

ALCANCE DIGITAL N° 94

LA GACETA

Diario Oficial

Año CXXXIV

San José, Costa Rica, viernes 13 de julio del 2012

N° 136

PODER EJECUTIVO

DECRETOS

N° 37070-MIVAH-MICIT-MOPT

“CÓDIGO SÍSMICO DE COSTA RICA 2010”
(CONSTA DE VEINTE TOMOS)

TOMO V

2012
Imprenta Nacional
La Uruca, San José, C. R.

CONSTRUIMOS UN PAÍS SEGURO



Gobierno de Costa Rica

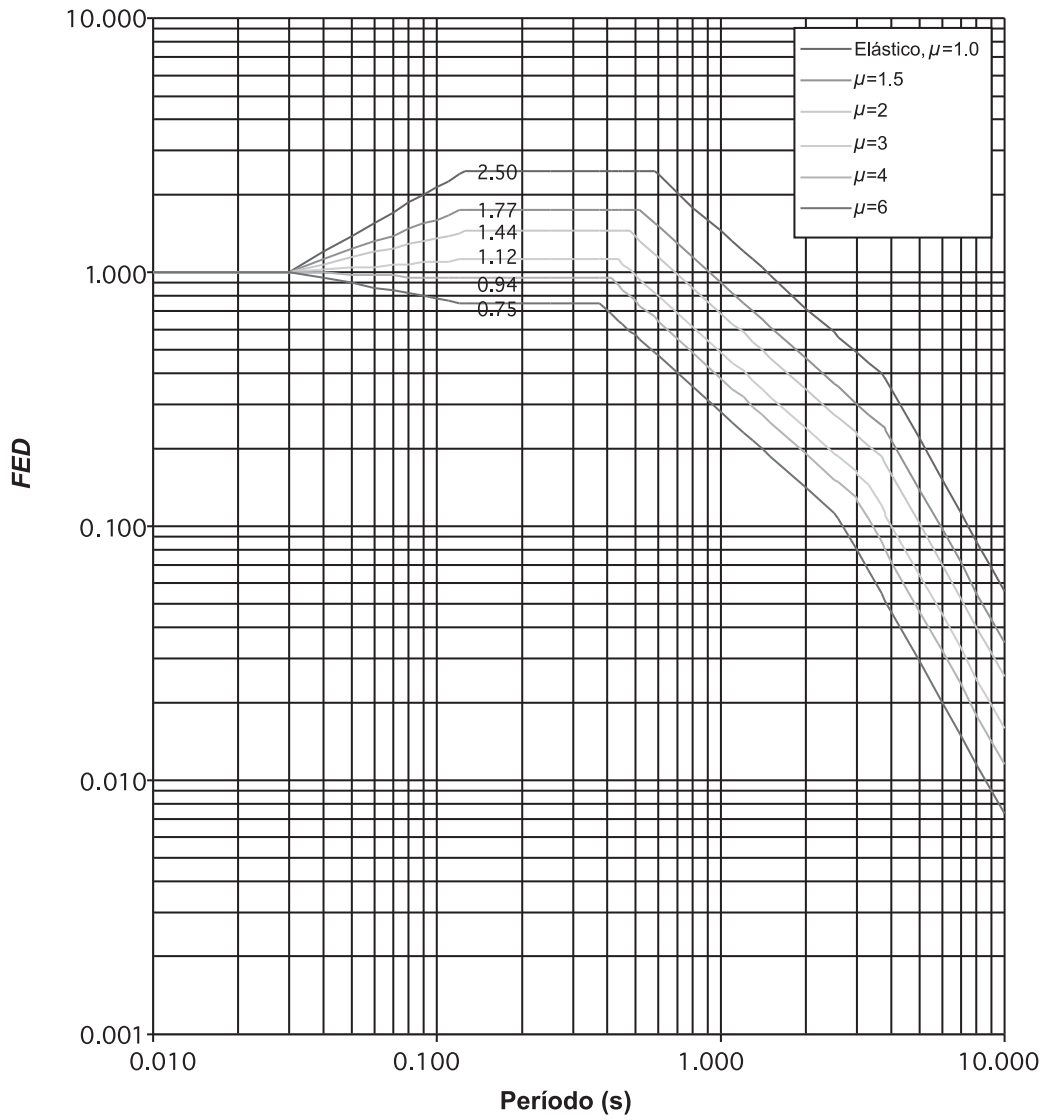


FIGURA 5.11. Factor espectral dinámico, FED , para sitios de cimentación tipo S_3 en zona sísmica IV (amortiguamiento $\zeta = 5\%$; ductilidades $\mu = 1, 1.5, 2, 3, 4, 6$).

