

2014

NORMAS Y ESPECIFICACIONES
PARA ESTUDIOS, PROYECTOS,
CONSTRUCCIÓN E INSTALACIONES

VOLUMEN 4
Seguridad Estructural

TOMO II
Diseño por Sismo

VOLUMEN 4. SEGURIDAD ESTRUCTURAL.

TOMO II. DISEÑO POR SISMO.

ÍNDICE.

NOTACIÓN.....	2
1. CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO	3
1.1 Propósito.....	3
1.2 Condiciones y criterios de análisis	3
1.3 Muros divisorios, de fachada y de colindancia	4
1.3.1 Muros que contribuyan a resistir fuerzas laterales	4
1.3.2 Muros que no contribuyan a resistir fuerzas laterales... ..	4
1.4 Zonificación.....	4
1.5 Coeficiente sísmico	4
1.6 Reducción de fuerzas sísmicas	4
1.7 Combinación de acciones	5
1.8 Revisión de desplazamientos laterales	8
1.9 Holguras en vidrios	8
1.10 Separación de edificios colindantes.....	8
1.11 Estructuras especiales	9
1.12 Estructuras con sistemas no convencionales de resistencia sísmica.....	9
2. ELECCIÓN DEL TIPO DE ANÁLISIS	9
2.1 Método simplificado de análisis	9
2.2 Análisis estático y dinámico.....	10
3. ESPECTROS PARA DISEÑO SÍSMICO	10
4. REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS Y DESPLAZAMIENTOS	10
4.1 Factor de reducción.....	10
5. FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO.....	11
6. CONDICIONES DE REGULARIDAD.....	13
6.1 Estructura regular	13
6.2 Estructura irregular	13
6.3 Estructura fuertemente irregular.....	13
6.4 Corrección por irregularidad.....	14

7. MÉTODO SIMPLIFICADO DE ANÁLISIS	14
.....	14
8. ANÁLISIS ESTÁTICO	14
8.1 Fuerzas cortantes	14
8.2. Reducción de las fuerzas cortantes	15
8.3 Péndulos invertidos.....	15
8.4 Diafragmas y apéndices	15
8.5 Efectos de torsión	16
8.6 Efectos de segundo orden	16
8.7 Efectos bidireccionales	16
8.8 Comportamiento asimétrico	17
8.9 Momentos de volteo	17
9. ANÁLISIS DINÁMICO	17
9.1 Análisis modal	17
9.2 Análisis paso a paso.....	18
9.3 Revisión por cortante basal.....	18
9.4 Efectos bidireccionales.....	18
10. ANÁLISIS Y DISEÑO DE OTRAS CONSTRUCCIONES	18
10.1 Tanques, péndulos invertidos y chimeneas.....	18
10.2 Muros de retención o contención.....	18
11. ESTRUCTURAS EXISTENTES	19
APÉNDICE A	19
A.1 Alcance.....	19
A.2 Notación adicional	19
A.3 Espectros para diseño sísmico	20
A.4 Revisión de desplazamientos laterales	22
A.5 Tipo de análisis.....	22
A.6 Interacción suelo-estructura.....	23
A.6.1 Análisis estático	24
A.6.2 Análisis dinámico modal.....	24
A.6.3 Periodo y amortiguamiento efectivos.....	25
A.6.4 Rigideces y amortiguamientos de la cimentación.....	25

NOTACIÓN.

Cada símbolo empleado en estas especificaciones para el análisis sísmico se define donde aparece por primera vez.

- a* Ordenada de los espectros de diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad
- a_o* Valor de *a* que corresponde a $T = 0$
- B_v* Base del tablero de vidrio
- b* Dimensión de la planta del entrepiso que se analiza, medida perpendicularmente a la dirección de análisis
- c* Coeficiente sísmico
- c'* Factor por el que se multiplican los pesos de los apéndices a la altura de desplante
- d* Diferencia en valores de los cocientes a/Q' , expresados como fracción de la gravedad, que sería necesario aplicar en cada uno de los dos sentidos opuestos de una dirección dada, para que la estructura fallara o fluyera plásticamente
- e_s* Excentricidad torsional
- F_{AE}* Factor de área efectiva de muros de carga
- F_i* Fuerza lateral que actúa en el *i*-ésimo nivel
- f* Inclinación de una estructura con respecto a la vertical, dividida entre su altura
- g* Aceleración de la gravedad
- H* Altura de un entrepiso
- H_v* Altura de un tablero de vidrio
- h* Altura, sobre el terreno, de la masa para la que se calcula una fuerza horizontal
- k₁, k₂* Variables para el cálculo de fuerzas laterales con el método estático
- L* Longitud de un muro
- Q* Factor de comportamiento sísmico, independiente de *T*
- Q'* Factor de reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño, función del periodo natural
- $q = (T_b / T)r$
- r* Exponente en las expresiones para el cálculo de las ordenadas de los espectros de diseño
- r_o* Radio de giro de la masa en péndulos invertidos

- S Respuesta de la estructura como combinación de las respuestas modales
- S_i Respuesta de la estructura en el modo natural de vibración i
- T Periodo natural de vibración de la estructura
- T_a, T_b Periodos característicos de los espectros de diseño
- u Giro del extremo superior del elemento resistente de péndulos invertidos
- V Fuerza cortante horizontal en el nivel que se analiza
- V_o Fuerza cortante horizontal en la base de la construcción
- W Peso de la construcción arriba del nivel que se considera, incluyendo la carga viva.
- $[W]$ Matriz de pesos de las masas de las estructuras
- W_{ei} Peso modal efectivo del modo i -ésimo
- W_i Peso de la i -ésima masa.
- W_o Valor de W en la base de la estructura
- x Desplazamiento lateral del extremo superior del elemento resistente en péndulos invertidos
- xi Desplazamiento lateral del nivel i relativo a la base de la estructura
- Δ Desplazamiento lateral relativo entre dos niveles
- $\{\phi_i\}$ Vector de amplitudes del i -ésimo modo natural de vibrar de la estructura.

1. CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO.

1.1 PROPÓSITO.

Este tomo establece las bases y los requerimientos generales mínimos en el diseño de las estructuras, para que éstas ofrezcan seguridad adecuada, tal que, ante la acción del sismo máximo probable, no habrá fallas estructurales mayores ni pérdidas de vidas.

1.2 CONDICIONES Y CRITERIOS DE ANÁLISIS.

Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales, no simultáneos, del movimiento del terreno. Los efectos correspondientes (deformaciones y fuerzas internas) se combinarán con los de las fuerzas gravitacionales y de otras acciones según correspondan.

En edificios la combinación en cada sección crítica se efectuará sumando vectorialmente los efectos gravitacionales, con los efectos sísmicos de la siguiente forma: 100% de la componente en la dirección principal y 30% de la componente en la dirección ortogonal.

En péndulos invertidos, tanques elevados, torres, chimeneas y estructuras semejantes, la combinación en cada sección crítica se efectuará sumando vectorialmente los efectos gravitacionales, con los efectos sísmicos de la siguiente forma: 100% de la componente en la dirección principal y 50% de la componente en la dirección ortogonal.

En todos los casos se supondrá la más desfavorable de dichas combinaciones, asignando a los efectos sísmicos el signo más desfavorable.

En 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:

- 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.
- 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.

- c) Se revisará que la estructura y la cimentación no rebasen ningún estado límite de falla o de servicio. Se supondrá que no habrá tensiones entre la subestructura y el terreno, debiéndose satisfacer el equilibrio de las fuerzas y momentos totales calculados.
- d) 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, por muros, fuerzas sísmicas, hundimientos diferenciales, o cualquier otro mecanismo.
- e) Para el diseño de todo elemento que contribuya en más de treinta y cinco por ciento (35%) a la capacidad total en fuerza cortante, momento torsionante o momento de volteo de un entrepiso dado, se adoptará(n) el(los) factor(es) de resistencia del veinte por ciento (20%) inferior al que le correspondería de acuerdo con las especificaciones correspondientes.

1.3 MUROS DIVISORIOS, DE FACHADA Y DE COLINDANCIA.

1.3.1 Muros que contribuyan a resistir fuerzas laterales.

En el diseño de marcos que contengan tableros de mampostería que formen parte integrante de la estructura, su rigidez se tomará en cuenta en el análisis sísmico siempre y cuando estén ligados y confinados adecuadamente por castillos y dalas, además se verificara su resistencia con las normas correspondientes.

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.

1.3.2 Muros que no contribuyan a resistir fuerzas laterales.

Cuando los muros divisorios no se consideren como parte integrante de la estructura deberán sujetarse a ésta de manera

que no restrinjan su deformación en el plano del muro. Deberán especificarse los detalles de sujeción en los planos constructivos.

1.4 ZONIFICACIÓN.

Para lo efectos de estas especificaciones se considerarán las zonas sísmicas establecidas en la Figura 1.1 la regionalización sísmica de la Republica Mexicana. Para fines de diseño sísmico, el territorio de la República Mexicana se encuentra clasificado en cuatro zonas (ver Tabla 1.1 y Figura 1.1).

Estas cuatro zonas denominadas como A, B, C y D, representan zonas de menor a mayor riesgo sísmico y se han definido básicamente en función de la sismicidad propia de cada región.

1.5 COEFICIENTE SÍSMICO.

Se entenderá por coeficiente sísmico, c , el cociente de la fuerza cortante horizontal sin reducir, que actúa en la base de la construcción por efecto del sismo (V_0), y el peso de la edificación, W_0 , de la misma sobre dicho nivel.

Con este fin se tomará como base o desplante de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos.

Para calcular el peso total se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan, según las especificaciones en las Normas de Disposiciones y Criterios de Seguridad Estructural.

Para el análisis estático de las construcciones clasificadas según su destino, en el Grupo A, se empleará los valores de c que se consignan en la Tabla 3.1, a menos que se emplee el método simplificado de análisis, en cuyo caso se aplicarán los coeficientes que especifica la Tabla 7.1.

