
NORMA CUBANA

Obligatoria

NC

46: 2017

CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES — REQUISITOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

**Earthquake resistant construction — Basic requirements for design and
construction**

ICS: 91.080; 91.120.25

**4. Edición Noviembre 2017
REPRODUCCIÓN PROHIBIDA**

**Oficina Nacional de Normalización (NC) Calle E No. 261 El Vedado, La Habana. Cuba.
Teléfono: 830-0835 Fax: (537) 836-8048; Correo electrónico: nc@ncnorma.cu; Sitio
Web: www.nc.cubaindustria.cu**



Cuban National Bureau of Standards

Prefacio

La Oficina Nacional de Normalización (NC) es el Organismo Nacional de Normalización de la República de Cuba y representa al país ante las organizaciones internacionales y regionales de normalización.

La elaboración de las Normas Cubanas y otros documentos normativos relacionados se realiza generalmente a través de los Comités Técnicos de Normalización. Su aprobación es competencia de la Oficina Nacional de Normalización y se basa en las evidencias del consenso.

Esta Norma Cubana:

- Ha sido elaborada por el Comité Técnico de Normalización NC/CTN 38 de Cálculo de Estructuras de Hormigón, en el cual están representadas las siguientes entidades:
 - Ministerio de la Construcción (MICONS)
 - Empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas (ENIA)
 - Empresa de Proyectos No 15
 - Empresa de Proyectos de Industrias Varias
 - Diseño Ciudad Habana (DCH)
 - Centro Nacional de Investigaciones Sismológicas (CENAI)
 - Estado Mayor Nacional de la Defensa Civil (EMNDC)
 - Ministerio de las Fuerzas Armadas Revolucionarias (MINFAR)
 - Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría (CUJAE)
 - Universidad de Oriente (UO)
 - Oficina Nacional de Normalización (ONN)
- Sustituye a la NC 46: 1999 *Construcciones sismorresistentes. Requisitos básicos para el diseño y construcción*, la cual ha sido técnicamente actualizada. Véase la Introducción.

Para su elaboración se han tomado como referencia las Normas de Seguridad Estructural de Edificaciones y Obras de Infraestructura de la República de Guatemala NSE - 10, basadas en los principios de la Norma Internacional ISO 3010: 2001 *Basis for design of structures. Seismic action on structures*.

© NC, 2017

Todos los derechos reservados. A menos que se especifique, ninguna parte de esta publicación podrá ser reproducida o utilizada en alguna forma o por medios electrónicos o mecánicos, incluyendo las fotocopias, fotografías y microfilmes, sin el permiso escrito previo de:

Oficina Nacional de Normalización (NC)

Calle E No. 261, El Vedado, La Habana, Habana 4, Cuba.

Impreso en Cuba.

Índice

0 Introducción	4
1 OBJETO	5
2 REFERENCIAS NORMATIVAS	5
3 TÉRMINOS Y DEFINICIONES	6
4 ZONIFICACIÓN SÍSMICA.....	12
5 ESPECIFICACIONES GENERALES	34
6 CÁLCULO DE LAS ACCIONES SÍSMICAS	41
7 DERIVAS LATERALES ADMISIBLES	78
8 CIMENTACIONES, MUROS, TALUDES Y LICUACIÓN.....	83
9 INSTRUMENTACIÓN, REMODELACIONES, REPARACIONES Y REFORZAMIENTO	95
ANEXO A.....	99
BIBLIOGRAFÍA	105

0 Introducción

0.1 Las principales modificaciones de esta 4. Edición de la NC 46: 2017 con respecto a la 3. Edición de 1999 están basadas en las Normas de Seguridad Estructural de Edificaciones y Obras de Infraestructura de la República de Guatemala NSE – 10, basadas en los principios de la Norma Internacional ISO 3010: 2001 *Basis for design of structures. Seismic action on structures*.

0.2 El Capítulo 8 mantiene los aspectos relacionados con las cimentaciones, muros, taludes y licuación, tal y como estaban definidos en la NC 46 de 1999.

0.3 En el Capítulo 9 fueron actualizados algunos aspectos relativos a instrumentación, remodelaciones, reparaciones y reforzamiento.

CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES — REQUISITOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

1 Objeto

Esta Norma Cubana establece los requisitos básicos para el diseño y la construcción de obras sismorresistentes ubicadas en zonas de peligro sísmico. Incluye tanto las edificaciones como las obras civiles con el propósito de disminuir o mitigar su grado de vulnerabilidad, excepto en estructuras especiales tales como plantas nucleares, eléctricas, mecánicas y similares. En estos casos se requieren consideraciones específicas para las que estén acorde con lo establecido en esta norma.

Durante los trabajos de diseño y construcción para las obras ubicadas en zonas de peligro sísmico se tendrá en cuenta los requisitos establecidos para esas zonas por otras normas, como la de viento por ejemplo, y se diseñará para la condición más desfavorable que prevalezca. Para el caso de reparaciones, reforzamiento y remodelaciones de obras se cumplirán los criterios establecidos en esta Norma Cubana. El organismo rector del cumplimiento de esta actividad de diseño y construcción sismorresistente será el Ministerio de la Construcción (MICONS).

2 Referencias normativas

Los documentos que se mencionan seguidamente son indispensables para la aplicación de esta Norma Cubana. Para las referencias fechadas, sólo se toma en consideración la edición citada. Para las no fechadas se toma en cuenta la última edición de la norma de referencia (incluyendo todas las enmiendas).

ISO 3010: 2001 *Basis for design of structures. Seismic action on structures*

ASTM D 1586 Standard test method for standard penetration test (SPT) and split-barrel sampling of soils

ASTM D 2166 Standard test method for unconfined compressive strength of cohesive soil

ASTM D 2850 Standard test method for unconsolidated – Untrained triaxial compression test on cohesive soils

ASCE 7 Minimum design loads for buildings and other structures

ASME B 31 Standard of pressure piping

Norma Peruana E.030 Diseño sismorresistente

NSE 2010 Normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la República de Guatemala

R - 001: 2011 Reglamento para el análisis y diseño sísmico de estructuras

NSR-10: 2010 Reglamento colombiano de construcción sismo-resistente

NC 283: 2003 Densidad de materiales naturales, artificiales y de elementos de construcción como carga de diseño

NC 284: 2003 Edificaciones. Cargas de uso

NC 450: 2006 Edificaciones. Factores de carga o ponderación. Combinaciones

NC 207 Requisitos generales para el diseño y construcción de estructuras de hormigón (En revisión)

NC 53 - 94: 1983 Elaboración de proyectos de construcción. Estructuras de acero. Norma de cálculo (En revisión)

NC 774: 2012 Código de buenas prácticas para obras de mampostería

NC 53 - 179: 1988 Proyectos de construcción. Estructuras de madera. Método de cálculo

NC 53 - 153: 1985 Elaboración de proyectos de construcción. Empuje de suelos. Procedimientos de cálculo

NC 674 Edificaciones. Requisitos de alcance y contenido de los servicios técnicos (En revisión)

3 Términos y definiciones

Para los fines de esta norma, se aplican los siguientes términos y definiciones:

3.1 acciones sísmicas

Acciones accidentales debidas a la ocurrencia de un sismo, tales como la propagación de ondas, inestabilidad del terreno, desplazamiento de fallas, tsunamis, etc.

3.2 acelerógrafo

Instrumento específicamente diseñado para registrar la historia de las aceleraciones debidas a movimientos fuertes del terreno.

3.3 acelerograma

Registro de la variación temporal de las aceleraciones en un punto y en una dirección.

3.4 acelerogramas de diseño

Familia de acelerogramas cuyo espectro promedio de respuesta, correspondiente al amortiguamiento seleccionado, es equivalente al espectro de respuesta elástica asociado a los movimientos de diseño.

3.5 acelerómetro

Sismómetro para medir aceleraciones del suelo en función del tiempo.

3.6 albañilería armada

Albañilería en la que se ha incorporado armadura de acero de tal manera que ambos materiales actúen conjuntamente para resistir las fuerzas a las que el elemento se encuentra sometido.

3.7 albañilería confinada

Albañilería de ladrillos o bloques, cuyos paños están enmarcados por elementos de hormigón armado, los cuales son fundidos contra el paño de albañilería.

3.8 amortiguamiento

Capacidad de los materiales y sistemas de disipar energía.

3.9 análisis dinámico

Análisis realizado basado en un espectro de diseño tomando en cuenta el período de la estructura y obteniendo la respuesta mediante la combinación de las respuestas de las formas modales.

3.10 análisis estático

Método para estimar el efecto del sismo sobre una estructura. Se basa en representar la acción del sismo con fuerzas horizontales que actúan en los centros de masa de los sistemas de piso.

3.11 análisis modal

Análisis de sistemas elásticos lineales que se efectúa desacoplando las ecuaciones dinámicas de la estructura, en base a las propiedades de ortogonalidad de los modos de oscilación. La respuesta final se expresa como combinación de los valores correspondientes a cada modo.

3.12 análisis no lineal

Análisis de estructuras con relaciones fuerzas vs. desplazamientos no lineales. Dado que el principio de superposición de fuerza y efectos no es aplicable, no es posible utilizar un análisis modal.

3.13 análisis paso a paso

Análisis dinámico en el que se calcula paso a paso la respuesta de la estructura ante sismos pueden ser eventos reales o simulados.

3.14 análisis por desempeño

Este corresponde a expresiones de acoplamiento entre los niveles de desempeño deseados para una estructura y el nivel de movimiento sísmico esperado.

3.15 apéndices

Componentes arquitectónicos como marquesinas, antepechos y en general, aquellos elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la construcción como: anuncios, elementos de fachada. Se incluyen también los elementos sujetos a esfuerzos que dependen esencialmente de su propia aceleración como tanques o equipos que transmiten sus propias fuerzas de inercia directamente a las losas.

3.16 atenuación

Reducción en la intensidad de una señal sísmica con la distancia como consecuencia de cambios de geometría y de las características físicas del medio (absorción).

3.17 basamento rocoso

Roca continua consolidada y/o cementada generalmente del Plioceno o anterior, o roca metamórfica, o roca ígnea, que subyace los depósitos de suelo u otros depósitos superficiales no consolidados.

3.18 capacidad de disipación de energía

Propiedad de disipar energía en el rango de deformaciones no elásticas; se relaciona directamente con la ductilidad.

3.19 cedencia

Condición caracterizada por la plastificación de por lo menos la región más solicitada del sistema resistente a sismos, tal como la formación de la primera rótula plástica en un componente importante del mismo.

3.20 desplazamiento relativo

Diferencia entre el desplazamiento de un nivel dado y el del inmediato inferior, conocida como deriva de piso.

3.21 ductilidad

Capacidad que poseen los componentes de un sistema estructural de hacer incursiones alternantes en el dominio inelástico, sin pérdida apreciable en su capacidad resistente (Ver Factor de Ductilidad)

3.22 demanda de ductilidad

Cociente entre el valor máximo del desplazamiento alcanzado por un sistema durante su repuesta y el desplazamiento cedente.

3.23 ductilidad disponible

Demanda de ductilidad que puede aceptar un sistema, asociada a una pequeña probabilidad de ruina.

3.24 ductilidad última

Demanda de ductilidad asociada a una elevada probabilidad de ruina.

3.25 efecto P - Δ

Efecto secundario producido por las cargas axiales y las flechas laterales sobre los momentos flectores en los miembros.

3.26 entrepiso

Conjunto de miembros y elementos que separa un piso de otro en una edificación, que actúa como diafragma y resiste las cargas verticales normales a su plano

3.27 epicentro

Punto de la superficie de la tierra directamente encima del foco (o hipocentro) de un terremoto.

3.28 espectro

Respuesta máxima de osciladores de un grado de libertad y de un mismo amortiguamiento, sometidos a una historia de aceleraciones dada, expresada en función del período. En los espectros de diseño se incorpora el valor de reducción de respuesta correspondiente al sistema resistente a sismos adoptado.

3.29 espectro de diseño

Espectros asociados a los sismos de diseño, en los cuales se ha incorporado el factor de reducción de respuesta correspondiente a la clasificación del sitio.

3.30 estructura irregular

La que presenta discontinuidades significativas en su configuración o en su resistencia a las fuerzas horizontales. Las características de irregularidad pueden presentarse en la distribución tanto vertical como en planta de masas, rigideces o resistencias.

3.30 estructura regular

La que no presenta discontinuidades significativas en su configuración vertical o en planta o en su estructura resistente a las fuerzas horizontales.

3.31 excentricidad

Distancia horizontal, en un nivel, desde el centro de rigidez al centro de masa.

3.32 excentricidad accidental

Valor adicional a la excentricidad estática que toma en cuenta los efectos debido a irregularidades en la distribución de las masas y de las rigideces, así como los efectos de la excitación rotacional del terreno.

3.33 excentricidad dinámica

Cociente entre el momento torsor proveniente de un análisis dinámico con tres grados de libertad por nivel, calculado respecto al centro de rigidez, y la fuerza cortante en ese nivel.

3.34 excentricidad estática

Menor distancia entre la línea de acción de la fuerza cortante y el centro de rigidez.

3.35 factor de ampliación dinámica

Cociente entre la excentricidad dinámica y la excentricidad estática. Es la amplificación que experimenta el sistema durante la excitación sísmica, en virtud de sus características dinámicas.

3.36 factor de ductilidad

Valor que describe la ductilidad global esperada del sistema resistente a sismos, el cual cuantifica la relación entre los desplazamientos máximos reales y los desplazamientos calculados suponiendo un comportamiento linealmente elástico de la estructura.

3.37 intensidad

Medida cualitativa o cuantitativa del rigor del movimiento sísmico del terreno en un lugar específico, en términos de una escala tal como la de Intensidades de Mercalli Modificada, la de Intensidades M.S.K. la de Intensidades de Rossi - Forel, la Intensidad de Arias, ó la Aceleración Pico, Escala Macrosísmica Europea.

3.38 magnitud

Escala utilizada para medir el tamaño de un sismo independientemente de la distancia de la estación al hipocentro: está relacionada a la cantidad de energía liberada en la región focal. La escala más utilizada es la de Richter.

3.39 momento torsor

Suma de los pares torsores en cada nivel por encima del nivel considerado, incluyendo este, más el momento torsor normal a ese nivel, producto de la fuerza cortante del nivel multiplicada por su excentricidad con respecto al centro de rigidez de ese nivel.

3.40 movimientos de diseño

Movimientos del terreno seleccionados en forma tal que su probabilidad de excedencia sea razonablemente baja durante la vida útil de la estructura y están caracterizados por sus espectros de repuesta

3.41 nivel

Plano horizontal en el cual, para efectos de cálculo, se supone concentrada la masa del entrepiso.

3.42 nivel de protección sísmica (NPS)

Se establece en función de la zona sísmica, la clasificación de la obra y la probabilidad de exceder el sismo de diseño. El NPS en esta norma permite fijar determinados criterios de diseño sísmico.

3.43 peligro o amenaza sísmica

Probabilidad de exceder un nivel de ocurrencia de un evento sísmico con cierta intensidad, en un sitio específico y en un tiempo determinado.

3.44 periodo de retorno

Tiempo medio entre ocurrencias de eventos sísmicos de igual magnitud en una zona sismo generadora dada.

3.45 pórtico espacial dúctil

Sistema resistente a sismos capaz de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante deformaciones debidas esencialmente a la flexión de sus miembros, con niveles de ductilidad prefijados.

3.46 pórticos diagonalizados

Sistemas tipo celosía vertical o equivalente, dispuestos para resistir las acciones sísmicas y en los cuales los miembros están sometidos principalmente a fuerzas axiales.

3.47 probabilidad de excedencia

Probabilidad de que un nivel específico del movimiento del terreno, o un nivel de efectos económicos o sociales causados por el sismo, sea excedida en un lugar o región durante un lapso de tiempo determinado.

3.48 región confinada

Parte de los elementos de hormigón armado confinada por refuerzo transversal que cumple requisitos especiales.

3.49 respuesta sísmica

Describe la respuesta dinámica de una estructura dada, a acciones de tipo sísmico.

3.50 rigidez de entrepiso

Relación entre la fuerza cortante absorbida por un pórtico, muro o contraviento en un entrepiso y el desplazamiento relativo entre los dos niveles que lo limitan.

3.51 riesgo sísmico

Probabilidad de exceder un nivel de consecuencias socioeconómicas en un sitio específico, dentro de un tiempo determinado en una zona bajo peligro sísmico y ante la presencia de elementos vulnerables. El riesgo no depende solo del peligro o amenaza sino de la vulnerabilidad que presentan los elementos sometidos al riesgo.

3.52 rotula plástica

Zona de cedencia que se forma en un componente del sistema resistente a sismos, en la cual pueden ocurrir incrementos importantes en las rotaciones inelásticas alternantes, sin modificaciones significativas del momento actuante, el que es igual al de agotamiento.

3.53 reparación

Intentar devolver a una estructura dañada por un sismo su resistencia original.

3.54 reforzamiento

Aumentar racionalmente la resistencia y/o rigidez de una estructura dañada ó no por un sismo para mejorar su comportamiento ante futuros sismos.

3.55 vida útil

Número de años representativos de la duración económica probable de una edificación.

3.56 vulnerabilidad

Grado de predisposición de estructuras u obras a ser afectadas o susceptibles de sufrir daños y colapsos debido a la acción sísmica.

3.57 zona sísmica

Área geográfica en la cual se admite que la máxima intensidad esperada de las acciones sísmicas, en un período de tiempo prefijado, es similar en todos sus puntos.