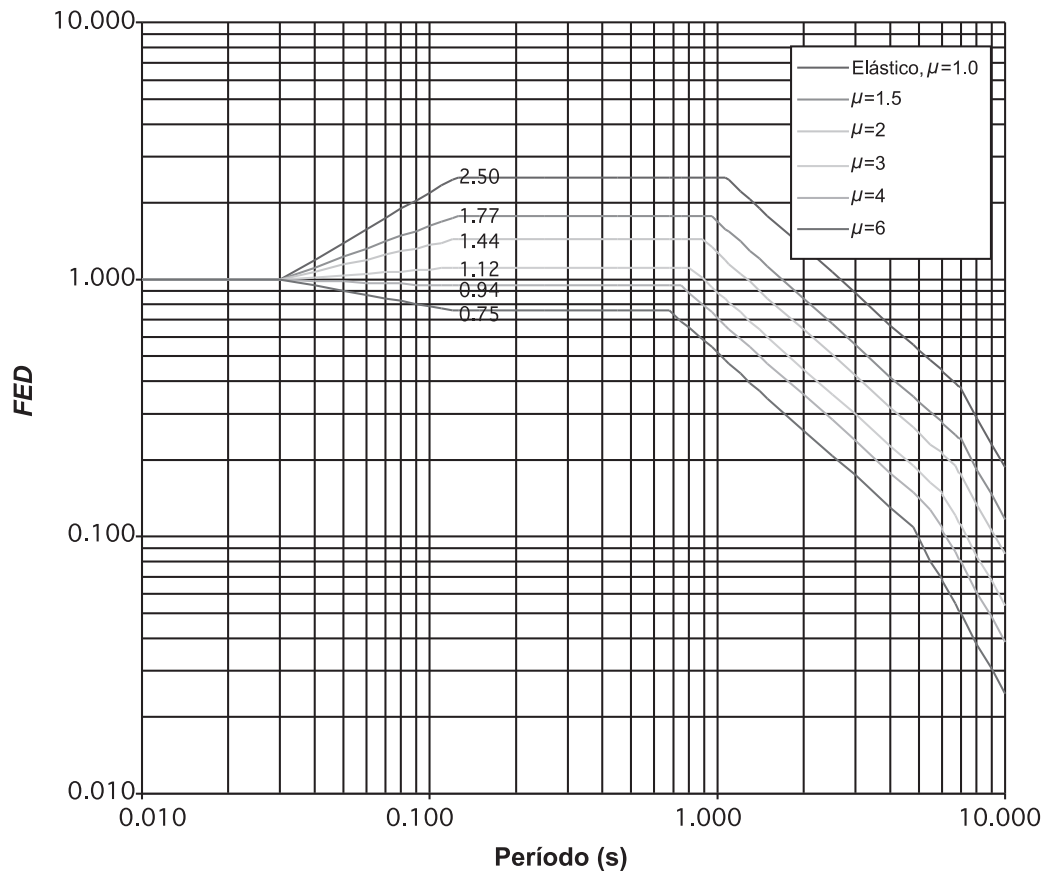


FIGURA 5.12. Factor espectral dinámico, FED , para sitios de cimentación tipo S_4 en zona sísmica IV (amortiguamiento $\zeta = 5\%$; ductilidades $\mu = 1, 1.5, 2, 3, 4, 6$).



Cargas y factores de participación

6.1 Cargas gravitacionales

6.1.1 Carga permanente

Los valores de *carga permanente*, para la determinación de las *fuerzas sísmicas*, son los mismos valores definidos para el cálculo de fuerzas gravitacionales. La *carga permanente* debe incluir:

- a) Los *pesos* propios de elementos constructivos, sean estructurales o no estructurales, como vigas, columnas, *muros*, particiones livianas, techos, etc.
- b) Los *pesos* de sistemas y *componentes* arquitectónicos, eléctricos y mecánicos, unidos a la estructura de manera que resistan las fuerzas especificadas en el capítulo 14.
- c) El *peso* de productos líquidos y sólidos contenidos en depósitos, suponiendo el depósito lleno, a menos que un análisis probabilístico justifique otra cosa. Adicionalmente, en el caso de los líquidos, se puede considerar el efecto de la masa oscilante en el depósito.

6.1.2 Carga temporal

Los valores de *carga temporal*, para efectos gravitacionales, están indicados en la tabla 6.1.

TABLA 6.1. Cargas temporales unitarias mínimas.

Destino del piso	Carga temporal (kg/m ²)
Habitación (casas de habitación, apartamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, edificios para internados en escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares).	200
Oficinas, despachos, laboratorios, salones de lectura, aulas, salas de juego y similares.	250
Escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de libre acceso al público.	400
Lugares de reunión desprovistos de asientos fijos, estadios, salones de baile, etc.	500
Bibliotecas y salones de archivo.	500
Lugares de reunión con asientos fijos, templos, cines, teatros, gimnasios, etc.	400
Comercios, bodegas y fábricas de mercancía ligera.	500
Comercios, bodegas y fábricas de mercancías con <i>peso</i> intermedio.	650
Comercios, bodegas y fábricas de mercancía pesada.	800
Techos de fibrocemento, láminas de acero galvanizado y otros.	40
Azoteas con pendiente superior al 5 por ciento.	100
Azoteas con pendiente inferior o igual al 5 por ciento.	200
Voladizos en vía pública (marquesinas, balcones y similares).	300
Garajes y aparcamientos (para automóviles exclusivamente).	300

NOTA: Las cargas dadas en esta tabla son mínimas. El profesional responsable del diseño debe considerar las condiciones reales a las que será sometido el *piso* para efectos de incrementar las cargas.

