

MANUAL DE DISEÑO POR SISMO

**Según el
Reglamento de Construcciones
Para el Distrito Federal**

**406
1977**

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PRESENTACION

El 15 de diciembre de 1976, al día siguiente de su publicación en el Diario Oficial, entró en vigor una nueva versión del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Las disposiciones que contiene se agrupan en los siguientes títulos.

TITULO I	VIAS PUBLICAS Y OTROS BIENES DE USO COMUN
TITULO II	DIRECTORES RESPONSABLES DE OBRA, AUTORIZACIONES Y LICENCIAS
TITULO III	PROYECTO ARQUITECTONICO
TITULO IV	REQUISITOS DE SEGURIDAD Y SERVICIO PARA LAS ESTRUCTURAS
TITULO V	EJECUCION DE LAS OBRAS
TITULO VI	USO Y CONSERVACION DE PREDIOS Y EDIFICIOS
TITULO VII	DISPOSICIONES DIVERSAS

Las disposiciones relativas a diseño estructural (Título IV) se refieren exclusivamente a aquellos requisitos aplicables a cualquier material y sistema estructural y a los criterios generales de diseño que se espera sean válidos por un lapso considerable. Este título incluye, además, disposiciones detalladas relativas a diseño por sismo y a diseño de cimentaciones, por ser temas de particular importancia en el Distrito Federal.

Las disposiciones relativas a materiales y sistemas particulares se estipulan en Normas Técnicas Complementarias, las cuales tienen la misma validez legal que el Reglamento pero pueden ser modificadas con mayor facilidad, ya que requieren un proceso de legalización más simple. En esta forma será factible incorporar con prontitud a las normas los nuevos procedimientos de construcción o de diseño que vayan siendo aceptados.

En la Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal de 15 de abril de 1977, se publicaron las siguientes normas:

- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento

No se han elaborado normas técnicas para el diseño por sismo ya que este tema está totalmente cubierto en las disposiciones del Reglamento.

El Instituto de Ingeniería, UNAM, con autorización de la Dirección General de Planeación del Departamento del Distrito Federal, edita esta serie de publicaciones que presenta las disposiciones relativas a diseño estructural según la nueva versión del Reglamento y el material auxiliar que facilita la aplicación de las mismas. Este último ha sido preparado por algunos de los investigadores del Instituto de Ingeniería que intervinieron en la elaboración del Reglamento y de las Normas Técnicas.

La lista completa de las publicaciones de la serie aparece en la contraportada. Cada volumen contiene las disposiciones reglamentarias respectivas (Reglamento o Normas) y los comentarios que ayudan a interpretarlas y explican su razón de ser. Las normas que lo ameritan incluyen tablas y gráficas, que constituyen ayudas de diseño para evitar repeticiones laboriosas en el uso rutinario de los procedimientos prescritos, y ejemplos que ilustran la forma como deben aplicarse tales procedimientos.

Los dos últimos volúmenes de esta serie tienen características distintas a las anteriores, ya que se trata de manuales para diseño por sismo y por viento, respectivamente. En ellos se presentan los conceptos fundamentales de diseño ante estas acciones, y se ilustra su aplicación mediante ejemplos completos y detallados. En particular, el relativo a diseño por sismo es una versión actualizada del Folleto Complementario para Diseño Sísmico de la versión anterior del Reglamento.

Se considera que estas publicaciones resultarán útiles tanto para la práctica del diseño estructural como para la docencia en ese campo.

INDICE

INTRODUCCION

PARTE 1

CAPITULO DE DISEÑO POR SISMO DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL.

Art.	230	Notación	1
Art.	231	Zonas	2
Art.	232	Clasificación de las construcciones según su uso	2
Art.	233	Clasificación de las construcciones según su estructuración	3
Art.	234	Coeficiente sísmico	4
Art.	235	Reducción por ductilidad	5
Art.	236	Espectro para diseño sísmico	8
Art.	237	Criterio de análisis	10
Art.	238	Elección del tipo de análisis	12
Art.	239	Método simplificado de análisis	14
Art.	240	Análisis estático	15
Art.	241	Análisis dinámico	18
Art.	242	Estado límite por desplazamientos horizontales	20
Art.	243	Estado límite por rotura de vidrios	20
Art.	244	Estados límite por choques contra estructuras adyacentes	20
Art.	245	Tanques	21
Art.	246	Muros de retención	21
Art.	247	Otras estructuras	22
Art.	248	Estructuras dañadas	22

PARTE 2

COMENTARIOS AL CAPITULO DE DISEÑO POR SISMO DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL

1.	Zonas	25
2.	Clasificación de las construcciones según su destino	25
3.	Clasificación de las construcciones según su estructuración	26
4.	Coeficiente sísmico	27
5.	Reducción por ductilidad	28
6.	Espectro para diseño sísmico	32
7.	Criterios de análisis	34

8.	Elección del tipo de análisis	36
9.	Método simplificado de análisis	36
10.	Análisis estático	36
11.	Análisis dinámico	39

EJEMPLOS

1.	Análisis sísmico simplificado de una construcción de dos niveles	45
2.	Análisis sísmico estático de un edificio de cortante	53
3.	Análisis sísmico estático de un paraguas de cubierta	63
4.	Análisis sísmico dinámico modal. Superposición de desplazamientos modales de un edificio de tres niveles	67
5.	Análisis sísmico de un muro de retención	71

INTRODUCCION

El presente manual está orientado a explicar los criterios que sirvieron de base para la nueva versión (1976) del capítulo de diseño por sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, y a presentar ejemplos que aclaren la forma en que deben aplicarse sus diversas especificaciones.

Muchos de los conceptos pertinentes de comportamiento sísmico se aclararon en el folleto que se elaboró en relación con la versión anterior del Reglamento* (vigente a partir de febrero de 1966), donde se incluyó una explicación de los métodos aplicables de análisis estructural de edificios, tanto de los relacionados con la valuación de las respuestas dinámicas de diseño, como de los que se refieren a la valuación de las fuerzas internas en un sistema sujeto a un conjunto de acciones estáticas equivalentes a los sismos de diseño. No se incluye en la presente versión ningún capítulo donde se aborden sistemáticamente los

* Rosenblueth, E. y Esteva, L., "Diseño sísmico de edificios", Folleto complementario al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, México, D.F. (1962)

conceptos citados, como se hacía en el folleto, a pesar de que algunos de los procedimientos descritos en el capítulo de análisis sísmico, principalmente los de análisis estático, han perdido popularidad ante el desarrollo rápido de los métodos matriciales y el empleo de programas de computadora capaces de manejar sistemas muy grandes bajo condiciones muy generales. La presentación sistemática de estos nuevos métodos se consideró fuera del alcance de un manual como el presente.

Por lo que respecta a los conceptos relacionados con estructuración y su influencia sobre la respuesta sísmica, el contenido del folleto sigue siendo válido, y deberá tenerse como referencia de lo que aquí se trata.

Así pues, el contenido del presente manual abarca como casos específicos, solo aquellos conceptos en que el nuevo Reglamento difiere del anterior o lo amplía. El empleo de ambas publicaciones deberá complementarse para diseñar estructuras que se comporten adecuadamente ante sismos.

PARTE 1

CAPITULO DE DISEÑO POR SISMO DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL

CAPITULO XXXVII

DISEÑO POR SISMO

ARTICULO 230. NOTACION

Cada símbolo empleado en el presente capítulo se definirá donde se emplee por primera vez. Los más importantes son:

a (adimensional) = ordenada de los espectros de diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad, sin reducción por ductilidad

a_0 (adimensional) = valor de a para $T = 0$

B = base de un tablero de vidrio

c (adimensional) = V/W = coeficiente sísmico

H = altura de un tablero de vidrio

h (m) = altura de la masa para la que se calcula fuerza horizontal

Q (adimensional) = factor de ductilidad

Q' (adimensional) = factor reductivo de fuerzas sísmicas para fines de diseño

T (seg)	= periodo natural
T_1, T_2 (seg)	= periodos característicos de los espectros de diseño
R	= respuesta de diseño
R_i	= respuesta en el modo i
r	= exponente en las expresiones de los espectros de diseño
r_o	= radio de giro de la masa en el extremo superior de un péndulo invertido
V (ton)	= fuerza cortante horizontal en la base de la construcción
W (ton)	= peso de la construcción (carga muerta más carga viva)

ARTICULO 231. ZONAS

Para los efectos de este capítulo se considerarán las zonas I a IV que fija el artículo 262 de este Reglamento. En lo que sigue se darán valores únicamente para las zonas I a III; cualquier terreno dentro de la zona IV se podrá clasificar en alguna de las tres primeras al hacer los estudios de mecánica de suelos que se requieren en dicho artículo.

ARTICULO 232. CLASIFICACION DE LAS CONSTRUCCIONES SEGUN SU USO

Según su uso, las construcciones se clasifican en los siguientes grupos:

GRUPO A. Construcciones cuyo funcionamiento sea especialmente importante a raíz de un sismo o que en caso de fallar causaría pérdidas directas o indirectas excepcionalmente altas en comparación con el costo necesario para aumentar su seguridad. Tal es el caso de subestaciones eléctricas, centrales telefónicas, estaciones de bomberos, archivos y registros públicos, hospitales, escuelas, estadios, templos, salas de espectáculos, estaciones

terminales de transporte, monumentos, museos y locales que alojen equipo especialmente costoso en relación con la estructura, así como instalaciones industriales cuya falla pueda ocasionar la difusión en la atmósfera de gases tóxicos o que puedan causar daños materiales importantes en bienes o servicios.

GRUPO B. Construcciones cuya falla ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia, tales como otras plantas industriales, bodegas ordinarias, gasolineras, comercios, bancos, centros de reunión, edificios de habitación, hoteles, edificios de oficinas, bardas cuya altura exceda de 2.5 m y todas aquellas estructuras cuya falla por movimientos sísmicos pueda poner en peligro otras construcciones de este grupo o del A.

GRUPO C. Construcciones cuya falla por sismo implicaría un costo pequeño y no causarían normalmente daños a construcciones de los primeros grupos. Se incluyen en el presente grupo bardas con altura no mayor de 2.5 m y bodegas provisionales para la construcción de obras pequeñas. Estas construcciones no requieren diseño sísmico.

ARTICULO 233. CLASIFICACION DE LAS CONSTRUCCIONES SEGUN SU ESTRUCTURACION

Las construcciones a que se refiere este capítulo se clasificarán en los siguientes tipos de estructuración:

TIPO 1. Se incluyen dentro de este tipo los edificios y naves industriales, salas de

espectáculos y construcciones semejantes, en que las fuerzas laterales se resisten en cada nivel por marcos continuos contraventeados o no, por diafragmas o muros o por combinación de diversos sistemas como los mencionados. Se incluyen también las chimeneas, torres y bardas, así como los péndulos invertidos, o estructuras en que el 50 por ciento o más de su masa se halle en el extremo superior, y que tengan un solo elemento resistente en la dirección de análisis.

TIPO 2. Tanques.

TIPO 3. Muros de retención.

TIPO 4. Otras estructuras.

Los criterios de diseño para estructuras tipo 1 se especifican en los artículos 234 a 244 de este Reglamento. Los que se aplican a los tipos 2, 3 y 4 se especifican en los artículos 245 a 247 de este Ordenamiento.

ARTICULO 234. COEFICIENTE SISMICO

Se entiende por coeficiente sísmico c el cociente de la fuerza cortante horizontal en la base de la construcción, sin reducir por ductilidad, y el peso W de la misma sobre dicho nivel. Para el cálculo de W se tomarán las cargas muertas y vivas que especifican los Capítulos XXXV y XXXVI, respectivamente.

Para el análisis estático de las construcciones clasificadas en el grupo B, según su uso, se emplearán los valores de c que consigna la tabla siguiente:

COEFICIENTE SISMICO PARA ESTRUCTURAS DEL GRUPO B

ZONA	c
I (terreno firme)	0.16
II (terreno de transición)	0.20
III (terreno compresible)	0.24

Tratándose de las construcciones clasificadas en el grupo A, estos valores se multiplicarán por 1.3.

ARTICULO 235. REDUCCION POR DUCTILIDAD

Con fines de diseño, las fuerzas sísmicas para análisis estático y los espectros para análisis dinámico modal se obtendrán, según especifican los artículos 236 y 240 de este Reglamento, dividiendo respectivamente los coeficientes sísmicos del artículo 234 de este Ordenamiento o las ordenadas de los espectros de diseño sísmico del artículo 236 del presente cuerpo de normas reglamentarias entre el factor Q' , obtenido como se define en los artículos 236 y 240 para los métodos dinámico y estático, respectivamente. Q' es función del factor de ductilidad Q que se especifica más adelante. Las deformaciones se calcularán multiplicando por Q las causadas por las fuerzas sísmicas reducidas.

El factor Q podrá diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sea la ductilidad de esta en dichas direcciones.