4 Zonificación sísmica**4.1 Zonas sísmicas**

El territorio nacional para fines de aplicación de esta norma se ha dividido en cinco zonas, las cuales se indican en los Mapas de Zonificación Sísmica con fines de Ingeniería (Ver las Figura 1 y Figura 2). Dichas zonas se describen en el apartado 4.1.1 y se le asignan valores de aceleraciones espectrales en función de la gravedad. En la Tabla 1 se listan las principales localidades ubicadas en las mismas con los parámetros más significativos para la construcción de los espectros de diseño sísmico.

El mapa presentado es el resultado de una evaluación cualitativa del peligro sísmico con criterios probabilísticos con la información disponible hasta la fecha.

4.1.1 Descripción de las zonas sísmicas del territorio nacional**Zona 1**

De peligro sísmico muy bajo sin efectos dañinos para las construcciones donde por lo general no es necesario tomar medidas sismorresistentes en estructuras y obras. No obstante desde el punto de vista sismológico, no puede decirse que existe sismicidad nula. Los valores de la aceleración espectral horizontal máxima para el cálculo S_a estarán entre (0,10 - 0,30) g para periodos cortos (S_s) y entre (0,02 - 0,06) g para periodos largos (S_1).

Zona 2

De peligro sísmico bajo que puede ocasionar daños en las construcciones debiéndose tomar medidas sismorresistentes en las estructuras y obras en función de la categoría ocupacional de las mismas y el nivel de protección definido según la probabilidad de exceder un sismo de diseño. Los valores de la aceleración espectral horizontal máxima para el cálculo S_a estarán entre (0,30 - 0,40) g para periodos cortos (S_s) y entre (0,06 - 0,15) g para periodos largos (S_1).

Zona 3

De peligro sísmico moderado que puede ocasionar daños en las construcciones debiéndose tomar medidas sismorresistentes en todas las estructuras y obras en función de la categoría ocupacional

de las mismas y el nivel de protección definido según la probabilidad de exceder un sismo de diseño. Los valores de la aceleración espectral horizontal máxima para el cálculo S_a estarán entre (0,40 - 0,50) g para periodos cortos (S_s) y entre (0,15 - 0,20) g para periodos largos (S_l).

Zona 4

De peligro sísmico alto que puede ocasionar daños significativos en las construcciones debiéndose tomar medidas sismorresistentes en las estructuras y obras en función de la categoría ocupacional de las mismas y el nivel de protección definido según la probabilidad de exceder un sismo de diseño. Los valores de la aceleración espectral horizontal máxima para el cálculo S_a estarán entre (0,50 - 0,80) g para periodos cortos (S_s) y entre (0,20 - 0,30) g para periodos largos (S_l).

Zona 5

De peligro sísmico muy alto en el territorio nacional que puede ocasionar daños graves en las construcciones debiéndose tomar medidas sismorresistentes en las estructuras y obras en función de la categoría ocupacional de las mismas y el nivel de protección definido según la probabilidad de exceder un sismo de diseño. Los valores de la aceleración espectral horizontal máxima para el cálculo S_a estarán entre (0,80 - 1,10) g para periodos cortos (S_s) y entre (0,30 - 0,50) g para periodos largos (S_l).

NOTA 1: El peligro sísmico excepcionalmente alto que puede ocasionar daños graves en las construcciones y de acuerdo con el mapa de macrozonificación pertenecían a Zonas entre 4 y 5 pero que presentan incrementos del peligro sísmico por amenazas geológicas o antrópicas especiales como resultado de los estudios de microzonificación sísmica, debiéndose tomar medidas sismorresistentes en las estructuras y obras en función de la categoría ocupacional de las mismas y el nivel de protección definido según la probabilidad de exceder un sismo de diseño. Los valores de la aceleración espectral horizontal máxima para el cálculo S_a serán los de la zona correspondiente pero el Nivel de Protección Sísmica será de un orden superior.

NOTA 2: Se aceptan hasta dos niveles de incremento del peligro sísmico en todas las zonas menos en la Zona 5, que solo se admite un nivel porque sería muy excesivo. Por igual concepto se admiten reducciones solo de hasta un nivel de peligro (Zona) en todos los casos. En caso de que originalmente la obra estuviera ubicada en Zona 1 y se aplicara la reducción, no sería considerado el análisis sísmico en dicha estructura.

**Tabla 1 — Peligro sísmico en las diferentes zonas del territorio nacional por municipios.
Provincias Pinar del Río y Artemisa**

No.	Provincia	Municipio	Cod. Munic.	$S_0(g)^1$	$S_s(g)$	$S_1(g)$	$T_L(s)$	Zona
1	P. del Río	Sandino	101	0,085	0,158	0,039	3,0	1
2	P. del Río	Mantua	102	0,120	0,213	0,043	3,0	1
3	P. del Río	Minas de Matahambre	103	0,145	0,258	0,052	3,0	1
4	P. del Río	Viñales	104	0,155	0,283	0,058	3,0	1
5	P. del Río	La Palma	105	0,161	0,297	0,064	3,0	1
6	Artemisa	Bahía Honda	106	0,174	0,323	0,074	3,0	2
7	Artemisa	Candelaria	107	0,191	0,369	0,083	3,0	2
8	Artemisa	San Cristóbal	108	0,186	0,362	0,082	3,0	2
9	P. del Río	Los Palacios	109	0,182	0,350	0,081	3,0	2
10	P. del Río	Consolación del Sur	110	0,184	0,346	0,076	3,0	2
11	P. del Río	Pinar del Río	111	0,180	0,331	0,071	3,0	2
12	P. del Río	San Luís	112	0,183	0,330	0,073	3,0	2
13	P. del Río	San Juan y Martínez	113	0,163	0,295	0,061	3,0	1
14	P. del Río	Guane	114	0,131	0,237	0,047	3,0	1
15	Artemisa	Mariel	201	0,183	0,341	0,071	3,0	2
16	Artemisa	Guanajay	202	0,192	0,363	0,075	3,0	2
17	Artemisa	Caimito	203	0,184	0,345	0,070	3,0	2
18	Artemisa	Bauta	204	0,182	0,336	0,075	3,0	2
19	Artemisa	San Antonio de los Baños	205	0,172	0,323	0,076	3,0	2
NOTA 1: $S_0(g)$ es igual a la PGA, es decir, la aceleración pico del suelo para $T=0$ en función de la aceleración g de la gravedad ($g=9,81 \text{ m/s}^2$).								

Tabla 1 — Peligro sísmico en las diferentes zonas del territorio nacional por municipios. Provincias Artemisa (continuación), Mayabeque, La Habana y Matanzas

No.	Provincia	Municipio	Cod. Munic.	S ₀ (g)	S _s (g)	S ₁ (g)	T _L (s)	Zona
20	Mayabeque	Bejucal	206	0,154	0,286	0,057	3,0	1
21	Mayabeque	San José de las Lajas	207	0,135	0,249	0,049	3,0	1
22	Mayabeque	Jaruco	208	0,134	0,247	0,045	3,0	1
23	Mayabeque	Santa Cruz del Norte	209	0,130	0,229	0,044	3,0	1
24	Mayabeque	Madrugá	210	0,132	0,236	0,042	3,0	1
25	Mayabeque	Nueva Paz	211	0,112	0,213	0,040	3,0	1
26	Mayabeque	San Nicolás	212	0,109	0,205	0,040	3,0	1
27	Mayabeque	Güines	213	0,115	0,213	0,041	3,0	1
28	Mayabeque	Melena del Sur	214	0,113	0,212	0,042	3,0	1
29	Mayabeque	Batabanó	215	0,115	0,220	0,045	3,0	1
30	Mayabeque	Quivicán	216	0,134	0,256	0,052	3,0	1
31	Artemisa	Güira de Melena	217	0,142	0,274	0,057	3,0	1
32	Artemisa	Alquízar	218	0,157	0,300	0,068	3,0	1
33	Artemisa	Artemisa	219	0,189	0,364	0,082	3,0	2
34	La Habana	Playa	301	0,179	0,324	0,076	3,0	2
35	La Habana	Plaza	302	0,177	0,316	0,077	3,0	2
36	La Habana	Centro Habana	303	0,177	0,316	0,077	3,0	2
37	La Habana	Habana Vieja	304	0,177	0,316	0,077	3,0	2
38	La Habana	Regla	305	0,174	0,309	0,076	3,0	2
39	La Habana	Habana del Este	306	0,150	0,266	0,047	3,0	1
40	La Habana	Guanabacoa	307	0,165	0,294	0,052	3,0	1
41	La Habana	San Miguel del Padrón	308	0,174	0,312	0,076	3,0	2
42	La Habana	Díez de Octubre	309	0,178	0,322	0,078	3,0	2
43	La Habana	Cerro	310	0,177	0,316	0,077	3,0	2
44	La Habana	Marianao	311	0,180	0,326	0,076	3,0	2
45	La Habana	La Lisa	312	0,181	0,333	0,076	3,0	2
46	La Habana	Boyeros	313	0,175	0,321	0,076	3,0	2
47	La Habana	Arroyo Naranjo	314	0,172	0,312	0,077	3,0	2
48	La Habana	Cotorro	315	0,162	0,293	0,053	3,0	1
49	Matanzas	Matanzas	401	0,142	0,246	0,045	3,0	1
50	Matanzas	Cárdenas	402	0,136	0,245	0,046	3,0	1
51	Matanzas	Varadero	403	0,145	0,246	0,042	3,0	1
52	Matanzas	Martí	404	0,136	0,244	0,043	3,0	1
53	Matanzas	Colón	405	0,127	0,234	0,044	3,0	1
54	Matanzas	Perico	406	0,125	0,234	0,047	3,0	1
55	Matanzas	Jovellanos	407	0,150	0,276	0,053	3,0	1
56	Matanzas	Pedro Betancourt	408	0,158	0,293	0,053	3,0	1
57	Matanzas	Limonar	409	0,147	0,264	0,045	3,0	1
58	Matanzas	Unión de Reyes	410	0,128	0,240	0,047	3,0	1
59	Matanzas	Ciénaga de Zapata	411	0,097	0,210	0,041	3,0	1
60	Matanzas	Jagüey Grande	412	0,160	0,292	0,050	3,0	1
61	Matanzas	Calimete	413	0,140	0,256	0,047	3,0	1
62	Matanzas	Los Arabos	414	0,130	0,238	0,039	3,0	1

**Tabla 1 — Peligro sísmico en las diferentes zonas del territorio nacional por municipios.
Provincias Villa Clara, Cienfuegos, Sancti Spíritus y Ciego de Ávila**

No.	Provincia	Municipio	Cod. Munic.	S ₀ (g)	S _s (g)	S ₁ (g)	T _L (s)	Zona
63	Villa Clara	Corralillo	501	0,176	0,300	0,043	3,0	1
64	Villa Clara	Quemado de Güines	502	0,184	0,317	0,076	3,0	2
65	Villa Clara	Sagua la Grande	503	0,181	0,312	0,072	3,0	2
66	Villa Clara	Encrucijada	504	0,186	0,322	0,077	3,0	2
67	Villa Clara	Camajuaní	505	0,200	0,349	0,077	3,0	2
68	Villa Clara	Caibarién	506	0,201	0,354	0,077	3,0	2
69	Villa Clara	Remedios	507	0,208	0,364	0,070	3,0	2
70	Villa Clara	Placetas	508	0,165	0,295	0,049	3,0	1
71	Villa Clara	Santa Clara	509	0,161	0,286	0,047	3,0	1
72	Villa Clara	Cifuentes	510	0,183	0,316	0,076	3,0	2
73	Villa Clara	Santo Domingo	511	0,154	0,273	0,043	3,0	1
74	Villa Clara	Ranchuelo	512	0,139	0,251	0,041	3,0	1
75	Villa Clara	Manicaragua	513	0,161	0,289	0,046	3,	1
76	Cienfuegos	Aguada de Pasajeros	601	0,147	0,265	0,045	3,0	1
77	Cienfuegos	Rodas	602	0,136	0,247	0,044	3,0	1
78	Cienfuegos	Palmira	603	0,138	0,248	0,042	3,0	1
79	Cienfuegos	Lajas	604	0,118	0,223	0,035	3,0	1
80	Cienfuegos	Cruces	605	0,133	0,241	0,039	3,0	1
81	Cienfuegos	Cumanayagua	606	0,167	0,298	0,052	3,0	1
82	Cienfuegos	Cienfuegos	607	0,153	0,272	0,044	3,0	1
83	Cienfuegos	Abreus	608	0,149	0,267	0,044	3,0	1
84	Sancti Spíritus	Yaguajay	701	0,203	0,357	0,076	3,0	2
85	Sancti Spíritus	Jatibonico	702	0,173	0,300	0,051	3,0	1
86	Sancti Spíritus	Taguasco	703	0,162	0,291	0,049	3,0	1
87	Sancti Spíritus	Cabaiguán	704	0,153	0,276	0,048	3,0	1
88	Sancti Spíritus	Fomento	705	0,151	0,271	0,044	3,0	1
89	Sancti Spíritus	Trinidad	706	0,176	0,300	0,069	3,0	1
90	Sancti Spíritus	Sancti Spíritus	707	0,159	0,281	0,044	4,0	1
91	Sancti Spíritus	La Sierpe	708	0,128	0,229	0,041	5,0	1
92	Ciego de Ávila	Chambas	801	0,176	0,315	0,077	3,0	2
93	Ciego de Ávila	Morón	802	0,173	0,314	0,077	3,0	2
94	Ciego de Ávila	Bolivia	803	0,201	0,368	0,077	3,0	2
95	Ciego de Ávila	Primero de Enero	804	0,210	0,385	0,077	4,0	2
96	Ciego de Ávila	Ciro Redondo	805	0,171	0,308	0,076	3,0	2
97	Ciego de Ávila	Florencia	806	0,199	0,348	0,076	3,0	2
98	Ciego de Ávila	Majagua	807	0,154	0,272	0,048	4,0	1
99	Ciego de Ávila	Ciego de Ávila	808	0,138	0,253	0,045	4,0	1
100	Ciego de Ávila	Venezuela	809	0,104	0,196	0,036	5,0	1
101	Ciego de Ávila	Baraguá	810	0,124	0,241	0,051	4,0	1

Tabla 1 — Peligro sísmico en las diferentes zonas del territorio nacional por municipios.
Provincias Camagüey, Las Tunas y Holguín

No.	Provincia	Municipio	Cod. Munic.	S ₀ (g)	S _s (g)	S ₁ (g)	T _L (s)	Zona
102	Camagüey	Carlos M. de Céspedes	901	0,179	0,336	0,076	5,0	2
103	Camagüey	Esmeralda	902	0,212	0,392	0,072	4,0	2
104	Camagüey	Sierra de Cubitas	903	0,193	0,353	0,077	5,0	2
105	Camagüey	Minas	904	0,147	0,269	0,055	5,0	1
106	Camagüey	Nuevitas	905	0,155	0,273	0,058	4,0	1
107	Camagüey	Guáimaro	906	0,116	0,215	0,068	8,0	1
108	Camagüey	Sibanicú	907	0,120	0,222	0,063	7,0	1
109	Camagüey	Camagüey	908	0,183	0,327	0,071	5,0	2
110	Camagüey	Florida	909	0,113	0,224	0,055	5,0	1
111	Camagüey	Vertientes	910	0,138	0,243	0,070	8,0	1
112	Camagüey	Jimaguayú	911	0,146	0,257	0,067	7,0	1
113	Camagüey	Najasa	912	0,106	0,206	0,070	8,0	1
114	Camagüey	Santa Cruz del Sur	913	0,117	0,228	0,068	8,0	1
115	Las Tunas	Manatí	1001	0,161	0,286	0,069	7,0	1
116	Las Tunas	Puerto Padre	1002	0,176	0,314	0,096	8,0	2
117	Las Tunas	Jesús Menéndez	1003	0,186	0,333	0,108	8,0	2
118	Las Tunas	Majibacoa	1004	0,163	0,312	0,115	8,0	2
119	Las Tunas	Las Tunas	1005	0,134	0,257	0,069	8,0	1
120	Las Tunas	Jobabo	1006	0,127	0,253	0,068	8,0	1
121	Las Tunas	Colombia	1007	0,117	0,235	0,069	8,0	1
122	Las Tunas	Amancio	1008	0,120	0,242	0,069	8,0	1
123	Holguín	Gibara	1101	0,186	0,339	0,115	9,0	2
124	Holguín	Rafael Freyre	1102	0,188	0,357	0,127	9,0	2
125	Holguín	Banes	1103	0,207	0,389	0,135	9,0	2
126	Holguín	Antilla	1104	0,205	0,391	0,143	9,0	2
127	Holguín	Báguanos	1105	0,211	0,406	0,149	9,0	3
128	Holguín	Holguín	1106	0,181	0,349	0,128	9,0	2
129	Holguín	Calixto García	1107	0,185	0,346	0,123	9,0	2
130	Holguín	Cacocúm	1108	0,211	0,400	0,141	9,0	2
131	Holguín	Urbano Noris	1109	0,256	0,474	0,168	8,0	3
132	Holguín	Cueto	1110	0,242	0,453	0,177	8,0	3
133	Holguín	Mayarí	1111	0,213	0,433	0,170	8,0	3
134	Holguín	Frank País	1112	0,213	0,408	0,152	9,0	3
135	Holguín	Sagua de Tánamo	1113	0,220	0,415	0,168	9,0	3
136	Holguín	Moa	1114	0,227	0,404	0,156	9,0	3

**Tabla 1 — Peligro sísmico en las diferentes zonas del territorio nacional por municipios.
Provincias Granma, Santiago de Cuba, Guantánamo y el Municipio Especial Isla de la
Juventud**