6.1.3 Carga sísmica

Para la determinación de la *carga sísmica*, el *peso* de cada *nivel*, W_p , es el *peso* de su *carga permanente* más una fracción de su *carga temporal* calculada de la siguiente manera:

- | | |
|--|------|
| a) Equipo o instalaciones fijas a la estructura: | 1.00 |
| b) Carga en bodegas: | 0.25 |
| c) Cargas en edificios: | 0.15 |
| d) Cargas en azoteas, marquesinas y techos: | 0.00 |

Los valores de (b), (c) y (d) representan fracciones mínimas, por lo que deben considerarse todas aquellas condiciones particulares que hagan necesario incrementarlas.

Para efectos de determinar la *carga sísmica*, no se permite utilizar la reducción de *carga temporal* indicada en el artículo 6.3.

Para el cálculo de la *carga sísmica* de cada *nivel* debe incluirse la mitad del *peso* de las columnas, paredes y elementos verticales de los *pisos* inmediatamente inferior y superior que estén vinculados a ese *nivel* y a los *niveles* inferior o superior. Si alguno de estos elementos no está vinculado a los *niveles* adyacentes, la totalidad de su *peso* se incluye en el *nivel* correspondiente.

En cada *nivel* debe considerarse la distribución en planta de las *cargas permanente y temporal*, calculadas conforme a los incisos anteriores, a fin de calcular su *centro de masa* y, cuando sea necesario, su masa rotacional o momento polar de inercia, I_{cr} .

6.2 Participación de las diferentes acciones

6.2.1 Combinaciones para obtener la carga última de diseño

Cada elemento, *componente* o unión de la estructura, y esta como unidad, debe tener capacidad para resistir las siguientes combinaciones de carga:

$$CU = 1.4 CP \quad [6-1]$$

$$CU = 1.2 CP + 1.6 f_R CT + 1.6 CE \quad [6-2]$$

$$CU = 1.05 CP + f_1 f_R CT \pm CS + CE \quad [6-3]$$

$$CU = 0.95 CP \pm CS + CE \quad [6-4]$$

donde:

CU = *carga última* de diseño.

CP = *carga permanente*.

CT = *carga temporal*, sin la reducción indicada en el artículo 6.3.

CS = *carga sísmica*.

CE = *carga por empuje*.

El factor f_1 está dado por:

$f_1 = 0.5$ para edificaciones de baja probabilidad de ocupación plena de *carga temporal* a la hora del sismo.

$f_1 = 1.0$ para edificaciones con alta probabilidad de ocupación plena de *carga temporal* a la hora del sismo, como: bodegas, sitios de reunión pública, estacionamientos públicos, etc.

$f_1 = 0.0$ para techos.

f_R = factor de reducción de *carga temporal* según el artículo 6.3.

El producto ($f_1 f_R$) dado en la ecuación [6-3] no puede ser menor que 0.5.

6.2.2 Factor incremental FI

Para el cálculo de CU de todos los elementos, *componentes* y uniones clasificados como frágiles según el inciso 4.4.1(a), la *carga sísmica*, CS , se debe incrementar por el *factor incremental*, FI , definido en el artículo 3.4. El valor del *factor incremental*, FI , está dado en la tabla 6.2 y depende principalmente de la *sobrerresistencia*, SR , del *sistema estructural* y de la condición de los *elementos, componentes y uniones frágiles* en cuanto a si estos forman parte de *sistemas sismorresistentes* con trayectorias de *fuerzas sísmicas* en serie o en paralelo, según se indica en el artículo 3.2.

TABLA 6.2. Valores del factor incremental FI.

SR	Transferencia de fuerzas sísmicas		
	En serie		En paralelo
	Diafragmas	Otros	
2.0	1.6	1.8	1.8μ
1.0 a 1.2	1.3		1.3μ

SR = *sobrerresistencia* definida en el capítulo 5.

μ = *ductilidad global asignada* del sistema estructural, definida en la tabla 4.3.

6.2.3 Caso especial: redundante de postensión

Para estructuras hiperestáticas de concreto presforzado se deben añadir los efectos de la redundante de la postensión, multiplicados por 1.1 si el efecto aumenta el resultado de la combinación más desfavorable de las cargas gravitacionales y sísmicas o por 0.90 si lo disminuye.

6.2.4 Diseño para carga última

En el diseño para *carga última*, CU , los elementos, *componentes* y uniones deben ser proporcionados usando métodos de diseño por resistencia.

6.3 Reducción de carga temporal

La reducción de *carga temporal* es permitida aunque no obligatoria. No se permite la reducción de la *carga temporal* cuando sea menor o igual a 200 kg/m^2 .