Para aplicar el factor de ductilidad, las estructuras deben satisfacer los requisitos señalados en la tabla siguiente:

VALORES DEL FACTOR Q DE DUCTILIDAD

Caso	Tipo de estructuración	Requisitos	Factor de ductilidad
1	I	La resistencia es suministrada en todos los niveles exclusivamente por marcos no contraventados de concreto reforzado o de acero con zona de fluencia definida, y se cumplen las siguientes condiciones: a) Las vigas y columnas de acero satisfacen los requisitos correspondientes a secciones compactas, de acuerdo con los criterios que al respecto fija el Departamento en las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento, y sus juntas pueden admitir rotaciones importantes antes de fallar. b) Las columnas de concreto son zunchadas, o poseen estribos que proporcionan al núcleo un confinamiento equivalente al del zuncho, de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento. c) Para la revisión de los estados límite de falla por fuerza cortante, torsión, pandeo por compresión axial y otras formas de falla frágil, se usa un factor de carga de 1.4 en lugar de 1.1 especificado en el artículo 220 del presente cuerpo normativo para cuando obran cargas accidentales. d) Se satisfacen las limitaciones que se fijan para articulaciones plásticas en miembros de concreto en las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento. Dichas limitaciones deben satisfacerse en todos los extremos de trabes y columnas, o bien, en los lugares donde se formarían las articulaciones plásticas que se requirieran para que cada marco alcanzara un mecanismo de colapso en cada piso o entrepiso, si la fuerza lateral fuera suficientemente elevada.	6.0

Caso	Tipo de estructura	Requisitos	Factor de ductilidad
		e) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso (resistencia de diseño calculada, tomando en cuenta todos los elementos que pueden contribuir a la resistencia) entre la acción de diseño, no diferirá en más de 20 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos.	
2	1	La resistencia en todos los niveles es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de concreto, madera o acero con o sin zona de fluencia definida; así como por marcos contraventeados o con muros de concreto, en los que la capacidad de los marcos sin contar muros o contravientos sea cuando menos el 25 por ciento del total. El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso (resistencia de diseño calculada tomando en cuenta todos los elementos que pueden contribuir a la resistencia) entre la acción de diseño, no diferirá en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos.	4.0
3	1	La resistencia a fuerzas laterales es suministrada por marcos o columnas de concreto reforzado, madera o acero contraventeados o no, o muros de concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por los casos 1 y 2 de esta tabla, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dadas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero, que satisfacen los requisitos de las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento.	2.0
4	1	La resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los niveles por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos 1 a 3.	1.5

Caso	Tipo de estructura	Requisitos	Factor de ductilidad
5	1 a 4	Estructuras de cualquier tipo cuya resistencia a fuerzas laterales sea 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.	1.0

ARTICULO 236. ESPECTRO PARA DISEÑO SISMICO

Cuando se aplique el análisis dinámico modal que especifica el artículo 241 de este Reglamento, dicho análisis se llevará a cabo de acuerdo con las siguientes hipótesis:

- I. La estructura se comporta elásticamente.
- II. 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, donde c es el coeficiente sísmico obtenido en la tabla del artículo 234 del presente cuerpo normativo.

$$a = a_0 + (c - a_0) T/T_1, \text{ si } T \text{ es menor que } T_1$$

$$a = c, \text{ si } T \text{ está entre } T_1 \text{ y } T_2$$

$$a = c (T_2/T)^r, \text{ si } T \text{ excede de } T_2$$

Aquí, T es el periodo natural de interés y T , T_1 y T_2 están expresados en segundos.

VALORES DE a_0 , T_1 , T_2 y r

ZONA	a_0	T_1	T_2	r
I	0.03	0.3	0.8	1/2
II	0.045	0.5	2.0	2/3
III	0.06	0.8	3.3	1
IV	Los sitios incluidos en esta zona se reclasificarán en alguna de las tres anteriores de acuerdo con lo estipulado en el artículo 262 de este Ordenamiento, salvo que para sitios que al reclasificarse resulten en la zona III, el valor de T_2 no se tomará menor que 5 seg, a menos que se compruebe que es aplicable un valor menor, ya sea con base en estudios que tomen en cuenta las relaciones esfuerzo deformación de los suelos que se encuentren en el sitio o en el análisis de las características de temblores intensos ahí registrados. En ningún caso se tomara T_2 menor que el especificado en esta tabla para la zona correspondiente.			

Para evaluar las fuerzas sísmicas, estas ordenadas se dividirán entre el factor Q' , el cual se tomará igual a Q si T es mayor que T_1 , e igual a $1 + (Q-1) T/T_1$ en caso contrario.

III. Las ordenadas espectrales especificadas tienen en cuenta los efectos de amortiguamiento, por lo que, excepto la reducción por ductilidad, no deben sufrir reducciones adicionales a menos que estas se concluyan de estudios específicos

aprobados por el Departamento.

ARTICULO 237. CRITERIO DE ANALISIS

Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno. Los efectos correspondientes (desplazamientos y fuerzas internas) se combinarán con los de las fuerzas gravitacionales. En edificios la combinación en cada sección crítica se efectuará sumando vectorialmente los efectos gravitacionales, los de un componente del movimiento del terreno y, cuando sea significativo, 0.3 de los efectos del otro; en péndulos invertidos, tanques elevados, torres, chimeneas y estructuras semejantes, la combinación en cada sección crítica se efectuará sumando vectorialmente los efectos gravitacionales, los de un componente del movimiento del terreno y 0.5 de los efectos del otro. En todos los casos se supondrá la más desfavorable de dichas combinaciones, asignando a los efectos sísmicos el signo más desfavorable.

El análisis de los efectos debidos a cada componente del movimiento del terreno deberá satisfacer los siguientes requisitos, con las salvedades que corresponden al método simplificado de análisis:

- I. La influencia de fuerzas laterales se analizará tomando en cuenta los desplazamientos horizontales, los verticales que sean significativos, los giros de todos los elementos integrantes de la estructura, así como la continuidad y rigidez de los mismos. En particular se considerarán los efectos de la inercia rotacional en los péndulos invertidos.
- II. Deberán tomarse en cuenta efectos de segundo orden cuando la deformación

total de un entrepiso, dividida entre su altura, medida de piso a piso, sea mayor que 0.08 veces la relación entre la fuerza cortante del entrepiso y las fuerzas verticales debidas a acciones permanentes y variables que obren encima de este. Se entenderá por análisis de segundo orden aquel que suministra las fuerzas internas y deformaciones, teniendo en cuenta la contribución de la acción de las fuerzas actuantes sobre la estructura deformada. Para valuar los efectos de segundo orden, se aplicarán los procedimientos prescritos en las Normas Técnicas Complementarias.

- III. En las estructuras metálicas revestidas de concreto reforzado se podrá considerar la acción combinada de estos materiales en el cálculo de resistencias y rigideces cuando se asegure el trabajo combinado de las secciones compuestas.
- IV. Se revisará la seguridad contra los estados límite de la cimentación. Se supondrá que no obran tensiones entre las subestructuras y el terreno, debiéndose satisfacer el equilibrio de las fuerzas y momentos totales calculados. Se podrán admitir tensiones entre la subestructura y elementos tales como pilotes o pilas siempre que estos elementos estén específicamente diseñados para resistir dichas tensiones.
- V. Se verificará que las deformaciones de los sistemas estructurales, incluyendo las de las losas de piso, sean compatibles entre sí. Se revisará que todos los elementos estructurales, incluso las losas, sean capaces de resistir los esfuerzos inducidos.

- VI. En el diseño de marcos que contengan tableros de mampostería que formen parte integrante de la estructura, se supondrá que las fuerzas cortantes que obran en ellos son equilibradas por fuerzas axiales y cortantes en los miembros que constituyen el marco. Se revisará que las esquinas del marco sean capaces de resistir los esfuerzos causados por los empujes que sobre ellas ejercen los tableros.
- VII. Cuando los muros divisorios no se consideren como parte integrante de la estructura deberán sujetarse a esta de manera que no restrinjan su deformación en el plano del muro. Deberán especificarse los detalles de sujeción en los planos constructivos.
- VIII. Para el diseño de todo elemento que contribuya en más de 20% a la capacidad total en fuerza cortante, momento torsionante o momento de volteo de un entrepiso dado, se adoptará un factor de carga 20% superior al que le correspondería de acuerdo con el artículo 220.
- IX. En las estructuras cuyas capacidades o relaciones fuerza deformación sean diferentes para cada sentido de aplicación de las cargas laterales, se aplicará algún procedimiento que tome en cuenta la forma en que tal diferencia afecte a los requisitos de ductilidad.

ARTICULO 238. ELECCION DEL TIPO DE ANALISIS

Las estructuras con altura menor de 60 m podrán analizarse de acuerdo con el método estático al que se refiere el artículo 240 de este Reglamento o con los dinámicos a los

que hace mención el artículo 241 de este ordenamiento. En las estructuras con altura superior a 60 m deberá emplearse el análisis dinámico descrito en el artículo 241 del presente cuerpo de normas reglamentarias.

El método simplificado a que se refiere el artículo 239 del presente cuerpo normativo será aplicable al análisis de estructuras del tipo I cuando se 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 corridas. Dichos muros deberán ser de concreto, de mampostería de piezas macizas o de mampostería de piezas huecas que satisfagan las condiciones que establezca el Departamento en las Normas Técnicas Complementarias.
- II. En cada nivel existirán al menos dos muros perimetrales de carga paralelos o que formen entre sí un ángulo no mayor de 20 grados, estando cada muro ligado por las losas antes citadas en una longitud de por lo menos 50 por ciento de la dimensión del edificio, medida en las direcciones de dichos muros.
- III. 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 el artículo 239 de este Reglamento.

- IV. 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.

ARTICULO 239. METODO SIMPLIFICADO DE ANALISIS

Para aplicar este método se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo y se verificará únicamente que en cada piso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectadas en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que obre en dicho piso, calculada según se especifica en el inciso I del artículo 240 de este Reglamento, pero empleando los coeficientes sísmicos reducidos que se indican en la tabla siguiente, debiéndose verificar por lo menos en dos direcciones ortogonales.

COEFICIENTES SISMICOS REDUCIDOS POR DUCTILIDAD PARA EL METODO SIMPLIFICADO

Zona	MUROS DE PIEZAS MACIZAS ALTURA DE LA CONSTRUCCION			MUROS DE PIEZAS HUECAS 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	0.06	0.08	0.08	0.07	0.11	0.11
II	0.07	0.08	0.10	0.08	0.11	0.13
III	0.07	0.09	0.10	0.08	0.10	0.12

En este cálculo, tratándose de muros cuya relación entre la altura de pisos consecutivos, h , y la longitud, L , exceda de 1.33, la resistencia se reducirá afectándola del coeficiente $(1.33 L/h)^2$.

ARTICULO 240. ANALISIS ESTATICO

Para efectuar el análisis estático de una estructura, se procederá en la forma siguiente:

- I. 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 suponga concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde 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), sin incluir tanques, apéndices u otros elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto de la misma. El factor de proporcionalidad se tomará de tal manera que la relación V/W en la base sea igual a c/Q pero no menor que a_0 , siendo Q el factor de ductilidad que se define en el artículo 235 de este Reglamento y c el valor dado por la tabla del artículo 234 de este mismo ordenamiento. Al calcular V/W se tendrán en cuenta los pesos de tanques, apéndices y otros elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto de la estructura y las fuerzas laterales asociadas a ellos, calculadas según se especifica en el inciso V de este artículo.
- II. Podrán adoptarse fuerzas cortantes menores que las calculadas según el inciso anterior, siempre y cuando 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 tomará igual a $6.3 \left(\frac{1}{g} \sum W_i x_i^2 / \sum P_i x_i \right)^{\frac{1}{2}}$ en 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 está comprendido entre T_1 y T_2 no se permitirá reducción por concepto de la influencia del periodo fundamental de vibración.
- c) Si T es mayor que T_2 se procederá como en el inciso 1, pero de tal manera que cada una de las fuerzas laterales se tome igual al peso de la masa que corresponde por un coeficiente igual a

$$(k_1 h + k_2 h^2) c/Q$$

siendo

$$k_1 = q \left[1 - r (1 - q) \right] \Sigma W_i / (\Sigma W_i h_i)$$

$$k_2 = 1.5 r q (1 - q) \Sigma W_i / (\Sigma W_i h_i^2)$$

$$q = (T_2/T)^r$$

y h_i la altura de la i -ésima masa sobre el desplante.

- d) Si T es menor que T_1 , se procederá como en el inciso 1 pero de tal manera que la relación V/W en la base sea igual a

$$\left[a_0 + (c - a_0) T/T_1 \right] / Q'$$

- III. En el análisis de péndulos invertidos (estructuras en que 50 por ciento o más de su masa se halle en el extremo superior y tengan un solo elemento resistente en la dirección de análisis), además de la fuerza lateral estipulada se tendrán en cuenta las aceleraciones verticales de la masa superior asociadas al giro de dicha masa con respecto a un eje horizontal normal a la dirección de análisis y que pase por el punto de unión entre la masa y el elemento resistente. El efecto de dichas aceleraciones se

tomará equivalente a un par aplicado en el extremo superior del elemento resistente, cuyo valor es $1.5 V r_0^2 A/x$ siendo V la fuerza lateral actuante sobre la masa, r_0 el radio de giro de dicha masa con respecto al eje horizontal en cuestión, A el giro del extremo superior del elemento resistente bajo la acción de la fuerza lateral V y x el desplazamiento lateral de dicho extremo.