No.	Provincia	Municipio	Cod. Munic.	S ₀ (g)	S _s (g)	S ₁ (g)	T _L (s)	Zona
137	Granma	Río Cauto	1201	0,188	0,365	0,131	9,0	2
138	Granma	Cauto Cristo	1202	0,209	0,403	0,148	9,0	3
139	Granma	Jiguaní	1203	0,252	0,472	0,180	9,0	3
140	Granma	Bayamo	1204	0,211	0,410	0,158	9,0	3
141	Granma	Yara	1205	0,194	0,393	0,140	9,0	2
142	Granma	Manzanillo	1206	0,204	0,399	0,149	8,0	2
143	Granma	Campechuela	1207	0,236	0,455	0,164	8,0	3
144	Granma	Media Luna	1208	0,262	0,506	0,177	8,0	4
145	Granma	Niquero	1209	0,335	0,646	0,222	8,0	4
146	Granma	Pilón	1210	0,306	0,580	0,196	8,0	4
147	Granma	Bartolomé Masó	1211	0,251	0,481	0,175	8,0	3
148	Granma	Buey Arriba	1212	0,277	0,531	0,194	8,0	4
149	Granma	Guisa	1213	0,297	0,556	0,208	8,0	4
150	Santiago de Cuba	Contramaestre	1301	0,280	0,538	0,214	8,0	4
151	Santiago de Cuba	Mella	1302	0,277	0,514	0,203	8,0	4
152	Santiago de Cuba	San Luís	1303	0,316	0,619	0,257	7,0	4
153	Santiago de Cuba	El Frente	1304	0,241	0,472	0,200	8,0	3
154	Santiago de Cuba	Songo-La Maya	1305	0,352	0,806	0,321	7,0	5
155	Santiago de Cuba	Santiago de Cuba	1306	0,513	1,035	0,428	6,0	5
156	Santiago de Cuba	Palma	1307	0,335	0,662	0,267	7,0	4
157	Santiago de Cuba	El Frente	1308	0,324	0,634	0,248	7,0	4
158	Santiago de Cuba	Guamá	1309	0,376	0,867	0,328	7,0	5
159	Guantánamo	El Salvador	1401	0,273	0,533	0,228	8,0	4
160	Guantánamo	Guantánamo	1402	0,267	0,529	0,213	8,0	4
161	Guantánamo	Yateras	1403	0,228	0,408	0,176	9,0	3
162	Guantánamo	Baracoa	1404	0,207	0,406	0,151	10,0	3
163	Guantánamo	Maisí	1405	0,234	0,450	0,187	10,0	3
164	Guantánamo	Imías	1406	0,244	0,453	0,189	10,0	3
165	Guantánamo	San Antonio del Sur	1407	0,243	0,590	0,210	9,0	4
166	Guantánamo	Manuel Tames	1408	0,257	0,551	0,218	9,0	4
167	Guantánamo	Caimanera	1409	0,396	0,801	0,326	8,0	5
168	Guantánamo	Niceto Pérez	1410	0,433	0,875	0,359	7,0	5
170	Isla de la Juventud	Isla de la Juventud (Munic. Especial)	1501	0,044	0,096	0,023	3,0	1

4.2 Movimientos de diseño

Los movimientos de diseño se definen en función de la aceleración espectral máxima de la componente horizontal obtenida para roca a partir de los estimados de peligrosidad sísmica. Los valores de aceleración espectral tanto para periodo corto (0,2 s) como para periodo largo (1,0 s) se obtuvieron para una probabilidad de excedencia del 3 % y 50 años de vida útil correspondiente a un periodo de retorno de 1642 años.

4.2.1 Tipos de sismos de diseño

En esta Norma se definen varios niveles de sismo para el diseño estructural según la clasificación de la obra, como se indica en el apartado 5.5.

4.2.1.1 Se define como "*sismo básico*" al que tiene un 10 % de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años de vida útil correspondiente a un periodo de retorno de 475 años. Se utilizará para el diseño estructural de Obras Ordinarias.

4.2.1.2 Se define como "*sismo severo*" al que tiene un 5 % de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años de vida útil correspondiente a un periodo de retorno de 808 años. Se utilizará para el diseño estructural de Obras Importantes y de Obras Esenciales.

4.2.1.3 Se define como "*sismo extremo*" al que tiene una probabilidad del 3 % de ser excedido en un período de 50 años de vida útil correspondiente a un periodo de retorno de 1642 años. Para obras que hayan sido calificadas como "críticas" por el ente estatal correspondiente se puede utilizar este como sismo de diseño. Este sismo es la base para el mapa de zonificación sísmica (Ver Figura 1).

4.2.1.4 Se define como "sismo mínimo" a una reducción del sismo básico que se permite únicamente en casos de excepción específicamente indicados en esta norma, que incluyen las obras utilitarias y algunos casos de readecuación sísmica de obras existentes. Este se ha determinado con una probabilidad del 20 % de ser excedido en un período de 50 años de vida útil correspondiente a un periodo de retorno de 225 años.

4.2.2 Nivel de Protección Sísmica

4.2.2.1 El Nivel de Protección Sísmica (NPS) se establece en función de la zona sísmica, la clasificación de la obra y la probabilidad de exceder el sismo de diseño.

4.2.2.2 Puede acatarse cualquier requerimiento que corresponda a un nivel de protección más alto que el nivel mínimo especificado en la Tabla 2.

4.2.2.3 Nivel mínimo de protección sísmica

Se establece un nivel mínimo de protección sísmica en la Tabla 2, en función de la clasificación de la obra según el apartado 5.5 del Capítulo 5 y la zonificación sísmica del apartado 4.1. Para seleccionar el espectro sísmico de diseño según probabilidad de excederlo se verá el apartado 4.5.

En esta Tabla una obra "esencial" o "importante" tiene la misma probabilidad de excedencia, se diferencian en el Nivel de Protección y en las deformaciones laterales permitidas.

Tabla 2 — Nivel mínimo de protección sísmica

	Clase de obra			
Zonas sísmicas	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
	E	E	D	C
4 y 5	E	D	D	C
3	D	C	C	B
1 y 2	C ¹	A ²	A ²	A ²
Probabilidad de exceder un sismo de diseño	5 % en 50 años	5 % en 50 años	10 % en 50 años	20 % en 50 años
NOTA 1: Se considera NPS (C) para Zona sísmica 2. NOTA 2: Se considera NPS(A) (no aplica) para Zona sísmica 1 y Zona sísmica 2. (Ver NOTA)				

NOTA: En Zona sísmica 1 no se aplicará el diseño sismorresistente a ninguna obra. En Zona sísmica 2 se aplica el diseño sismorresistente solo a las obras catalogadas como esenciales. Las obras utilitarias, ordinarias e importantes no requerirán la aplicación del diseño sismorresistente en ninguna de las dos Zonas anteriores (1 y 2).

En obras de gran interés económico o de cierta peligrosidad como grandes presas y donde las condiciones sismo tectónicas sean complejas deben realizarse estudios especiales de microzonificación sísmica los cuales serán cumplimentados en la República de Cuba por el Centro Nacional de Investigaciones Sismológicas (CENAIIS).

4.3 Selección de parámetros

4.3.1 Parámetros iniciales

Son los parámetros S_s y S_1 cuyos valores para la República de Cuba están especificados en el Listado de Peligro Sísmico por Municipios en la Tabla 1. La misma información, con menos detalle, puede obtenerse gráficamente del Mapa de Zonificación Sísmica de la República de Cuba (Ver Figura 1).

NOTA: Los parámetros S_s y S_1 son respectivamente la ordenada espectral de periodo corto y la ordenada espectral con periodo de 1 segundo del sismo extremo considerado en el basamento de roca en el sitio de interés, en teoría, sin la influencia del suelo que cubre el basamento. Nótese que el espectro se configura a partir de dos parámetros que podrían requerir dos mapas diferentes; sin embargo, la información de peligro disponible indicó que se podían colocar ambos parámetros en un solo mapa. La información base para el mapa en la (Figura 1) puede consultarse en la Tabla 1 del listado por municipios.

4.3.2 Ajuste por clase de sitio

El valor de S_s y S_1 deberá ser ajustado a las condiciones en la superficie, según el perfil del suelo que cubra al basamento en el sitio. Esto podrá hacerse en forma específica, según se indica en el Apartado 4.4 o en la forma siguiente:

$$S_{CS} = S_s \times F_a \quad (\text{ecuación 1})$$

$$S_{1s} = S_1 \times F_v \quad (\text{ecuación 2})$$

Donde S_{cs} es la ordenada espectral del sismo extremo en el sitio de interés para estructuras con periodo de vibración corto; S_{1s} es la ordenada espectral correspondiente a periodos de vibración de 1 segundo; ambos para un amortiguamiento de 5 % del crítico; F_a es el coeficiente de sitio para periodos de vibración cortos y se obtiene de la Tabla 3; F_v es el coeficiente de sitio para periodos largos y se obtiene de la Tabla 4. La caracterización de la clase de sitio, en función del perfil del suelo en el sitio, necesaria para utilizar las Tabla 3 y Tabla 4 se establece en el Apartado 4.4.

Tabla 3 — Coeficiente de sitio F_a

Clase de sitio	Aceleración espectral para periodo corto, S_s (0,2 s)				
	$S_s \leq 0,30$	$S_s = 0,40$	$S_s = 0,50$	$S_s = 0,80$	$S_s \geq 1,00$
A	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
B	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C	1,20	1,20	1,20	1,10	1,00
D	1,60	1,50	1,40	1,20	1,00
E	2,35	2,00	1,70	1,15	0,90
F	Se requiere evaluación específica (Ver Apartado 4.6.1)				

NOTA: Utilice interpolación lineal para valores intermedios de S_s

Tabla 4 — Coeficiente de sitio F_v

Clase de sitio	Aceleración espectral para periodo largo, S_1 (1,0 s)				
	$S_1 \leq 0,06$	$S_1 = 0,15$	$S_1 = 0,20$	$S_1 = 0,30$	$S_1 \geq 0,50$
A	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
B	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C	1,70	1,65	1,60	1,50	1,30
D	2,40	2,20	2,00	1,80	1,50
E	3,50	3,35	3,20	2,80	2,40
F	Se requiere evaluación específica (Ver Apartado 4.6.1)				

NOTA: Utilice interpolación lineal para valores intermedios de S_1 .

4.3.3 Ajuste por intensidades sísmicas especiales

En algunos casos el valor de S_s y S_1 deberá ser adicionalmente ajustado por la posibilidad de intensidades incrementadas de vibración en el sitio. Estas condiciones son por lo general identificadas por medio de los estudios de microzonificación de amenazas naturales. Cuando estén identificadas en el sitio de proyecto, se tomarán en cuenta en la forma genérica siguiente:

$$S_{CS} = S_s \times F_a \times N_a \quad \text{ecuación 3}$$

$$S_{1s} = S_1 \times F_v \times N_v \quad \text{ecuación 4}$$

N_a y N_v son los factores que se aplican por la proximidad de las amenazas especiales indicadas en el Apartado 4.3.3.1.

4.3.3.1 Proximidad de fallas activas

En los casos en que el equipo de diseño del proyecto establezca la proximidad de fallas geológicas activas se modificarán las ordenadas espectrales de diseño conforme a lo indicado en este Apartado.

Se calificarán las fallas activas próximas como Fuentes Sísmicas tipo A, B o C conforme a la Tabla 5. Se determinarán los Factores de Falla Cercana N_a y N_v conforme las Tabla 6 y Tabla 7. Se aplicarán los factores N_a y N_v conforme lo indican la ecuación 3 y ecuación 4.

Tabla 5 —Tipo de fuente sísmica

Tipo de fuente	Descripción	Máxima magnitud-momento	Tasa de corrimiento (mm por año)
A	Fallas geológicas capaces de generar eventos de gran magnitud y con alta tasa de sismicidad.	$M_o \geq 7,0$	$TC \geq 5$
B	Fallas geológicas que no son A o C.	$M_o \geq 7,0$ $M_o < 7,0$ $M_o \geq 6,5$	$TC < 5$ $TC > 2$ $TC < 2$
C	Fallas geológicas incapaces de generar eventos de gran magnitud y que tienen baja tasa de sismicidad.	$M_o < 6,5$	$TC < 2$
NOTA: La magnitud M_o y la TC deben concurrir simultáneamente cuando se califique el tipo de fuente sísmica.			

Tabla 6 — Factor N_a para periodos cortos de vibración

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica ¹		
	≤ 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1,25	1,12	1,0
B	1,12	1,0	1,0
C	1,0	1,0	1,0
NOTA 1: Tomar la distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km.			
NOTA 2: Utilizar el factor N_a que mayor haya salido al cotejar todas las fuentes relevantes.			

Tabla 7— Factor N_v para periodos largos de vibración

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica ¹			
	≤ 2 km	5 km	10 km	≥ 15 km
A	1,4	1,2	1,1	1,0
B	1,2	1,1	1,0	1,0
C	1,0	1,0	1,0	1,0
NOTA 1: Tomar distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km.				
NOTA 2: Utilizar el factor N_v que mayor haya salido al cotejar todas las fuentes relevantes.				