El factor de reducción de *carga temporal* f_R de las ecuaciones [6-2] y [6-3] está dado por la siguiente expresión:

$$f_R = (1 - R_{CT}/100) \quad [6-5]$$

donde R_{CT} es el menor valor obtenido de las siguientes expresiones, expresado como porcentaje:

- a) $R_{CT} = 0.861 (A - 14\text{m}^2)$.
- b) $R_{CT} = 40$ para elementos horizontales.
- c) $R_{CT} = 60$ para elementos verticales.
- d) $R_{CT} = 23.1 (1 + CP/CT)$.

y el término A corresponde al área del piso que soporta el elemento (m^2).

Excepciones:

- a) La carga temporal reducida por el factor f_R no puede ser inferior a 200 kg/m^2 .
- b) No se permite la reducción de *carga temporal* para elementos que soportan pisos con áreas inferiores a 14 m^2 .
- c) No se permite la reducción de *carga temporal* para elementos que soporten pisos de estacionamientos o pisos con *carga temporal* igual o superior a 500 kg/m^2 (como bodegas u otros) cuando esta provenga de un solo piso. En el caso que la *carga temporal* provenga de dos o más pisos, la reducción de *carga temporal* se hace de acuerdo con el artículo 6.3, excepto que R_{CT} tiene un valor máximo del 20%.
- d) No se permite la reducción de *carga temporal* para elementos que soportan pisos en lugares de reunión pública.



Métodos de análisis y desplazamientos límite

7.1 Generalidades

- a. Este capítulo presenta dos métodos de análisis, identificados como método estático y método dinámico, que permiten estimar, mediante análisis elásticos, las fuerzas internas y los desplazamientos laterales de estructuras que se deforman en el rango inelástico, para una demanda sísmica que considera los efectos de la *sobrerresistencia*, SR , con valores definidos en el capítulo 5, y de la *ductilidad global asignada*, μ , definida en la tabla 4.3, la cual afecta los valores del *factor espectral dinámico*, FED , de la ecuación [5-1]. En consecuencia, cuando se utilice alguno de estos métodos para calcular los desplazamientos inelásticos de la estructura, se deben multiplicar los desplazamientos resultantes del análisis elástico por los factores SR y μ , conforme al artículo 7.6.
- b. Para verificar o modificar el diseño se pueden utilizar métodos alternos de análisis inelástico tales como el *método de capacidad espectral* o el *método no lineal dinámico de respuesta en el tiempo*, indicados en el artículo 7.7. Cuando las circunstancias lo ameriten, el profesional responsable del diseño puede utilizar otro método que modele el comportamiento inelástico de la edificación y que cuente con el adecuado respaldo técnico.
- c. Independientemente del método de análisis utilizado, se deben limitar los desplazamientos y deformaciones laterales de la estructura, conforme a las disposiciones del artículo 7.8.

7.2 Modelado de la estructura

7.2.1 Aspectos generales

- a. En el análisis de edificios, para el cálculo de desplazamientos y acciones internas, se toman en cuenta los desplazamientos horizontales de los *sistemas sismorresistentes* en cada *nivel* y las rotaciones en todas las uniones. Los desplazamientos verticales de las uniones se deben tomar en cuenta cuando su efecto incida significativamente en las fuerzas internas y en los desplazamientos horizontales.
- b. Se debe verificar la rigidez y la capacidad de los diafragmas de entrepiso para transmitir las *fuerzas sísmicas* a los *sistemas sismorresistentes* verticales o inclinados. Cuando posean la rigidez y resistencia adecuadas, según el artículo 4.6, se pueden considerar como diafragmas infinitamente rígidos en su plano. De lo contrario, la flexibilidad de los diafragmas de entrepiso debe ser considerada en el modelo estructural.
- c. La rigidez axial de las vigas que sean parte de *diafragmas rígidos* se puede considerar infinita. La rigidez torsional de los ductos de pared delgada de *muros* continuos debe ser explícitamente considerada. El modelo debe incluir las condiciones reales de las masas en cada planta, que se pueden considerar concentradas a *nivel* de entrepiso. Si los diafragmas de entrepiso se consideran como infinitamente rígidos, las masas se pueden simplificar como masas de traslación y de rotación concentradas en el *centro de masa*.
- d. Se debe considerar la incidencia que sobre la rigidez de la estructura puedan tener escaleras, rampas u otro tipo de elementos estructurales que vinculen diferentes *niveles* del edificio.
- e. El modelo estructural debe reflejar de la mejor manera posible las condiciones reales de la estructura, para lo cual se procura considerar las dimensiones reales de sus elementos, de nudos y de zonas rígidas, así como las condiciones de rigidez y flexibilidad de los apoyos y de los elementos debidas a carga axial, flexión, cortante y torsión cuando estos efectos incidan significativamente en el análisis.
- f. En estructuras regulares en planta que posean diafragmas rígidos se pueden utilizar modelos planos o bidimensionales con un grado de libertad de traslación por *nivel*, para el análisis estructural en cada dirección ortogonal. En estructuras irregulares en planta que posean diafragmas rígidos es necesario utilizar modelos tridimensionales con al menos tres grados de libertad por *nivel*: las dos traslaciones horizontales de su *centro de masa* y la rotación en planta.
- g. Salvo que algún artículo de este código lo requiera, el modelo analítico puede obviar los efectos de segundo orden causados por las cargas gravitacionales en los desplazamientos laterales (efecto $P-\Delta$).