1.6 REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS.

Cuando se aplique el método estático o un método dinámico para análisis sísmico, las fuerzas sísmicas calculadas podrán reducirse con fines de diseño empleando para ello los criterios que fija el capítulo 4 de este volumen, en función de las características estructurales y del terreno.

Los coeficientes que se especifican para la aplicación del método simplificado de análisis toman en cuenta todas las reducciones que procedan por los conceptos mencionados; por ello, las fuerzas sísmicas calculadas por este método no deben sufrir reducciones adicionales.

1.7 COMBINACIÓN DE ACCIONES.

Se verificará que tanto la estructura como su cimentación resistan las fuerzas cortantes y axiales, momentos torsionantes de entrepiso y momentos de volteo inducidos por sismo, combinados con los que correspondan a otras solicitaciones y afectados del factor de carga correspondiente, según las especificaciones en las Normas de Disposiciones y Criterios de Seguridad Estructural.

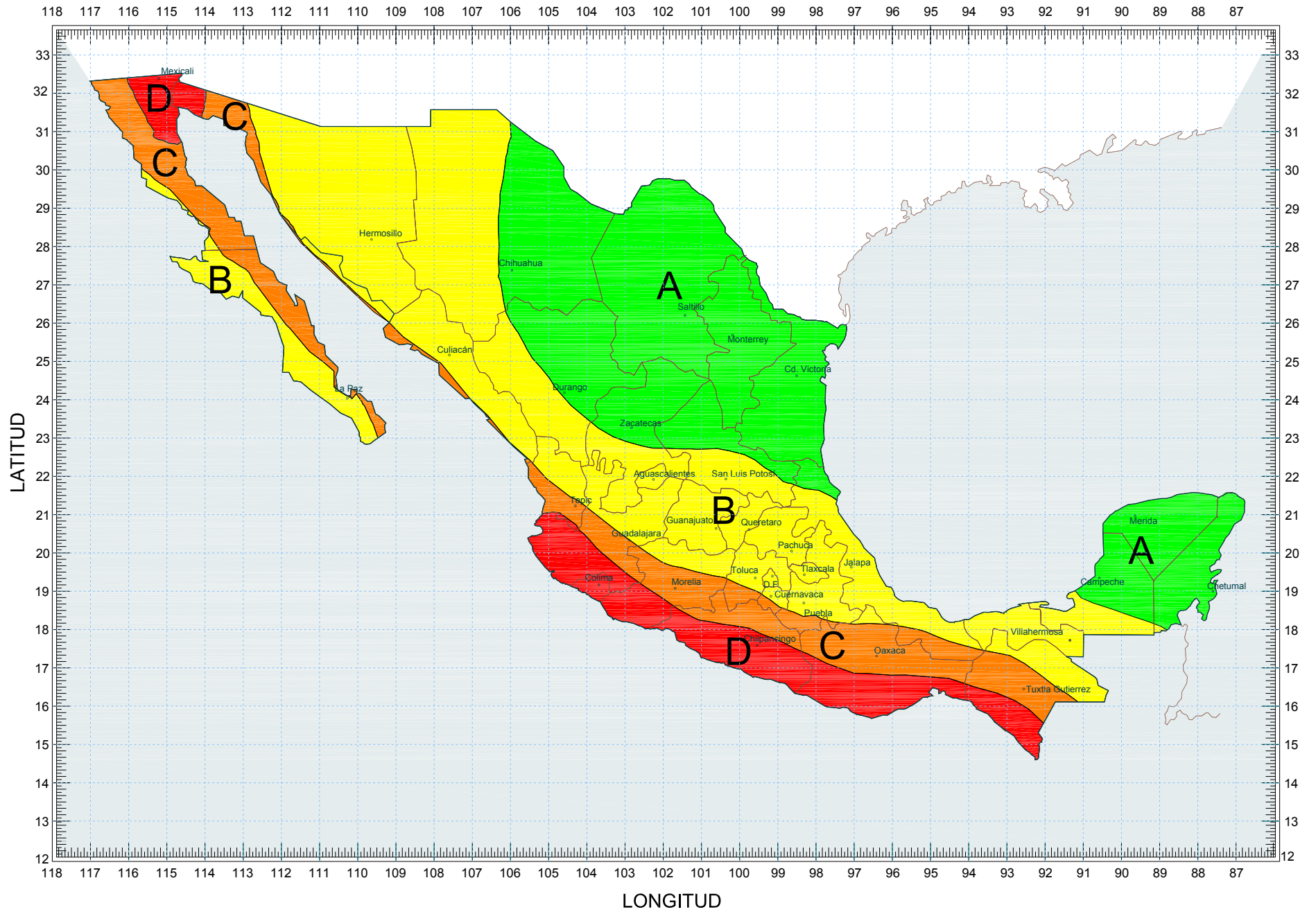


Figura 1.1 Zonificación sísmica de la República Mexicana.

Tabla No. 1.1 Zonas sísmica por Entidad en la Republica Mexicana.

ENTIDAD FEDERATIVA	ZONAS SÍSMICAS
AGUASCALIENTES	A y B
BAJA CALIFORNIA	C y D
BAJA CALIFORNIA SUR	B y C
CAMPECHE	A y B
COAHUILA	A
COLIMA	D
CHIAPAS	B, C y D
CHIHUAHUA	A y B
DISTRITO FEDERAL	B
DURANGO	A y B
GUANAJUATO	B
GUERRERO	C y D
HIDALGO	B
JALISCO	B, C y D
MÉXICO	B y C
MICHOACÁN	B, C y D
MORELOS	B y C
NAYARIT	B y C
NUEVO LEÓN	A
OAXACA	C y D
PUEBLA	B y C
QUERÉTARO	B
QUINTANA ROO	A
SAN LUIS POTOSÍ	A y B
SINALOA	B y C
SONORA	B y C
TABASCO	B
TAMAULIPAS	A
TLAXCALA	B
VERACRUZ	B y C
YUCATÁN	A
ZACATECAS	A y B

1.8 REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES (LATERALES).

Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las acciones sísmicas, calculados con alguno de los métodos de análisis sísmico que se describen en los Capítulos 8 y 9 y teniendo en cuenta lo dispuesto en la sección 1.6, no excederán 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones; en tal caso, el límite en cuestión será de 0.012.

Cuando se aplique el método de análisis del Apéndice A, se observaran los límites que ahí se establecen para los desplazamientos.

El desplazamiento será el que resulte del análisis con las fuerzas sísmicas reducidas según los criterios que se fijan en el Capítulo 4 de este volumen, multiplicado por el factor de comportamiento sísmico, Q . Este mismo desplazamiento se empleará para la revisión del cumplimiento de los requisitos de holguras de vidrios y de separación de edificios colindantes de las secciones 1.9 y 1.10 respectivamente.

Para edificios estructurados con muros de carga de mampostería se observarán los límites fijados en las especificaciones correspondientes.

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

1.9 HOLGURA EN VIDRIOS.

En fachadas tanto interiores como exteriores, la colocación de los vidrios en ventanas, en sus marcos o la liga de éstos con la estructura, serán tales que las deformaciones de ésta no afecten a los vidrios.

La holgura que debe dejarse entre vidrios y marcos o entre éstos y la estructura no será menor que el desplazamiento relativo entre los extremos del tablero o marco, calculado a partir de la

deformación por cortante de entrepiso y dividido entre $1+H_v/B_v$, donde B_v es la base del tablero o marco y H_v su altura.

1.10 SEPARACIÓN DE EDIFICIOS COLINDANTES.

Toda edificación deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos una distancia no menor de 5 cm, ni menor que el desplazamiento horizontal calculado para el nivel de que se trate, aumentado en 0.001, 0.003 ó 0.006 veces la altura de dicho nivel sobre el terreno, en las zonas con tipos de suelo I, II ó III, respectivamente. En este caso deben incluirse los desplazamientos debidos a la flexión de conjunto de la estructura y al giro de su base en caso de que sean significativos.

En caso de que en un predio adyacente se encuentre una construcción que esté separada del lindero una distancia menor que la antes especificada, deberá dejarse en la nueva construcción una distancia tal que la separación entre las dos construcciones no sea menor de la suma de las requeridas para cada una, según esta sección.

Sólo será admisible dejar la separación requerida para la construcción nueva, cuando se tomen precauciones que, a satisfacción del INIFED, garanticen evitar daños por el posible contacto entre las dos construcciones durante un sismo.

Si se emplea el método simplificado de análisis sísmico la separación mencionada no será, en ningún nivel, menor de 5 cm. ni menor que la altura del nivel sobre el desplante multiplicada por 0.007, 0.009 o 0.012 para los tipos de suelo I, II y III respectivamente.

La separación entre cuerpos de una misma estructura o entre estructura adyacentes será cuando menos igual a la suma de las que correspondan a cada una de ellas calculadas según los criterios descritos.

Podrá dejarse una separación igual a la mitad de dicha suma si los dos cuerpos tienen la misma altura y estructuración y, además, las losas coinciden a la misma altura, en todos los niveles. En los planos arquitectónicos y en los estructurales se anotarán las separaciones que deben dejarse en los linderos y entre cuerpos de un mismo edificio.

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

1.11 ESTRUCTURAS ESPECIALES.

El análisis y diseño estructurales de puentes, tanques, chimeneas, silos, muros de contención y otras construcciones que no sean edificios, así como de construcciones industriales complejas, se harán de acuerdo con lo que marca el capítulo 10 del presente volumen y, en los aspectos no cubiertos por las mismas, se harán de manera congruente con ellas, previa aprobación del INIFED.

1.12 ESTRUCTURAS CON SISTEMAS NO CONVENCIONALES DE RESISTENCIA SÍSMICA.

Cuando la estructura se aisle sísmicamente en su base, o se adopten dispositivos especiales capaces de disipar energía por amortiguamiento o comportamiento inelástico, podrán emplearse criterios de diseño sísmico que difieran de los aquí especificados, pero congruentes con ellos, si se demuestran, a satisfacción del INIFED, tanto la eficacia de los dispositivos o soluciones estructurales, como la validez de los valores del amortiguamiento y del factor de comportamiento sísmico que se propongan.