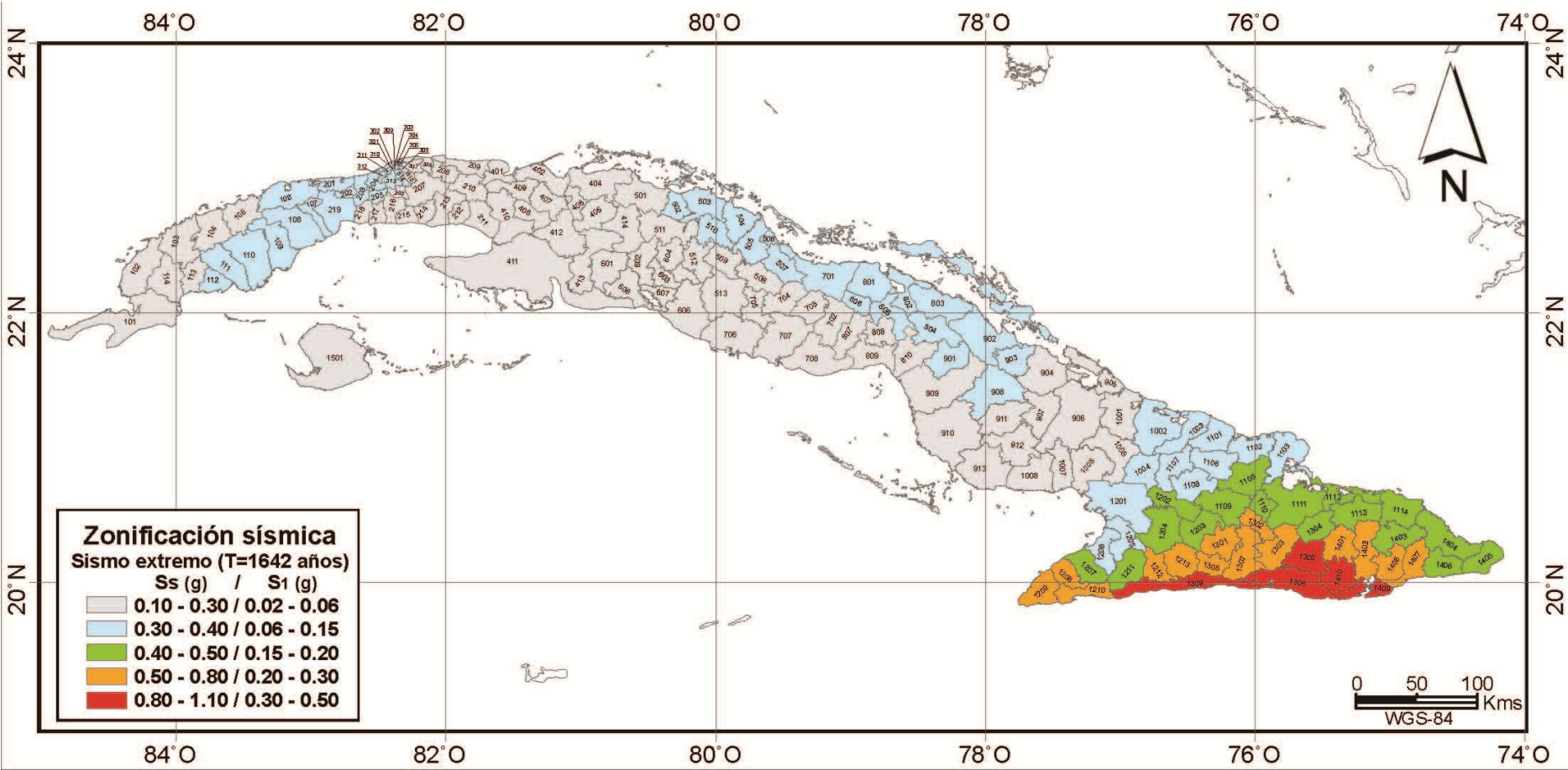


Figura 1 — Zonificación sísmica para la República de Cuba

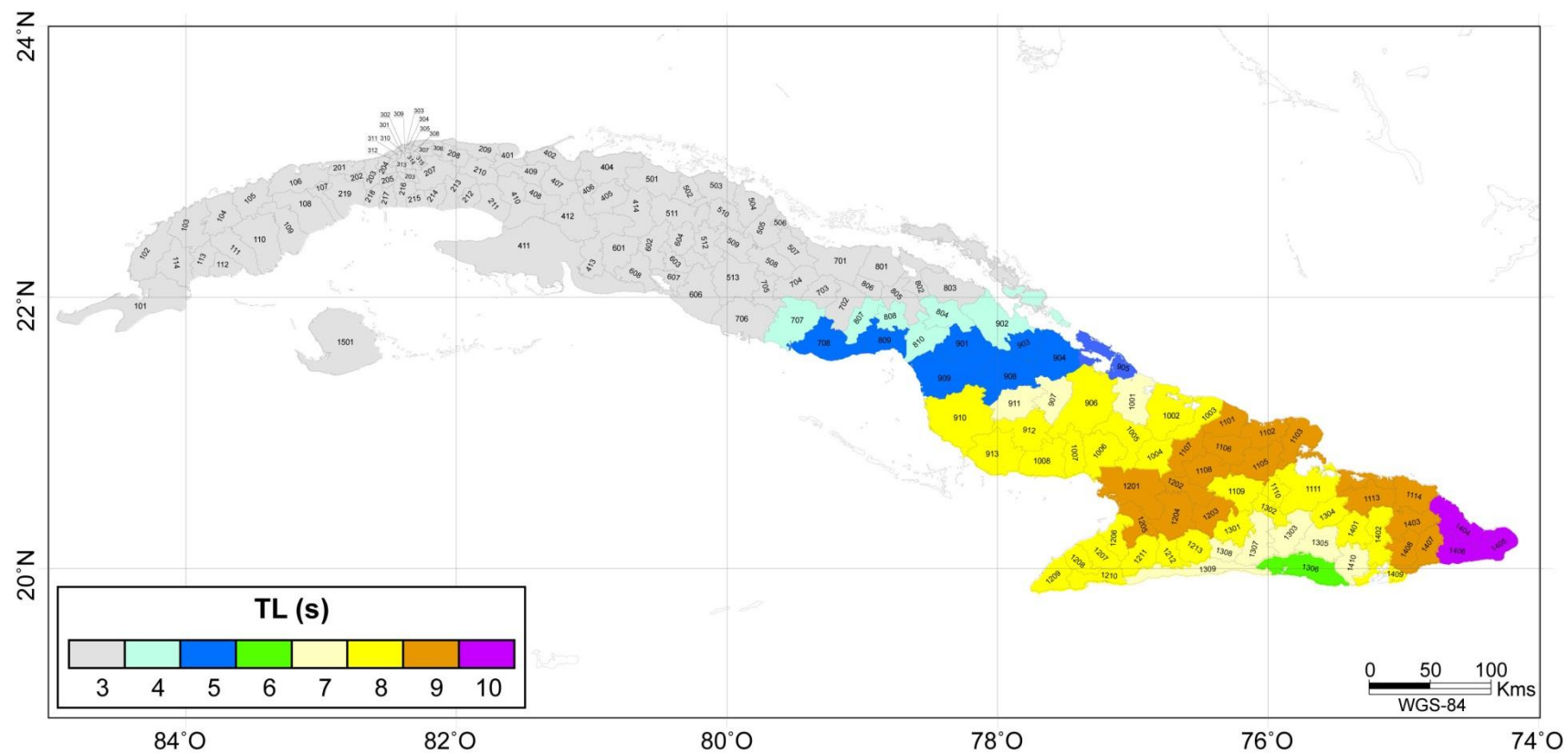


Figura 2 — Mapa de T_L para la República de Cuba

4.4 Clasificación del sitio

4.4.1 Generalidades

El sitio de interés se clasificará con base en las características del perfil de suelo en los 30 m bajo los cimientos.

Los sitios se clasificarán en alguna de las siguientes categorías: A, B, C, D, E ó F.

La clasificación del sitio es necesaria para configurar correctamente el espectro del sismo de diseño.

En aquellas ubicaciones donde la clasificación del perfil del suelo entre dos perfiles tipificados sea dudosa se utilizará aquel que conduzca a las acciones sísmicas más desfavorables para la estructura.

NOTA: Las designaciones A a F son usuales en la literatura técnica actual. Por ejemplo en las normas ASCE 7-10, NSR - 10, NSE - 10, R - 001.

Tabla 8 — Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil de suelo	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s > 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de cualquier espesor	$760 \text{ m/s} < V_s \leq 1500 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, de cualquier espesor que cumpla con el criterio de velocidad de la onda de cortante.	$360 \text{ m/s} < V_s \leq 760 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, de cualquier espesor que cumpla con cualquiera de los dos criterios.	$N > 50$, o $S_u \geq 100 \text{ kPa}$ ($\approx 1 \text{ kgf/cm}^2$)
D	Perfiles de suelos rígidos de cualquier espesor que cumpla con el criterio de velocidad de la onda de cortante.	$180 \text{ m/s} \leq V_s \leq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos de cualquier espesor que cumpla cualquiera de las dos condiciones.	$15 \leq N \leq 50$, o 50 kPa ($\approx 0,5 \text{ kgf/cm}^2$) $\leq S_u \leq 100 \text{ kPa}$ ($\approx 1 \text{ kgf/cm}^2$)
E	Perfil de cualquier espesor que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante.	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas.	$IP > 20$ $w \geq 40 \%$ $S_u < 25 \text{ kPa}$ ($\approx 0,25 \text{ kgf/cm}^2$)
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotécnico. Se contemplan las siguientes subclases: F1: Suelos vulnerables a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F2: Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F3: Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7,5 m con Índice de Plasticidad IP > 75). F4: Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 36 m).	

4.4.2 Parámetros empleados en la definición del tipo de perfil de suelo

A continuación se definen los parámetros que se utilizan para definir el tipo de perfil de suelo en los 30 m superiores del mismo. Estos parámetros son la velocidad media de la onda de cortante, V_s , en m/s, el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar, N , en golpes/pie, o cuando se trate de estratos de suelos no cohesivos; el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar, N_{ch} en golpes/pie, la resistencia media al corte obtenida del ensayo no drenado en los estratos de suelos cohesivos, S_u , en kPa.

4.4.3 Procedimiento de clasificación del perfil del suelo

El procedimiento para definir el perfil del suelo es el siguiente:

1. Deben primero verificarse las categorías de perfil de suelo tipo F. Si el suelo cae dentro de la clasificación de perfil de suelo tipo F, debe realizarse un estudio de clasificación en el sitio, por parte de una entidad especializada en estudios geotécnicos.
2. Debe verificarse la existencia de un espesor total de estratos de arcilla blanda. La arcilla blanda se define como aquella que tiene una resistencia al corte no drenado menor de 25 kPa (0,25 kgf/cm²), un contenido de humedad, w , mayor del 40 %, y un índice de plasticidad, IP , mayor de 20. Si hay un espesor total de 3 m o más de estratos de arcilla que cumplan estas condiciones el perfil se clasifica como tipo E.
3. Utilizando uno de los tres criterios: V_s , N , o S_u , se clasifica el perfil. En caso de que se utilice el criterio basado en S_u y el criterio N_{ch} indica otro perfil, en ese caso se debe utilizar el perfil de suelos más blandos, por ejemplo, asignando un perfil tipo E en vez de tipo D. En la Tabla 9 se resumen los tres criterios para clasificar el perfil de suelos tipo C, D o E. Los tres criterios se aplican así:

- (a) V_s en los 30 m superiores del perfil,
- (b) N en los 30 m superiores del perfil, o
- (c) N_{ch} para los estratos de suelos existentes en los 30 m superiores que se clasifican como no cohesivos cuando $IP < 20$, o el promedio ponderado S_u en los estratos de suelos cohesivos existentes en los 30 m superiores del perfil, que tienen $IP > 20$.

4.4.3.1 Velocidad de la onda de cortante en roca

La roca competente del perfil tipo A, debe definirse por medio de mediciones de velocidad de la onda de cortante en el sitio, o en perfiles de la misma formación donde haya meteorización y fracturación similares. En aquellos casos en que se sabe que las condiciones de la roca son continuas hasta una profundidad de 30 m, la velocidad de onda de cortante superficial puede emplearse para definir V_s . La velocidad de la onda de cortante en roca, para el perfil tipo B, debe medirse en el sitio o estimarse, por parte del ingeniero geotécnico para roca competente con meteorización y fracturación moderada. Para las rocas más blandas o muy meteorizadas o fracturadas, deben medirse en el sitio la velocidad de la onda de cortante, o bien clasificarse como perfil tipo C. Los perfiles donde existan más de 3 m de suelo entre la superficie de la roca y la parte inferior de la cimentación, no pueden clasificarse como perfiles tipo A o B.

Tabla 9 — Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo tipos C, D o E

Tipo de perfil	V_s (m/s)	N o N_{ch} (golpes/pie)	S_u (kPa)
C	Entre 360 y 760	Mayor que 50	Mayor que 100 ($\approx 1 \text{ kgf/cm}^2$)
D	Entre 180 y 360	Entre 15 y 50	Entre 100 y 50 (1,0 a 0,5 kgf/cm^2)
E	Menor de 180	Menor de 15	Menor de 50 ($\approx 0,5 \text{ kgf/cm}^2$)

NOTA: V_s es la velocidad media de la onda de cortante

La velocidad media de la onda de cortante se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$V_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{V_{si}}} \quad \text{ecuación 5}$$

Donde:

V_{si} : Velocidad de la onda de cortante del suelo del estrato i (m/s)

d_i : Espesor del estrato i , localizado dentro de los 30 m superiores del perfil

n : Número de estratos diferentes en los 30 m superiores del perfil

$$\sum_{i=1}^n d_i = 30 \text{ m siempre}$$

4.4.3.2 Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo

El número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo se obtiene por medio de:

$$N = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad \text{ecuación 6}$$

Donde:

N_i : Número de golpes por pie obtenidos en el ensayo de penetración estándar, realizado in situ de acuerdo con la norma ASTM D 1586¹, sin hacerle corrección alguna, correspondiente al estrato i . El valor de N_i a emplear para obtener el valor medio, no debe exceder 100.

4.4.3.2.1 Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en perfiles que contengan suelos no cohesivos

En los estratos de suelos no cohesivos localizados en los 30 m superiores del perfil debe emplearse, la siguiente relación, la cual se aplica únicamente a los m estratos de suelos no cohesivos:

$$N_{ch} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^m \frac{d_i}{N_i}} \quad \text{ecuación 7}$$

Donde:

d_s : Suma de los espesores de los m estratos de suelos no cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil.

$$d_s = \sum_{i=1}^m d_i$$

4.4.3.3 Resistencia media al corte

Para la resistencia al corte obtenida del ensayo no drenado en los estratos de suelos cohesivos localizados en los 30 m superiores del perfil debe emplearse, la siguiente relación, la cual se aplica únicamente a los k estratos de suelos cohesivos:

$$S_u = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^k \frac{d_i}{S_{ui}}} \quad \text{ecuación 8}$$

Donde:

d_c : Suma de los espesores de los k estratos de suelos cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil, considerando solo aquellos que tienen un índice de plasticidad mayor que 20.

$$d_c = \sum_{i=1}^k d_i$$

¹ASTM D 1586 Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils

S_{ui} : Resistencia al corte no drenado en kPa (kgf/cm²) del estrato i , la cual no debe exceder 250 kPa (2,5 kgf/cm²) para realizar el promedio ponderado. Esta resistencia se mide cumpliendo la norma (ASTM D 2166²) o la norma (ASTM D 2850³).

4.5 Construcción de los espectros de diseño

4.5.1 Factores de escala

Los siguientes factores de escalado determinan los niveles de diseño:

Sismo ordinario – 10 % probabilidad de ser excedido en 50 años; $K_d = 0,66$

Sismo severo – 5 % probabilidad de ser excedido en 50 años; $K_d = 0,80$

Sismo extremo – 3 % probabilidad de ser excedido en 50 años; $K_d = 1,00$

Sismo mínimo – 20 % probabilidad de ser excedido en 50 años; $K_d = 0,50$ (condición de excepción)

NOTA: La correspondencia entre las probabilidades de ocurrencia de los sismos de diseño y los factores de escala asociados puede consultarse en el Capítulo 4 en el Apartado 4.1.

4.5.2 Espectro calibrado al nivel de diseño requerido

$$S_{DS} = S_{CS} * K_d \quad \text{ecuación 9}$$

$$S_{D1} = S_{1S} * K_d \quad \text{ecuación 10}$$

Donde:

S_{DS} : Aceleración espectral de diseño para periodo corto

S_{CS} : Aceleración espectral para periodos cortos

S_{D1} : Aceleración espectral de diseño para periodos largos

S_{1S} : Aceleración espectral para periodos largos

4.5.2.1 Periodos de esquina

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad \text{ecuación 11}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 5 * T_0 \quad \text{ecuación 12}$$

²ASTM D 2166 Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil

³ASTM D 2850 Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils

Donde:

T_0 y T_s : Periodos de esquina del espectro

$T_L = \text{de la Tabla 1}$

NOTA: El T_L es el periodo de transición del periodo largo y se puede obtener tanto por la Tabla 1 como por la Figura 2.

4.5.2.2 Ordenadas espectrales $S_a(T)$

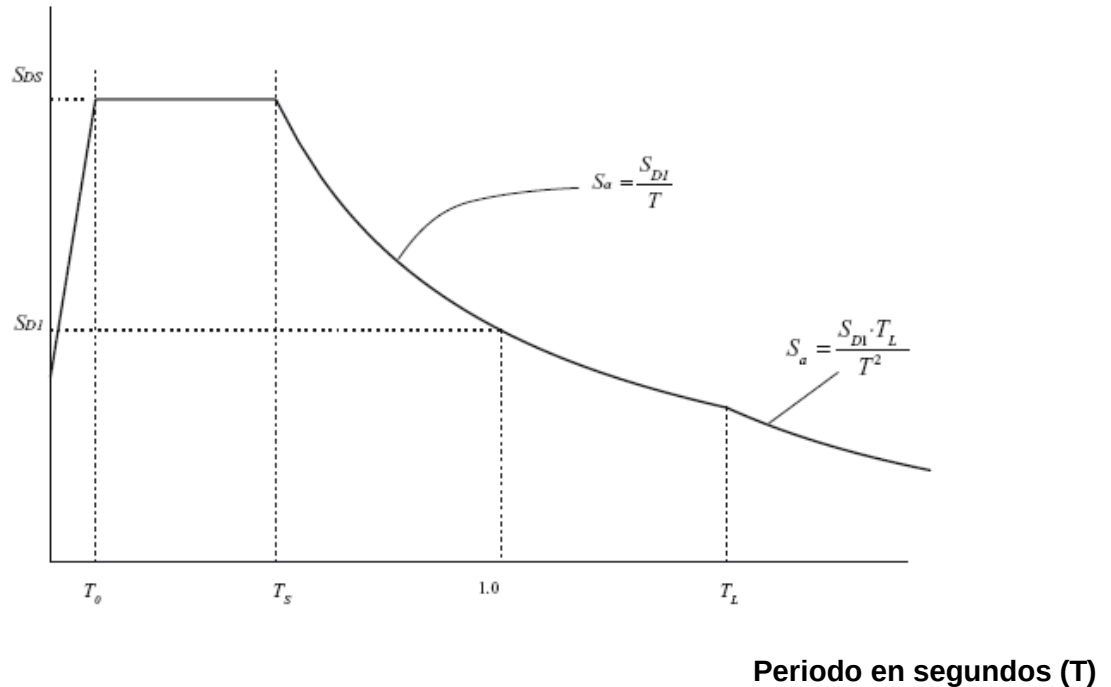
Las ordenadas espectrales $S_a(T)$ para cualquier periodo de vibración T se definen por las siguientes expresiones.

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad \text{para} \quad T \leq T_0 \quad \text{ecuación 13}$$

$$S_a = S_{DS} \quad \text{para} \quad T_0 < T \leq T_s \quad \text{ecuación 14}$$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad \text{para} \quad T_s < T \leq T_L \quad \text{ecuación 15}$$

$$S_a = \frac{S_{D1} * T_L}{T^2} \quad \text{para} \quad T > T_L \quad \text{ecuación 16}$$

Aceleración espectral S_a (g)**Figura 3 — Espectro de diseño de respuesta sísmica****4.5.2.3 Aceleración Máxima del Suelo (AMS)**

Para los casos en que sea necesario estimar la Aceleración Máxima del Suelo del sismo de diseño se utiliza

$$AMS_D = 0,40 * S_{DS} \quad \text{ecuación 17}$$

NOTA: Este parámetro es equivalente a la “Aceleración pico del suelo” (PGA) ampliamente utilizada como base del espectro de diseño antes de que se empezara a utilizar atenuación de coordenadas espectrales. Este parámetro fija el inicio del espectro de diseño en $T = 0$.

4.5.2.4 Componente vertical del suelo de diseño

$$S_{VD} = 0,20 S_{DS} \quad \text{ecuación 18}$$

Con la componente vertical se puede calcular los efectos de las demandas sísmicas verticales según el apartado 6.9.1.2.2 en función de las cargas permanentes (muertas).

4.5.2.5 Casos especiales

Para estructuras de periodo mayor que T_L segundos es electivo utilizar las ordenadas espectrales especiales según la ecuación 16 para estructuras de período largo.

Para estructuras cuyo periodo fundamental sea menor que T_0 pueden utilizarse las ordenadas espectrales reducidas de la ecuación 13 únicamente si la estructura permanece funcionalmente elástica ($R = 1,5$)⁴ al estar sujeta al sismo de diseño correspondiente. Si ($R > 1,5$) se aplica la ecuación 14.

4.5.2.6 Memoria de diseño

Los niveles de diseño utilizados y los valores espectrales relevantes deberán ser consignados en la documentación del proyecto según lo establecido en la NC 674-X Proyecto Ejecutivo (En revisión).

4.6 Sismos específicos para un sitio determinado

Hay dos instancias en que se define o puede definirse un sismo específico para un sitio determinado:

1. Cuando se necesite establecer el espectro de respuesta para un sitio clase F.
2. Para cualquier sitio podrán definirse los cuatro niveles de sismo de manera específica sin recurrir a los mapas de zonificación, ni al listado de amenaza por municipio, siempre que se cumpla con lo estipulado en esta sección y que el resultado no sea inferior a 85 % de lo estipulado en el Apartado 4.5.