7.2.2 Propiedades de las secciones

Para el cálculo de las propiedades geométricas de las secciones de los elementos estructurales se toman en cuenta las características particulares del comportamiento de los materiales y de sus secciones, como el pandeo local y el agrietamiento. Es particularmente importante considerar la rigidez torsional de los ductos verticales.

7.2.3 Flexibilidad vertical de estructura, elementos y componentes

Conforme al artículo 3.6, para edificaciones, elementos o componentes cuya flexibilidad en la dirección vertical sea significativa, se debe considerar el efecto de la componente vertical en el sismo de diseño, conforme se indica en el artículo 7.3. Adicionalmente, el profesional responsable del diseño debe asegurar que el modelo incorpore la respuesta vertical de la edificación y de aquellos elementos y componentes que sean significativamente flexibles en la dirección vertical.

7.2.4 Nudos de unión

Los nudos de unión viga-columna o viga-muro se pueden considerar como elementos infinitamente rígidos de dimensiones iguales a las reales, de tal manera que la longitud libre de los elementos se considere cara a cara de los nudos. Alternativamente, la rigidez de los nudos se puede modificar de tal manera que incluya la deformación propia del nudo, pero se debe mantener la invariabilidad del ángulo de unión de los ejes del nudo.

7.2.5 Rigidez de los apoyos

Dependiendo de las dimensiones de los elementos de fundación y de las condiciones de flexibilidad del terreno, los apoyos del modelo estructural en el terreno pueden ser rígidos o flexibles. Cuando los apoyos se consideren rígidos, se debe proveer cimientos que garanticen la rigidez supuesta, acorde con el modelo estructural, tales como zapatas, pilas, pilotes, vigas de amarre, etc., los cuales también deben ser diseñados para resistir las *fuerzas sísmicas* generadas en estos apoyos.

Cuando los apoyos del modelo estructural en el terreno se consideren flexibles, se debe proceder según los artículos 13.5 y 13.9. En este caso, los elementos y componentes de la estructura y de la cimentación deben ser diseñados para satisfacer las correspondientes combinaciones de fuerzas obtenidas en el análisis, los desplazamientos límite del artículo 7.8, así como cualesquiera otros requerimientos contenidos en este código.

7.3 Componentes direccionales

Toda estructura debe ser diseñada para *solicitaciones sísmicas* horizontales en dos direcciones ortogonales. El análisis para la *solicitud sísmica* en cada dirección se puede realizar en forma independiente. Lo anterior es válido tanto para los métodos estático y dinámico descritos en los artículos 7.4 y 7.5, como para los métodos alternos de análisis, descritos en el artículo 7.7.

Para los métodos estático y dinámico descritos en los artículos 7.4 y 7.5, las *solicitaciones sísmicas* horizontales se toman como la suma vectorial de los efectos en una dirección más el 30% de los efectos en la otra y se debe efectuar este proceso en ambas direcciones. Se puede omitir este requisito en edificaciones regulares en planta cuyos *sistemas sismorresistentes* sean todos paralelos u ortogonales entre sí, en cuyo caso se diseñan los elementos y *componentes* estructurales considerando por separado las *solicitaciones sísmicas* en cada una de esas direcciones horizontales.

Conforme al artículo 3.6, para edificaciones, elementos o componentes cuya flexibilidad en la dirección vertical sea significativa, se debe considerar el efecto de la componente vertical del sismo. En este caso, a cada una de las dos combinaciones definidas en el párrafo anterior, se les debe agregar el 30% del efecto de la componente vertical del sismo. Adicionalmente, se debe combinar un 100% de este efecto con el 30% de cada uno de los efectos calculados para las dos direcciones horizontales.

7.4 Método estático

7.4.1 Descripción general

Este método cuantifica los efectos del sismo sobre la edificación mediante el análisis elástico-lineal del *sistema estructural* solicitado por un conjunto de fuerzas estáticas horizontales aplicadas en cada uno de sus *niveles*. El valor de estas fuerzas es el resultado de suponer un primer modo de oscilación cuyos componentes en cada entrepiso son proporcionales a su altura y un *cortante en la base* igual al producto del *coeficiente sísmico* por el *peso total* de la edificación.

7.4.2 Limitaciones

Dado el carácter aproximado de este método, su uso para diseño queda limitado a estructuras que reúnan las tres características siguientes:

- a) Edificios regulares en altura, según el inciso 4.3.1.
- b) Edificios regulares en planta, según el inciso 4.3.2.