2. ELECCIÓN DEL TIPO DE ANÁLISIS.

Para el análisis sísmico de estructuras de edificios, se puede recurrir a tres métodos, dependiendo de sus características:

- Método Simplificado de Análisis,
- Análisis Estático y
- Análisis Dinámico.

Descritos en los Capítulos 7 y 9 o Apéndice A con las limitaciones siguientes:

2.1 MÉTODO SIMPLIFICADO DE ANÁLISIS.

El método simplificado será aplicable al análisis de edificios que cumplan simultáneamente los siguientes requisitos:

- En cada planta, al menos el 75 por ciento de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales y deberán satisfacer las condiciones que establecen las especificaciones correspondientes. Para que la distribución de muros pueda considerarse sensiblemente simétrica, se deberá cumplir en dos direcciones ortogonales, que la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , no exceda del diez por ciento de la dimensión en planta del edificio medida paralelamente a dicha excentricidad, b . La excentricidad torsional e_s podrá estimarse como el cociente del valor absoluto de la suma algebraica del momento de las áreas efectivas de los muros, con respecto al centro de cortante del entrepiso, entre el área total de los muros orientados en la dirección de análisis. El área efectiva es el producto del área bruta de la sección transversal del muro y del factor F_{AE} , que está dado por:

$$F_{AE} = 1; \text{ si } \frac{H}{L} \leq 1.33; \quad (2.1)$$

$$F_{AE} = \left(1.33 \frac{L}{H}\right)^2, \text{ si } \frac{H}{L} > 1.33 \quad (2.2)$$

donde H es la altura del entrepiso y L la longitud del muro.

Los muros a que se refiere este inciso podrán ser de mampostería, concreto reforzado, placa de acero, compuestos de estos dos últimos materiales, o de madera; en este último caso estarán arriostrados con diagonales. Los muros deberán

satisfacer las condiciones que establecen las especificaciones correspondientes.

- b) 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 capítulo 7.
- c) 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.

2.2 ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO.

Los métodos dinámicos del capítulo 9 pueden utilizarse para el análisis de toda estructura, cualesquiera que sean sus características.

Puede utilizarse el método estático del capítulo 8 para analizar estructuras regulares, según se define en el capítulo 6, de altura no mayor de 30 m, y estructuras irregulares de no más de 20 m.

Para edificios ubicados en zona con tipo de suelo I, los límites anteriores se amplían a 40 m y 30 m, respectivamente. Con las mismas limitaciones relativas al uso del análisis estático, para estructuras ubicadas en las zonas II o III también será admisible emplear los métodos de análisis que especifica el apéndice A, en los cuales se tienen en cuenta los periodos dominantes del terreno en el sitio de interés y la interacción suelo-estructura.

3. ESPECTROS PARA DISEÑO SÍSMICO.

Cuando se aplique el análisis dinámico modal que especifica la sección 9.1, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se estipula a continuación:

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} \quad \text{si } T < T_a \quad (3.1)$$

$$a = c; \text{ si } T_a \leq T \leq T_b \quad (3.2)$$

$$a = q c; \text{ si } T > T_b \quad (3.3)$$

donde:

$$q = (T_b / T)^r \quad (3.4)$$

Los parámetros que intervienen en estas expresiones se obtienen de la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 Valores de a_0 , c , T_a , T_b y r , para estructuras del grupo A ** para distintas zonas sísmicas.

Zona * sísmica	Tipo de suelo	a_0	c	T_a^1	T_b^1	r
A	I	0.03	0.12	0.20	0.60	1/2
	II	0.06	0.24	0.30	1.50	2/3
	III	0.08	0.30	0.60	2.90	1
B	I	0.06	0.21	0.20	0.60	1/2
	II	0.12	0.45	0.30	1.50	2/3
	III	0.15	0.54	0.60	2.90	1
C	I	0.54	0.54	0.00	0.60	1/2
	II	0.96	0.96	0.00	1.40	2/3
	III	0.96	0.96	0.00	1.90	1
D	I	0.75	0.75	0.00	0.60	1/2
	II	1.29	1.29	0.00	1.20	2/3
	III	1.29	1.29	0.00	1.70	1

¹ Periodos en segundos

(**) Los espectros de diseño especificados en la tabla, son aplicables a estructuras del Grupo A, ya toman en cuenta el destino de la construcción.

4. REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS Y DESPLAZAMIENTOS.

4.1 FACTOR DE REDUCCIÓN.

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas para análisis estático y de las obtenidas del análisis dinámico modal con los métodos que se fijan en el Capítulo 9, se empleará un factor de reducción Q' que se calculará como sigue:

$$Q' = Q; \quad \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T \geq T_a \quad (4.1)$$

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1); \quad \text{si } T < T_a \quad (4.2)$$

T se tomará igual al periodo fundamental de vibración de la estructura cuando se utilice el método estático, e igual al periodo natural de vibración del modo que se considere cuando se utilice el análisis dinámico modal; T_a es un periodo característico del espectro de diseño que se define en el capítulo 3 de este tomo. Q es el factor de comportamiento sísmico que se define en el capítulo siguiente.

Las ordenadas espectrales especificadas tienen en cuenta los efectos de amortiguamiento, por lo que, el factor reductivo Q' , no deben sufrir reducciones adicionales.

5. FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO.

Para las construcciones con estructuraciones clasificadas como del tipo 1 (estructuras de edificios) se aplicarán los factores de comportamiento sísmico Q , que correspondan, según se cumplan con los requisitos señalados en la tabla 5.1.

En todos los casos se empleará para toda la estructura y en la dirección que se analiza el valor mínimo de Q que corresponda a los diversos entrepisos de la estructura en dicha dirección.

El factor de comportamiento sísmico Q puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según las propiedades de esta en cada dirección.

Para cualquier estructura perteneciente a una construcción escolar, proyectada o analizada con factores de comportamiento sísmico Q con valores superiores a 2.0, según se cumplan los requisitos establecidos para los casos 1 o 2 de la tabla 5.1; la

Entidad Federal responsable de la Infraestructura Física Educativa, verificará el riguroso cumplimiento de tales requisitos, así como las especificaciones de: diseño y cálculo de la estructura, de la calidad de los materiales estructurales, de los detalles constructivos que cumplan los requisitos de marcos dúctiles (formación de articulaciones plásticas en las vigas con capacidad de rotación suficiente para acomodar las demandas inelásticas de la estructura), así como la de una estricta supervisión de obra que vigile la correcta ejecución de la misma según lo proyectado y especificado en planos.

Para cada una de las limitantes anteriores se emitirá a la Entidad Federal un documento de responsabilidad, en donde se especifique de manera explícita el compromiso de la edificación durante su vida útil.

Para las construcciones con estructuraciones clasificadas como del tipo 2 (péndulos invertidos y apéndices) se aplicarán los factores de comportamiento sísmico Q de la Tabla 5.1, dependiendo de la forma en que se estructura el sistema resistente del péndulo invertido o apéndice.

Para las construcciones con estructuraciones clasificadas como del tipo 3 (muros de retención) no se requiere el factor de comportamiento sísmico Q .

Para las construcciones con estructuraciones clasificadas como del tipo 5 (tanques, depósitos y similares) tratándose de tanques elevados se aplicarán los factores de comportamiento sísmico Q de la Tabla 5.1, dependiendo la forma en que se encuentre estructurada la plataforma de soporte. Para los depósitos apoyados directamente sobre el terreno se usará un valor de $Q = 1.5$ para el caso de recipientes de concreto reforzado, o bien de $Q = 2.0$ cuando se trate de recipientes de acero.

Tabla 5.1 Valores del factor de comportamiento sísmico según tipo de edificio y caso

Caso	Requisitos para construcciones con estructuración tipo 1 (Edificios)	Factor de comportamiento sísmico
1	La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de concreto reforzado o de acero, o por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50% de la fuerza sísmica actuante.	Q = 4.0
	Si hay muros ligados adecuadamente en todo su perímetro a los marcos estructurales o a castillos y dadas ligadas a los marcos, se tomarán en cuenta en el análisis de la estructura, pero su capacidad ante fuerzas laterales solo se tomará en cuenta si estos muros son de piezas macizas y los marcos sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado son capaces de resistir el menos el 80% de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.	
	El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35% del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de dicho requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que pueden contribuir a la resistencia, en particular los muros ligados a la estructura en la forma que se especifica en el requisito (b).	
	Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos correspondientes a marcos dúctiles.	
	Los marcos rígidos de acero cumplen con los requisitos correspondientes a marcos dúctiles.	
2	Deben satisfacer las condiciones (b), (d), (e) pero en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones (a) o (c) especificadas para el caso 1, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de éste material, por combinaciones de éstos y marcos. Las estructuras con losas planas deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan estas normas para estructuras de concreto.	Q = 3.0
3	La resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad baja o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado, que no cumplan con los requisitos de marco dúctil, por muros de concreto reforzado, placas de acero y compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso con 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 travesaños de concreto reforzado o de acero, que satisfacen los requisitos de estas normas para estructuras de mampostería. Cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado.	Q = 2.0
4	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 estas normas para estructuras de mampostería, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos 2 y 3, o por marcos y armaduras de madera.	Q = 1.5
5	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, que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica.	Q = 1.0

6. CONDICIONES DE REGULARIDAD.

6.1 ESTRUCTURA REGULAR.

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

- a) Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes.
- b) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
- c) La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
- d) En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.
- e) En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
- f) No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la dimensión que se considere de la abertura, las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.
- g) El peso de cada nivel incluyendo la carga viva que debe considerarse para el diseño sísmico, no es mayor del 110 por ciento del piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.
- h) Ningún piso tiene una área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que

110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además el área en ningún entrepiso excede en más de 50% a la menor de los pisos inferiores.

- i) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
- j) Ni la resistencia ni la rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
- k) En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede del 10 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

6.2 ESTRUCTURA IRREGULAR.

Toda estructura que no satisfaga uno o más de los requisitos de la sección 6.1 será considerada irregular.