4.6.1 Establecer espectro en la superficie a partir de sismo en el basamento rocoso

Se establecerá por métodos geofísicos analíticos basados en datos físicos relevantes para el sitio. Se puede utilizar como guía de criterio el Apartado 21.1 de la norma ASCE 7-10⁵. El apartado 21.1.1 describe una manera de modelar la excitación sísmica en el basamento rocoso utilizando como factores de escala los parámetros S_s y S_1 del sitio de interés. El apartado 21.1.2 se refiere a modelar la columna de suelo. El apartado 21.1.3 se refiere a la respuesta en la parte superior del perfil de suelo.

Se pueden utilizar otros métodos de análisis que estén de acuerdo a la práctica geofísica reconocida. La metodología estará descrita en el informe geofísico-geotécnico, avalada por el ingeniero responsable de los estudios de suelos.

4.6.2 Establecer espectros aplicables al sitio con base en un análisis de amenaza sísmica

Se puede utilizar como guía de criterio el Apartado 21.2 de la norma ASCE 7-10. Se requiere efectuar un análisis de amenaza sísmica basado en modelos sismo tectónico aplicable a la región de interés de acuerdo a la práctica de análisis reconocida. El Apartado 21.2.1 describe las

⁴(Ver en el Apartado 6.2.1, Factor Genérico de Reducción de Respuesta Sísmica (R)).

⁵ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures

características requeridas del espectro sísmico probabilístico (llamado sismo MCE en ASCE 7 y llamado sismo extremo en esta norma).

Las ordenadas del espectro son aceleraciones con 5 % de amortiguamiento y deben tener una probabilidad de excedencia de 3 % en un período de 50 años. El Apartado 21.2.2 describe las características que debe tener un espectro determinístico extremo (bajo el concepto de “sismo máximo creíble”).

4.6.3 Espectros permitidos en estas normas

El Apartado 21.2.3 de ASCE 7-10 requiere que el espectro probabilístico y el espectro determinístico se comparen para generar un “espectro de sitio”. A diferencia del documento guía citado, esta norma permite dos opciones:

a) Establecer solamente un espectro determinístico basado en la envolvente espectral generada de modelar la magnitud sísmica máxima creíble a la distancia más desfavorable en modelos tectónicos de las fallas regionales relevantes para el sitio. Las magnitudes máximas “creíbles” podrán basarse en criterios de sismos característicos para las fallas de interés. Se utilizarán las atenuaciones medias o medianas multiplicadas por 1,5. El espectro así calculado se considerará un “sismo extremo” como el descrito en el Apartado 4.5.

b) Establecer un espectro probabilístico “extremo” (probabilidad de excedencia de 3 % en 50 años) y además establecer el espectro determinístico descrito en el párrafo anterior. Ambos espectros se pueden combinar, ya sea por criterio envolvente (como ASCE 7-10) o por un criterio de combinación ponderada. El espectro así calculado se considerará un “sismo extremo” como el descrito en el Apartado 4.5.

4.6.3.1 Informe técnico

El profesional responsable de proponer el espectro de sitio documentará la metodología y suposiciones utilizadas en un informe que formará parte de la documentación del proyecto ejecutivo según lo establecido en la NC 674 Parte X. La autoridad correspondiente podrá requerir que un revisor independiente avale los espectros propuestos. El espectro propuesto será responsabilidad del proponente.

5 Especificaciones generales

5.1 Bases del diseño sismorresistente

La filosofía básica del diseño de estructuras ante los eventos sísmicos es la siguiente:

- a) Proteger la vida de las personas.
- b) Asegurar la continuidad de los servicios vitales.
- c) Minimizar los daños a las construcciones.

Acorde a esta filosofía se establecen los siguientes principios:

- Las estructuras se proyectarán para resistir sismos leves sin daños.
- Las estructuras se proyectarán para resistir sismos moderados, los cuales se espera puedan ocurrir en la zona de ubicación de esta durante su vida de servicio, sin daños estructurales pero con daños económicamente reparables en elementos no estructurales.
- Las estructuras se proyectarán para resistir sismos intensos, los cuales tienen posibilidad de ocurrir en la zona de ubicación de esta, sin colapsar ni causar daños a las vidas humanas aunque con la posibilidad de daños estructurales importantes.

Adicionalmente al diseño y construcción se tomarán las medidas adecuadas para evitar desastres secundarios tales como: fuego, derrame o filtración de materiales peligrosos procedentes de las facilidades industriales o tanques de almacenamiento que sufren averías, escapes de gases por roturas de tuberías y grandes deslizamientos de tierra que pueden ser provocados por el sismo.

5.2 Consideraciones para el diseño sísmico

El diseño de las estructuras se realizará de acuerdo a las siguientes consideraciones:

- Los edificios y cada una de sus partes deberán ser diseñados y contruidos para resistir las sollicitaciones sísmicas de cálculo, de acuerdo con el peligro sísmico de la zona, el tipo de perfil del suelo donde estén ubicados y con el tipo, uso e importancia de la obra.
- Se considerará que las fuerzas horizontales del sismo actúan según las dos direcciones principales de la estructura o en las direcciones que resulten más desfavorables. El análisis se hará según los criterios establecidos en el Capítulo 6 de esta norma.
- Las cargas deben transferirse desde su punto de aplicación hasta su punto final de resistencia. Por lo tanto debe proveerse una trayectoria o trayectorias continuas, con suficiente resistencia y rigidez para garantizar la adecuada transmisión de las cargas hasta la cimentación. La cimentación debe diseñarse para los efectos de las cargas y los movimientos sísmicos.
- La distribución en planta de las fuerzas horizontales para el caso de edificaciones que cuenten con diafragmas rígidos al nivel de los pisos, será de acuerdo con las rigideces de los elementos resistentes, debiendo existir compatibilidad entre las deformaciones de esos elementos y la condición de diafragma rígido según el Apartado 6.3.
- Deberá verificarse que los diafragmas tengan la rigidez y resistencia suficientes para asegurar la distribución mencionada, en caso contrario, deberá tomarse en cuenta su flexibilidad para la distribución de las fuerzas sísmicas.
- Para los pisos sin diafragmas rígidos los elementos resistentes serán diseñados como mínimo para las fuerzas horizontales que directamente le corresponden en función de la carga vertical que tributa sobre ellos.

- Si los elementos no estructurales pudieran afectar significativamente el comportamiento sísmico de la estructura deberán ser considerados en el análisis, y detallarse en el proyecto el refuerzo y/o anclaje de estos de manera concordante con esta condición.
- Si se considera que los elementos no estructurales no afectarán significativamente el comportamiento sísmico de la estructura deberá detallarse en el proyecto el refuerzo y/o anclaje de éstos de manera concordante con esta condición.
- Los elementos estructurales y no estructurales tales como paredes de hormigón y mampostería deberán ser ancladas a todos los entrepisos y cubiertas, los cuales le proporcionan soporte lateral ante las cargas horizontales que actúan tanto en el plano de la pared como normal a este.
- Cuando al distribuir la fuerza horizontal, un sólo elemento de la estructura, tímpano o pórtico resiste una fuerza del 30 % o más del total de la fuerza horizontal en cualquier nivel, dicho elemento deberá diseñarse para el 125 % de dicha fuerza.
- En el diseño de edificios en donde el sistema de resistencia sísmica no sea hiperestático, debe tenerse en cuenta el efecto adverso que implicaría en la estabilidad del edificio el fallo de uno de los miembros o conexiones.
- En los edificios constituidos por elementos prefabricados se demostrará con evidencia experimental y de análisis, que el sistema propuesto tiene una resistencia y capacidad de trabajo en el rango inelástico igual o mayor a las obtenidas en una estructura monolítica de hormigón armado que cumpla los requisitos dados en los Apartado 6.1 hasta Apartado 6.5.
- En caso de que no se pueda hacer esta demostración el sistema prefabricado debe diseñarse para las fuerzas sísmicas obtenidas de acuerdo a esta norma usando un coeficiente de reducción por ductilidad, igual a uno y medio ($R = 1,5$) tal como se define en el Apartado 6.1.
- Los cálculos se harán para el estado límite de resistencia así como para otros estados que se estimen pertinentes. Su diseño debe presentar la rigidez y el arriostramiento requeridos, que garanticen su correcto comportamiento de conjunto.
- La fuerza sísmica vertical se considerará que actúa en los elementos simultáneamente con la fuerza sísmica horizontal y en el sentido más desfavorable para el análisis conforme al apartado 6.9.1.2.
- No se considerarán actuando simultáneamente las cargas debido al viento y al sismo.

5.3 Concepción estructural sismorresistente

Para un mejor comportamiento sísmico de las edificaciones deben cumplirse las siguientes condiciones:

- Los edificios deberán tener forma simple, regular y simétrica tanto en planta como en elevación. Por otra parte existirá también simetría en la distribución de masas y rigideces conforme al Apartado 6.4.

- Los edificios deben tener un sistema completo de resistencia sísmica en dos ejes ortogonales entre sí cuya rigidez lateral será similar (no deben diferir en más de un 25 %) de tal manera que garanticen la estabilidad tanto de la estructura como un todo, como cada uno de los elementos que la constituyen.
- El sistema estructural resistente a sismo será continuo y de un alto grado de hiperestaticidad que permitan la redistribución de esfuerzos cuando se alcance la fluencia en los miembros más solicitados conforme al Apartado 6.5.
- Utilizar relaciones entre las rigideces lineales de columnas y vigas que permitan la disipación de energía en los elementos horizontales reduciendo así las posibilidades de inestabilidad global de la estructura.
- El sistema resistente a sismo debe concebirse de forma tal que la falla prematura de unos pocos elementos no amenace la estabilidad de la edificación.

El sistema estructural resistente a sismo estará dotado de diversas líneas resistentes conectadas por diafragmas rígidos de manera que se dispongan de líneas adicionales de defensa ante el fallo eventual de alguna.

- Distribución de la rigidez lateral en el perímetro de la planta.
- Peso mínimo posible, especialmente en los pisos altos.
- Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- Continuidad en la estructuración, tanto en planta como en elevación.
- Ductilidad adecuada como requisito indispensable para un comportamiento satisfactorio.
- Deformación limitada para evitar daños desproporcionados en los elementos no estructurales y la inestabilidad global de la estructura ante sismos severos conforme al Capítulo 7.
- Adecuar la estructuración de la construcción a las condiciones locales basándose en la información sobre las características del suelo conforme al Apartado 4.4.
- Las características bajo las acciones sísmicas del lugar donde se construirá deben ser evaluadas. Se evitarán lugares con alto riesgo sísmico o zonas donde las consecuencias de las acciones sísmicas al ser incorporadas en el diseño de la estructura no resulten económicas.
- Una buena práctica constructiva y un control riguroso son imprescindibles para asegurar el buen comportamiento ante las sollicitaciones producto de un sismo, según lo establecido por el MICONS en las normas de diseño.

5.4 Altura de las edificaciones

A continuación, se especifican las alturas de las edificaciones atendiendo a los materiales que constituyen su estructura.

5.4.1 Estructuras de hormigón y acero

Las estructuras de hormigón armado y acero no tendrán limitaciones de altura salvo la exigencia del cumplimiento de las disposiciones pertinentes indicadas en esta norma conforme al Apartado 6.1.

5.4.2 Estructuras de mampostería

Se recomienda que las construcciones de mampostería reforzada o confinada no tengan una altura mayor de cinco pisos sin sobrepasar los 15 m de altura, aunque sus límites están establecidos según la Tabla 10 de esta norma.

5.4.3 Estructuras de madera

Se recomienda que las estructuras de madera tengan como máximo 2 pisos sin sobrepasar los 7 m de altura, aunque sus límites están establecidos (Ver Tabla 10).

5.4.4 Estructuras de mampostería no confinadas o de suelo estabilizado

Las construcciones con muros de mampostería no confinada o de suelo estabilizado tendrán solamente un piso y no más de 2,4 m de altura excepto cuando sea necesario un muro con una altura mayor para lograr techos a una o dos aguas, en estos la altura no debe sobrepasar los 3 m.

5.5 Clasificación de obras

5.5.1 Categoría ocupacional

5.5.1.1 Las obras se clasifican en categorías ocupacionales para los requisitos de diseño por sismo, viento e inundaciones. Toda obra nueva o existente se clasifica en una de las categorías ocupacionales según el impacto socioeconómico que implique la falla o cesación de funciones de la obra. El propietario podrá requerir al diseñador que clasifique su obra en una categoría más alta que la especificada.

5.5.1.2 Para efectos de clasificación se considerarán las obras y edificaciones como sistemas o complejos funcionales independientemente del número de unidades estructurales que las constituyan, es decir, la obra se clasificará en su conjunto. Sin embargo, los componentes del conjunto podrán subclasificarse en categorías diferentes.

5.5.1.3 Categoría I: Obras utilitarias

5.5.1.3.1 Construcciones cuyo colapso no induce daños a otras estructuras ni produce pérdidas de vida humanas. Son las obras que albergan personas de manera incidental, y que no tienen instalaciones de estar, de trabajo o no son habitables; obras auxiliares de infraestructura o provisionales.

5.5.1.3.2 Pertenecen a esta categoría obras como las siguientes:

- Instalaciones agrícolas o industriales de ocupación incidental
- Almacenes que no deban clasificarse como obras importantes
- Obras auxiliares de redes de infraestructura de ocupación incidental que de fallar no interrumpan el funcionamiento del sistema

5.5.1.3.3 En caso de duda la obra deberá clasificarse como ordinaria.

5.5.1.4 Categoría II: Obras ordinarias

Construcciones de ocupación normal que pueden tolerar daños estructurales que las hagan inoperables como consecuencia de un sismo severo, sin llegar al colapso parcial o desplome, tales como son: bancos, hoteles, edificios de oficinas, apartamentos familiares, edificios públicos y restaurantes, no incluidas en las categorías I, III o IV.

5.5.1.5 Categoría III: Obras importantes

5.5.1.5.1 Estas edificaciones no deben sufrir daños en elementos estructurales y no estructurales, durante la ocurrencia de un sismo severo, de manera que se garantice la integridad de la instalación o edificación y la protección de la población y el medio ambiente. Son las que albergan o pueden afectar a más de 300 personas; aquellas donde los ocupantes estén restringidos a desplazarse; en las que se prestan servicios importantes (pero no esenciales después de un desastre) a gran número de personas o entidades, obras que albergan valores culturales reconocidos o equipo de alto costo.

5.5.1.5.2 En esta categoría están incluidas las siguientes obras, aunque no están limitadas a estas:

- Obras y edificaciones gubernamentales que no son esenciales.
- Edificios educativos y guarderías o círculos infantiles.
- Instalaciones de salud que no clasifiquen como esenciales.
- Garajes de vehículos de emergencia
- Prisiones
- Museos
- Todos los edificios de más de 3000 metros cuadrados de área rentable (excluyendo estacionamientos)
- Teatros, cines, templos, auditorios, mercados, restaurantes y similares que alojen más de 300 personas en un mismo salón o más de 3000 personas en la edificación.
- Graderíos al aire libre donde pueda haber más de 3000 personas a la vez.
- Obras de infraestructura que no sean esenciales incluyendo subestaciones eléctricas, líneas de alto voltaje, circuitos principales de agua, drenajes colectores, puentes de carretera, centrales de telecomunicaciones.

- Obras en las que hay fabricación y/o almacenamiento de materiales tóxicos, explosivos o inflamables (productos de la petroquímica, ácido sulfhídrico, amoníaco, entre otros).

5.5.1.6 Categoría IV: Obras esenciales

5.5.1.6.1 Son las que deben permanecer esencialmente operativas durante y después de un desastre o evento. No deben sufrir daños estructurales o de otro tipo que las hagan inoperables; o pongan en riesgo a gran cantidad de personas con la ocurrencia de un sismo severo o extremo.

5.5.1.6.2 Se incluyen en esta categoría las obras especificadas a continuación, aunque no están limitadas a ellas:

- Instalaciones de salud con servicios de emergencia, de cuidados intensivos y quirófanos
- Instalaciones de defensa civil, bomberos, policía y de comunicaciones asociadas con la atención de desastres
- Centrales telefónicas, de telecomunicación y de radiodifusión
- Aeropuertos, hangares de aeronaves, estaciones ferroviarias y sistemas masivos de transportes
- Plantas de energía e instalaciones para la operación continua de las obras de esta categoría
- Líneas troncales de transmisión eléctrica y sus centrales de operación y control
- Instalaciones de captación y tratamiento de agua y sus centrales de operación y control
- Estructuras que formen parte de sus sistemas contra incendio
- Puentes sobre carreteras y ferrocarriles de primer orden
- Instalaciones designadas como refugios para emergencias
- Instalaciones de importancia estratégica
- Aquellas obras que las autoridades nacionales competentes declaren como tales y conste así en la tarea de proyecto y en los documentos contractuales de proyecto.

5.5.1.7 Clasificaciones múltiples

5.5.1.7.1 Normalmente las unidades estructurales que componen un complejo o sistema se clasificarán de acuerdo con la clasificación del sistema. Sin embargo, atendiendo a su función específica dentro del conjunto, la clasificación del componente podrá reducirse.

5.5.1.7.2 Las unidades estructurales destinadas a funciones múltiples se clasificarán en la categoría más alta requerida por su función más crítica.

6 Cálculo de las acciones sísmicas

6.1 Sistemas estructurales

La estructura de una edificación se clasificará conforme a lo especificado en esta sección. Cada estructura o cada parte significativa de la misma se clasificarán, en cada dirección de análisis independientemente, en uno de cinco posibles sistemas E1 a E5. En el caso de no ser posible clasificarla, o en caso de duda, (Ver Apartado 6.1.11).