- IV. Cuando el análisis estático se lleve a cabo de acuerdo con el inciso II, el factor Q' definido en el artículo 235 del presente cuerpo de normas reglamentarias se calculará de acuerdo con lo especificado en el artículo 236 del presente cuerpo de normas reglamentarias.
- V. Para valuar las fuerzas sísmicas que obran en tanques, apéndices y demás elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto de la construcción, se supondrá actuando sobre el elemento en cuestión la misma distribución de aceleraciones que le correspondería si se apoya directamente sobre el terreno, multiplicada por $(c' + a_0)/a_0$, 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 con que cuenten. 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.

- VI. El momento de volteo para cada marco o grupo de elementos resistentes en un nivel dado podrá reducirse, tomándolo igual al calculado multiplicado por $0.8 + 0.2 z$ (siendo z la relación entre la altura a la que se calcula el factor reductivo 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.
- VII. La excentricidad torsional calculada en cada nivel se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y la fuerza cortante en dicho nivel. Para fines de diseño, el momento torsionante se tomará igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco resulte más desfavorable de las siguientes: $1.5 e_s + 0.1 b$ o $e_s - 0.1 b$, donde e_s es la excentricidad torsional calculada en el entrepiso considerado y b es la máxima dimensión en planta de dicho entrepiso medida perpendicularmente a la dirección del movimiento del terreno.

ARTICULO 241. ANALISIS DINAMICO

Se aceptarán como métodos de análisis dinámico el análisis modal y el cálculo paso a paso de respuestas a temblores específicos.

Si se usa el análisis modal, deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual que 0.4 seg, pero en ningún caso podrán

considerarse menos de 3 modos. Puede despreciarse el efecto dinámico torsional de excentricidades estáticas. En tal caso, el efecto de dichas excentricidades y de la excentricidad accidental se calculará como lo especifica el artículo correspondiente al análisis estático.

Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales actuando sobre la estructura, se supondrán las aceleraciones espectrales de diseño especificadas en el artículo 236 de este Reglamento, incluyendo la reducción que ahí mismo se fija. Esta reducción no será aplicable a las deformaciones calculadas.

Las respuestas modales R_i (donde R_i puede ser fuerza cortante, deformación, momento de volteo, etc), se combinarán de acuerdo con la expresión

$$R = \left(\sum R_i^2 \right)^{\frac{1}{2}}$$

salvo en los casos en que en el cálculo de los modos de vibración se hayan tomado en cuenta los grados de libertad correspondientes a torsión o a deformaciones de apéndices. En estos casos, los efectos de los modos naturales se combinarán de acuerdo con el criterio que apruebe el Departamento.

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 estos siempre que se usen no menos de cuatro movimientos representativos, independientes entre sí, cuyas intensidades sean compatibles con los demás criterios que consigna el presente Reglamento, y que se tengan en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura y las incertidumbres que haya en cuanto a sus parámetros.

ARTICULO 242. ESTADO LIMITE POR DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES

Las deformaciones laterales de cada entrepiso debidas a fuerza cortante no excederán de 0.008 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo donde los elementos que no forman parte integrante de la estructura estén ligados a ella en tal forma que no sufran daños por las deformaciones de esta. En este caso, el límite en cuestión deberá tomarse igual a 0.016. En el cálculo de los desplazamientos se tomará en cuenta la rigidez de todo elemento que forme parte integrante de la estructura.

ARTICULO 243. ESTADO LIMITE POR ROTURA DE VIDRIOS

En las fachadas, tanto interiores como exteriores, los vidrios de las ventanas se colocarán en los marcos de estas dejando en todo el derredor de cada panel una holgura por lo menos igual a la mitad del desplazamiento horizontal relativo entre sus extremos, calculado a partir de la deformación por cortante de entrepiso y dividido entre $1 + H/B$, donde B es la base y H la altura del tablero de vidrio de que se trate. Podrá omitirse esta precaución cuando los marcos de las ventanas estén ligados a la estructura de tal manera que las deformaciones de esta no les afecten.

ARTICULO 244. ESTADOS LIMITE POR CHOQUES CONTRA ESTRUCTURAS ADYACENTES

Toda construcción deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos, una distancia igual al desplazamiento horizontal acumulado, calculado en cada nivel, aumentando en 0.001, 0.0015 y 0.002 de su altura, en las zonas I, II y III respectivamente.

En caso de omitirse este cálculo, esta separación deberá ser cuando menos de 0.006, 0.007 y 0.008 de su altura en las zonas I, II y III respectivamente. Esta separación en ningún caso será inferior a 5 cm.

Para las juntas de dilatación regirá el mismo criterio que para los linderos de colindancia, a menos que se tomen precauciones especiales para evitar daños por choques.

ARTICULO 245. TANQUES

En el diseño de tanques deberán tomarse en cuenta las presiones hidrodinámicas y las oscilaciones del líquido almacenado, así como los momentos que obren en el fondo del recipiente. De acuerdo con el tipo de la estructura que los soporte, se adoptarán los valores de Q que se fijan en el artículo 235 de este ordenamiento correspondientes a la estructuración I y los criterios de análisis estático especificados en el artículo 240 de este Reglamento.

ARTICULO 246. MUROS DE RETENCION

Los empujes que ejercen los rellenos sobre los muros de retención, debidos a la acción de los sismos, se valuarán suponiendo que el muro y la zona de relleno por encima de la superficie crítica de deslizamiento se encuentran en equilibrio límite bajo la acción de las fuerzas debidas a carga vertical, y a una aceleración horizontal igual a $c/3$ veces la gravedad. Podrán asimismo emplearse procedimientos diferentes siempre y cuando sean previamente aprobados por el Departamento.

ARTICULO 247. OTRAS ESTRUCTURAS

El análisis y diseño de las estructuras que no puedan clasificarse en alguno de los tipos descritos, se hará de manera congruente con lo que marca el presente Reglamento para los tipos aquí tratados, previa aprobación del Departamento.

ARTICULO 248. ESTRUCTURAS DAÑADAS

Cuando a raíz de un sismo una construcción sufra daños en sus elementos, sean o no estructurales, deberá presentarse un proyecto de reparación o de refuerzo al Departamento, el que podrá dictaminar sobre las disposiciones y criterios que deban aplicarse.

PARTE 2

COMENTARIOS

LUIS ESTEVA ★

CAPITULO XXXVII. DISEÑO POR SISMO

Artículo 231 Zonas

A diferencia de la versión anterior, se separa aquí la zona de transición (II) de la de terreno compresible (III), en vista de las ventajas económicas que tal separación implica, de que las tendencias presentes a erigir gran número de construcciones en la primera zona citada haga más deseable aprovechar dichas ventajas. Además, los límites entre la Zona II y la I actuales difieren de los anteriores en virtud de la información sobre características del suelo en diversos sitios incorporada en los últimos años. Por otra parte, se toma en cuenta que existen amplias zonas del Distrito Federal donde se desconocen las propiedades del suelo, y para las que la clasificación en alguna de las zonas debe basarse en estudios específicos de mecánica de suelos.

Artículo 232 Clasificación de las construcciones según su destino

La actual clasificación difiere de la anterior solo porque se han incluido

dentro del grupo A las construcciones cuya falla pueda ocasionar daños materiales importantes en bienes o servicios o que pueda ocasionar el escape de gases tóxicos.

Artículo 233 Clasificación de las construcciones según su estructuración

En la presente versión se han separado dos conceptos que se encontraban mezclados en la anterior: las características que influyen en la respuesta dinámica y la capacidad para disipar energía mediante el desarrollo de deformaciones en los intervalos no lineales de las curvas carga-deformación. La clasificación adoptada en este artículo se refiere a las características que influyen en la respuesta dinámica. Los péndulos invertidos, que en la versión anterior correspondían a un tipo aparte, ahora se incluyen dentro del tipo 1. Esto se debe a que dichas estructuras responden prácticamente en su modo fundamental de vibración y a que los problemas especiales que ofrecen, como la influencia de las fuerzas de inercia debidas a la rotación de la masa en su punta y su relativamente baja confiabilidad debida a la imposibilidad de redistribuir esfuerzos entre diversas secciones críticas, se toman en cuenta mediante recomendaciones específicas en los artículos 235, 237 y 240.

Para fines de diseño estático modificado, es decir, aplicando las reducciones que permite la fracción II del artículo 240 en términos de un valor aproximado del periodo fundamental de vibración, parecía conveniente clasificar las construcciones incluidas en el tipo 1 en dos subtipos, atendiendo a la proporción en que contribuyen a la respuesta las deformaciones por flexión y por cortante del conjunto. Esto obedece a que en espectros en los que los periodos de modos superiores de vibración corresponden ordenadas mayores que al fundamental, la influencia de dichos modos conduce a valores de las fuerzas cortantes que en diversas alturas de

la construcción son significativamente mayores para estructuras tales como chimeneas, en que dominan las deformaciones por flexión general, que para sistemas que se deforman esencialmente como vigas de cortante (2). Tales diferencias no son apreciables para los casos en que los periodos naturales se encuentran en intervalos en donde los espectros de diseño son constantes o crecen con dichos periodos. Por ello, la diferenciación entre sistemas de flexión y de cortante solo se manifestaría en el análisis estático de estructuras con periodo fundamental (estimado según la mencionada fracción II del artículo 240) mayor que T_2 , definido en el artículo 236. En vista de que en la mayor parte de las construcciones a las que se aplicará el Reglamento las deformaciones de flexión y de cortante contribuyen en distintas proporciones a la respuesta total, y atendiendo a las dificultades prácticas para establecer criterios sencillos de clasificación que reflejen dichas proporciones, se optó por omitir dicha clasificación y adoptar los criterios conservadores del artículo 240, que de cualquier manera permiten reducciones no contempladas en el Reglamento anterior.

Se juzgó conveniente considerar un tipo aparte para los tanques, a fin de especificar la forma de tomar en cuenta los efectos dinámicos de fluido.

Los muros de retención ameritan criterios de análisis sísmico que difieren del resto de las construcciones cubiertas por el reglamento.

Artículo 234 Coeficiente sísmico

Los coeficientes sísmicos que se presentan en este artículo corresponden a las ordenadas máximas del espectro medio de aceleraciones del temblor de diseño para estructuras del Grupo B y con amortiguamientos de aproximadamente 5 por ciento

del crítico. A diferencia de reglamentos anteriores, estos coeficientes no están reducidos de acuerdo con el efecto favorable de la ductilidad que cada estructura pueda desarrollar. A fin de llamar la atención a los diseñadores sobre este concepto tan significativo en el comportamiento sísmico y tan frecuentemente descuidado, se deja la reducción por ductilidad como un paso en el proceso de diseño, especificado en el artículo 235.

Artículo 235 Reducción por ductilidad

En este artículo se clasifica a las estructuras según el grado de ductilidad Q (en estructuras elastoplásticas definida como la deformación máxima entre la deformación de fluencia) que pueden desarrollar y se introduce un factor Q' , funcción de Q , por el cual pueden dividirse las fuerzas internas debidas a sismos para fines de diseño. Además se establece que las deformaciones deben calcularse multiplicando por Q las obtenidas con las fuerzas reducidas; lo mismo se aplica a los efectos de segundo orden, es decir, las fuerzas internas que se generan por la acción de las fuerzas gravitacionales sobre la configuración deformada de la estructura

Estas recomendaciones se basan en los resultados de algunos estudios analíticos para valuar la respuesta sísmica dinámica de sistemas de un piso con relación carga-deformación de tipo elastoplástico y de algunos sistemas de cortante de varios pisos con relación carga-deformación del mismo tipo. Dichos estudios muestran que, para estructuras de un piso cuyos periodos naturales no sean demasiado cortos, el máximo desplazamiento relativo de un sistema elastoplástico es aproximadamente igual al que tendría una estructura de comportamiento lineal con igual masa y rigidez inicial que la elastoplástica correspondiente (3). En términos prácticos esto significa

que, en el rango de periodos naturales citados (mayores que T_1 , especificado en el artículo 236), las fuerzas sísmicas de diseño para una estructura capaz de desarrollar un factor de ductilidad Q pueden tomarse igual a las que corresponden a la respuesta de la estructura elástica divididas entre Q . Por lo asentado en este párrafo, tal reducción no se aplica a los desplazamientos. Para periodos menores que T_1 , el factor Q' reductor de fuerzas internas varía entre Q para $T = T_1$ y 1 para $T = 0$, pues para este valor, que implica un sistema infinitamente rígido, la máxima aceleración del sistema es igual a la del terreno, para cualquier Q finito.

Las conclusiones descritas para sistemas de un grado de libertad pueden extenderse a sistemas de varios grados de libertad, siempre que la relación de la capacidad lateral de cada entrepiso a la correspondiente respuesta dinámica de la estructura elástica de iguales masas y rigideces iniciales sea aproximadamente igual en los diversos entrepisos.