6.3 ESTRUCTURA FUERTEMENTE IRREGULAR.

Una estructura será considerada fuertemente irregular si se cumple alguna de las condiciones siguientes:

- a) La excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede en algún entrepiso de 20 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.
- b) La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso exceden en más de 100 por ciento a la del piso inmediatamente inferior.
- c) La relación de largo a ancho de la base excede de 4.

6.4 CORRECCIÓN POR IRREGULARIDAD.

El factor de reducción Q' , definido en el capítulo 4 de este tomo, se multiplicará por 0.9 cuando no se cumpla con uno de los requisitos de la sección 6.1, por 0.8 cuando no cumpla con dos o más de dichos requisitos, y por 0.7 cuando la estructura sea fuertemente irregular según las condiciones de la sección 6.3. En ningún caso el factor Q' se tomará menor que uno.

7. MÉTODO SIMPLIFICADO DE ANÁLISIS.

En la aplicación de este método se deben cumplir los requisitos indicados en la sección 2.1. Se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo.

Se verificará únicamente que en cada piso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, 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 la sección 8.1, pero empleando los coeficientes sísmicos reducidos que se indican en la Tabla 7.1 para construcciones del grupo A.

Para muros de madera, se aplicarán los criterios establecidos en las normas correspondientes. Para muros de otros materiales y sistemas constructivos, deberán justificarse los coeficientes sísmicos que correspondan a satisfacción del INIFED, con base en la evidencia experimental y analítica sobre su comportamiento ante cargas laterales alternadas.

8. ANÁLISIS ESTÁTICO.

Para aplicar este método se deben cumplir los requisitos establecidos en la sección 2.2

8.1 FUERZAS CORTANTES.

Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde multiplicando 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 y otros elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto de la estructura bajo análisis.

Tabla 7.1 Coeficientes sísmicos reducidos para el método simplificado, correspondiente a estructuras del grupo A.

Zona Sísmica	Tipo de suelo	Muros de piezas macizas, altura de la construcción			Muros de piezas huecas, altura de la construcción		
		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.
A	I	0.06	0.06	0.06	0.08	0.08	0.08
	II	0.09	0.11	0.12	0.11	0.14	0.17
	III	0.11	0.12	0.15	0.12	0.15	0.20
B	I	0.09	0.11	0.11	0.12	0.14	0.14
	II	0.20	0.23	0.27	0.23	0.27	0.33
	III	0.20	0.24	0.29	0.23	0.29	0.35
C	I	0.27	0.27	0.27	0.36	0.36	0.36
	II	0.48	0.48	0.48	0.65	0.65	0.65
	III	0.48	0.48	0.48	0.65	0.65	0.65
D	I	0.38	0.38	0.38	0.50	0.50	0.50
	II	0.65	0.65	0.65	0.86	0.86	0.86
	III	0.65	0.65	0.65	0.86	0.86	0.86

El factor de proporcionalidad se tomará de tal manera que la relación V_0/W_0 en la base sea igual a c/Q' pero no menor que a_0 , donde a_0 es la ordenada espectral que corresponde a $T=0$, Q' el factor de comportamiento sísmico reducido que se define en el capítulo 5 de esta Norma y c , el valor dado por la Tabla 3.1.

Al calcular V_0/W_0 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.

De acuerdo con este requisito, la fuerza lateral que actúa en el i -ésimo nivel, F_i , resulta ser:

$$F_i = \frac{c}{Q'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}; \frac{c}{Q'} \geq a_o \quad (8.1)$$

donde:

W_i Peso de la i -ésima masa; y

h_i Altura de la i -ésima masa sobre el desplante.

8.2 REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS CORTANTES.

Podrán adoptarse fuerzas cortantes menores que las calculadas según la sección anterior, siempre y cuando se tome en cuenta el valor aproximado del período fundamental de vibración de la estructura, de acuerdo con lo siguiente:

a) El período fundamental de vibración T , se tomará igual a:

$$2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i x_i^2}{g \sum F_i x_i}} \quad (8.2)$$

donde x_i es el desplazamiento del nivel i , relativo a la base de la estructura, en la dirección de la fuerza, g la aceleración de la gravedad, y las sumatorias se llevan a todos los niveles.

b) Si T es mayor que T_b , cada una de las fuerzas laterales se tomará igual a:

$$F_i = W_i (k_1 h_i + k_2 h_i^2) \frac{a}{Q'} \quad (8.3)$$

donde:

$$k_1 = [1 - 0.5r(1-q)] \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (8.4)$$

$$k_2 = 0.75r(1-q) \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i^2} \quad (8.5)$$

El valor de a no se tomará menor que a_o , y h_i la altura de la masa i sobre el desplante y q se calcula con la ecuación 8.2.

c) Si T es menor o igual que T_b , se procederá como en el inciso a de esta sección pero de tal manera que la relación V_o/W_o en la base sea igual a a/Q' , calculándose a y Q' , según lo indicado en los capítulos 3 y 4 respectivamente.

8.3 PÉNDULOS INVERTIDOS.

En el análisis de péndulos invertidos (estructuras en que cincuenta por ciento (50%) o más de su masa se halle en el extremo superior y tengan un solo elemento resistente en la dirección de análisis ó una sola hilera de columnas perpendiculares a ésta), además de la fuerza lateral de diseño, F_i , se tendrán en cuenta las aceleraciones angulares de la masa superior.

El efecto de dichas aceleraciones se tomará equivalente a un par aplicado en el extremo superior del elemento resistente, cuyo valor es:

$$1.5F_i r_o^2 u/x \quad (8.6)$$

donde:

r_o Radio de giro de la masa con respecto al eje horizontal en cuestión; y

u y x Giro y desplazamiento lateral, respectivamente, del extremo superior del elemento resistente bajo la acción de la fuerza lateral F_i .

8.4 DIAFRAGMAS Y APÉNDICES.

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:

$$1 + \frac{c'}{a_o} \quad (8.7)$$

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, ornamentos, ventanales, muros, revestimientos, y otros apéndices con que cuenten. Se incluyen, así mismo, 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.

8.5 EFECTOS DE TORSIÓN.

La excentricidad torsional de rigideces calculada en cada entrepiso, e_s , 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 por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco resulte más desfavorable de las siguientes:

$$1.5e_s + 0.1b; \text{ o } e_s - 0.1b \quad (8.8)$$

donde b es la dimensión de la planta que se considera, medida perpendicularmente a la acción sísmica.

Además, la excentricidad de diseño en cada sentido no se tomará menor que la mitad del máximo valor de e_s calculado para los entrepisos que se hallan abajo del que se considera, ni se tomará el momento torsionante de ese entrepiso menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que están arriba del considerado.

En estructuras para las que el factor de comportamiento sísmico Q sea mayor o igual a 3, en ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente deberá exceder de $0.2b$. Para estas estructuras se tomará en cuenta que el

efecto de la torsión puede incrementarse cuando alguno de sus elementos resistentes que contribuyan significativamente a la rigidez total de entrepiso en el intervalo no lineal o falle. A fin de disminuir este efecto, las resistencias de los elementos que toman la fuerza cortante de entrepiso deben ser sensiblemente proporcionales a sus rigideces, y dichos elementos deben ser de la misma índole, es decir que si, por ejemplo, en un lado la rigidez y resistencia son suministradas predominantemente por columnas, en el lado opuesto también deben serlo, o si de un lado por muros de concreto en el opuesto también por muros de concreto.

Ningún elemento estructural tendrá una resistencia menor que la necesaria para resistir la fuerza cortante directa.

8.6 EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN.

Deberán tomarse en cuenta explícitamente en el análisis los efectos geométricos de segundo orden, esto es, los momentos y cortantes adicionales provocados por las cargas verticales al obrar en la estructura desplazada lateralmente. Estos efectos pueden despreciarse si en algún entrepiso se no cumple la condición:

$$\frac{\Delta}{H} \leq 0.08 \frac{V}{W}$$

donde

- Δ Desplazamiento lateral relativo entre los dos niveles que limitan el entrepiso considerado;
- H Altura del entrepiso;
- V Fuerza cortante calculada en el entrepiso; y
- W Peso de la construcción situada encima del entrepiso, incluyendo cargas muertas y vivas, multiplicadas por el factor de carga correspondiente.

Los desplazamientos Δ se calculan multiplicando por Q los causados por las fuerzas sísmicas reducidas.

8.7 EFECTOS BIDIRECCIONALES.

Los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno se combinarán tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, el 100% de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30% de los efectos del que obra

perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables para cada concepto.

8.8 COMPORTAMIENTO ASIMÉTRICO.

En el diseño de estructuras cuyas relaciones fuerza-deformación difieran en sentidos opuestos, se dividirán los factores de resistencia que corresponden según las especificaciones respectivas, entre el siguiente valor:

$$1+2.5dQ$$

donde d es la diferencia en los valores de a/Q' , expresados como fracción de la gravedad, que causarían la falla o fluencia plástica de la estructura en uno y otro sentido de la dirección de análisis.

8.9 MOMENTOS DE VOLTEO.

El momento de volteo para cada marco o grupo de elementos resistentes en un nivel dado podrá reducirse, tomándolo igual al calculado multiplicado por $0.8 + 0.2 z$ (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 encuentra por encima de dicho nivel.

En péndulos invertidos no se permite reducción de momento de volteo.

9. ANÁLISIS DINÁMICO.

Este método puede utilizarse para el análisis de toda estructura, cualesquiera que sean sus características.

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

9.1 ANÁLISIS MODAL.

Si se usa el análisis modal, y se desprecia el acoplamiento entre los grados de libertad de traslación horizontal y de rotación con respecto a un eje vertical, 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 que los tres primeros modos de traslación en cada dirección de análisis, excepto para estructuras de uno o dos niveles.