NOTA: En los Apartados 6.1.1 a Apartado 6.1.5 se definen los conceptos de los cinco sistemas sismorresistentes. Las variantes en cada sistema y el detalle de los atributos sismorresistentes como ductilidad, factores de deriva sísmica, altura máxima y otras características estructurales se encuentran en la Tabla 10.

6.1.1 Sistema de pórticos (E1)

Es un sistema integrado con pórticos de columnas y vigas que soportan toda la carga vertical y además todas las solicitaciones horizontales. Todos los pórticos deben estar unidos entre sí por diafragmas de piso horizontales. Los pórticos pueden ser de hormigón reforzado o acero estructural. Los pórticos, atendiendo a sus capacidades sismorresistentes, pueden ser especiales, intermedios o, en algunos casos, ordinarios. Los atributos sismorresistentes se definen para cada sistema constructivo en la Norma Cubana⁶ correspondiente.

6.1.2 Sistema de muros (E2)

Es un sistema formado por losas actuando como diafragmas en el plano horizontal, sostenidas por muros estructurales. Los muros soportarán todas las solicitaciones horizontales y la parte de las solicitaciones verticales que les correspondan por área tributaria (que normalmente excederá el 50 % del peso de la estructura). La carga vertical no soportada por los muros podrá ser sostenida por columnas de hormigón armado o acero que no se requiere que tengan la función de resistir solicitaciones horizontales, pero deberán aceptar las acciones inducidas por las derivas laterales de la estructura.

Las losas pueden tener vigas incorporadas o ser planas; las vigas no necesitan tener una función sismorresistente. Los muros estructurales actualmente considerados en esta norma pueden ser de hormigón o mampostería reforzada. Los muros estructurales pueden ser ordinarios o especiales atendiendo a sus capacidades sismorresistentes. Los atributos sismorresistentes se definen para cada sistema constructivo en la Norma Cubana correspondiente. Muros de otros materiales incluyendo paneles livianos de madera o planchas de acero, no están actualmente considerados en las Normas Cubanas pero podrían utilizarse aplicando los requerimientos del documento de referencia ASCE 7-10 y consignándolo así en el informe estructural.

6.1.3 Sistema combinado de pórticos y muros o pórticos arriostrados (E3)

Es un sistema formado por losas actuando como diafragmas horizontales, sostenidas por una combinación de muros estructurales y pórticos. Las solicitaciones horizontales se reparten entre

⁶NC 207 Requisitos generales para el diseño y construcción de estructuras de hormigón; NC 774: 2012 Código de buenas prácticas para obras de mampostería; NC 53 - 94: 1983 Elaboración de proyectos de construcción. Estructuras de acero. Método de cálculo.

muros y pórticos en función de sus rigideces en el plano vertical. Las losas pueden tener vigas o ser planas. Las vigas de los pórticos tendrán una función sismorresistente. Algunos pórticos podrán excluirse del sistema sismorresistente pero, deberán aceptar las acciones inducidas por las derivas laterales de la estructura sin menoscabo de su capacidad portante vertical. Los muros estructurales actualmente considerados en esta norma pueden ser de hormigón armado o mampostería reforzada. Los muros estructurales pueden ser ordinarios o especiales atendiendo a sus capacidades sismorresistentes. Los atributos sismorresistentes se definen para cada sistema constructivo en la Norma Cubana correspondiente. Muros de otros materiales incluyendo paneles livianos de madera o planchas de acero, no están actualmente considerados en las Normas Cubanas.

6.1.4 Sistema dual (E4)

El sistema E4 es similar al sistema E3 en todos los aspectos, excepto que deberá contener pórticos especiales cuya capacidad residual será al menos el 25 % de las solicitaciones sísmicas totales considerando el mismo factor R original. La estructura residual tendrá un comportamiento sísmico aceptable. (No excederá las derivas admisibles considerando un factor R para pórtico y un sismo ordinario). Algunos pórticos pueden ser ordinarios, en cuyo caso no se les asigna al sistema sismorresistente.

NOTA: Obsérvese que no se requiere que los pórticos tomen el 25 % del cortante basal de diseño mientras los muros están funcionando. Se requiere capacidad residual, es decir que deberá verificarse que una vez anulada la rigidez horizontal de los muros y riostras, los pórticos remanentes puedan resistir el 25 % del cortante original. No sería realista anular toda la rigidez lateral de los muros sino sólo la de los sectores sin confinamiento, manteniendo los elementos de borde que estén formalmente confinados. Igualmente, no sería realista anular todos los tramos arriostrados, si los hubiera, sino sólo las riostras diagonales.

6.1.5 Soportes en voladizo (E5-1)

Estructuras de un solo nivel o que constituyen el nivel superior de otras estructuras en las que columnas y/o muros soportan las cargas verticales y también todas las cargas horizontales actuando como voladizos verticales sin acción de pórtico en la dirección de la carga horizontal. La capacidad requerida de momento flector en la cimentación y en la base de la columna de soporte se calculará aplicando el factor de sobre resistencia Ω_r . La demanda axial en la columna, considerando sólo combinaciones de sismo, no excederá 25 % de la resistencia axial concéntrica.

6.1.6 Péndulo invertido (E5-2)

Es un sistema relativamente esbelto en la dirección de la carga horizontal, que soporta la carga vertical y también las fuerzas horizontales actuando esencialmente como voladizo vertical aislado. Además, más del 50 % de la masa del sistema está concentrada en el extremo superior y la estabilidad lateral de la masa depende de una restricción a momento. La capacidad de momento flector en el extremo del soporte no será menos que 50 % de la capacidad en la base. La capacidad de momento flector en la cimentación y en la base de la columna de soporte se calculará aplicando el factor de sobre resistencia Ω_r . La demanda axial en la columna, considerando sólo combinaciones de sismo, no excederá 15 % de la resistencia axial concéntrica.

6.1.7 Limite de altura de los sistemas estructurales

La máxima altura sobre la base a la que puede elevarse un sistema estructural dado está especificada para cada nivel de protección en la Tabla 10.

La altura está definida hasta el techo del último nivel mayor de la estructura. No se incluyen casas de máquinas, y otros apéndices cuya área sea inferior a 1/3 el área de los niveles principales.

Los límites de altura en la Tabla 10 pueden ampliarse de 50 m a 75 m para estructuras que requieren NPS D y de 30 m a 50 m para estructuras que requieren NPS E si las estructuras cumplen las siguientes condiciones adicionales concurrentemente:

- Deben tener muros estructurales Tipo A fundidos in situ o bien pórtico de acero Tipo A arriostrados.
- La estructura no tendrá irregularidad horizontal Tipo 1-B conforme la Tabla 11.
- Ningún eje estructural que contenga muros o pórticos arriostrados deberá absorber más del 60 % del cortante sísmico.

6.1.8 Sistemas sismorresistentes permitidos según el Nivel de Protección

Los sistemas estructurales permitidos para cada nivel de protección están especificados en la Tabla 10.

Los detalles de los diferentes sistemas deberán estar conforme a los varios sistemas constructivos incluidos en las Normas Cubanas y señalados en la Tabla 10.

NOTA: Los sistemas Tipo A de la Tabla 10 también se llaman "especiales" en la literatura sismorresistente (pórticos especiales, muros especiales). Los sistemas Tipo B también se llaman "intermedios" y los sistemas Tipo C también se llaman "ordinarios" en esa literatura.

En tanto se incluya el capítulo correspondiente para el diseño sismorresistente en las Normas Cubanas se necesitará, para el hormigón armado, la norma ACI-318. Para otros aspectos relacionados con hormigón o mampostería reforzada también se utilizarán las normas del American Concrete Institute. Los aspectos de acero estructural quedarán cubiertos por los manuales del American Institute of Steel Construction y las normas del American Welding Society y la NC 53 - 94.

Los sistemas E2 con muros de poco espesor y una sola camada de refuerzo son sistemas de baja ductilidad. En tales casos se recomienda consultar la NC 774 y de ser posible la norma peruana E.030.

6.1.9 Combinación de sistemas sismorresistentes en diferentes direcciones

Una misma edificación podrá incorporar diferentes sistemas estructurales en cada dirección de análisis, en cuyo caso se conservarán los respectivos atributos. Controlará la altura máxima menor.

6.1.10 Combinación de sistemas sismorresistentes en la misma dirección

Se permitirá combinar sistemas en la misma dirección a lo alto de la estructura.

6.1.10.1 Sistema con R mayor arriba

Se utilizarán los respectivos parámetros R , C_d y Ω_r en cada sector. En la interfaz se utilizará el R menor.

6.1.10.2 Sistema con R menor arriba

Se utilizarán los parámetros R , C_d y Ω_r que corresponden al menor factor R en los dos sectores.

6.1.10.3 Excepciones al apartado 6.1.10.2

Cuando se trate de un "penthouse" no más alto de 2 niveles y con peso inferior a 10 % del peso de la estructura total en vibración libre los parámetros R , C_d y Ω_r se usarán para diseño local y no afectarán al resto del edificio.

6.1.10.4 Articulaciones

Se permite utilizar articulaciones que no transmitan momentos flectores en elementos horizontales, verticales o inclinados en la estructura. Las articulaciones deberán tomarse en cuenta en el modelo estructural tridimensional para verificar la ausencia de mecanismos inestables en la estructura considerada como un todo.

6.1.11 Otros sistemas estructurales

Las edificaciones y otras obras consideradas en otras normas, no necesariamente clasificarán conforme a los sistemas descritos en esta sección. Sus atributos sismorresistentes estarán definidos y detallados en las normas respectivas.

Se permite utilizar sistemas estructurales listados en la Tabla 12.2-1 de la norma ASCE 7-10 siempre que se cumpla con todas las limitaciones derivadas del uso de esa Tabla.

NOTA: La Tabla 10 de este Capítulo está parcialmente basada en la Tabla 12.2-1 de ASCE 7-10 que tiene un listado más numeroso de subsistemas estructurales relacionados con los sistemas contemplados por esta Norma Cubana.

Los sistemas totalmente diferentes deberán ser exhaustivamente justificados en cuanto a los valores de los parámetros y en cuanto a la aplicabilidad para cada nivel de protección. Deberán ser explícitamente consignadas en los planos y en los documentos de proyecto las diferencias con sistemas establecidos y los criterios utilizados como fundamento.

Tabla 10 — Coeficientes y factores para el diseño de sistemas sismorresistentes

	Sistema estructural	Normas de Referencia	R	Ωr	Cd	Límite de altura en metros			
						Nivel de Protección Sísmica			
						B	C	D	E
E1	SISTEMA DE PÓRTICOS								
E1- A	Pórticos Tipo A								
	De hormigón armado	NC 207: 2003	6	3	5,5	SL	SL	SL	SL
	De acero estructural	NC 53 - 94: 1983	7	3	5,5	SL	SL	SL	SL
E1- B	Pórticos Tipo B								
	De hormigón armado	NC 207: 2003	4,5	3	4,5	50	30	12	NP
	De acero estructural	NC 53 - 94: 1983	4	3	4	50	30	12	NP
E1- C	Pórticos Tipo C								
	De hormigón armado	NC 207: 2003	2	3	3	30	NP	NP	NP
	De acero estructural	NC 53 - 94: 1983	3	3	2,5	30	NP	NP	NP
E2	SISTEMA DE MUROS								
	Con muros estructurales								
	- De hormigón armado A	NC 207: 2003	4	2,5	5	SL	75	50	30
	- De hormigón armado B	NC 207: 2003	4	2,5	4	50	50	30	NP
	- De hormigón armado BD	NC 207: 2003	5	2,5	3	30	30	15	12
	- De mampostería reforzada A	NC 774: 2012	3,5	2,5	3	30	30	20	15
	- Paneles de hormigón prefabricado	NC 207: 2003	4	3	3,5	30	30	15	12
	Con paneles de madera	NC 53 - 179: 1988	6	3	4	20	20	15	20
E3	SISTEMA GENERAL								
	Con muros estructurales								
	- De hormigón armado A	NC 207: 2003	5	2,5	5	SL	75	50	50
	- De hormigón armado B	NC 207: 2003	4	2,5	5	SL	50	30	NP
	- De mampostería reforzada A	NC 774: 2012	3	3	3,5	SL	SL	50	50
	- Paneles de hormigón prefabricado	NC 207: 2003	4	3	3,5	SL	30	30	20
	Pórticos de acero arriostrados								
	-Tipo A con riostras excéntricas	NC 53 - 94: 1983	7	2	4	SL	50	50	30
	-Tipo A con riostras concéntricas	NC 53 - 94: 1983	5	2	5	SL	50	30	20
	-Tipo B con riostras concéntricas	NC 53 - 94: 1983	3	2	3,5	30	12	12	NP
		R	Ωr	Cd	B	C	D	E	
					Nivel de Protección Sísmica				

Tabla 10 — Coeficientes y factores para el diseño de sistemas sismorresistentes

	Sistema estructural	Normas de Referencia	R	Ω_r	C_d	Límite de altura en metros			
						Nivel de Protección Sísmica			
						B	C	D	E
E4	SISTEMA DUAL								
	Pórticos de hormigón armado A								
	Con muros estructurales								
	- De hormigón armado A	NC 207: 2003	7	2,5	5,5	SL	SL	SL	SL
	- De mampostería reforzada A	NC 774: 2012	5,5	3	5	SL	SL	SL	SL
	Pórticos de acero Tipo A								
	- Con riostras excéntricas	NC 53 - 94: 1983	7	2,5	4	SL	SL	SL	SL
	- Con riostras concéntricas especiales	NC 53 - 94: 1983	7	2,5	5,5	SL	SL	SL	SL
E5	COLUMNAS VOLADIZAS O PÉNDULO INVERTIDO								
	De hormigón armado confinado	NC 207: 2003	2,5	1,2	2,5	12	12	12	12
	De estructura de acero con detalles sísmicos	NC 53 - 94: 1983	2,5	1,2	2,5	12	12	12	12
	De estructura de madera	NC 53- 179: 1988	1,5	1,5	1,5	12	12	12	12
			R	Ω_r	C_d	B	C	D	E
						Nivel de Protección Sísmica			
E6	OTRO TIPO								
	Clasificar como E5 o bien consultar Tabla 12.2.1 del ASCE 7-10								

NOTA: Sin límite (SL). No se permite (NP). Baja ductilidad (BD).

6.2 Parámetros para modelar la respuesta sísmica de los sistemas estructurales

Las solicitaciones sísmicas para diseñar los elementos de las estructuras y limitar las derivas se calcularán con el auxilio de los factores y coeficientes empíricos que se definen en esta sección.

6.2.1 Factor R

El Factor Genérico de Reducción de Respuesta Sísmica (R) depende de las características genéricas del sistema estructural seleccionado por los diseñadores. Su valor numérico se especifica en la Tabla 10.

6.2.2 Factor Ω_r

El Factor de sobre resistencia (Ω_r), se usará para incrementar la resistencia elástica de ciertos componentes críticos de una estructura según se indica en los apartados 6.4.3.2 y 6.4.3.3. Su valor numérico para cada sistema estructural se especifica en la Tabla 10.

6.2.3 Factor C_d

El Factor de Amplificación de Desplazamiento Post-elástico (C_d), se utilizará para estimar la máxima deriva elástica que puede incurrir una estructura a partir de la máxima deriva post-elástica admisible por especificación. Su valor numérico para cada sistema estructural se especifica en la Tabla 10.

6.2.4 Factor ρ

El Factor de Redundancia (ρ), castiga la carencia de redundancia estructural o la presencia de aspectos irregulares en la edificación que se proyecta. Su valor numérico será 1,0 o 1,3 según se indica en el Apartado 6.5.

6.2.5 Reporte de parámetros

Para cada proyecto, el diseñador estructural incluirá en la memoria de diseño estructural el resumen de los parámetros de respuesta sísmica de proyecto, incluyendo el método de análisis utilizado y el tipo de estudio geotécnico empleado.

6.3 Diafragmas de la estructura

6.3.1 Rigidez de losas y estructuras horizontales

El análisis estructural tomará en cuenta la rigidez de los diafragmas para generar un esquema realista de distribución de fuerzas horizontales a las estructuras con rigidez lateral.

6.3.2 Diafragmas infinitamente rígidos

Esta suposición podrá hacerse solamente si los pisos son losas de hormigón de más de 90 mm de espesor o losetas "toppings" de hormigón armado de más de 75 mm de espesor fundidas sobre lámina de metal o sobre prefabricados. La proporción del lado largo al lado corto del diafragma debe ser menor que 3.

6.3.3 Diafragmas sin rigidez

Los diafragmas se considerarán sin rigidez (e incapaces de transmitir fuerzas en su plano) si su distorsión en el plano del diafragma es igual o mayor a la deriva promedio de las estructuras sismorresistentes verticales, cuando el diafragma está sujeto a los cortantes que debería poder transferir. Se permitirá suponer que los enlaminados sin loseta y las cubiertas de madera son flexibles. Si se desea que estas cubiertas actúen como diafragma deberá demostrarse con cálculos.

6.4 Configuraciones estructurales regulares e irregulares

6.4.1 Irregularidad en planta

Las estructuras serán irregulares en planta si tienen una o más de las características enumeradas en la Tabla 11, en cuyo caso deberán cumplir con las disposiciones especiales del Apartado 6.4.3 señaladas en la misma Tabla.

6.4.2 Irregularidad en elevación

Las estructuras serán irregulares en elevación si tienen una o más de las características enumeradas en la Tabla 12, en cuyo caso deberán cumplir con las disposiciones especiales del Apartado 6.4.3 señaladas en la misma Tabla.

6.4.3 Disposiciones especiales para condiciones irregulares

6.4.3.1 Prohibiciones en estructuras irregulares

Para NPS E (Nivel de Protección E) no se permitirán irregularidades H1 - B, V1 - B, V5 - A ni V5 - B.

