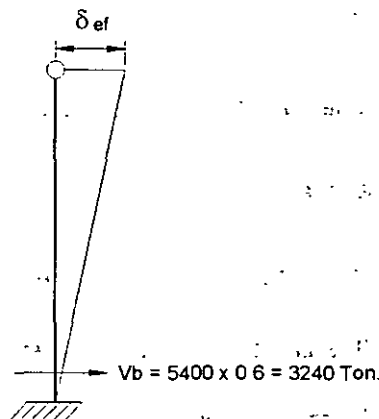
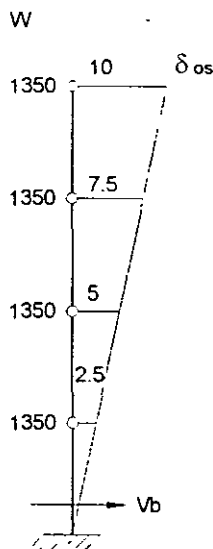
Peso del edificio	5,400 Ton.
Periodo de vibración	1.1 Seg.
Desplazamiento máximo	10 cm.

El sistema de varios grados de libertad puede sustituirse por un sistema de un solo grado de libertad equivalente.

Después de su refuerzo sus condiciones serían:

Peso del edificio	5,550 Ton.
Periodo de vibración	0.44 Seg.
Desplazamiento máximo	2 cm.

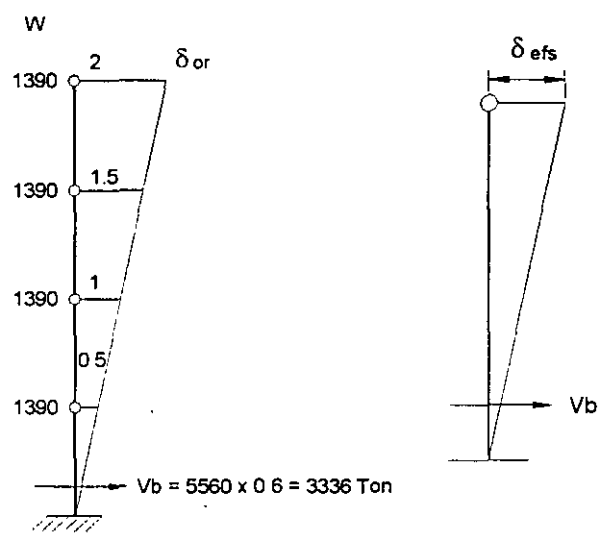
Edificio sin reforzar:-



$$\delta_{ef} = \frac{\sum m_i \delta_i^2}{\sum m_i \delta_i} = \left(\frac{1350(10^2 + 7.5^2 + 5^2 + 2.5^2)}{1350(10 + 7.5 + 5 + 2.5)} \right) = \frac{1350 \times 187.5}{1350 \times 25} = 7.5 \text{ cm}$$

$$K_{ef} = \frac{3240}{7.5} = 432 \text{ T/cm}$$

Edificio reforzado .-



$$\delta_{ef} = \frac{2^2 + 1.5^2 + 1^2 + 0.5^2}{2 + 1.5 + 1 + 0.5} = \frac{7.5}{4.5}$$

$$\delta_{ef} = 1.7 \text{ cm}$$

$$K_{ef} = \frac{3336}{1.7} = 1962 \text{ T/cm}$$

Comportamiento con disipadores.

a) Rigidez de la estructura inicial

$$k = \frac{V}{\delta} = \frac{5400 \times 0.6}{7.5} = 432 \text{ T/cm}$$

b) Rigidez de la estructura reforzada

$$(N+1)k = \frac{V}{\delta} = \frac{5560 \times 0.6}{1.7} = 1962 \text{ T/cm}$$

$$(N+1)k = 4.5$$

$$N = 3.5$$

c) Resistencia de los disipadores y desplazamiento necesario.

Si $Q = 4$

$$\delta_p = 0.75 \delta_o = 1.7 \times 0.75 = 1.275$$

$$\delta_f = 0.25 \delta_o = 1.7 \times 0.25 = 0.425$$

$$F_E = (N+1) k \delta_p = 4.5 \times 432 \times 1.7 = 3336 \text{ Ton.}$$

$$F_Y = (N+1) k \delta_f = 4.5 \times 432 \times 0.425 = 826 \text{ Ton.} = 0.25 F_E$$

$$F_{DY} = N k \delta_f = 3.5 \times 432 \times 0.425 = 642 \text{ Ton.} = 0.19 F_E$$

d) Número de ciclo para disipar la energía total

$$n = Q \frac{N+1}{N} = 4 \frac{4.5}{3.5} = 5 \text{ ciclos}$$

e) Energía total

$$\frac{F_E \delta_o}{2} = \frac{3336 \times 1.7}{2} = 2835 \text{ T-cm}$$

$$M = \frac{5550}{981} = 5.65 \text{ TS}^2/\text{cm}$$

$$\omega = \frac{2\pi}{T} = \frac{2\pi}{0.44} = 14.3 \quad \frac{\omega}{\omega_s} = \frac{2.5}{14.3} = 0.17$$

$$\omega_s = \frac{2\pi}{T_s} = \frac{2\pi}{2.5} = 2.5$$

$$\xi = 0.05$$

$$(N + 1) k = 4.5 \times 432 = 1994 \text{ t/cm}$$

$$2835 \text{ T-cm} = \frac{5.65^2 u_o^2}{2 \times 1994} = \left(\frac{1}{(1-0.17^2) + (2 \times 0.05 \times 0.17)^2} \right)$$

$$u_o^2 = \frac{2 \times 1994 \times 2835}{5.65^2} = 354169$$

$$u_o = \frac{2 \times 1994 \times 2835}{5.65^2} = 354169$$

$$u_o = 595 \text{ cm/s}^2$$

$$u_o = 0.6 \text{ g.}$$

Para la relación de frecuencias dada, se requeriría una aceleración del terreno de 0.6 g. Mucho mayor a la 0.16 g., registrada en el sitio.

CONCLUSIONES

1. La estructura sin contravientos debe resistir un cortante basal de $648 \text{ Ton} = 0.11 W$ para permanecer elástica.
2. Las conexiones de los contravientos deben proporcionarse para que deslicen con un cortante de 648 Ton .
3. Los disipadores deben tener una carrera mínima de 1.5 cm .
4. El sismo de diseño es mayor al que se presentó en 1985 para una relación de frecuencias suelo-estructura como la de este caso.