Si en el análisis modal se reconoce explícitamente el acoplamiento mencionado, deberá incluirse el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibración, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura. Los pesos modales efectivos, W_{ei} , se determinarán como:

$$W_{ei} = \frac{\left(\{\phi_i\}^T [W] \{J\} \right)^2}{\{\phi_i\}^T [W] \{\phi_i\}}$$

donde $\{\phi_i\}$ es el vector de amplitudes del i -ésimo modo natural de vibrar de la estructura, $[W]$ la matriz de pesos de las masas de la estructura y $\{J\}$ un vector formado con “unos” en las posiciones correspondientes a los grados de libertad de traslación en la dirección de análisis y “ceros” en las otras posiciones.

El efecto de la torsión accidental se tendrá en cuenta trasladando transversalmente $\pm 0.1b$ las fuerzas sísmicas resultantes para cada dirección de análisis, considerando el mismo signo en todos los niveles.

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 capítulo 3, incluyendo la reducción que establece el capítulo 4, ambos de este tomo.

Las respuestas modales S_i (donde S_i puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, etc.), se combinarán para obtener las respuestas totales, S ; de acuerdo con la expresión:

$$S = \left(\sum S_i^2 \right)^{1/2} \quad (9.2)$$

Esto, siempre que los periodos de los modos naturales en cuestión difieran al menos diez por ciento entre sí.

Para las respuestas en modos naturales que no cumplen esta condición se tendrá en cuenta el acoplamiento entre ellos.

Los desplazamientos laterales calculados habrán de multiplicarse por Q para calcular efectos de segundo orden así como para verificar que la estructura no excede los desplazamientos máximos establecidos en la sección 1.8.

9.2 ANÁLISIS PASO A PASO.

Si se emplea el método de cálculo paso a paso de respuestas a temblores específicos, podrá acudir a acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados, o a combinaciones de éstos, siempre que se usen no menos de cuatro movimientos representativos, independientes entre sí, cuyas intensidades sean compatibles con los demás criterios que consignan estas normas, y que se tenga en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura y las incertidumbres que haya en cuanto a sus parámetros.

9.3 REVISIÓN POR CORTANTE BASAL.

Si con el método de análisis dinámico que se haya aplicado se encuentra que, en la dirección que se considera, la fuerza cortante basal V_o es menor que:

$$0.8 a \frac{W_o}{Q} \quad (9.3)$$

se incrementarán todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes, en una proporción tal que V_o iguale a este valor; a y Q' se calculan para el periodo fundamental de la estructura en la dirección de análisis.

9.4 EFECTOS BIDIRECCIONALES.

Cualquiera que sea el método dinámico de análisis que se emplee, los efectos de movimientos horizontales del terreno en direcciones ortogonales se combinarán como se especifica en relación con el método estático de análisis sísmico en la sección 8.7. Igualmente aplicables son las demás disposiciones de la sección 8 en cuanto al cálculo de fuerzas internas y desplazamientos laterales, con las salvedades que señala la presente sección.

10. ANÁLISIS Y DISEÑO DE OTRAS CONSTRUCCIONES NUEVAS.

Las presentes normas sólo son aplicables en su integridad a edificios. Tratándose de otras estructuras se aplicarán métodos de análisis apropiados al tipo de estructura en cuestión siempre que tales métodos respeten las disposiciones del presente capítulo, sean congruentes con estas normas y reciban la aprobación del INIFED.

10.1 TANQUES, PÉNDULOS INVERTIDOS Y CHIMENEAS.

En el diseño de tanques, péndulos invertidos y chimeneas, las fuerzas internas debidas al movimiento del terreno en cada una de las direcciones en que se analice, se combinarán con el 50% de las que produzca el movimiento del terreno en la dirección perpendicular a ella, tomando estas últimas con el signo que para cada elemento estructural resulte más desfavorable.

En el diseño de tanques deberán tenerse en cuenta las presiones hidrostáticas y las hidrodinámicas del líquido almacenado, así como los momentos que obren en el fondo del recipiente.

10.2 MUROS DE RETENCIÓN O CONTENCIÓN.

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 $4a_o/3$ veces la gravedad. Podrán así mismo emplearse procedimientos diferentes siempre y cuando sean previamente aprobados por el INIFED.

11. ESTRUCTURAS EXISTENTES.

En la revisión de la seguridad de un edificio existente se adoptará el valor del factor de comportamiento sísmico Q que, en los términos del capítulo 5, corresponda al caso cuyos requisitos sean esencialmente satisfechos por la estructura, a menos que se justifique, a satisfacción del INIFED, la adopción de un valor mayor que éste.

Tratándose de estructuras cuyo comportamiento en sentidos opuestos sea asimétrico por inclinación de la estructura con respecto a la vertical, si el desplomo de la construcción excede de 0.01 veces su altura, se tomará en cuenta la asimetría multiplicando las fuerzas sísmicas de diseño por $1+10f$ cuando se use el método simplificado de análisis sísmico, o por $1+5Qf$ cuando se use el estático o el dinámico modal, siendo f el desplomo de la construcción dividido entre su altura.

Si se emplea el método dinámico de análisis paso a paso se hará consideración explícita de la inclinación.

Cuando se refuerce una construcción del grupo B con elementos estructurales adicionales será válido adoptar los valores de Q que corresponden a estos elementos, siempre que sean capaces de resistir en cada entrepiso al menos 50% de la fuerza cortante de diseño, resistiendo la estructura existente el resto, y en cada nivel las resistencias de los elementos añadidos sean compatibles con las fuerzas de diseño que les correspondan. Deberá comprobarse que los sistemas de piso tienen la rigidez y resistencia suficientes para transmitir las fuerzas que se generan en ellos por los elementos de refuerzo que se han colocado y, de no ser así, deberán reforzarse y/o rigidizarse los sistemas de piso para lograrlo.

APÉNDICE A.

A.1 ALCANCE.

Para el diseño sísmico de estructuras ubicadas en las zonas II y III de la Ciudad de México y en otros Estados donde a satisfacción del INIFED existan estudios suficientes de zonificación sísmica, será permisible tener en cuenta explícitamente los efectos de sitio y la interacción suelo-estructura. Cuando así se proceda se aplicarán al cuerpo principal de las presentes normas las disposiciones que contiene este apéndice.

En todos los aspectos que no cubre el apéndice son aplicables las demás disposiciones de las normas.

A.2 NOTACIÓN ADICIONAL.

Se emplean en este apéndice símbolos adicionales o con diferente significado a los empleados en el cuerpo principal de estas normas. Cada símbolo se define donde aparece por primera vez, siendo los más importantes los siguientes:

- A Área de la superficie neta de cimentación.
- a_{min} Resistencia mínima de diseño.
- C_r Amortiguamiento del suelo en el modo de rotación de la cimentación.
- C_{vi} Amortiguamiento del pilote o zapata i en traslación vertical.
- C_x Amortiguamiento del suelo en el modo de traslación horizontal de la cimentación.
- C_{xi} Amortiguamiento del pilote i en traslación horizontal.
- D Profundidad de desplante de la cimentación.
- d Diámetro del pilote.
- d_i Espesor del i -ésimo estrato de la formación de suelo.
- E_p Módulo de elasticidad del material del pilote.
- E_s Módulo de elasticidad del suelo.
- G Módulo de rigidez medio del suelo de soporte.

G_i Módulo de rigidez al corte del i -ésimo estrato de la formación de suelo.

H_e Altura efectiva de la estructura vibrando en su modo fundamental.

H_s Profundidad de los depósitos firmes profundos en el sitio de interés.

I Momento de inercia de la superficie neta de cimentación.

K_r Rigidez del suelo en el modo de rotación de la cimentación.

K_{vi} Rigidez del pilote o zapata i en traslación vertical.

K_x Rigidez del suelo en el modo de traslación horizontal de la cimentación.

K_{xi} Rigidez del pilote i en traslación horizontal.

k Variable para calcular el factor de reducción por ductilidad.

L Longitud del pilote.

p Variable usada para el cálculo de a y de Q' .

R Factor de reducción por sobrerresistencia.

R_r Radio del círculo equivalente a la superficie de desplante para el modo de rotación.

R_x Radio del círculo equivalente a la superficie de desplante para el modo de translación.

T_e Periodo fundamental de la estructura supuesta con base rígida, en la dirección que se analiza.

\tilde{T}_e Periodo efectivo del sistema suelo–estructura en la dirección de análisis.

T_s Periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés.

$V_{o.1}$ Fuerza cortante basal de la estructura supuesta con base rígida, en la dirección que se analiza.

$\tilde{V}_{o.1}$ Fuerza cortante basal de la estructura corregida por interacción con el suelo, en la dirección que se analiza.

X_i Desplazamiento lateral del i -ésimo nivel de la estructura supuesta con base rígida.

\tilde{X}_i Desplazamiento lateral del i -ésimo nivel de la estructura corregido por interacción con el suelo.

x_i Distancia en la dirección de análisis entre el centroide de la zapata o pilote i y el eje centroidal de la planta de cimentación; también, variable auxiliar en el cálculo de T_s .

W_e Peso efectivo de la estructura vibrando en su modo fundamental.

β Factor reductivo por amortiguamiento suplementario, debido a la interacción suelo–estructura \square peso volumétrico medio del suelo.

γ_i Peso volumétrico del i -ésimo estrato de la formación de suelo.

ζ Amortiguamiento histerético del suelo.

ζ_e Fracción de amortiguamiento crítico de la estructura supuesta con base rígida, en la dirección que se analiza.

$\tilde{\zeta}_e$ Amortiguamiento efectivo del sistema suelo–estructura en la dirección de análisis.

ζ_r Coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de rotación.

ζ_x Coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de translación.

λ Variable para el cálculo de β .

ν Relación de Poisson del suelo.

ω Frecuencia.

A.3 ESPECTROS PARA DISEÑO SÍSMICO.

Cuando se apliquen los métodos estático o dinámico modal estipulados en los capítulos 8 y 9, respectivamente, será admisible considerar explícitamente los efectos del periodo dominante más largo del terreno, T_s ; para ello, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la gravedad, la que se estipula a continuación:

$$a = \begin{cases} a_o + (\beta c - a_o) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T} \right)^2; & \text{si } T \geq T_b \end{cases} \quad (\text{A.1})$$

donde:

$$p = k + (1 - k)(T_b / T)^2; \text{ y}$$

β Es un factor de reducción por amortiguamiento suplementario, que es igual a uno cuando se ignora la interacción suelo-estructura.