Para NPS D no se permitirá la irregularidad V5 - B excepto que la edificación tenga menos de 9 m sobre la base y además se aplique Ω_r como en 6.4.3.2.

6.4.3.2 Pisos débiles - casos extremos

La irregularidad tipo V5 - B queda limitada a estructuras con NPS B o NPS C. El piso que califica como "débil" resistirá Ω_r veces el cortante resultante del análisis.

6.4.3.3 Elementos que sostienen muros discontinuos

Las columnas, vigas, armaduras o losas que sostengan muros o pórticos de estructuras con irregularidades H4 o V4 deberán diseñarse para soportar Ω_r veces los resultados del análisis. Válido para todos los NPS.

6.4.3.4 Incremento de fuerzas de diseño en diafragmas

Las irregularidades H1 - A, H1 - B, H2, H3, H4 y V4 para NPS D o NPS E requieren que se incrementen en 25 % las fuerzas de diseño de las conexiones entre el diafragma y los muros o entre el diafragma y las columnas y además las fuerzas de diseño de los elementos colectores de cortante dentro de los diafragmas. Si por otro requisito debe usarse el magnificador Ω_r , entonces no se requiere el incremento de fuerza adicional de 25 %.

6.4.3.5 Magnificación de torsión accidental

Las irregularidades H1 - A para NPS C, NPS D, NPS E y H1 - B para NPS C o NPS D requieren que se magnifique la componente accidental del giro en cada piso conforme se especifica en el Apartado 6.7.3.3. No se requiere aplicar la magnificación en cada piso si la excentricidad accidental se incluye en el análisis modal conforme se describe en el Apartado 6.8.2.3.

6.4.3.6 Estructuras con ejes no paralelos

La irregularidad tipo H5 requiere que la estructura se modele tridimensional sin importar su altura o número de pisos. A pesar de la irregularidad generada por ejes no paralelos, si la estructura tiene redundancia suficiente, aún podría cumplir con el Apartado 6.5.2 inciso 1.

Tabla 11 — Características irregulares en planta¹

Tipo de irregularidad	Descripción	Nivel de Protección al que aplica	Sección de referencia
H1 - A	<u>Giro mayor de diafragma:</u> En la dirección de la carga lateral, la deriva en un extremo es mayor que 1,5 veces la deriva en el otro extremo.	D, E	6.4.3.4 • 6.6.5
		C, D, E	6.4.3.5 • 6.6.5
		B, C, D, E	6.6.5
H1 - B	<u>Giro extremo del diafragma:</u> En la dirección de la carga lateral, la deriva en un extremo es mayor que 2,3 veces la deriva en el otro extremo.	E	6.4.3.1 *
		D	6.4.3.4 • 6.6.5
		C, D	6.4.3.5 • 6.6.5
		B, C, D	6.6.5
H2	<u>Esquina entrante:</u> Al menos una esquina del diafragma está recortada más de 25 % en la dirección de análisis.	D, E	6.4.3.4 • 6.6.5
H3	<u>Diafragma discontinuo:</u> El diafragma tiene menos del 50 % del área del rectángulo que circunscribe al piso o si cambia la rigidez en más de 50 % de un piso al siguiente.	D, E	6.4.3.4 • 6.6.5
H4	<u>Desfase lateral:</u> Un muro o pórtico o columna se interrumpe y se reanuda total o parcialmente hacia un lado.	D, E	6.4.3.4 • 6.6.5
		B, C, D, E	6.4.3.3 Ω _r
		B, C, D, E	6.6.5
H5	<u>Sistema no - paralelo:</u> Cuando hay uno o más marcos o muros que no son paralelos a los ejes principales de la estructura.	D, E	6.6.5
		B, C, D, E	6.4.3.6
		B, C, D, E	6.9.2.4
NOTA 1: La Tabla no aplica a estructuras sin diafragma o con diafragma sin rigidez. *: Irregularidad prohibida para el NPS indicado. •: Precaución especial para el NPS indicado. Ω _r : La irregularidad requiere aplicar Ω _r para resolverla.			

Tabla 12 — Características irregulares en elevación

Tipo de irregularidad	Descripción	Nivel de Protección al que aplica	Sección de referencia
V1 - A	<u>Piso suave:</u> La rigidez lateral de un piso es menor que el 70 % de la rigidez del piso de encima; o menor que el 80 % de la rigidez promedio de los tres pisos encima ¹ .	D, E	6.6.5
V1 - B	<u>Piso suave (caso extremo):</u> Rigidez lateral de un piso es menor que el 60 % de la rigidez del piso de encima; o menor que el 70 % de la rigidez promedio de los tres pisos encima ¹ .	D	6.6.5
		E	6.4.3.1 *
V2	<u>Masa irregular verticalmente:</u> El peso sísmico de un piso es más del 150 % del peso sísmico de cada piso adyacente.	D, E	6.6.3 6.6.5
V3	<u>Geometría vertical escalonada:</u> La dimensión horizontal de la mitad o más de los pórticos se reduce en más de 75 %.	D, E	6.6.5
V4	<u>Discontinuidad en plano vertical:</u> Uno de los sistemas sismorresistentes verticales sufre un desfase o reducción en capacidad o rigidez lateral.	B, C, D, E	6.4.3.3 Ω_r
		D, E	6.4.3.4 • 6.6.5
V5 - A	<u>Piso débil:</u> La resistencia del piso es 80 % o menos que la resistencia del piso superior ² .	D	6.6.5
		E	6.4.3.1 *
V5 - B	<u>Piso débil (caso extremo):</u> La resistencia del piso es 65 % o menos que la resistencia del piso superior ² .	D, E	6.4.3.1 *
		B, C	6.4.3.2 Ω_r 6.6.5
NOTA 1: Para verificar esta condición se puede hacer un análisis estático equivalente de ensayo y comparar las derivas unitarias en los pisos (para este chequeo no importa el valor absoluto de las derivas): la rigidez lateral es directamente proporcional a las derivas unitarias elásticas (Ver Capítulo 7).			
NOTA 2: Para verificar esta condición en forma preliminar rápida se puede sumar en la dirección de interés las secciones de todos los elementos capaces de recolectar carga lateral y comparar los totales en los pisos verificados; en caso necesario se podrá detallar más el chequeo tomando en cuenta los refuerzos de cortante.			
*: Irregularidad prohibida para el NPS indicado.			
•: Precaución especial para el NPS indicado.			
Ω_r : La irregularidad requiere aplicar Ω_r para resolverla.			

6.5 Redundancia estructural

6.5.1 Redundancia potencialmente insuficiente

A estructuras con NPS D y NPS E se les aplicará un factor $\rho = 1,3$ en previsión de falta de redundancia. Estructuras con un NPS menor pueden diseñarse con $\rho = 1,0$.

6.5.2 Comprobación de redundancia

Si se comprueba que hay suficiente redundancia se permitirá que el factor ρ sea 1,0 para NPS D y NPS E, lo que aplicará si se da al menos uno de estos dos casos:

- 1) Cada piso de la estructura que deba resistir más del 35 % del cortante basal de diseño en la dirección de interés cumple con todos los requisitos de la Tabla 13.
- 2) Estructuras sin irregularidades tipo H que tengan al menos 2 tramos de pórtico en cada costado del perímetro en los pisos que estén sujetos a más del 35 % del corte basal de diseño; si lo que hay en la periferia son muros, el número equivalente de tramos por muro será la longitud del muro dividida por la altura de entrepiso redondeada a cero decimales.

NOTA: El procedimiento indicado puede parecer intrincado, sin embargo, se observará que cuando exista la condición 2, ésta será muy fácil de identificar.

Tabla 13 — Requisitos para redundancia adecuada de cada piso que deba resistir más del 35 % de V_B de diseño

Elemento sismorresistente	Requisito
Pórtico arriostrado	Pérdida de las riostras de un tramo no sobrecarga en más de 33 % el total de los elementos restantes ni se genera problema H1 - B.
Pórtico con conexiones resistentes a momento	Pérdida de momentos flectores en ambos extremos de una sola viga no sobrecarga en más de 33 % el total de los elementos restantes del piso ni se genera problema H1 - B.
Muro o panel $h/L > 1,0$ (Ver NOTA 1)	Pérdida de un muro o panel no debilita más de 33 % el piso ni se genera problema H1 - B (anular la rigidez lateral).
Muro o panel $h/L \leq 1,0$ (Ver NOTA 1)	Pérdida del 50 % de la rigidez de análisis del muro o panel no sobrecarga en más de 33 % el total de los elementos restantes del piso ni se genera problema H1 - B (Ver NOTA 2).
Columna voladiza	Pérdida de momento en la base de una columna no sobrecarga en más de 33 % el total de los elementos restantes del piso ni se genera problema H1 - B.
Otro	No hay requisito.
NOTA 1: En muros sin aberturas, "h" es la altura piso a piso y "L" es la longitud horizontal. En muros con aberturas investigar los paneles junto a la abertura donde "h" es la altura de la abertura y "L" la distancia de la abertura al borde del muro. NOTA 2: En el análisis básico el muro tendrá una rigidez lateral disminuida por fracturación; deberá suponerse el 50 % de esa rigidez disminuida.	

6.5.3 Casos a los que no aplica el factor p

El factor no aplicará en los casos listados a continuación donde p se tomará como 1,0.

- 1) Estructuras con NPS B o NPS C;
- 2) Cálculos de derivas y efectos P-delta;
- 3) Cálculos de componentes no estructurales;
- 4) Todos los componentes estructurales donde deba aplicarse el factor Ω_r (Ω_r y p no son acumulativos aunque Ω_r tiene precedencia). Esto no exime al resto de los componentes estructurales de la posible aplicación de $p > 1$.

6.6 Modelos estructurales

6.6.1 Generalidades

Las estructuras se analizarán con modelos matemáticos tridimensionales para determinar acciones en los elementos y desplazamientos estructurales causados por cargas externas, deformaciones auto inducidas y deformaciones aplicadas. Los modelos deberán incluir la resistencia y la rigidez de todos los componentes relevantes.

Adicionalmente, los modelos matemáticos para hormigón armado y mampostería reforzada deberán incluir reducciones de rigidez para modelar las situaciones de sección fracturada, conforme a los lineamientos específicos en la NC 207 y la NC 774. También considerarán los efectos del tamaño finito de las juntas entre las vigas y sus soportes.

Los modelos matemáticos para acero estructural podrán considerar los efectos del tamaño finito de las juntas entre las vigas y sus soportes, siempre que incluyan su distorsión como contribución a las derivas laterales.

Los modelos tridimensionales tomarán en cuenta y serán compatibles con las suposiciones de rigidez de diafragmas del Apartado 6.3.1, conforme a la NC 53 - 94: 1983.

NOTA: El apropiado tratamiento de la rigidez de los elementos es de la mayor importancia para evaluar las derivas de la edificación; una sobre estimación de la rigidez conduce a una sub estimación de las derivas y por tanto una sub estimación del potencial de daño secundario o colateral en la eventualidad del sismo. En el caso contrario, una sobre estimación de la flexibilidad tiene menos impacto sobre la estimación de fuerzas internas que son proporcionales a las rigideces relativas y no a las absolutas y porque las fuerzas sísmicas internas están intencionalmente controladas por formulaciones empíricas que salvaguardan que los resultados sean accidentalmente (o intencionalmente) menores de lo debido. De hecho, cuando los cortantes basales pronosticados por el modelo matemático sean mayores que los estimados empíricos, lo probable es que haya un error en el modelo; el analista debe estar atento a esta eventualidad. Finalmente, es importante tomar en cuenta el tamaño finito de las uniones viga-columna ya que este es un reductor confiable de los estimados de derivas laterales.

6.6.2 Casos de modelos simplificados

Estructuras que califiquen para análisis y diseño simplificados están cubiertas en la presente norma y podrán analizarse como pórticos planos u otras estructuras planas, independientes entre sí en cada dirección de análisis.

En el caso de modelos planos el análisis debe incluir para cada uno de los ejes ortogonales todos los modos de vibración con periodo de vibración mayores de 0,4 s y como mínimo los tres de periodo más alto.

6.6.3 Peso sísmico efectivo (W_s)

El peso W_s incluirá como mínimo la carga permanente (muerta) total de la edificación y el 25 % de la carga de uso (viva) que no califica como reducible. Podrá no incluirse el 25 % de las cargas de uso en estacionamientos, aunque sean no reducibles. Se deberán incluir otras cargas de uso que estén rígidamente ancladas a la estructura.

6.6.4 Base de la estructura

Es el nivel al cual se supone que los movimientos horizontales del suelo producidos por un sismo se imparten a la edificación. En estructuras con sótanos la "base" puede no ser la misma que el nivel donde se apoyan las columnas. Quedará al buen criterio del analista decidir el nivel en el cual modelará las restricciones horizontales y decidir si evalúa modelos alternos variando la altura de la base para obtener una envolvente de estimaciones.

NOTA: En estructuras con sótanos es frecuente suponer que la base está a la altura del piso del primer sótano (o aún más alta) para los estimados empíricos de cortante basal y suponer soportes flexibles hacia abajo en los sótanos para no sub-estimar las acciones de volteo. Decidir la localización de la base de la estructura es un proceso parcialmente subjetivo.

6.6.5 Procedimientos para el análisis sísmico

Podrá utilizarse un análisis sísmico con fuerzas estáticas equivalentes en los siguientes casos:

- Para analizar estructuras con nivel de protección B o C
- Edificios ordinarios y utilitarios de hasta 3 niveles sobre la base.
- Estructuras sin ninguna irregularidad en planta o en elevación conforme a las Tabla 11 y Tabla 12 y que no excedan 50 m de altura sobre la base.
- Estructuras que no excedan 30 m aunque tengan irregularidades, siempre que no sean de tipo H1 o V1. Tampoco V2 o V3 cuando los cambios de referencia sean incrementales hacia arriba.

En los demás casos deberá utilizarse un análisis de respuesta modal espectral, descrito en el Apartado 6.8 de esta Norma. Si se cuenta con los acelerogramas apropiados, podrá acometerse

un análisis paso a paso de respuesta dinámica lineal o no-lineal. En general, se permitirá la utilización de estos métodos de análisis para cualquier caso.

Los cortantes basales estáticos equivalentes se calcularán en todos los casos ya que sirven de referentes de calibración para las fuerzas de diseño y para las derivas aunque no se utilice el análisis estático para obtener los resultados.

Para el análisis paso a paso se deberán tomar en cuenta las consideraciones siguientes:

- 1) Se deberán usar no menos de cuatro acelerogramas de eventos sísmicos específicos reales, independientes entre sí, con magnitud, mecanismo focal y distancia a la falla, consistentes con las fallas que controlan el sismo de diseño de la localidad donde estará ubicada la estructura. También podrán usar registros artificiales siempre y cuando se cumpla con los requerimientos establecidos. Los niveles de aceleración pico deberán ser iguales o mayores a los establecidos en el *mapa de isoaceleraciones* de la Figura 1, dependiendo de la categoría ocupacional de la obra.
- 2) Las ordenadas del espectro promedio, resultante de los registros utilizados con un 5 % de amortiguamiento en el intervalo 0,2 T y 1,5 T, no serán menores que las del espectro dado en el Apartado 4.5, después de haber sido considerados los efectos de sitio, establecidos en los Apartado 4.3 y Apartado 4.4.
- 3) Se deberá tener en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura.

El análisis estático no-lineal de carga incremental "pushover" puede utilizarse en todos los casos como referente y para identificar puntos de problema, aunque por el momento no se utilice como método independiente de análisis. La fuerza máxima total aplicada deberá ser al menos igual al Cortante Basal, definido en el Apartado 6.7.

6.6.6 Filosofía y objetivos del diseño por desempeño

El primer paso en la ingeniería basada en el desempeño, es la selección de los objetivos del desempeño sísmico para el diseño. Estos corresponden a expresiones de acoplamiento entre los niveles de desempeño deseados para una estructura y el nivel de movimiento sísmico esperado. Para seleccionar estos objetivos, es necesario tener en cuenta factores tales como: la ocupación, la importancia de las funciones que ocurren dentro de la estructura, consideraciones económicas, incluyendo el costo de reparación y el costo de la interrupción de las actividades que se realizan en su interior y consideraciones de la importancia de la estructura como por ejemplo una fuente de patrimonio histórico y cultural.

Para los fines de esta norma se considerará como un diseño por desempeño, el que predefine los niveles de daños para los cuales se desea analizar una estructura en zonas sísmicas (Ver Tabla 14).

6.6.6.1 Niveles de amenaza definidos

Para aplicar este método en la presente Norma se dispone del *mapa de isoaceleraciones* espectrales S_s y S_1 para los niveles de amenaza o peligro sísmico definidos en el Apartado 4.5:

- a) Nivel de amenaza alta para sismos frecuentes (SF)
- b) Nivel de amenaza moderada para sismos ordinarios (SO)
- c) Nivel de amenaza baja para sismos severos (SS)
- d) Nivel de amenaza muy baja para sismos extremos (SE)

La filosofía en que se basa este método implica el diseño, evaluación, construcción, supervisión y el mantenimiento del edificio y de las facilidades que forman las áreas comunes y los equipos mecánicos de los edificios, cuando estos son sometidos a sollicitaciones sísmicas comunes y/o extremas. Está basado en la premisa de que este comportamiento puede predecirse y evaluarse de forma confiable en función de las necesidades y decisiones, pero nunca los niveles de diseño serán menores de los establecidos en el Apartado 6.7 de esta Norma.

6.6.6.2 Niveles de diseño por razones económicas y de seguridad

En el Método de Diseño por Desempeño se pueden predefinir diversos niveles de diseño motivados por asuntos económicos y de seguridad. Para este reglamento se establecen cuatro niveles de diseño que son: ocupación inmediata, continuidad de operación con daños menores, seguridad de vida y prevención de colapso.