- c) Edificios con un número de *pisos* no superior a cinco, ni altura máxima sobre el *nivel* de calle o de acceso superior a veinte metros.

7.4.3 Cortante en la base

Para el análisis de estos edificios se aplica una *fuerza sísmica* horizontal en cada dirección ortogonal cuyo valor total V es:

$$V = C W \quad [7-1]$$

donde:

V = *cortante en la base* o sumatoria de todas las *fuerzas sísmicas* horizontales en cada dirección ortogonal.

C = *coeficiente sísmico* obtenido según indicaciones del capítulo 5.

$W = \sum_{i=1}^N W_i$, *peso total* de la edificación para efectos sísmicos.

W_i = *peso* asignado al *nivel* i , calculado para efectos sísmicos conforme al artículo 6.1.

N = número total de *pisos* del edificio.

Para el cálculo inicial del *coeficiente sísmico* C se estima el período según las indicaciones del inciso 7.4.5 o en su defecto se usa el máximo valor del *factor espectral dinámico*, FED , de todo el rango de períodos. Una vez calculada la distribución de fuerzas horizontales y los desplazamientos elásticos respectivos, se recalcula el período conforme al inciso 7.4.6, así como los respectivos FED y C . Seguidamente se escalan las fuerzas y los desplazamientos, así como todos los valores derivados de estos, conforme al inciso 7.4.6.

7.4.4 Distribución de fuerzas sísmicas por nivel

La distribución de las *fuerzas sísmicas* por *nivel* está dada por la ecuación:

$$F_i = V \frac{W_i h_i}{\sum_{k=1}^N W_k h_k} \quad [7-2]$$

donde:

F_i = *fuerza sísmica* aplicada al *nivel* i .

V = *cortante en la base*.

h_i = altura del *nivel* i sobre el *nivel de base*.

Las *fuerzas sísmicas* F_i se aplican en el *centro de masa* de cada *nivel* i .

7.4.5 Estimación del período del primer modo de vibración

Para calcular inicialmente el *coeficiente sísmico* C , se puede suponer un período de vibración dado por:

$T = 0.12 N$, para edificios tipo *marco* formados exclusivamente por *marcos* de acero.

$T = 0.10 N$, para edificios tipo *marco* formados exclusivamente por *marcos* de concreto.

$T = 0.08 N$, para edificios tipo *dual* con sistemas duales de *marcos* y *muros* estructurales, *marcos arriostrados* o *muros de mampostería*.

$T = 0.05 N$, para edificios tipo *muro* formados, exclusivamente, por *muros estructurales* o *marcos arriostrados*.

donde:

T = período fundamental (en segundos).

N = número total de *pisos*.

Alternativamente, se puede utilizar el valor de C correspondiente al máximo valor de FED de todo el rango de períodos.

7.4.6 Recálculo del período del primer modo de vibración

Una vez calculados los desplazamientos elásticos, se debe recalcular el período, T , con base en la ecuación [7-3]:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g} \frac{\sum_{i=1}^N W_i (\delta_i^e)^2}{\sum_{i=1}^N F_i \delta_i^e}} \quad [7-3]$$

donde:

δ_i^e = desplazamiento elástico en el *nivel* i debido a las *fuerzas sísmicas* horizontales.

g = aceleración de la gravedad, en las unidades correspondientes.

Si el FED correspondiente al nuevo período produjera un *coeficiente sísmico* mayor que el estimado inicialmente, se deben incrementar todos los efectos sísmicos en la proporción correspondiente. Si, por el contrario, el nuevo período produce un *coeficiente sísmico* menor, los efectos sísmicos se pueden reducir en la proporción correspondiente.

7.5 Método dinámico

7.5.1 Generalidades

Este código denomina como método dinámico al método descrito en los textos de dinámica de estructuras como el método de superposición modal espectral. Se supone un comportamiento elástico y lineal de la estructura y se calculan sus modos de oscilación y sus correspondientes períodos. Seguidamente, para aprovechar las propiedades de ortogonalidad de los modos de oscilación con respecto a la masa y a la rigidez de la estructura, se desacoplan las ecuaciones del movimiento. Con las ecuaciones desacopladas, para cada modo de oscilación j , se calculan los desplazamientos máximos de la estructura durante el sismo y sus correspondientes deformaciones y fuerzas internas, utilizando el coeficiente sísmico C_j asociado al período de oscilación T_j . Finalmente se combinan los valores máximos obtenidos para cada modo de oscilación para obtener una estimación probabilística de la respuesta máxima de cada parámetro de interés de la estructura.