Puesto que las deformaciones de la estructura real son aproximadamente iguales a las del sistema elástico de referencia, y las cargas gravitacionales continúan actuando durante los temblores, los efectos de segundo orden no deben reducirse.

Los valores de Q aceptables se hacen depender del tipo de estructura, de los materiales que la constituyen y de algunos detalles de diseño y construcción, tales como las proporciones de las secciones transversales de vigas y columnas de acero, los porcentajes de acero longitudinal y transversal y las longitudes de anclaje en miembros de concreto reforzado, las conexiones en cualquier tipo de estructura, etc. Todos estos conceptos influyen significativamente en la ductilidad local y en la global de un sistema dado, pues determinan el mecanismo de falla

dominante en diversas secciones o zonas de la estructura. La idea de forzar la ocurrencia de modos de falla dúctiles antes de que se alcance la intensidad de una acción que ocasionaría algún modo de falla frágil condujo a la especificación del inciso c), Caso 1, relativa a la adopción de factores de carga de 1.4 para ciertas fuerzas internas, en vez de 1.1, especificado en general para cargas accidentales.

Entre los requisitos para tomar $Q = 6$ se estipula en el inciso e) del Caso 1 que el mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso, calculada tomando en cuenta todos los elementos que pueden contribuir a la resistencia, entre la acción de diseño, no difiera en más de 20 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Esto significa que no basta con que en el entrepiso donde el cociente en cuestión es mínimo la capacidad correspondiente sea cuando menos igual a la especificada; es necesario también que la mayor parte de la estructura participe de manera uniforme en la disipación de energía mediante comportamiento inelástico. Si la mayor parte de la estructura está sobrediseñada, la disipación de energía se concentrará en las zonas proporcionalmente más débiles, y esto ocasionará en ellas demandas mayores de ductilidad que las que se requerirían de contarse con factores de seguridad aproximadamente iguales(4). De ahí que la resistencia excesiva de ciertas zonas de una construcción pueda resultar desfavorable para fines de la respuesta sísmica de las zonas que solo cumplan con la resistencia especificada.

Una limitación semejante a la del párrafo anterior, pero menos estricta, se impone al Caso 2 para poder considerar Q igual a 4, cuando se pide que el mínimo cociente de capacidad resistente entre acción de diseño en cualquier entrepiso no difiera del promedio en más de 35 por ciento.

La distinción entre los factores de ductilidad aceptables para muros de mampostería de bloques macizos y los de piezas huecas obedece a la diferencia de comportamiento entre ambos tipos de sistemas, observado en pruebas de laboratorio y en la respuesta de estructuras ante sismos. Con las mismas bases se establecen los requisitos de armado y confinamiento que deben satisfacer los distintos tipos de mampostería, así como las características que deben poseer los bloques huecos para aceptar un factor de ductilidad de 1.5. Estas características, fijadas en el capítulo de mampostería de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento, se refieren al porcentaje de huecos y al espesor mínimo de las paredes de los bloques, pues estas variables determinan el grado de ductilidad que pueden desarrollar los muros contruidos con dichos bloques.

Se consideran en el Caso 2, y por tanto se aceptan para ellas factores de ductilidad de 4, las construcciones que resisten las fuerzas laterales esencialmente mediante muros de cortante de concreto reforzado, siempre que se cuente con marcos cuya capacidad sin contar muros o contravientos sea cuando menos 25% del total. El criterio propuesto difiere del reglamento anterior, que clasificaba las estructuras a base de muros de concreto en el mismo tipo que las de muros de mampostería. Aun reconociendo que los muros de concreto de proporciones ordinarias pueden desarrollar ductilidades semejantes a las de marcos del mismo material, el factor adicional de seguridad implícito en el criterio del reglamento anterior tenía por objeto compensar por la menor confiabilidad relativa de un sistema cuya resistencia depende de una sola sección crítica, con respecto a la de otro sistema de igual capacidad nominal, pero proporcionada por varias secciones críticas. Esta

última influencia se toma en cuenta mediante el requisito del art 237 de revisar las capacidades ante fuerza cortante, momento torsionante o de volteo de todo entrepiso, bajo la condición más desfavorable que resulte de considerar que la capacidad de una sección crítica de cualquiera de los miembros de dicho entrepiso se reduce a 0.8 de su resistencia de diseño. Este requisito se tomó en cuenta también para clasificar a los péndulos invertidos como estructuras Tipo 1.

Art 236

Espectro para diseño sísmico

Los espectros de aceleraciones que se proponen constan de tres ramas: una ascendente, hasta un periodo T_1 , otra de ordenadas constantes, de T_1 a T_2 , y otra que desciende hiperbólicamente al crecer el periodo. Tanto T_1 y T_2 como el grado de la hipérbola dependen del tipo de terreno.

Para periodos menores que T_1 , se optó por especificar una rama ascendente en vez de adoptar ordenadas espectrales constantes desde valores nulos de T hasta T_2 , como se hacía para terreno firme en la versión anterior. El criterio actual cubre la incertidumbre en los periodos naturales, especificando T_1 y T_2 iguales respectivamente a 0.75 y 1.33 veces los valores que se adoptarían si los periodos naturales pudieran conocerse en forma determinística. Esto equivale a adoptar los espectros sin alterar por influencia de la incertidumbre mencionada y a pedir que se diseñe para las condiciones más desfavorables que resulten de considerar los periodos naturales dentro de ciertos rangos hacia ambos lados de los valores calculados. De esta manera se cubren las incertidumbres que provienen de la estimación de rigideces

tangentes iniciales, así como de la influencia del comportamiento no lineal y de la interacción suelo-estructura.

La adopción de una rama creciente para periodos menores que T_1 conduce a economías en el diseño de estructuras bajas y rígidas, cuyo monto, como porcentaje del volumen total de construcción en el Distrito Federal, es muy significativo.

El valor 3.3 seg que se propone para T_2 en la zona 3 corresponde a 2.5 seg antes de modificar por la incertidumbre en los periodos naturales y se basa en la misma información que se tenía cuando se elaboró el reglamento anterior, confirmada mediante los acelerogramas registrados durante los sismos ocurridos en los últimos años. Los espectros de respuesta calculados con dichos acelerogramas, así como los estudios analíticos sobre amplificación dinámica del movimiento del terreno debida a la presencia de mantos blandos señalan, por una parte, que las aceleraciones máximas del terreno guardan aproximadamente la relación que se muestra en la tabla de valores de a_0 , T_1 , T_2 y r , y que la variación de las ordenadas espectrales a partir de T_2 puede tomarse proporcional a T^{-2} en la zona III y a T^{-1} en la zona I. Las leyes de variación de las ordenadas espectrales a partir de T_2 se modificaron con objeto de proteger a las estructuras de periodo largo: se propone que la variación de las ordenadas espectrales se tome proporcional a T^{-1} en la zona III y a $T^{1/2}$ en la zona I, en vez de aplicar los resultados, menos conservadores, deducidos de los espectros de temblores observados. Esto obedece a que las estructuras de periodos naturales largos tienen en general un número elevado de grados de libertad y por tanto de modos de falla, lo que implica una confiabilidad relativamente baja para un coeficiente de diseño dado, y con frecuencia son también espe

cialmente sensibles a los efectos de segundo orden, a pesar de que su consideración explícita en el análisis se especifica en el artículo 237.

La razón de tomar Q' menor que Q para T menor que T_1 se explicó en el comentario al artículo 235.

El requisito de tomar T_2 mayor o igual que 5 seg, a menos que se tenga evidencia de que es aplicable un valor menor, obedece a la existencia de formaciones arcillosas de mayor espesor o compresibilidad que las que más se han estudiado y a las que corresponden amplificaciones máximas de los espectros de respuesta para periodo iguales o menores que 2.5 seg. Estas formaciones se encuentran principalmente al oriente y al sur de la zona más poblada del Distrito Federal, y es de esperarse que en un futuro cercano se intensifique la construcción sobre ellas. El registro que se obtuvo del sismo del 28 de agosto de 1973 (temblor de Orizaba) en un acelerógrafo instalado en la vecindad del Palacio de los Deportes confirma la necesidad de verificar las características de amplificación dinámica y de periodos dominantes en zonas poco conocidas: el pico del espectro de dicho registro corresponde a un periodo natural de 5 seg (5).

Artículo 237 Críterios de análisis

Los criterios propuestos concuerdan esencialmente con los incluidos en la versión anterior del Reglamento. Merecen comentario especial los puntos que siguen.

Se señala la necesidad de combinar los efectos gravitacionales, los de un componente del movimiento del terreno y una fracción de los de un componente ortogonal a la anterior. El criterio de superposición propuesto constituye una

aproximación a lo que se obtendría de un análisis de confiabilidad estructural cuyo objetivo fuese lograr igual seguridad independientemente de las direcciones de los componentes supuestas en el análisis (6).

Se señala la necesidad de considerar los desplazamientos verticales que sean significativos en la respuesta de la estructura. Esto se refiere no solo a la consideración de los grados de libertad verticales al efectuar el análisis de la estructura sometida a un sistema de fuerzas dadas; implica también considerar las fuerzas de inercia debidas a las aceleraciones verticales que resulten en diversos puntos de la estructura como respuesta a las aceleraciones horizontales del terreno. Es te efecto es particularmente importante un péndulos invertidos, chimeneas y trabes que forman parte de marcos de naves industriales o de otras estructuras de grandes claros en que las vigas son mucho más flexibles que las columnas.

El criterio de la fracción II para omitir el análisis que considere la influencia de las fuerzas internas y de las deformaciones causadas por las fuerzas gravitacionales que actúan sobre la estructura deformada equivale a efectuar tal tipo de estudios únicamente en los casos en que la amplificación de fuerzas internas o de deformaciones por efectos de esbeltez es superior a 10 por ciento de lo que se obtendría sin tener en cuenta tales efectos.

La sección IX de este artículo se refiere a estructuras cuyas relaciones carga-deformación ante un sistema de fuerzas laterales son diferentes para cada sentido de aplicación de dichas fuerzas. La situación se presenta, por ejemplo, en estructuras irregulares de concreto reforzado, en las cuales las relaciones carga-deformación son iguales en ambos sentidos dentro del intervalo de comportamiento lineal, pero difieren los correspondientes niveles de fluencia. Si uno de los niveles

de fluencia es superior a aproximadamente 1.5 veces el otro, las deformaciones inelásticas en el sentido de mayor capacidad serán relativamente pequeñas, a cambio de producirse deformaciones inelásticas que se acumulan en la dirección más débil, con la consiguiente demanda excesiva de ductilidad.

Artículo 238 Elección del tipo de análisis

Para estructuras con altura superior a 60 m se exige el análisis dinámico, en vista de que la importancia de tales estructuras justifica el desarrollo de estudios que puedan predecir fenómenos especiales, fuera del alcance de los métodos estáticos, y teniendo en cuenta las facilidades de computación de que se dispone en el medio.

Las condiciones para aceptar el método estático simplificado se han liberado hasta construcciones de 13 m, con lo cual se cubrirán muchos edificios de vivienda económica de hasta 3 o 4 niveles.

Artículo 239 Método simplificado de análisis

Los coeficientes sísmicos que se presentan se obtuvieron de acuerdo con los espectros del artículo 236, estimando conservadoramente los periodos naturales en función de la altura, y reduciendo por ductilidad con Q igual a 2 y a 1.5, respectivamente, para muros de tabique macizo y de bloque hueco.

Artículo 240 Análisis estático

Cuando una estructura se analiza por el método estático se permite reducir el coeficiente de cortante en la base de acuerdo con los espectros del artículo

lo 235, en función de un valor aproximado del periodo fundamental obtenido a partir del cociente de Schwartz, $2\pi \left[\frac{1}{g} \frac{\sum W_i x_i^2}{\sum P_i x_i} \right]^{1/2}$. Este cociente sirve para calcular en forma rigurosa un periodo natural de vibración cuando las x_i son los desplazamientos de las masas en el modo de interés, y varía muy poco en un intervalo vecino al conjunto de dichos valores.

Cuando el periodo que interesa es el fundamental, los valores de x_i que se obtienen con el sistema de fuerzas laterales especificado en el inciso I conducen a aproximaciones muy precisas de dicho periodo. Igual que para el análisis dinámico, la incertidumbre asociada a la estimación de los periodos naturales está cubierta por medio de los espectros propuestos para diseño.

La ley de variación del coeficiente de cortante en la base con T se supone lineal en las estructuras Tipo I siempre que no se aplique la reducción en términos del periodo natural prevista en la fracción II o que el periodo fundamental estimado sea menor o igual que T_2 . Si se aplica dicha reducción y el periodo fundamental T es mayor que T_2 , el coeficiente de cortante en la base se toma igual a la ordenada del espectro multiplicada por un factor igual a 1 para T igual a T_2 y que tiende a 1.5 cuando T tiende a infinito. Dicho factor se basa en el análisis dinámico modal de vigas de flexión ante espectros de aceleraciones idealizados como la combinación de un tramo de aceleración constante, para periodos menores que T_2 , y uno inversamente proporcional a T , fuera de dicho intervalo. Se observó(2) que, a consecuencia de la contribución de los modos superiores de vibración, la relación del coeficiente de fuerza cortante en la base (donde la fuerza cortante se calculó como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las contribuciones de cada modo) a la aceleración espectral expresada como fracción de la gra

vedad, crecía con la relación T/T_2 en la forma representada aproximadamente por la expresión propuesta en el Reglamento. En los mismos estudios se basa la ley propuesta de distribución de coeficientes de carga lateral con respecto a la altura. Como se mencionó arriba el criterio propuesto es más conservador para vigas de corte que para las de flexión.