El coeficiente de aceleración del terreno, a_o , el coeficiente sísmico c , el coeficiente k y los periodos característicos T_a y T_b del espectro de aceleraciones se obtendrán en función del periodo dominante del sitio, usando las siguientes expresiones:

$$a_o = \begin{cases} 0.1 + 0.15(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 \leq T_s \leq 1.5s \\ 0.25; & \text{si } T_s > 1.5s \end{cases} \quad (\text{A.2})$$

$$c = \begin{cases} 0.28 + 0.92(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.5s \\ 1.2; & \text{si } 1.5 < T_s \leq 2.5s \\ 1.2 - 0.5(T_s - 2.5); & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.5s \\ 0.7; & \text{si } T_s > 3.5s \end{cases} \quad (\text{A.3})$$

$$T_a = \begin{cases} 0.2 + 0.65(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 2.5s \\ 1.5; & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.25s \\ 4.75 - T_s; & \text{si } 3.25 < T_s \leq 3.9s \\ 0.85; & \text{si } T_s > 3.9s \end{cases} \quad (\text{A.4})$$

$$T_b = \begin{cases} 1.35; & \text{si } T_s \leq 1.125s \\ 1.2T_s; & \text{si } 1.125 < T_s \leq 3.5s \\ 4.2; & \text{si } T_s > 3.5s \end{cases} \quad (\text{A.5})$$

$$k = \begin{cases} 2 - T_s; & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.65s \\ 0.35; & \text{si } T_s > 1.65s \end{cases} \quad (\text{A.6})$$

El valor de T_s se tomará de la Figura A.1 o, cuando la importancia de la estructura lo justifique, se determinará a partir de ensayos y análisis de dinámica de suelos que tengan en cuenta la estratigrafía y las propiedades del subsuelo en el sitio de interés. Para esto último puede recurrirse a la fórmula:

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\sum_{i=1}^N \frac{d_i}{G_i} \right) \left(\sum_{i=1}^N \gamma_i d_i (x_i^2 + x_i x_{i-1} + x_{i-1}^2) \right)} \quad (\text{A.7})$$

donde $x_0 = 0$ (en la base) y x_i ($i = 1, 2, \dots, N$) está dada por:

$$x_i = \frac{\sum_{j=1}^i d_j / G_j}{\sum_{j=1}^N d_j / G_j} \quad (\text{A.8})$$

siendo d_i , G_i y γ_i el espesor, módulo de rigidez al corte y peso volumétrico del i -ésimo estrato de la formación de suelo, respectivamente. Para la aplicación de este criterio es necesario que la profundidad de exploración del subsuelo sea:

$$H_s = \sum_{i=1}^N d_i \quad (\text{A.9})$$

y se efectúe hasta los depósitos firmes profundos en el sitio de interés, de lo contrario se estará excluyendo la influencia de la deformabilidad del subsuelo que se encuentra por debajo del nivel de exploración alcanzado.

Para realizar los análisis sísmicos, las ordenadas espectrales de aceleración obtenidas con la ecuación A.1 podrán ser reducidas

por los factores de ductilidad, Q' , y de sobrerresistencia, R , de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q-1)\sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T}{T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q-1)\sqrt{\frac{\beta}{k}}; & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q-1)\sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases} \quad (\text{A.10})$$

donde:

Q Es el factor de comportamiento sísmico que se fija en el capítulo 5.

La reducción por sobrerresistencia está dada por el factor:

$$R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{T/T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 2; & \text{si } T > T_a \end{cases} \quad (\text{A.11})$$

Si del análisis se encuentra que en la dirección que se considera, la fuerza cortante V_o es menor que $a_{min}W_o$, se incrementarán todas las fuerzas de diseño en una proporción tal que V_o iguale a ese valor; los desplazamientos no se afectarán por esta corrección. a_{min} se tomará igual a 0.03 cuando $T_s < 1$ s o 0.05 cuando $T_s \geq 1$ s.

Las ordenadas espectrales que resultan de la aplicación de las expresiones anteriores son para las estructuras del grupo B, y habrán de multiplicarse por 1.5 para las estructuras del grupo A.

A.4 REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES.

Se revisará que la rigidez lateral de la estructura sea suficiente para cumplir con las dos condiciones siguientes:

a) Para limitación de daños a elementos no estructurales, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos

consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas según la sección anterior y multiplicadas por el factor $Q'R/7$, no excederán 0.002 veces las diferencias de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones; en tal caso, el límite en cuestión será de 0.004. Los valores de Q' y R se calcularán para el periodo fundamental de la estructura.

b) Para seguridad contra colapso, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas según la sección anterior, multiplicadas por el factor QR y divididas por las diferencias de elevaciones correspondiente, no excederán las distorsiones de entrepiso establecidas en la tabla A.1 para los distintos sistemas estructurales. El valor de R se calculará para el periodo fundamental de la estructura. Estos desplazamientos se emplearán también para revisar los requisitos de separación de edificios colindantes de la sección 1.10, así como para el cálculo de los efectos de segundo orden según la sección 8.6.

A.5 TIPO DE ANÁLISIS.

Se aceptarán como métodos de análisis el estático y el dinámico modal que se describen en los Capítulos 8 y 9, respectivamente. El análisis estático será aplicable siempre que se tenga en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de la estructura y con las limitaciones establecidas en la sección 2.2, junto con las siguientes consideraciones:

a) Si T es menor o igual a T_b , cada una de las fuerzas laterales se tomará como:

$$F_i = W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} a' \quad (\text{A.12})$$

Tabla A.1 Distorsiones permisibles en entrepisos.

Sistema estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q= 3 ó 4)	0.030
Marcos dúctiles de acero (Q= 3 ó 4)	0.030
Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada (Q= 1 ó 2)	0.015
Losas planas sin muros o contravientos	0.015
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.020
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.015
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto (Q= 3)	0.015
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada (Q= 1 ó 2)	0.010
Muros diafragma	0.006
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.005
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	0.004
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.002
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015

donde W_i y h_i son el peso y la altura del i -ésimo nivel sobre el terreno, respectivamente.

b) Si T es mayor que T_b , cada una de las fuerzas laterales se tomará igual a:

$$F_i = W_i (k_1 h_i + k_2 h_i^2) a' \quad (\text{A.13})$$

siendo k_1 y k_2 los coeficientes especificados en la sección 8.2.

En estas expresiones, $a' = a/Q'R$ representa la aceleración espectral reducida con fines de diseño como se indica en la sección A.3. Cuando se aplique el análisis dinámico modal, se supondrán las aceleraciones espectrales de diseño correspondientes a los periodos naturales de interés para calcular la participación de cada modo de vibrar en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura.

A.6 INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.

Los efectos de interacción suelo-estructura se tomarán en cuenta aplicando las modificaciones que contiene la presente sección.

Estos efectos pueden despreciarse cuando se cumpla la condición:

$$\frac{T_e}{T_s} \frac{H_s}{H_e} > 2.5 \quad (\text{A.14})$$

donde:

H_s Profundidad de los depósitos firmes profundos en el sitio de interés, que se tomará de la figura A.2;

H_e Altura efectiva de la estructura; y

T_e Periodo fundamental de la estructura supuesta con base indeformable.

Cuando se utilice el método estático, H_e se tomará como 0.7 de la altura total, excepto para estructuras de un solo nivel, en que se tomará igual a la altura total; cuando se emplee el análisis dinámico modal, será igual a:

$$H_e = \frac{\sum W_i \phi_i h_i}{\sum W_i \phi_i} \quad (\text{A.15})$$

donde ϕ_i es la amplitud del desplazamiento modal del i -ésimo nivel sobre el desplante.

A.6.1 Análisis estático.

La fuerza cortante basal de la estructura en la dirección de análisis, corregida por interacción con el suelo, se calculará con la expresión:

$$\tilde{V}_o = a'W_o - (a' - \tilde{a}')W_e \quad (\text{A.16})$$

donde:

W_o Peso total de la estructura, incluyendo cargas muertas y vivas;

W_e Peso efectivo de la estructura que se tomará como $0.7W_o$, excepto para estructuras de un solo nivel, en que se tomará igual a W_o ;

a' Ordenada espectral de diseño para el periodo fundamental de la estructura con base rígida, usando $\beta=1$; y

\tilde{a}' Ordenada espectral de diseño para el periodo efectivo del sistema suelo-estructura, \tilde{T}_e , reemplazando a Q por $(Q-1)\tilde{T}_e^2/\tilde{T}_e^2 + 1$ y usando:

$$\beta = \begin{cases} \left(\frac{\tilde{\xi}_e}{\xi_e}\right)^\lambda; & \text{si } \tilde{T}_e \leq T_b \\ 1 + \left(\left(\frac{\tilde{\xi}_e}{\xi_e}\right)^\lambda - 1\right)\frac{T_b}{\tilde{T}_e}; & \text{si } \tilde{T}_e > T_b \end{cases} \quad (\text{A.17})$$

donde $\lambda = 0.5$ y 0.6 para las zonas II y III, respectivamente. Además, $\tilde{\xi}_e$ es el amortiguamiento efectivo del sistema suelo-estructura, el cual no se tomará menor que 0.05; en tanto que ξ_e es la fracción de amortiguamiento crítico de la estructura supuesta con base indeformable, la cual se tomará igual a 0.05. Los valores de \tilde{T}_e y $\tilde{\xi}_e$ se calculan como se indica en la cláusula A.6.3.

Cualquier respuesta estructural (fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras) calculada para la condición de base rígida se multiplicará por el factor \tilde{V}_o/V_o para obtener la respuesta modificada por interacción, siendo $V_o = a'W_o$ la fuerza

cortante basal de la estructura con base indeformable. El valor de este factor en ninguna situación se tomará menor que 0.75, ni mayor que 1.25.