7.5.2 Modelo de análisis

a. Edificaciones regulares en planta

En edificaciones regulares en planta los modos de oscilación en cada dirección ortogonal están desacoplados entre sí. En este caso, es posible desacoplar las ecuaciones del movimiento, ignorar los modos torsionales y realizar sendos análisis bidimensionales en cada dirección horizontal. Cuando los diafragmas de entrepiso puedan considerarse como infinitamente rígidos, cada piso debe tener un solo grado de libertad en el análisis correspondiente a cada dirección horizontal.

b. Edificaciones irregulares en planta

En edificaciones irregulares en planta los modos de oscilación están acoplados entre sí y, por lo tanto, se debe realizar un análisis modal tridimensional que considere el acoplamiento lateral torsional. Si los diafragmas son rígidos, cada diafragma de entrepiso debe tener tres grados de libertad: dos traslaciones ortogonales de su *centro de masa* y su rotación en planta. En este caso, los desplazamientos horizontales de un punto cualquiera de ese *diafragma* se pueden calcular a partir de las traslaciones y rotación de su *centro de masa*.

c. Edificaciones con entrepisos sin diafragmas rígidos

En el caso de edificios con entrepisos que no posean diafragmas rígidos, el análisis se debe realizar considerando la flexibilidad de los entrepisos según se describe en el artículo 4.6.

d. Número mínimo de modos a considerar

En el análisis, el número mínimo de modos a considerar debe ser tal que la masa efectiva oscilante acumulada sea al menos el 90% de la masa total para las *solicitaciones sísmicas* en cada dirección ortogonal.

7.5.3 Determinación de la carga sísmica y combinación modal

Para todas las edificaciones, sean estas regulares o irregulares en planta, se deben calcular los efectos de *carga sísmica*, *CS*, conforme a este inciso, para las *solicitaciones sísmicas* horizontales que actúan en cada dirección principal o en dos direcciones ortogonales. Los resultados obtenidos se deben combinar en cada una de estas direcciones conforme se señala en el artículo 7.3. Para determinar estos efectos, con las *solicitaciones sísmicas* que actúan en cada dirección, se procede de la siguiente forma:

- a) Para cada modo significativo de oscilación se determinan las acciones internas (momentos de flexión, fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos de torsión) en los elementos, así como los desplazamientos horizontales en cada *nivel*, los desplazamientos relativos entre los *niveles* superior e inferior de cada *sistema sismorresistente* y las reacciones en las fundaciones.
- b) Para estructuras regulares en planta con períodos de oscilación bien separados entre sí, el valor máximo probable de las variables definidas en el inciso 7.5.3(a) puede calcularse como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los valores correspondientes a cada modo significativo.

$$S = \sqrt{\sum_{j=1}^M S_j^2} \quad [7-4]$$

donde:

S = valor combinado para diseño, correspondiente a una acción interna, reacción en la fundación, desplazamiento absoluto o desplazamiento relativo.

S_j = valores correspondientes obtenidos para el modo de oscilación j .

M = número de modos según el inciso 7.5.2(d).

- c) Para edificios irregulares en planta, cuando existan modos de oscilación diferentes pero con períodos muy próximos entre sí, el valor máximo probable de las variables definidas en el inciso 7.5.3(a) se calcula utilizando la combinación cuadrática completa (CQC).

$$S = \sqrt{\sum_{j=1}^M S_j^2 + \sum_{j=1}^M \sum_{\substack{k=1 \\ j \neq k}}^M \rho_{jk} S_j S_k} \quad [7-5]$$

donde:

ρ_{jk} = coeficiente de correlación entre los modos j y k .

$$\rho_{jk} = \frac{\xi^2 (1 + T_k / T_j)^2}{(1 - T_k / T_j)^2 + 4\xi^2 (T_k / T_j)} \quad [7-6]$$

donde:

ξ = coeficiente de amortiguamiento crítico ($\xi=0.05$ salvo que específicamente se haya seleccionado otro valor para la construcción de los espectros).

T_j, T_k = períodos correspondientes a los modos j y k respectivamente.

7.6 Cálculo de desplazamientos y derivas

Cuando se utilicen los métodos estático o dinámico de análisis, descritos en los artículos 7.4 y 7.5, los desplazamientos horizontales en cada *nivel* y las *derivas*, o desplazamientos relativos entre *niveles* adyacentes, se deben estimar por medio de las siguientes expresiones que consideran las deformaciones, en el rango inelástico, necesarias para absorber y disipar energía:

$$\delta_i = \alpha \mu SR \delta_i^e \quad [7-7]$$

$$\Delta_i = \mu SR \Delta_i^e \quad [7-8]$$

donde:

δ_i = desplazamiento inelástico absoluto horizontal del *nivel* i .

Δ_i = *deriva* inelástica o desplazamiento inelástico relativo horizontal entre el nivel i y el nivel adyacente inferior.

α = factor de desplazamiento inelástico dado en la tabla 7.1. Para edificaciones de un piso, $\alpha = 1.0$.

μ = *ductilidad global asignada* utilizada en el cálculo de las fuerzas según la tabla 4.3.

SR = factor de *sobrerresistencia* definido en el artículo 3.3 y en el capítulo 5.