En el inciso III se insiste en la necesidad de tomar en cuenta la influencia de las fuerzas de inercia debidas a las aceleraciones verticales que ocurren en algunos puntos de la estructura aun cuando el movimiento del terreno se supone horizontal. El método propuesto para considerar dichas fuerzas verticales sin necesidad de acudir a un análisis dinámico consiste en aplicar las fuerzas horizontales, evaluar desplazamientos horizontales y verticales, y tomar la fuerza vertical aplicada a cada masa igual a la correspondiente horizontal multiplicada por la relación entre los desplazamientos verticales y horizontales correspondiente, y por un factor de 1.5 que cubre en general los efectos de amplificación dinámica. El análisis definitivo del sistema debe considerar la ocurrencia simultánea de las fuerzas horizontales y de las verticales calculadas como se describe en este párrafo.

El criterio de proporcionalidad supuesto entre las aceleraciones horizontales y verticales y los correspondientes desplazamientos es una aproximación que sería rigurosa si la respuesta dinámica se debiera a la participación de un solo modo de vibrar y si la configuración obtenida bajo el sistema de cargas laterales coincidiera con la forma de dicho modo.

El análisis de la respuesta de los apéndices es importante desde los puntos de vista de su propio diseño y de la influencia que puedan tener sobre la respuesta de la estructura en conjunto. El criterio propuesto introduce simplificación

nes importantes a fin de eliminar la necesidad de acudir a métodos iterativos o a un doble análisis: la respuesta para diseño del apéndice se toma igual a la que se debe considerar para valuar su influencia sobre el conjunto. Tal respuesta incluye el factor de amplificación $(c' + a_0)/a_0$ que resulta igual a la unidad para elementos que se desplantan directamente sobre el terreno.

El criterio para reducción de momento de volteo obliga a considerar como cota inferior el producto de la fuerza cortante en el nivel en cuestión por su distancia al centro de gravedad de la parte de la estructura que se encuentra por encima de dicho nivel; tal requisito tiene por objeto evitar reducciones importantes en casos en que la mayor parte del momento de volteo provenga de masas que respondan prácticamente en fase.

Artículo 241 Análisis dinámico

El análisis de la respuesta sísmica de sistemas de un piso, asimétricos en planta, de comportamiento lineal, que posean los grados de libertad en traslación horizontal y en rotación con respecto a un eje vertical, muestra que la excentricidad dinámica calculada como la relación entre el momento máximo absoluto de la fuerza cortante sísmica con respecto al centro de torsión y el valor máximo absoluto de dicha fuerza cortante, puede exceder a la excentricidad estática, calculada como la distancia entre el centro de torsión y la línea de acción de la fuerza cortante de entrepiso. La amplificación dinámica máxima es función decreciente de $e_s^2 M/J$ y ocurre para MK/Jk cercano a 1 (7). No se cuenta con información sobre el comportamiento del factor de amplificación para sistemas de

varios grados de libertad, pero se tiene confianza en que los requisitos de la fracción VII cubran tales ampliaciones, así como las excentricidades accidentales y los efectos de rotaciones del terreno con respecto a un eje vertical.

En el análisis paso a paso de respuesta a temblores específicos se exige que se usen no menos de cuatro movimientos representativos. Ello pretende evitar que se adopten diseños inseguros que puedan resultar 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 contenidos de frecuencia que el primero.

La observación relativa a tener en cuenta la incertidumbre que se tenga en cuanto a los valores de los parámetros de las estructuras, se refiere tanto a las propiedades del sistema para pequeñas deformaciones (rigidez inicial, amortiguamiento viscoso) como a las propiedades más desfavorables de otros parámetros de las curvas carga-deformación, incluyendo su intervalo de comportamiento no lineal.

REFERENCIAS

1. Rosenblueth, E y Esteva L, "Diseño sísmico de edificios", Folleto complementario al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, México D. F. (1962)
2. Montes, R y Rosenblueth, "Cortantes y momentos sísmicos en chimeneas", Segundo Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz (1968)
3. Veletsos, A S y Newmark N M, "Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions", Segundo Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica, Tokio (1960)
4. Rosenblueth, E, "Tratamiento inelástico", Diseño sísmico de estructuras, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica (1964)
5. Prince, J y Alonso, L, "Espectros del sismo del 28 de agosto de 1973", Instituto de Ingeniería, UNAM (1975)
6. Rosenblueth, E, "Criterio aproximado de diseño ante sismos de varios componentes", 4º Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Oaxaca (1975)
7. Elorduy, J y ^RRosenblueth, E, "Torsiones sísmicas en edificios de un piso", 2º Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz (1968)
8. Rosenblueth, E, "Efectos de esbeltez en edificios", Revista Ingeniería, Vol XXXV, No 1, Facultad de Ingeniería, UNAM, México D. F. (ene 1965)

EJEMPLOS

LUIS ESTEVA
JOSE L. TRIGOS ★

EJEMPLO 1. ANALISIS SISMICO SIMPLIFICADO DE UNA CONSTRUCCION DE DOS NIVELES

Introducción

El método de análisis simplificado para la determinación del efecto de sismos en estructuras de hasta 13 m es un caso particular del método estático, y se introduce con objeto de cubrir los casos de muchas construcciones de vivienda económica de hasta 3 o 4 niveles.

Se presenta un ejemplo en que se hace la determinación de fuerzas sísmicas en una construcción de dos niveles y se revisa su resistencia, de acuerdo con los Artículos 239 y 240 del Reglamento y con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, respectivamente.

Se trata de establecer las fuerzas cortantes originadas por sismo y de revisar la seguridad de la planta baja según las dos direcciones ortogonales en que puede actuar este, de la estructura de dos niveles mostrada en la fig 1, que corresponde a una casa habitación construida con piezas macizas y ubicada en la zona II. Considérese que los muros son de tabique recocido de 14 cm de espesor y esfuerzo cortante nominal de diseño, $v^* = 3.5 \text{ kg/cm}^2$, de acuerdo con la tabla del inciso 3.3 de las Normas Técnicas.

Determinación de fuerzas cortantes

El coeficiente sísmico aplicable es, según la tabla del Artículo 239,

$c = 0.08$, de acuerdo con la zona y la altura de la construcción, ya que se trata de muros de tabique macizo.

La fuerza cortante en la base es

$$cW = 0.08 \left[7 \times 9.6 \times 1 + 7 \times 9.6 \times 1.5 \right] = 13.44 \text{ ton}$$

En la tabla 1 se resumen los cálculos que conducen a las fuerzas cortantes en cada nivel, las cuales se indican en la última columna de la tabla. El peso de cada nivel se obtiene multiplicando su área ($9.6 \times 7 \text{ m}^2$) por la carga w indicada en la fig 1 (1 ton/m^2 para el nivel 2 y 1.5 ton/m^2 para el nivel 1).

La fuerza en cada nivel, F_i , se obtiene como sigue

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} cW$$

Así

$$F_1 = \frac{302.4}{672.0} 13.44 = 6.05 \text{ ton}$$

$$F_2 = \frac{369.6}{672.0} 13.44 = 7.39 \text{ ton}$$

De aquí se obtienen las siguientes cortantes de entrepiso

$$V_2 = 7.39 \text{ ton}$$

$$V_1 = 6.05 + 7.39 = 13.44 \text{ ton}$$

Revisión de la seguridad de la planta baja en el sentido OX

El esfuerzo cortante resistente para un muro está dado, de acuerdo con el inciso 3.3 de las Normas Técnicas, por la expresión

$$v_R = F_R (0.7 v^*)$$

donde F_R es el factor de reducción de resistencia, igual a 0.6. Entonces, para $v^* = 3.5 \text{ kg/cm}^2$

$$v_R = 1.5 \text{ kg/cm}^2$$

En los muros en los que la relación de su altura, h , entre su largo, L , sea mayor que 1.33, el esfuerzo cortante resistente se calcula de acuerdo con el Artículo 239, como

$$v_R = 1.5 \left[1.33 (L/h) \right]^2$$

Así

$$v_R = 2.65 (L/h)^2$$

De este modo, para el muro C el esfuerzo cortante resistente resulta de 1.5 kg/cm^2 , mientras que para los muros B y D se obtiene 1.16 kg/cm^2 .

El área resistente se calcula multiplicando la longitud del muro por su espesor efectivo; la fuerza resistente, V_R , es el producto del área resistente A_T , por el esfuerzo cortante resistente en cada muro, v_R .

Los resultados se muestran en la tabla 2.

La fuerza resistente de 27.5 ton es mayor que la fuerza cortante en el entrepiso, de 13.44 ton.

Revisión de la seguridad de la planta baja en el sentido OY

La tabla 3 se construye de manera semejante a la tabla 2.

En el sentido OY la fuerza resistente también es mayor que la fuerza cortante en el entrepiso. Por tanto, la estructuración propuesta es aceptable.

No se presenta el análisis de la planta alta pues en ella la fuerza cortante del entrepiso es menor y, como se puede ver en la fig 1, existen más muros,

de manera que la fuerza resistente en ambos sentidos es mayor. Esta situación es bastante común, y en la mayoría de los casos bastará con analizar la planta baja cuando se cumplan los requisitos para aplicar el método simplificado de análisis.

TABLA 1. DETERMINACION DE FUERZAS DE INERCIA Y CORTANTES

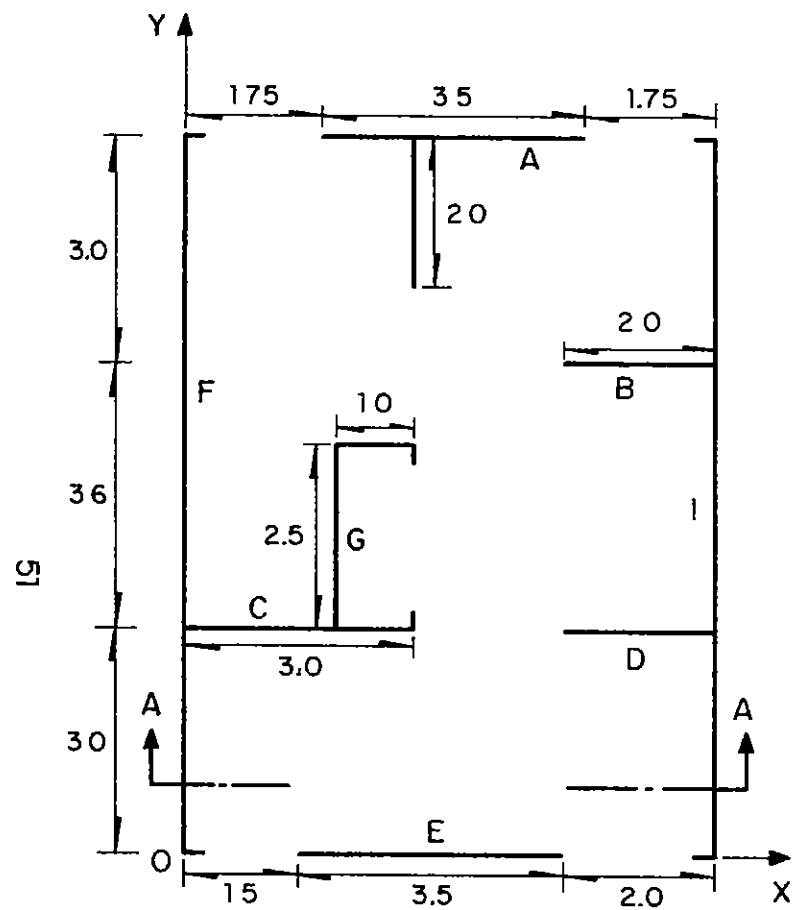
Nivel	Entre piso	Altura de Entrepiso (m)	W_i (ton)	h_i (m)	$W_i h_i$	F_i (ton)	V_i (ton)
2	2	2.5	67.2	5.5	369.6	7.39	7.39
1	1	3.0	100.8	3.0	302.4	6.05	13.44
TOTAL			168.0		672.0	13.44	

TABLA 2. DETERMINACION DE FUERZAS RESISTENTES DE MUROS. SENTIDO OX.