Los desplazamientos laterales de la estructura en la dirección de análisis, corregidos por interacción con el suelo, se determinarán con la expresión

$$\tilde{X}_i = \frac{\tilde{V}_o}{V_o} \left[X_i + (h_i + D)\frac{M_o}{K_r} \right] \quad (\text{A.18})$$

donde:

M_o Momento de volteo en la base de la cimentación;

X_i Desplazamiento lateral del i -ésimo nivel de la estructura con base rígida, calculados usando las fuerzas sísmicas sin modificar por interacción;

D Profundidad de desplante; y

K_r Rigidez de rotación de la cimentación, que se calcula como se indica en la cláusula A.6.4.

Estos desplazamientos deberán tenerse en cuenta en el cálculo de los efectos de segundo orden y la revisión del estado límite por choques con estructuras adyacentes.

A.6.2 Análisis dinámico modal.

La fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental de la estructura en la dirección de análisis, corregida por efectos de interacción con el suelo, se calculará con la expresión:

$$\tilde{V}_1 = \tilde{a}'W_e \quad (\text{A.19})$$

donde \tilde{a}' se obtiene como se indica en relación con el análisis estático y W_e como:

$$W_e = \frac{(\sum W_i \phi_i)^2}{\sum W_i \phi_i^2} \quad (\text{A.20})$$

Los efectos de interacción se tendrán en cuenta sólo en el modo fundamental de vibración; la contribución de los modos superiores se determinará como se establece para estructuras sin interacción. Cualquier respuesta estructural (fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras) calculada para la condición de

base rígida se multiplicará por el factor \tilde{V}_1/V_1 para obtener la respuesta modificada por interacción, siendo $V_1 = a \cdot W_e$ la fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental de la estructura con base indeformable. El valor de este factor en ningún caso se tomará menor que 0.75, ni mayor que 1.25.

Los desplazamientos laterales modificados por efectos de interacción se calcularán como se especifica en relación con el análisis estático. Las respuestas modales se combinarán con criterios similares a los establecidos para estructuras sin interacción, a fin de obtener la respuesta total.

A.6.3 Periodo y amortiguamiento efectivos.

El periodo efectivo del sistema acoplado suelo-estructura se determinará de acuerdo con la expresión:

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_x^2 + T_r^2} \quad (A.21)$$

donde

$$T_x = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_x}} \quad (A.22)$$

$$T_r = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e(H_e + D)^2}{K_r}} \quad (A.23)$$

Las expresiones anteriores son los periodos naturales que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse o girar, respectivamente.

Los parámetros K_x y K_r representan las rigideces de la cimentación en la dirección en que se analiza la estructura; K_x es la rigidez de traslación, definida como la fuerza horizontal necesaria para producir un desplazamiento unitario del cimiento, y K_r es la rigidez de rotación, definida como el momento necesario para producir una rotación unitaria del cimiento. Los valores de estos resortes elásticos se obtendrán

de la Tabla A.2, aplicando los criterios especificados en la cláusula A.6.4.

El amortiguamiento efectivo del sistema acoplado suelo-estructura se determinará según la expresión:

$$\xi_e = \xi_e \left(\frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right)^3 + \frac{\xi_x}{1 + 2\xi_x^2} \left(\frac{T_x}{\tilde{T}_e} \right)^2 + \frac{\xi_r}{1 + 2\xi_r^2} \left(\frac{T_r}{\tilde{T}_e} \right)^2 \quad (A.24)$$

donde

$$\xi_x = \frac{\pi\alpha}{\tilde{T}_e} \quad (A.25)$$

$$\xi_r = \frac{\pi C_r}{\tilde{T}_e K_r} \quad (A.26)$$

son los coeficientes de amortiguamiento del suelo en los modos de traslación y rotación, respectivamente. Los parámetros C_x y C_r representan los amortiguamientos de la cimentación en la dirección en que se analiza la estructura; se definen como la fuerza y el momento requeridos para producir una velocidad unitaria del cimiento en traslación horizontal y rotación, respectivamente. Los valores de estos amortiguadores viscosos se obtendrán aplicando los criterios especificados en la cláusula A.6.4.

A.6.4 Rigideces y amortiguamientos de la cimentación.

Los resortes y amortiguadores que se usan en sustitución del suelo dependen de las propiedades del subsuelo, pero también de las características de la cimentación y de la frecuencia de excitación. Como una aproximación será válido calcular estos parámetros para la frecuencia fundamental de la estructura con base rígida, $\omega = 2\pi / T_e$, siguiendo los criterios que aquí se detallan.

Pueden emplearse métodos alternos basados en principios establecidos y resultados conocidos de la dinámica de cimentaciones.

Para estructuras que se apoyan sobre zapatas corridas con dimensión mayor en la dirección que se analiza o sobre losa o cajón que abarque toda el área de cimentación, y que posean suficiente rigidez y resistencia para suponer que su base se desplaza como cuerpo rígido, las rigideces y amortiguamientos de la cimentación se obtendrán considerando círculos equivalentes a la superficie de desplante, cuyos radios para los modos de traslación y rotación están dados respectivamente por las siguientes expresiones:

$$R_x = 2\sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad (\text{A.27})$$

$$R_r = 4\sqrt{\frac{4I}{\pi}} \quad (\text{A.28})$$

donde:

A Área de la superficie neta de cimentación;

I momento de inercia de dicha superficie con respecto a su eje centroidal de rotación, perpendicular a la dirección en que se analiza la estructura.

Tratándose de estructuras suficientemente rígidas y resistentes, cimentadas sobre zapatas corridas con dimensión corta en la dirección que se analiza, o sobre zapatas aisladas, las rigideces y amortiguamientos de la cimentación se determinarán sumando las contribuciones de las zapatas individuales, mediante las siguientes formulas:

$$K_x = \sum K_{xi} \quad (\text{A.29})$$

$$K_r = \sum x_i^2 K_{vi} \quad (\text{A.30})$$

$$C_x = \sum C_{xi} \quad (\text{A.31})$$

$$C_r = \sum x_i^2 C_{vi} \quad (\text{A.32})$$

en las que el índice i denota valores correspondientes a la i -ésima zapata; los parámetros K_{vi} y C_{vi} representan la rigidez y el amortiguamiento de la zapata en traslación vertical,

respectivamente, y x_i es la distancia en la dirección de análisis entre el centroide de la zapata y el eje centroidal de la planta de cimentación. Las rigideces y amortiguamientos de las zapatas individuales se obtendrán usando el valor de R_x que corresponda a la zapata en cuestión.

En el caso de cimentaciones sobre pilotes de fricción, su influencia en las rigideces y amortiguamientos de la cimentación se considerará evaluando las rigideces K_{xi} y K_{vi} y los amortiguamientos C_{xi} y C_{vi} de los pilotes individuales, y combinando estos parámetros con criterios similares a los especificados para el caso de zapatas. En cimentaciones mixtas se sumará la contribución de la losa de cimentación. Será permisible tener en cuenta el efecto de grupos de pilotes usando factores de interacción dinámica.

Para estructuras cimentadas sobre pilotes de punta o pilas en la zona II se supondrá K_r infinita. Cuando se empleen pilotes de punta en estructuras ubicadas en la zona III, su influencia en el valor de K_r se considerará usando la siguiente expresión, en la que K_{vi} es la rigidez axial del i -ésimo pilote calculada como si su punta no se desplazara verticalmente:

$$K_r = \frac{1}{\frac{1}{43GR_r^3} + \frac{1}{\sum x_i^2 K_{vi}}} \quad (\text{A.33})$$

siendo G el módulo de rigidez medio del suelo de soporte, que se determinará mediante pruebas dinámicas de campo o laboratorio. A falta de tales determinaciones se tomará igual a:

$$G = \frac{16\gamma}{g} \left(\frac{H_s}{T_s} \right)^2 \quad (\text{A.34})$$

donde γ es el peso volumétrico medio del suelo. Los valores de γ y H_s , así como los del amortiguamiento histerético y la relación de Poisson del suelo, se obtendrán a partir de estudios locales de mecánica de suelos o, si éstos son insuficientes para obtenerlos, se adoptará $\gamma = 1.25 \text{ t/m}^3$, $\zeta = 0.03$, $\nu = 0.45$ y H_s .

Tabla A.2 Rigideces y amortiguamientos de cimentaciones someras o con pilotes.