δ_i^e, Δ_i^e = desplazamiento elástico absoluto del *nivel* i y *deriva* elástica entre el nivel i y el nivel adyacente inferior respectivamente, calculados conforme a las indicaciones del artículo 7.4 o del artículo 7.5, según corresponda.

TABLA 7.1. Factor de desplazamiento inelástico, α .

Tipo de estructura	Factor α
tipo marco	0.7
tipo dual	0.7
tipo muro	0.7
tipo voladizo	1.0
tipo otros	1.0

Nota: Para edificaciones de un piso, $\alpha = 1.0$.

7.7 Métodos alternos de análisis

7.7.1 Generalidades

Para verificar o modificar las capacidades de los elementos y *componentes* estructurales, para estimar sus demandas de *ductilidad local* e indicadores de daño y para calcular los desplazamientos inelásticos absolutos y relativos, el profesional responsable del diseño puede utilizar métodos alternos de análisis que modelen el comportamiento inelástico de la edificación y cuenten con el adecuado respaldo técnico. En particular, se recomienda utilizar los métodos mencionados explícitamente en este artículo, a saber: el *método de capacidad espectral*, inciso 7.7.2, o el *método no lineal dinámico de respuesta en el tiempo*, inciso 7.7.3. Conforme lo señala el artículo 7.3, en cualquiera de estos métodos las *solicitaciones sísmicas* deben ser aplicadas en dos direcciones horizontales ortogonales entre sí.

7.7.2 Método de capacidad espectral

Para el *método de capacidad espectral* se utilizan espectros inelásticos de *ductilidad* constante expresados en gráficos S_a - S_d conforme al siguiente procedimiento:

- Se calculan los espectros inelásticos de aceleraciones para *ductilidad* constante S_a para cada *ductilidad global*, μ , considerada en los gráficos del *factor espectral dinámico*, *FED*, según las figuras 5.1 a 5.12 ($\mu = 1, 1.5, 2, 3, 4$ y 6). Estos valores, expresados como fracción de la gravedad (S_a/g), equivalen al *coeficiente sísmico*, C , calculado conforme a las indicaciones del capítulo 5. Según se señala en ese capítulo, por tratarse de un método alternativo de análisis, se utiliza un factor de *sobrerresistencia* $SR=1.0$ en la ecuación [5-1]. En consecuencia, para obtener S_a en unidades de aceleración (longitud sobre tiempo al cuadrado), se multiplican los valores de C por la aceleración de la gravedad, g .

$$S_a = C g \quad [7-9]$$

donde:

S_a = valores correspondientes al espectro de aceleraciones expresados en unidades de aceleración (longitud sobre tiempo al cuadrado) para un período, T , y una *ductilidad global*, μ .

C = *coeficiente sísmico*, calculado conforme a las indicaciones del capítulo 5, pero con un factor de *sobrerresistencia* $SR=1.0$ en la ecuación [5.1].

g = aceleración de la gravedad en las unidades correspondientes.

- b. Los valores del espectro inelástico de desplazamientos para *ductilidad* constante, S_d , correspondientes a cada valor S_a de los espectros inelásticos de aceleraciones, se calculan mediante la ecuación siguiente:

$$S_d = (T/2\pi)^2 S_a \mu \quad [7-10]$$

donde:

S_d = valores correspondientes al espectro inelástico de desplazamientos para un período, T , y una *ductilidad global*, μ .

T = período natural del sistema en consideración.

μ = *ductilidad global* correspondiente a los valores espectrales S_a y S_d . Se utilizan los valores de μ definidos en los gráficos de *FED*, figuras 5.1 a 5.12.

- c. Con los valores de S_a y sus correspondientes S_d así calculados, se grafican los espectros inelásticos de *ductilidad* constante en coordenadas S_a y S_d para cada *ductilidad*, μ , contemplada en las figuras 5.1 a 5.12. De esta manera, se obtiene la familia de espectros de *ductilidad* constante S_a - S_d correspondientes a la *zona sísmica* y al *sitio de cimentación* de la edificación.
- d. Mediante un análisis no lineal estático con incremento monótonico de *fuerzas laterales* (en inglés, análisis tipo “*pushover*”) se obtiene la curva de capacidad de la estructura, la cual se representa en un gráfico de *cortante en la base* contra desplazamiento del techo. Dado que la curva de capacidad ante cargas laterales corresponde a las *capacidades nominales sismorresistentes*, estas se deben incrementar por la *sobrerresistencia* $SR = 1.2$ para obtener las *capacidades reales sismorresistentes*. Seguidamente, se determina el punto de cedencia equivalente, correspondiente al cambio de pendiente en una aproximación bilineal de la curva de capacidad. Las fuerzas internas nominales en los elementos, correspondientes a los respectivos desplazamientos horizontales en la curva de capacidad, no se incrementan por el factor de *sobrerresistencia* $SR = 1.2$.
- e. Se determina el conjunto de desplazamientos laterales de la estructura para los cuales alcanza su capacidad intrínseca; esto ocurre al alcanzar sus límites de capacidad de carga o deformación, conforme a los