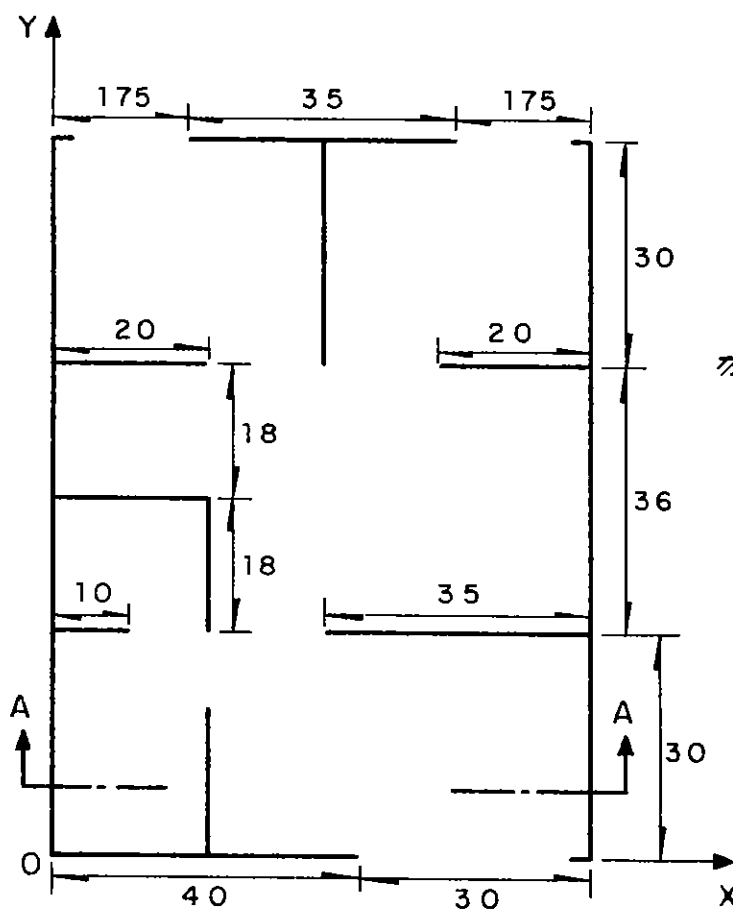
MURO	h/L	γ_R (kg/cm ²)	A_T (cm ²)	V_R (kg)
A	$3/3.5 = 0.85$	1.50	$350 \times 14 = 4\ 900$	7 350
B	$3/2 = 1.5$	1.16	$200 \times 14 = 2\ 800$	3 250
C	$3/3 = 1$	1.50	$300 \times 14 = 4\ 200$	6 300
D	$3/2 = 1.5$	1.16	$200 \times 14 = 2\ 800$	3 250
E	$3/3.5 = 0.85$	1.50	$350 \times 14 = 4\ 900$	7 350
TOTAL				27 500

TABLA 3. DETERMINACION DE FUERZAS RESISTENTES DE MUROS. SENTIDO OY.

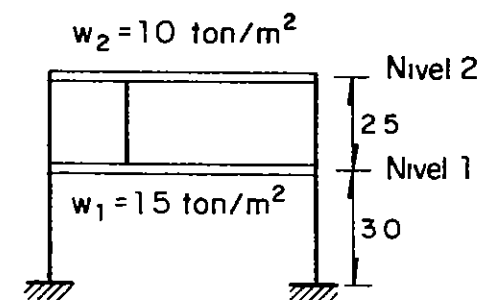
MURO	h/L	γ_R (kg/cm ²)	A_T (cm ²)	V_R (kg)
F	3/9.6	1.50	960 x 14 = 13 440	20 160
G	3/2.5 = 1.2	1.50	250 x 14 = 3 500	5 250
H	3/2 = 1.5	1.16	200 x 14 = 2 800	3 250
I	3/9.6 = 0.31	1.50	960 x 14 = 13 440	20 160
TOTAL				48 820



a) Planta baja



b) Planta alta



c) Corte esquemático

Acotaciones en metros

Casa habitación en la zona 2

EJEMPLO 2. ANALISIS SISMICO ESTATICO DE UN EDIFICIO DE CORTANTE

Introducción

En la ref 1 se tratan los métodos de análisis de edificios sujetos a sistemas especificados de cargas laterales. El tratamiento se limita a los métodos adecuados para su aplicación mediante calculadora de escritorio en la mayor parte de las oficinas donde se efectúa diseño estructural. El tratamiento de los métodos matriciales de análisis estructural y de su aplicación mediante programas para computadora se omiten tanto en la ref 1 como en este manual, en vista de que dichos métodos y su correspondiente programación constituyen disciplinas especializadas cuya aplicabilidad a la práctica del diseño depende de la importancia de las obras pero no está determinada por requisitos del Reglamento.

Así pues, este capítulo se refiere a la valuación de las fuerzas laterales que habrán de aplicarse para el análisis estático, así como a la valuación de momentos torsionantes y de volteo, a la superposición de las contribuciones de los dos componentes horizontales de los sismos y a la verificación de las limitaciones a los desplazamientos.

Se analizan dos estructuras: un edificio de cinco pisos y un paraguas de cubierta para una nave industrial.

Descripción de la estructura. Se trata de un edificio de cinco niveles para oficinas que se idealiza como una viga de cortante; es decir, el desplazamiento lateral relativo entre los niveles que limitan a un entrepiso dado es función exclusivamente de la fuerza cortante en dicho entrepiso. A la relación entre la fuerza cortante y el desplazamiento relativo citados se le designa como rigidez de

entrepiso. En la fig 1 se presenta un corte esquemático de la construcción en una de sus direcciones de análisis y se consignan los pesos de cada nivel y las rigideces de entrepiso. Se supone que la rigidez del primer entrepiso es menor que la de los dos que le siguen debido a razones arquitectónicas. Por las mismas razones, las resistencias de los entrepisos 2 a 5, en ton, están forzadas a ser mayores o iguales que los valores de la tabla siguiente, aun en el caso de que el análisis sísmico conduzca a valores inferiores.

Entrepiso	Resistencia mínima obligada por razones arquitectónicas*
5	28.2
4	61.0
3	83.4
2	91.7

Según muestra la figura, existen dos apéndices desplantados sobre los niveles 1 y 5, respectivamente.

Los detalles constructivos, los materiales empleados y la estructuración son tales que, a reserva de verificar algunos requisitos después del diseño, puede tomarse $Q = 4$.

Requisitos de diseño. Se supone que la construcción se localizará en la zona de terreno firme, a la que corresponde, para construcciones del grupo B, un coeficiente sísmico, sin reducir por ductilidad, de 0.16.

* El cálculo de la capacidad de entrepiso se hará sumando las capacidades ante fuerza cortante lateral de los elementos que contribuyen a ella, teniendo en cuenta el modo de falla dominante. Así, tratándose de muros, diafragmas o contravientos la capacidad en cuestión se determina directamente. En columnas, la fuerza cortante resistente se determinará como la suma de los momentos extremos entre su altura, donde los momentos citados son los que resiste la columna para la condición de carga axial que corresponde a la combinación de carga permanente y sismo afectados por el factor de carga de 1.1.

Valuación de fuerzas laterales en los entrepisos. Si se adopta para el análisis estático el criterio de la sección I del Artículo 240, la relación V/W en la base debe ser igual a c/Q , pero no menor que a_0 . En este caso c/Q vale $0.16/4 = 0.04$ y a_0 vale 0.03, por lo que V/W deberá tomarse igual a 0.04. Sin embargo, en este caso se optará por aplicar la sección II del citado artículo, según la cual es posible adoptar fuerzas cortantes menores, siempre y cuando se tome en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de vibración de la estructura. Para el caso en estudio, ignorando la contribución de los apéndices (W_6 y W_7), el periodo se calcula a continuación, empleando los valores que se consignan en la siguiente ta
bla

Nivel	Entrepiso	h_i (m)	P_i (ton)	V_i (ton)	V_i/k_i (cm)	x_i (cm)
5	5	15	20.7	20.7	0.207	2.04
4	4	12	22.1	42.8	0.428	1.84
3	3	9	16.6	59.4	0.297	1.41
2	2	6	11.1	70.5	0.353	1.11
1	1	3	5.5	76.0	0.760	0.76

Los valores de P_i en esta tabla son proporcionales al producto del peso correspondiente por la altura h_i de cada nivel sobre el desplante y su suma es igual a 0.04 veces el peso total de la construcción: $0.04 \times 1900 = 76$. Los valores de V (fuerza cortante de entrepiso) se obtienen acumulando las fuerzas P_i arriba de cada entrepiso; divi
didos entre las rigideces de entrepiso conducen a los correspondientes desplazamientos

relativos. Los valores de x_i , obtenidos acumulando los desplazamientos relativos de entrepiso a partir del desplante, son los desplazamientos de los diversos niveles con respecto a dicho desplante, debidos a la acción del sistema P_i .

El periodo fundamental se tomará, según la citada sección II, como

$$T = 6.3 \left(\frac{1}{g} \sum W_i x_i^2 / \sum P_i x_i \right)^{1/2}, \text{ donde } g = 981 \text{ cm/seg}^2.$$

Entonces:

$$\sum W_i x_i^2 = 300 \times 2.04^2 + 400 \times 1.84^2 + 400 \times 1.41^2 + 400 \times 1.11^2 + 400 \times 0.76^2 = 4120 \text{ ton-cm}^2$$

$$\sum P_i x_i = 20.7 \times 2.04 + 22.1 \times 1.84 + 16.6 \times 1.41 + 11.1 \times 1.11 + 5.5 \times 0.76 = 122.9 \text{ ton-cm}$$

Sustituyendo, se obtiene $T = 1.17 \text{ seg}$. Como resulta mayor que T_2 , que según el Artículo 236 vale 0.8 para la zona I, es aplicable el inciso c de la fracción II del Artículo 240:

$$P_i = W_i (k_1 h_i + k_2 h_i^2) c/Q$$

siendo

$$k_1 = \left[1 - r (1 - (T_2/T)^r) \right] (T_2/T)^r \sum W_i / (\sum W_i h_i)$$

$$k_2 = 1.5 r \left[1 - (T_2/T)^r \right] (T_2/T)^r \sum W_i / (\sum W_i h_i^2)$$

Según el artículo 236, $r = 1/2$. De aquí, teniendo en cuenta que $T_2/T = 0.8/1.17 = 0.683$, se obtiene

$$k_1 = 0.0869$$

$$k_2 = 0.00116$$

De aquí se obtiene

$$P_1 = 400 (0.0869 \times 3 + 0.00116 \times 9) \times 0.04 = 4.34 \text{ ton}$$

de igual manera: $P_2 = 9.01$ ton, $P_3 = 14.02$ ton, $P_4 = 19.36$ ton y $P_5 = 18.77$ ton.

Las fuerzas cortantes obtenidas a partir de estas fuerzas son: $V_5 = 18.77$ ton,

$V_4 = 38.13$ ton, $V_3 = 52.15$ ton, $V_2 = 61.16$ ton y $V_1 = 65.50$ ton.

De acuerdo con el Artículo 220 estas fuerzas deben multiplicarse por un factor de carga de 1.1 a fin de obtener las resistencias laterales de los diversos entrepisos.

Así se obtienen los valores: $V_5 = 20.65$ ton, $V_4 = 41.94$ ton, $V_3 = 57.37$ ton,

$V_2 = 67.28$ ton y $V_1 = 72.05$ ton.

En los entrepisos 2 a 5 las resistencias disponibles, obligadas por razones arquitectónicas, son superiores a las requeridas. Los factores de seguridad (resistencias disponibles entre requeridas) para los entrepisos 1 a 5 son respectivamente 1.1, 1.5, 1.6, 1.6 y 1.5. El promedio de estos valores es 1.46 y el que más se aparta de este promedio es el 1.1 del primer entrepiso. Su relación al promedio es $1.1/1.46 = 0.75$, y por tanto se satisface el requisito aplicable al caso 2 del Artículo 235, en el sentido de que el mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiera en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. En cambio, como la diferencia es mayor de 20 por ciento, no habría sido posible considerar para esta estructura un factor de ductilidad de 6.

Fuerzas laterales sobre apéndices. Se aplicará la sección V del Artículo 240. El factor c' es el coeficiente de W_i (a la altura del desplante del apéndice) al calcular las fuerzas laterales. Así, para W_6 , $c' = (0.0869 \times 3 + 0.00116 \times 9) 0.04 = 0.0108$ y la fuerza lateral correspondiente será $0.04 \times 5 \times (0.03 + 0.0108)/0.03 = 0.27$ ton. Para W_7 , $c' = (0.0869 \times 15 + 0.00116 \times 225) 0.04 = 0.0626$ y la fuerza lateral será $0.04 \times 10 \times (0.03 + 0.0626)/0.03 = 1.23$ ton.

Torsión. El cálculo para cada entrepiso de la localización de la línea de acción de la fuerza cortante sísmica y de las coordenadas del centro de torsión puede efectuarse como se describe en la ref 1. Supóngase que después de haber seguido los pasos que ahí se detallan se obtuvieron dichas variables para todos los entrepisos. Tómese como ejemplo el segundo entrepiso, cuya planta se muestra en la fig 2. Supóngase que la dirección y corresponde a la dirección de análisis de la fig 1, para la cual la fuerza cortante vale 61.16 ton. Supóngase que en la dirección x, como consecuencia del valor del periodo fundamental en dicha dirección, la fuerza cortante vale 70.5 ton. Además, supóngase que la estructura es nominalmente simétrica en cargas y que por tanto la línea de acción de la fuerza cortante cuando se analiza el componente paralelo al eje y dista 12.5 m de este y cuando se analiza el componente paralelo al eje x la fuerza cortante dista 9 m de dicho eje.