CIMENTACIONES SOMERAS	$K_m = K_m^o (k_m - 2\zeta \eta_m c_m)$ y $C_m = K_m^o (\eta_m c_m + 2\zeta k_m) / \omega$; $m = x, v, r$ ω = frecuencia de interés	Parámetros de frecuencia:	de $\eta_m = \omega R_m / V_s$; donde $V_s = 4H_s / T_s$ y $R_v = R_x$ $\eta_s = \pi R_x / 2H_s$ $\eta_p = \sqrt{2(1-\nu)/(1-2\nu)} \pi R_r / 2H_s$
Modo de Vibración	Rigidez Estática	Coefficiente de Rigidez	de Coeficiente de Amortiguamiento
Horizontal	$K_x^o = \frac{8 G R_x}{2-\nu} \left(1 + \frac{R_x}{2 H_s}\right) \left(1 + \frac{2 D}{3 R_x}\right) \left(1 + \frac{5 D}{4 H_s}\right)$	$k_x = 1$	$c_x = \frac{0.65 \zeta \eta_{xs}}{1 - (1 - 2 \zeta) \eta_{xs}^2}$; si $\eta_{xs} = \eta_x / \eta_s \leq 1$ $c_x = 0.576$; si $\eta_{xs} = \eta_x / \eta_s > 1$
Vertical	$K_v^o = \frac{4 G R_v}{1-\nu} \left(1 + 1.28 \frac{R_v}{H}\right) \left(1 + 0.5 \frac{D}{R_v}\right) \left[1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v}\right) \frac{D/H}{1 - D/H}\right]$	$k_v = 1$	$c_v = 0$; si $\eta_v < \eta_p$ $c_v = 0.85 \frac{1 + 1.85 (1 - \nu) D / R_v}{1 + 0.5 D / R_v}$; si $\eta_v \geq \eta_p$
Cabeceo	$K_r^o = \frac{8 G R_r^3}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{R_r}{6 H_s}\right) \left(1 + \frac{2 D}{R_r}\right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s}\right)$	$k_r = 1 - 0.2 \eta_r$	$c_x = \frac{0.5 \zeta \eta_{rp}}{1 - (1 - 2 \zeta) \eta_{rp}^2}$; si $\eta_{rp} = \eta_r / \eta_p \leq 1$ $c_r = 0.3 \eta_r^2 / (1 + \eta_r^2)$; si $\eta_{rp} = \eta_r / \eta_p > 1$
CIMENTACIONES CON PILOTES	$K_m = K_m^o k_m$ y $C_m = 2K_m^o c_m / \omega$; $m = x, v$ ω = frecuencia de interés	Parámetros de frecuencia:	de $\eta = \omega d / V_s$; donde $V_s = 4 H_s / T_s$ $\eta_s = \pi d / 2 H_s$ $\eta_p = 3.4 \eta_s / \pi (1 - \nu)$
Modo de Vibración	Rigidez Estática	Coefficiente de Rigidez	de Coeficiente de Amortiguamiento
Horizontal	$K_x^o = d E_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.21}$	$k_x = 1$	$c_x = 0.8 \zeta$; si $\eta \leq \eta_s$ $c_x = 0.8 \zeta + 0.175 (E_p / E_s)^{0.17}$; si $\eta > \eta_s$
Vertical	$K_v^o = 1.9 d E_s \left(\frac{L}{d}\right)^{0.67}$	$k_v = 1$; si $L/d < 15$ $k_v = 1 + \sqrt{\eta}$; si $L/d \geq 50$ Interpolar linealmente para $15 \leq L/d < 50$	$c_v = 0$; si $\eta \leq \eta_p$ $c_v = \frac{0.413}{1 + \nu} \left(\frac{L}{d}\right)^{0.33} \left(1 - e^{-(E_p / E_s)(L/d)^{-2}}\right) \eta^{0.8}$ si $\eta > 1.5 \eta_p$ Interpolar linealmente para $\eta_p < \eta \leq 1.5 \eta_p$

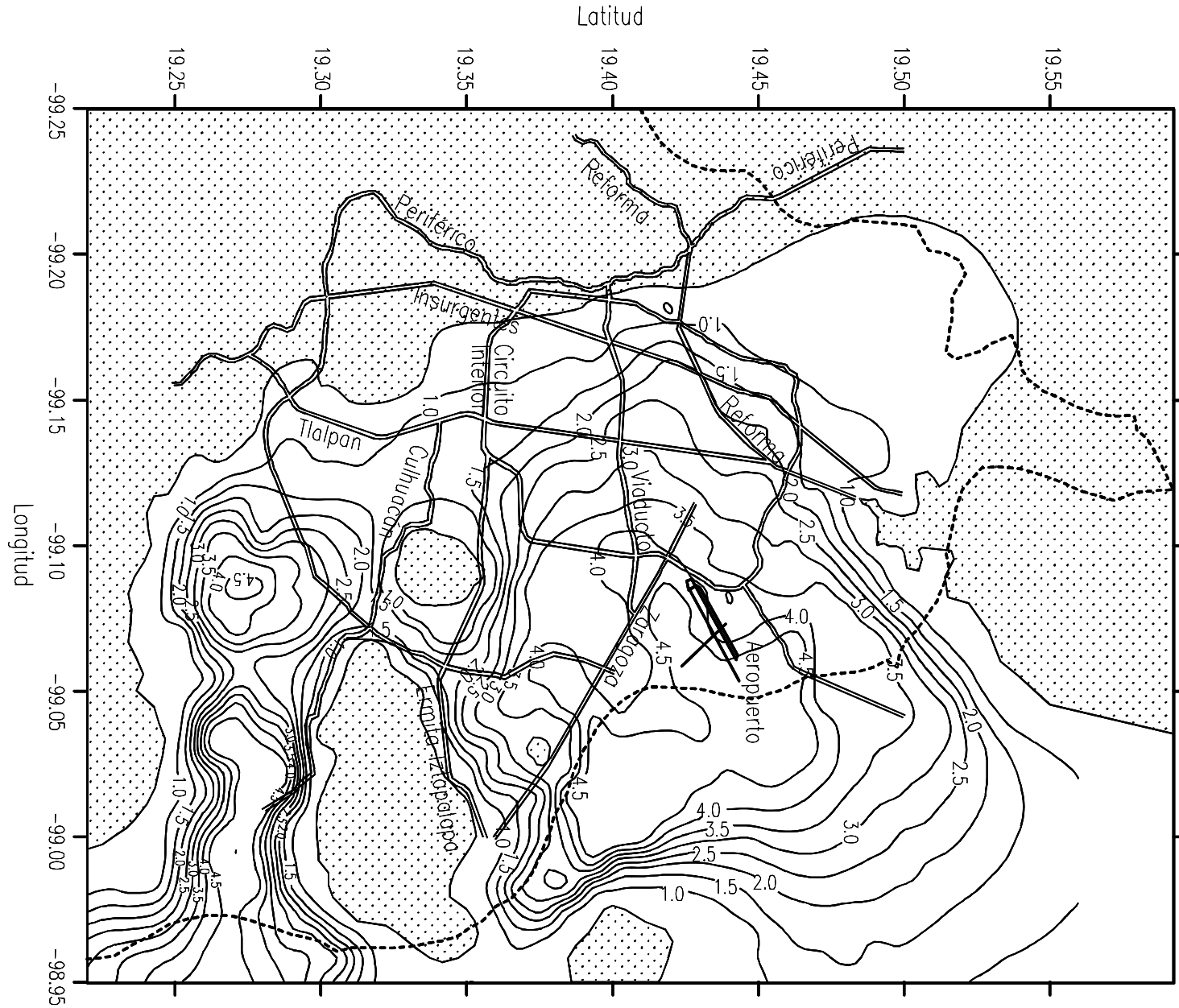


Figura A.1 Periodos predominantes del suelo, T_s .

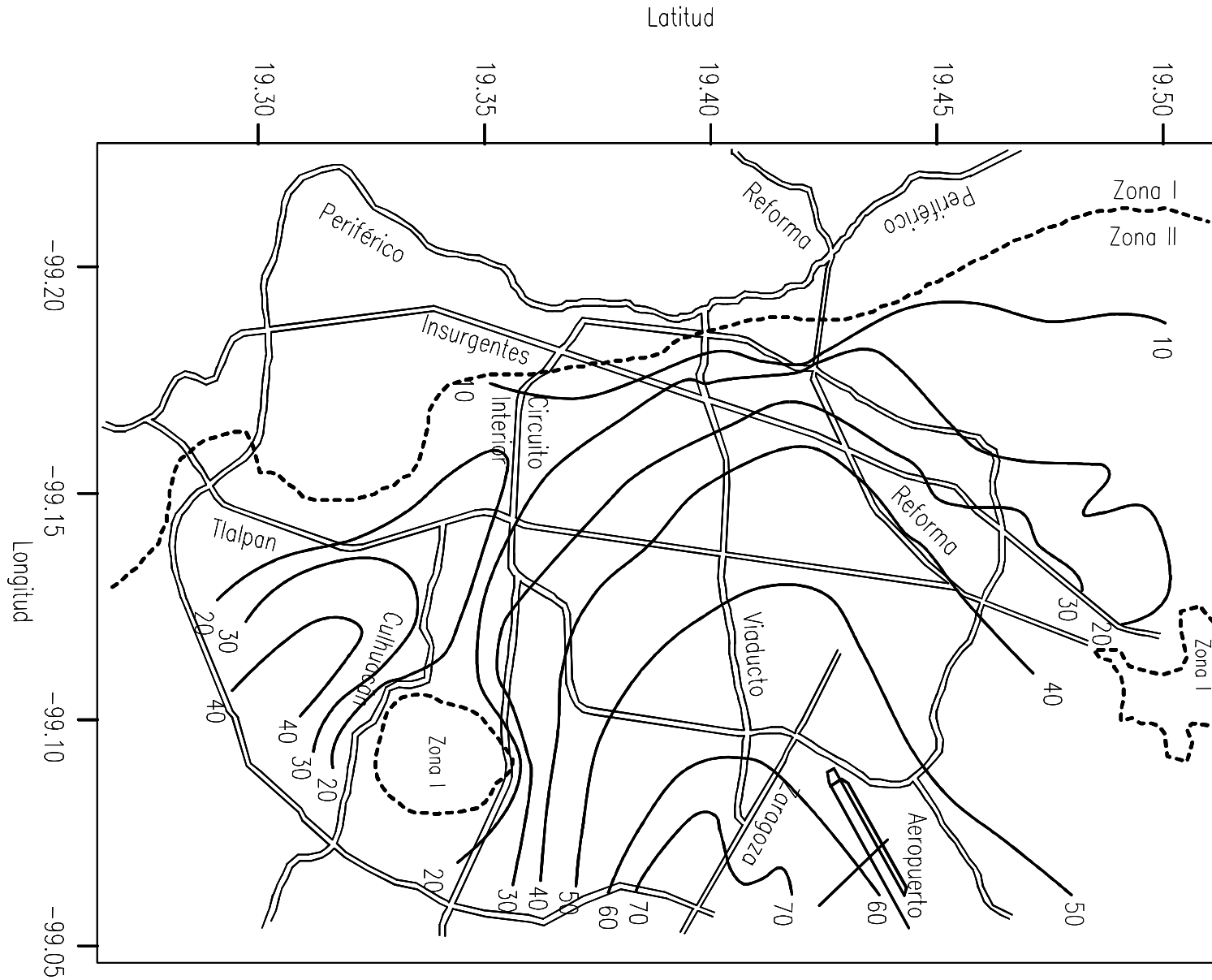


Figura A.2 Valores de H_s en metros.