Las coordenadas del centro de torsión son $x_T = 12.5$ m y $y_T = 10.2$ m. Las excentricidades de diseño son:

Para componente paralelo al eje y:

$$e = \pm 0.10 \times 25 = \pm 2.50 \text{ m}$$

esta excentricidad es aplicable al análisis de todos los marcos (A a G), considerando igual signo para los efectos de cortante directo y de torsión.

Para componente paralelo al eje x:

$$e = 1.2 \times 1.5 + 0.1 \times 18 = 3.6 \text{ m}$$

para valuar efectos de torsión en marcos A, B y D a G.

$$e = 1.2 - 0.1 \times 18 = -0.6 \text{ m}$$

para marco C

Las fuerzas cortantes en cada marco se obtienen como la suma de las contribuciones de la fuerza cortante y del momento torsionante de entrepiso. Para los marcos paralelos a la fuerza cortante, la contribución de esta es proporcional a la rigidez de entrepiso. La

contribución de la torsión a la fuerza cortante en cada marco, sea paralelo o normal a la dirección de la fuerza cortante, se calcula como sigue (ref 1):

$$V_i = \frac{T}{J} k_i d_i$$

Aquí, V_i es la fuerza cortante en el marco i debida a torsión, k_i y d_i son respectivamente la rigidez de entrepiso y la distancia con respecto al centro de torsión del citado marco, T es el momento torsionante de entrepiso, y J , la rigidez torsional es igual (ref 1) a $\left[\sum k_x y_T^2 + \sum k_y x_T^2 \right]$, donde las sumas indicadas deben abarcar todos los marcos paralelos a las direcciones $\underline{x}$ y $\underline{y}$, respectivamente, y y_T y x_T son las respectivas distancias al centro de torsión, medidas normalmente a la dirección en planta de cada marco. Procediendo como la ref 1, se obtiene $J = 28744 \text{ ton-m}^2/\text{cm}$.

Como ejemplo, se determinarán las fuerzas cortante de diseño para los marcos A, y E, debidas a la acción de las fuerzas sísmicas actuando en las direcciones $\underline{x}$ y $\underline{y}$, de acuerdo con la siguiente tabla

Marco	Dirección de fuerza actuante	Efecto de cortante directa (ton)	Efecto de Torsión (ton)	Total (ton)
A	x	$70.5 \times \frac{60}{240} = 17.63$	$\frac{70.5 \times 3.6 \times 60 \times 10.2}{28744} = 5.40$	23.03
	y	0	$\frac{61.16 \times 2.5 \times 60}{28744} \times 10.2 = 3.25$	3.25
E	x	0	$\frac{70.5 \times 3.6 \times 50}{28744} \times 4.5 = 1.99$	1.99
	y	$61.16 \times \frac{50}{200} = 15.29$	$\frac{61.16 \times 2.5}{28744} \times 50 \times 4.5 = 1.19$	16.48

Superposición de la acción de dos componentes horizontales ortogonales. De acuerdo con el Artículo 237, se superpondrá la influencia de un componente con 0.3 del otro. Para el marco A, por ejemplo, habrá que diseñar para lo más desfavorable entre $23.03 + (0.3 \times 3.25) = 24.01$ ton o $3.25 + 0.3 \times 23.03 = 10.16$ ton, es decir, para la primera de estas dos condiciones. De igual manera, para el marco E habrá que elegir entre $1.99 + 0.3 \times 16.48 = 6.93$ ton o $16.48 + 0.3 \times 1.99 = 17.07$ ton. Obviamente, la segunda condición es la más desfavorable.

Momentos de volteo. Considérese el marco E y supóngase que las fuerzas cortantes de diseño para los diversos entrepisos son las dadas en la cuarta columna de la siguiente tabla. Los valores indicados de W son los pesos tributarios de cada nivel al marco en estudio.

Nivel	Entrepiso	W (ton)	V (ton)	M_V (ton-m)	z	$j = 0.8 + 0.2z$	$j M_V$ (ton-m)	y_G (m)	$V y_G$ (ton-m)
5	5	100	5.1	0	1	1	0	0	0
4	4	120	10.5	15.3	0.8	0.96	14.7	3.00	15.3
3	3	120	14.5	46.8	0.6	0.92	43.1	4.37	45.8
2	2	120	17.1	90.3	0.4	0.88	79.5	5.83	84.5
1	1	120	18.4	141.6	0.2	0.84	119.0	7.32	125.0
0				196.8	0	0.80	157.2	8.80	162.0

En esta tabla, M_V es el momento de volteo sin reducir, j el factor reductivo especificado en la sección VI del Artículo 240 y $j M_V$ el correspondiente producto; y_G es la distancia del nivel considerado al centro de gravedad de la parte de la estructura por encima de dicho nivel y $V y_G$, su producto por la fuerza cortante en el nivel de interés. De acuerdo con la citada sección VI, deberá tomarse como momento de volteo para diseño en cada nivel la mayor de las cantidades $j M_V$ o $V y_G$. En este caso, el valor de $V y_G$ rige el diseño en todos los niveles.

Desplazamientos permisibles y efectos de esbeltez. Considérese el segundo entrepiso del marco E, al cual corresponde una fuerza cortante de 17.1 ton y una descarga vertical de 460 ton. Si no se consideran los efectos de esbeltez, la deformación de entrepiso se obtiene dividiendo la fuerza cortante entre la rigidez de entrepiso multiplicando por el factor Q, en este caso igual a 4:

$$D = 17.1 \times 4 / 50 = 1.37 \text{ cm}$$

La relación entre esta deformación y la altura de entrepiso vale $1.37/300 = 0.0046$, que es inferior al máximo tolerable según el Artículo 242.

Para estudiar los efectos de esbeltez se empezará por comparar 0.0046 con 0.08 veces la relación entre la fuerza cortante del entrepiso y las fuerzas verticales debidas a acciones permanentes y variables que obren por encima de este, según estipula la sección II del Artículo 237. Este último valor es $0.08 \times 17.1/460 = 0.00297$, que es menor que 0.0046; por tanto, deben tomarse en cuenta explícitamente los efectos de esbeltez.

Una forma simple de estimar los efectos de esbeltez es la descrita en la ref 2, que

consiste en multiplicar los desplazamientos de entrepiso y los momentos debidos a cargas laterales que actúan en los extremos de las columnas por un factor de amplificación igual a

$$\frac{1}{1 - \frac{1.2DW_u}{hV}}$$

donde D es el desplazamiento relativo de entrepiso calculado sin tomar en cuenta efectos de esbeltez, h la correspondiente altura de entrepiso y W_u y V, respectivamente, las fuerzas vertical y lateral que ahí actúan. La fuerza vertical W_u estará multiplicada por el factor de carga correspondiente. El factor de amplificación es en este caso $1/[1 - (1.2 \times 0.0046) \times (1.1 \times 460)/17.1] = 1.19$. Es decir, el desplazamiento de entrepiso deberá tomarse como $1.37 \times 1.19 = 1.63$ cm, los momentos en los extremos de las trabes deberán corregirse en forma proporcional a sus rigideces angulares de tal manera que se satisfaga el equilibrio de momentos en cada nudo.

EJEMPLO 3. ANALISIS SISMICO ESTATICO DE UN PARAGUAS DE CUBIERTA

Descripción de la estructura. Se trata de una estructura constituida por cuatro segmentos de paraboloide hiperbólico dispuestos formando una cubierta cuadrada en planta, apoyada sobre una columna central (fig 3a). Para fines de este ejemplo se supone que el espesor es constante, y que la carga por metro cuadrado de proyección horizontal es de 150 kg/m^2 . El peso total, despreciando la masa de la columna, es 15 ton.

Criterio de análisis. Se aplicará la sección III del Artículo 240, a fin de tomar en cuenta las aceleraciones verticales de la masa superior asociadas al giro de dicha masa con respecto a un eje horizontal normal a la dirección de análisis y que pase por el punto de unión entre la masa y el elemento resistente. En el presente caso, dicho punto se designa por O en la fig 3.

El efecto de las aceleraciones en cuestión se tomará equivalente a un par aplicado en el extremo superior del elemento resistente, cuyo valor es $1.5 V r_o^2 A/x$, siendo V la fuerza lateral actuante sobre la masa, r_o el radio de giro de dicha masa con respecto al eje horizontal en cuestión, A el giro del extremo superior del elemento resistente bajo la acción de la fuerza lateral V y x el desplazamiento lateral de dicho extremo.

En el presente caso se tiene, considerando $c = 0.16$ y Q 4

$$V = 0.04 \times 15 = 0.6 \text{ ton}$$

$$r_o^2 = \frac{1}{3} (5^2 + 2^2) = 9.67 \text{ cm}$$

$$A = \frac{1}{2} \frac{V H^2}{E I}$$

$$H = 5 \text{ m}$$

$$x = \frac{1}{3} \frac{V H^3}{E I}$$

$$\text{De aquí, } M = 1.5 \times 0.6 \times 9.67 \times \frac{3}{2 \times 5} = 2.61 \text{ ton-m}$$

Este es el par que se aplicará en el extremo superior. De aquí, el diagrama de momentos resulta (fig 3b) formado por la superposición de los efectos de la carga lateral $V = 0.6 \text{ ton}$, que origina la parte triangular de la fig 3b, y del par $M = 2.61 \text{ ton-m}$, cuyo efecto es constante en toda la altura de la columna.

Factor de carga. Puesto que toda la capacidad a fuerza cortante está proporcionada por una sola columna, el factor de carga, de acuerdo con la sección VIII del Artículo 237, deberá tomarse igual a $1.1 \times 1.2 = 1.32$.

Superposición de la acción de dos componentes ortogonales horizontales. La estructura deberá diseñarse para la superposición del diagrama de momentos de la fig 3b, actuando en su plano, y 0.5 del mismo, actuando en su plano vertical normal al de la figura.

Referencias

1. Rosenblueth, E. y Esteva, M., "Diseño sísmico de edificios", Folleto complementario al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, México D F (1962)
2. Rosenblueth, E., "Efectos de esbeltez en edificios", Revista Ingeniería, Vol XXXV, No 1, ene 1965, Facultad de Ingeniería, UNAM, México D F

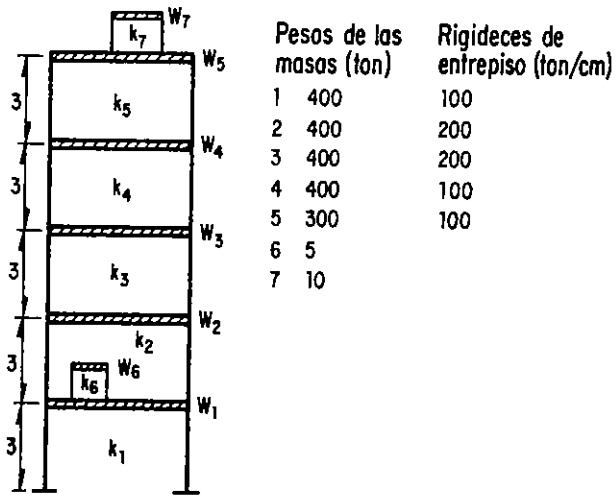


Fig 1. Elevación, masas y rigideces de estructura en estudio

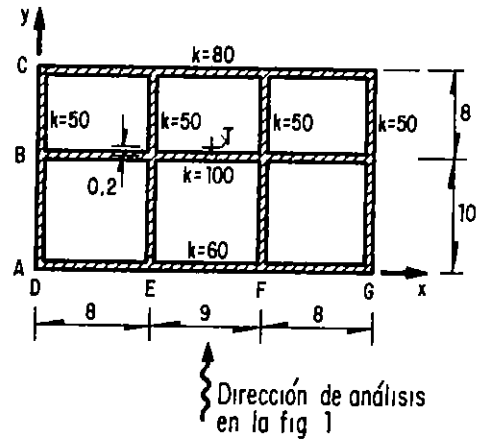


Fig 2. Planta del segundo entrepiso

Acotaciones, en m

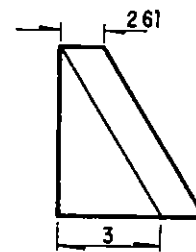
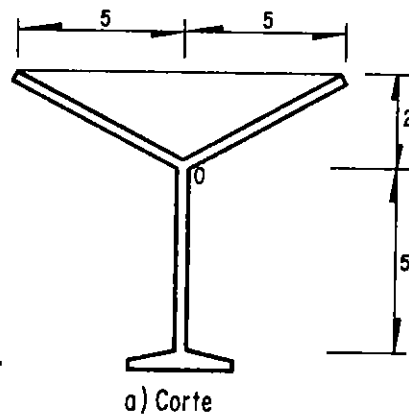


Fig 3. Paraguas para cubierta de una nave industrial

EJEMPLO 4. ANALISIS SISMICO DINAMICO MODAL. SUPERPOSICION DE DESPLAZAMIENTOS MODALES DE UN EDIFICIO DE TRES NIVELES

El criterio de análisis dinámico especificado en el Artículo 241 no difiere de la versión anterior en sus conceptos esenciales. Por ello no se presenta aquí ningún ejemplo detallado de aplicación.

La forma en que se aplica el criterio de superposición modal especificado en el citado artículo amerita aclaración, dada su importancia y la posibilidad de una interpretación errónea.

Se pide que las respuestas modales R_i (donde R_i puede ser fuerza cortante, deformación, momento de volteo, etc) se combinen de acuerdo con la expresión

$$R = (\sum R_i^2)^{1/2}$$

Ahora bien, en vista de que este criterio no es una transformación lineal entre las contribuciones modales, no conserva entre los valores de las distintas variables, después de efectuada la superposición modal, las mismas relaciones de transformación que son válidas entre los valores de dichas variables para cada modo. Por ejemplo, si R es una fuerza cortante de entrepiso, no se puede obtener por transformación lineal a partir del vector de desplazamientos relativos a la base obtenido tomando a las R_i como los desplazamientos relativos a la base correspondientes a los diversos modos de vibración.

Tómese por ejemplo la estructura analizada en la sección 5.15 de la ref 1: Los desplazamientos, relativos a la base, de cada masa en cada modo son los dados a continuación:

Desplazamientos (cm)	MODO		
	1	2	3
1	0.0688	0.0122	0.0071
2	0.1862	0.0214	-0.0035
3	0.3432	-0.0225	0.00078

Las correspondientes fuerzas cortantes modales son (ref 1)

Cortantes (ton)	MODO		
	1	2	3
3	3.14	0.87	0.086
2	5.87	0.46	0.53
1	6.88	1.22	0.71

Las fuerzas cortantes obtenidas mediante superposición de estas fuerzas modales son:

$$V_3 = (3.14^2 + 0.87^2 + 0.086^2)^{1/2} = 3.26 \text{ ton}$$

$$V_2 = (5.87^2 + 0.46^2 + 0.53^2)^{1/2} = 5.91 \text{ ton}$$

$$V_1 = (6.88^2 + 1.22^2 + 0.71^2)^{1/2} = 7.07 \text{ ton}$$

Supóngase ahora que en vez de superponer directamente las fuerzas cortantes se superpusieran los desplazamientos relativos a la base. Se obtendría:

$$x_1 = (0.0688^2 + 0.0122^2 + 0.0071^2)^{1/2} = 0.0702 \text{ cm}$$

$$x_2 = (0.1862^2 + 0.0214^2 + 0.0035^2)^{1/2} = 0.1875 \text{ cm}$$

$$x_3 = (0.3432^2 + 0.0225^2 + 0.00078^2)^{1/2} = 0.3439 \text{ cm}$$

Los desplazamientos relativos de entrepiso obtenidos a partir de esta configuración

serán:

$$\delta_3 = 0.3439 - 0.1875 = 0.1564 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = 0.1875 - 0.0702 = 0.1173 \text{ cm}$$

$$\delta_1 = 0.0702 \text{ cm}$$

Las fuerzas cortantes correspondientes a esta configuración se obtienen multiplicando por las rigideces: $V_1 = 0.0702 \times 100 = 7.02 \text{ ton}$

$$V_2 = 0.1173 \times 50 = 5.87 \text{ ton}$$

$$V_3 = 0.1564 \times 20 = 3.13 \text{ ton}$$

Estos valores difieren (en este caso la diferencia no es apreciable) de los valores correctos, calculados previamente.

Referencia

1. Rosenblueth, E. y Esteva, L., "Diseño sísmico de edificios", Folleto complementario al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, México D.F (1962)

EJEMPLO 5. ANALISIS SISMICO DE UN MURO DE RETENCION

Se trata de analizar, de acuerdo con el Artículo 246, el muro de mampostería mostrado en la fig 1, donde se indican todos los datos necesarios para el análisis.

Las cuñas críticas en las que se debe cumplir el estado de equilibrio límite bajo la acción de fuerzas debidas a cargas verticales y a la fuerza originada por una aceleración horizontal igual a $c/3$ veces la de la gravedad son:

a) Cuña activa, a la que corresponde el empuje que el relleno del lado derecho ejerce sobre el muro. En su determinación se emplea la teoría de Coulomb. El diagrama de fuerzas correspondiente está dado en la fig 2.

El significado de las variables que ahí se muestran es el siguiente

q = sobrecarga uniformemente distribuida

W_1 = peso del relleno no saturado

W_2 = peso del relleno saturado

c = coeficiente sísmico indicado en el Artículo 234

Q = fuerza de cohesión de la cuña crítica

F = fuerza de fricción

E_a = empuje activo máximo valuado considerando efectos sísmicos

b) Cuña pasiva, a la que corresponde el empuje que el muro ejerce sobre el relleno del lado izquierdo. De manera semejante se valúa de acuerdo con la teoría de Coulomb (fig 3).

En este caso las variables que intervienen son

W = peso de la cuña

$W_{r2} = 0.32$ ton

$W_q = 8.75$ ton

$E_a = 43.5$ ton

$E_p = 2.25$ ton

$S = 3.01$ ton

$F = 18.28$ ton (considerando un coeficiente de fricción $\mu = 0.35$)

$$\frac{W_m c}{3} = 2.736 \text{ ton}$$

Posibilidad de volteamiento del muro

El momento de volteo vale

$$M_v = \frac{W_m c}{3} (2.28) + E_a \cos 20^\circ (1.93) + S (2.54)$$

$$M_v = 92.8 \text{ ton-m}$$

El momento resistente vale

$$M_r = W_m (2.15) + W_{r1} (3.72) + W_q (5.72)$$

$$E_a \sin 20^\circ (3.43) + E_p (0.26)$$

$$M_r = 172.0 \text{ ton-m}$$

$$M_r > M_v$$

El factor de seguridad correspondiente es

$$F S = M_r / M_v = 172.0 / 92.8 = 1.79$$

El cual indica que se cumple con la seguridad ante el volteamiento del muro.

Posibilidad de deslizamiento del muro

Fuerza horizontal deslizante

$$F_d = E_a \cos 20^\circ + \frac{W_m c}{3} = 43.6 \text{ ton}$$

c = Coeficiente sísmico

Q = Fuerza de cohesión

F = Fuerza de fricción

E_p = Empuje pasivo mínimo considerando sismo

Después de efectuar algunos tanteos para la determinación de la cuña que corresponde a la condición de falla, ensayando distintos valores del ángulo α , se obtuvieron $\alpha_1 = 42.5^\circ$, con $E_a = 43.5 \text{ ton}$ y $\alpha_2 = 51^\circ$, con $E_p = 2.25 \text{ ton}$.

Análisis de estabilidad del muro. En la fig 4 se presentan los valores de las fuerzas que intervienen en el análisis.

A continuación se describe el significado de las variables

W_m = peso del muro

W_{r1} = peso del relleno, del lado derecho, que actúa sobre la base del muro

W_{r2} = peso del relleno, del lado izquierdo, que actúa sobre la base del muro

W_q = peso debido a la sobrecarga distribuida

E_a = empuje activo considerando sismo

E_p = empuje pasivo considerando sismo

S = fuerza de subpresión

F = fuerza de fricción en la base del muro

c = coeficiente sísmico

Los valores calculados de esas variables para este caso son

$$W_m = 34.2 \text{ ton}$$

$$W_{r1} = 8.965 \text{ ton}$$

Fuerza horizontal resistente

$$F_r = E_p \cos 38^\circ + F = 19.5 \text{ ton}$$

$$F_d > F_r$$

El factor de seguridad correspondiente es

$$F S = F_r / F_d = 19.5 / 43.6 = 0.45, < 1.00$$

Debido a que el muro tiende a deslizarse se recomiendan varias alternativas:

- a) Aumentar la profundidad de desplante del muro.
- b) Aumentar el tamaño del muro para tener mayor superficie de contacto.
- c) Colocar un dentellón.

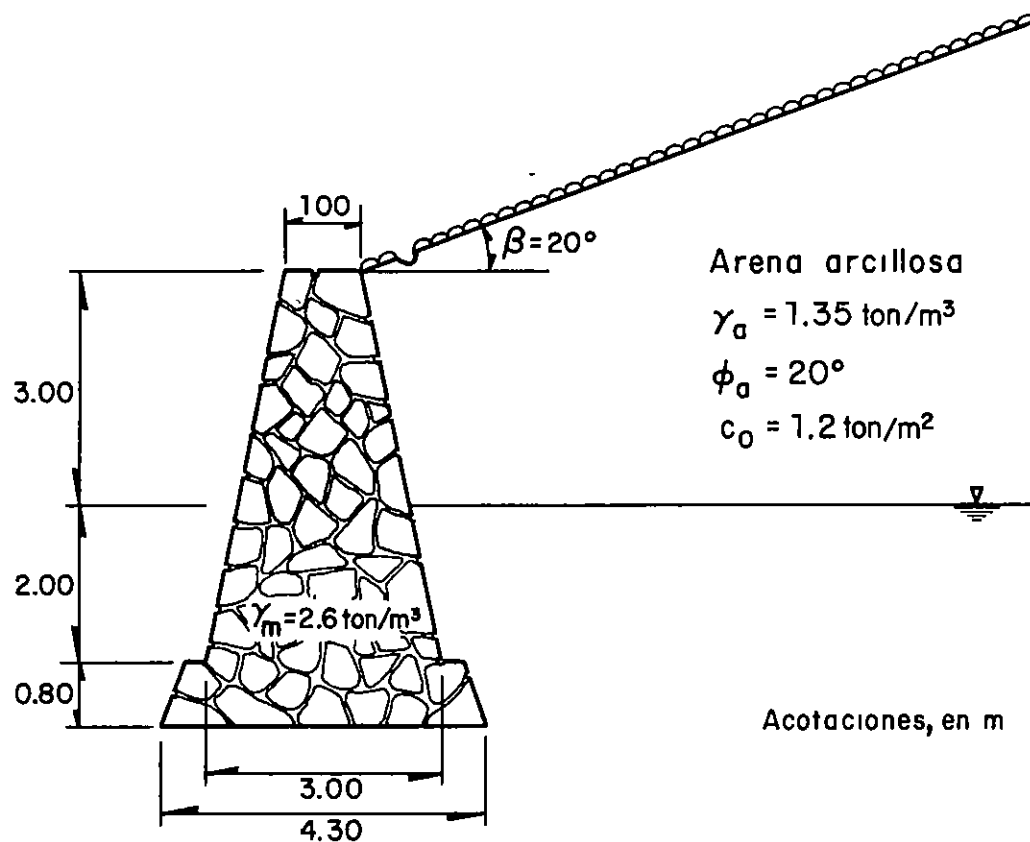


Fig 1. Datos generales de un muro de retención

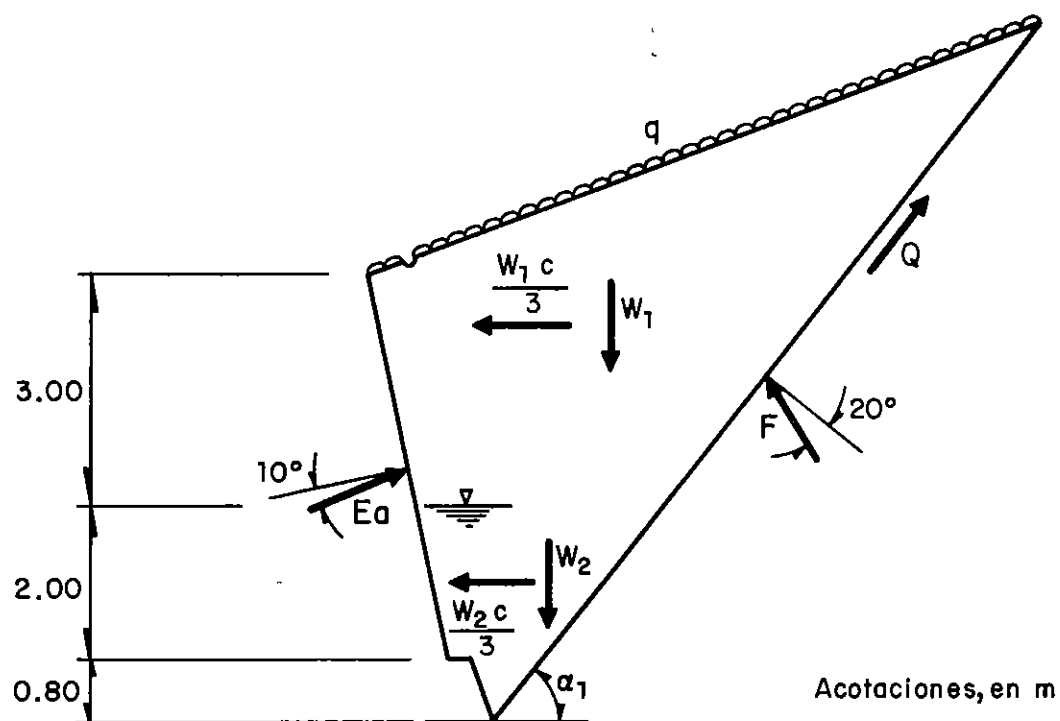


Fig 2. Diagrama de fuerzas que intervienen en el equilibrio de la cuña activa