Ocupación Inmediata - Supone que la edificación puede seguir operando luego de ocurrido un sismo y los elementos estructurales se mantendrán trabajando en el rango elástico. Los elementos no estructurales y el equipamiento no sufrirán ningún tipo de daño.

Continuidad de operación con daños menores - Este nivel de diseño supone que la edificación puede seguir operando después de la ocurrencia de un sismo. Los elementos estructurales y el equipamiento no sufrirán daños, aunque los elementos no estructurales podrán tener daños menores.

Seguridad de vida - Los elementos estructurales pueden sufrir daños localizados en puntos especificados que pueden ser reparables. En todos los casos no se producirán fallas que pongan en el peligro la vida de los ocupantes.

Prevención de colapso - Se refiere al diseño de las edificaciones en las que se permite que los elementos estructurales y no estructurales puedan sufrir daños importantes sin llegar al colapso. En este caso el nivel de daños en los elementos estructurales es tan importante que no es reparable.

Tabla 14 — Niveles de desempeño

		Nivel de desempeño sísmico			
		Ocupación inmediata	Operativo	Seguridad de vida	Prevención de colapso
Nivel de demanda sísmica	Sismo Frecuente 20 % en 50 años (PR = 225 años)				
	Sismo Ordinario 10 % en 50 años (PR = 475 años)				
	Sismo Severo 5 % en 50 años (PR = 808 años)				
	Sismo Extremo 3 % en 50 años (PR = 1642 años)				



Ordinarias o normales



Importantes y esenciales



Críticas



Desempeño inaceptable

6.7 Análisis estático equivalente

6.7.1 Definición

El Método de la Carga Sísmica Estática Equivalente permite que las solicitaciones sísmicas sean modeladas como fuerzas estáticas horizontales (y también verticales) aplicadas externamente a lo alto y ancho de la edificación. La cuantificación de la fuerza equivalente es semi - empírica. Está basada en un espectro de diseño sísmico definido en el Capítulo 4 de esta Norma, la masa "efectiva" de la edificación, las propiedades elásticas de la estructura y el cálculo empírico del período fundamental de vibración de la edificación, según lo definido en este Capítulo.

El Método Estático Equivalente también será un instrumento de calibración. Sus principales resultados se utilizarán como valores de comparación al aplicar cualquiera de los demás métodos para cuantificar las solicitaciones sísmicas.

NOTA: La razón de tener que recurrir siempre al método estático equivalente es que no hay certeza de que los modelos analíticos de la estructura desnuda de una edificación logren pronosticar acertadamente la respuesta sísmica real de esa edificación (que además de la estructura matemáticamente modelable contiene componentes aleatoriamente instalados que alteran el comportamiento vibratorio). Los modelos analíticos generalmente subestiman la respuesta sísmica y se hace necesario utilizar el calibrador empírico para obtener resultados eficaces.

6.7.1.1 Cortante basal al límite de cedencia

El total de las fuerzas sísmicas equivalentes que actúan sobre la edificación en cada dirección de análisis, se representará por medio del Cortante Estático Equivalente al Límite de Cedencia en la base de la estructura o simplemente Cortante Basal Estático a Cedencia (V_B):

$$V_B = C_s W_s \quad (\text{ecuación 19})$$

Donde:

W_s : Parte del peso de la edificación definida en el Apartado 6.6.3

C_s : Coeficiente sísmico de diseño definido en el Apartado 6.7.1.2

6.7.1.2 Coeficiente sísmico al límite de cedencia (C_s)

El coeficiente sísmico (C_s) en cada dirección de análisis se establecerá de la manera siguiente:

$$C_s = \frac{S_a(T)}{R} \quad (\text{ecuación 20})$$

Donde:

$S_a(T)$: Demanda sísmica de diseño para una estructura con periodo T obtenida del espectro de diseño sísmico establecido para el sitio en el Apartado 4.5 y calibrado según la probabilidad de ocurrencia requerida y utilizada aquí como una fracción de g .

R : Factor de reducción que se obtiene en el Apartado 6.2.1 de esta Norma.

T : Periodo fundamental de vibración de la estructura según el Apartado 6.7.1.4 o el Apartado 6.7.1.5.

NOTA: Obsérvese que en la ecuación 20 no está explícito el tradicional factor de importancia. El factor de importancia queda implícito al seleccionar la probabilidad de ocurrencia de $S_a(T)$.

6.7.1.2.1 Valores mínimos y máximos de C_s

Se verificará que C_s de la ecuación 20 cumpla con lo siguiente:

Valores mínimos:

$$C_s \geq 0,044 \quad S_{DS} \geq 0,01 \quad (\text{ecuación 20 a})$$

Adicionalmente, para construcciones ubicadas donde S_1 es igual o mayor que 0,6 g, el coeficiente C_s no será menor que:

$$C_s \geq 0,5 S_1/R \quad (\text{ecuación 20 b})$$

Valores máximos:

$$C_s \leq \frac{S_{D1}}{T \cdot R} \quad \text{para } T \leq T_L \quad (\text{ecuación 20 c})$$

$$C_s \leq \frac{S_{D1}}{T^2 \cdot R} \quad \text{para } T > T_L \quad (\text{ecuación 20 d})$$

6.7.1.3 Caso especial (permite reducción de espectro)

Si el periodo fundamental T calculado conforme al apartado 6.7.1.4 es igual o menor que 0,50 s y si la estructura tiene 5 niveles o menos sobre la base y solamente si califica como regular en planta y en elevación conforme al Apartado 6.4 de esta norma, entonces se permite volver al Apartado 4.5 y calcular nuevamente la meseta del espectro $S_a(T)$ con base en $S_s = 1,5$ en aquellos casos en que S_s exceda 1,5.

6.7.1.4 Periodo de vibración empírico (T_a)

6.7.1.4.1 El periodo fundamental de vibración de una edificación se estimará en forma empírica y genérica como:

$$T_a = C_T (h_n)^x \quad (\text{ecuación 21})$$

Donde:

h_n : Altura total del edificio en metros, desde la base definida en el Apartado 6.6.4 y según el sistema estructural se dan los siguientes 5 casos de la ecuación 21.

- a) $C_T = 0,049$, $x = 0,75$ para sistemas estructurales E1, E3, E4 o E5;
- b) $C_T = 0,047$, $x = 0,90$ solamente para sistemas estructurales E2 de hormigón armado que sean abiertos o con fachadas de vidrio o paneles livianos y pocas particiones rígidas (Ver NOTA 1);
- c) $C_T = 0,047$, $x = 0,85$ para sistemas E2 de hormigón armado con fachadas rígidas (Ver NOTA 2) o que no cumplan con el párrafo anterior;
- d) $C_T = 0,072$, $x = 0,80$ solamente para sistemas estructurales E2 de acero que sean abiertos o con fachadas de vidrio o paneles livianos y pocas particiones rígidas (Ver NOTA 3);

e) $C_T = 0,072$, $x = 0,75$ para sistemas E2 de acero rigidizados (Ver NOTA 4).

NOTA 1: Las particiones rígidas de hormigón o de mampostería parcialmente reforzada con conexión piso al techo, deberán estar en proporción menor a $1/3$ de m^2 levantado por m^2 de área bruta de piso; si hay sillares de altura parcial no estarán en el plano de los soportes.

NOTA 2: Las fachadas rígidas incluyen las de mampostería reforzada y las de paneles prefabricados de hormigón, porque aún las juntas entre paneles calificadas de flexibles proveen suficiente rigidez para acortar los períodos de vibración.

NOTA 3: Igual a NOTA 1.

NOTA 4: El calificativo "rigidizado" incluye la presencia de riostras estructurales o casos en que no se cumpla la NOTA 1.

6.7.1.4.2 Para sistemas estructurales E1, E3 o E4, el periodo aproximado puede electivamente calcularse como:

$$T_a = \frac{0,0019}{\sqrt{C_w}} h_n^{0,85} \quad (\text{ecuación 22 a})$$

$$C_w = \frac{9,30}{A_B} \sum_{i=1}^x \left[\left(\frac{h_n}{h_i} \right)^2 \frac{A_i}{\left[1 + 0,83 \left(\frac{h_i}{D_i} \right)^2 \right]} \right] \quad (\text{ecuación 22 b})$$

$$T_a (\text{ecuación 21 a}) \leq T_a \leq T_a (\text{ecuación 21 c}) \quad (\text{ecuación 22 c})$$

Donde:

h_n : Altura de la estructura sobre la base

x : Número de muros estructurales en la dirección de análisis

h_i : Altura total del muro "i" sobre la base

A_i : Área del alma del muro "i" en metros cuadrados

D_i : Longitud del alma del muro "i"

A_B : Área de la planta de la estructura en metros cuadrados

6.7.1.5 Cálculo del periodo de vibración mediante fórmula analítica

El periodo fundamental de vibración T_F , en cada dirección de análisis, se podrá electivamente calcular con un método analítico debidamente sustentado. Un método apropiado es el de Rayleigh dado por:

$$T_F = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (W_i u_i^2)}{g \sum_{i=1}^n (F_i u_i)}} \quad (\text{ecuación 23})$$

Donde:

W_i : Peso sísmico efectivo del nivel "i"

u_i : Desplazamiento lateral del centro de masa del nivel "i". Estos desplazamientos laterales se pueden calcular ignorando los efectos de giro de la planta

F_i : Fuerza estática equivalente para el nivel "i"

g : Aceleración debida a la gravedad ($9,81 \text{ m/s}^2$)

6.7.1.6 Selección del periodo T para usar en el diseño estructural

Los periodos T que se utilizarán con el método estático equivalente en la ecuación (20) en cada dirección de análisis podrán ser:

- Directamente los periodos empíricos T_a calculados con el apartado 6.7.1.4.1;
- Para sistemas estructurales E1, E3 o E4 con muros de concreto reforzado o mampostería reforzada podrá recurrirse al periodo T_a obtenido con el apartado 6.7.1.4.2;
- Los periodos analíticos T_F calculados con el apartado 6.7.1.5 limitados conforme a la ecuación 24.

$$T = T_F \leq 1,4 * T_a \quad (\text{ecuación 24})$$

6.7.2 Distribución vertical de las fuerzas sísmicas

El cortante basal de cedencia (V_B) se distribuirá a lo alto del edificio de acuerdo con

$$F_x = C_{vx} V_B \quad (\text{ecuación 25})$$

Donde:

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n (W_i h_i^k)} \quad (\text{ecuación 26})$$

F_x : Fuerza horizontal que actúa en el nivel "x" de la edificación;

h_x : Altura del nivel "x" sobre la base;

$k = 1$, para $T \leq 0,5$ s

$k = 0,75 + 0,5 T$, para $0,5 < T \leq 2,5$ s

$k = 2$, para $T > 2,5$ s

T : Periodo fundamental de la estructura en segundos según la dirección considerada

Los términos W_x , W_i , h_x y h_i han sido previamente definidos.

6.7.3 Distribución horizontal de las fuerzas sísmicas

6.7.3.1 Distribución directa

La fuerza sísmica (V_x) acumulada desde arriba hasta el nivel "x" se distribuirá a los diversos miembros verticales del sistema sismorresistente que están en el piso debajo del nivel "x", tomando en cuenta las rigideces relativas de esos miembros verticales y las del diafragma en el nivel "x". El diseñador estructural tomará en cuenta las rigideces finitas del diafragma en el análisis, excepto que pueda justificar el empleo de un modelo analítico de diafragma infinitamente rígido demostrando que los diafragmas son considerablemente más rígidos que los pórticos estructurales.

En el proceso de distribuir las fuerzas sísmicas se tomará en cuenta el momento de giro causado por la excentricidad del centro de masa del entrepiso respecto de su centro de rigidez cuando el diafragma tenga rigidez. En casos de diafragmas flexibles las fuerzas inerciales se aplicarán según la posición de las masas que las generan.

6.7.3.2 Excentricidad accidental

Cuando los diafragmas son rígidos se deberá considerar además una excentricidad accidental adicional a la excentricidad inherente que se determinará de la siguiente forma:

a) Para fuerzas aplicadas paralelas a alguna de las direcciones de análisis, se sumará al momento inherente de torsión un momento de torsión accidental (M_{ta}) producto de la fuerza inercial (V_x) multiplicada por una excentricidad accidental igual al 5 % de la dimensión del nivel. La dimensión será la que es perpendicular a las fuerzas consideradas;

b) Las fuerzas que estuvieran aplicadas en direcciones arbitrarias se descompondrán en las direcciones de análisis y se aplicarán las excentricidades correspondientes en cada dirección.

6.7.3.3 Amplificación dinámica

En estructuras con Nivel de Protección Sísmica C y mayor y que además tengan irregularidad en Planta H1 - A y H1 - B, definidas en la Tabla 11, se amplificará el giro torsional accidental que se aplica a cada nivel de la estructura.

El factor de amplificación es:

$$A_t = \left[\frac{\delta_{m\acute{a}x}}{1,2\delta_m} \right]^2 \quad \text{tal que } 1,0 \leq A_t \leq 3,0 \quad (\text{ecuación 27})$$

(Ver Figura 4).

La excentricidad accidental torsional se incrementará de 0,05 a (0,05 x A_t).

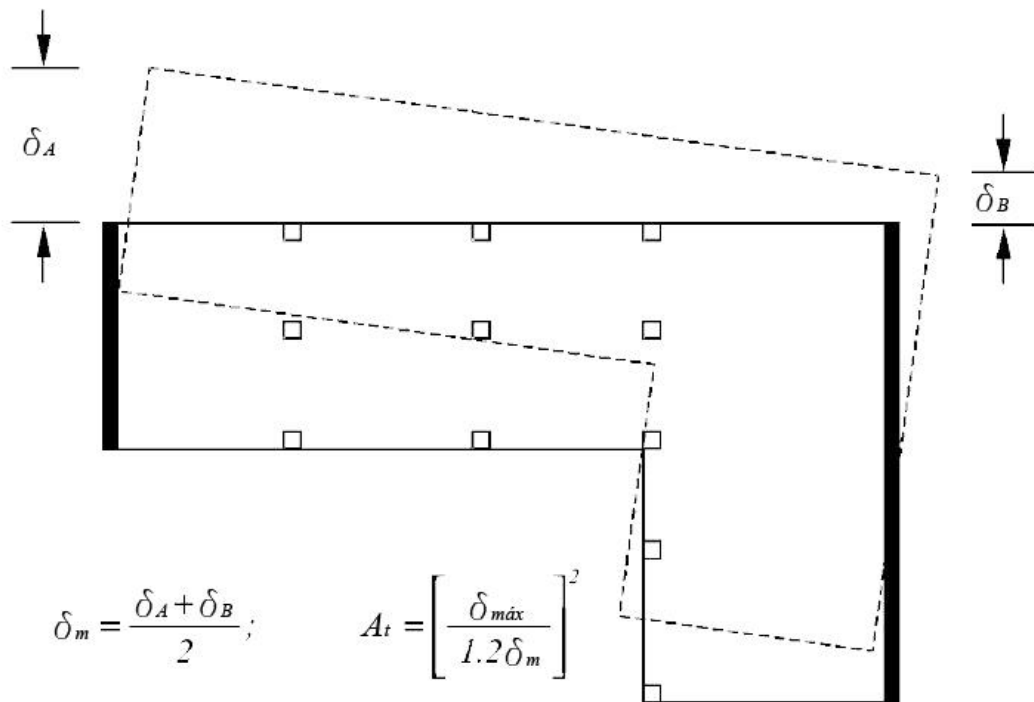


Figura 4 — Factor de amplificación torsional sísmica

6.7.3.4 Dirección de las fuerzas estáticas equivalentes

Las fuerzas se aplicarán conforme se indica en los Apartado 6.9.1 y Apartado 6.9.2 de esta norma.

6.7.4 Volteo

Toda edificación se diseñará para resistir los efectos de volteo causado por las fuerzas sísmicas especificadas en el Apartado 6.7.2.

6.7.5 Cálculo de desplazamientos laterales provocados por un sismo

Los límites de las derivas laterales de la estructura cuando la misma está sujeta al sismo de diseño se especifican en el Capítulo 7 de esta norma. En esta sección se especifica la forma de calcular las derivas al límite de cedencia cuando se utiliza el método estático equivalente.

6.7.5.1 Espectro para calcular los desplazamientos

Los desplazamientos laterales se calcularán con base en un análisis lineal elástico de la estructura sujeta al coeficiente C_s de la ecuación 20, según el apartado 6.7.1.2.

En el espectro de diseño $S_a(T)$ puede obviarse la aplicación de la ecuación (20 a)

6.7.5.2 Periodo a utilizar en el espectro

Se puede utilizar el periodo T_F de la ecuación 23 sin aplicar la limitación especificada en la ecuación 24.

6.7.5.3 Desplazamientos al límite de cedencia

Los desplazamientos δ_{cx_i} y δ_{cy_i} se calcularán para todos los nodos "i" del modelo estructural planteado conforme a el Apartado 6.6 sujeto a las solicitaciones en X y en Y derivadas del espectro del apartado 6.7.5.1.

Éstos son los desplazamientos que se compararán en el Capítulo 7 con límites permisibles de deformación lateral. En caso que estos desplazamientos no satisfagan los requerimientos se hará otra iteración de análisis desde el inicio del Capítulo 6.

6.7.5.4 Efectos P - delta

Los desplazamientos laterales calculados conforme a los requisitos de esta sección podrían tener que modificarse para tomar en consideración los efectos P - Δ , en los casos que éstos apliquen conforme al Apartado 7.6.

6.8 Método de análisis modal espectral

Los símbolos usados en este método de análisis tienen el mismo significado que en el Apartado 6.7, excepto que se añade el subíndice "m" que lo refiere al modo de vibración "m".

6.8.1 Aplicación

Este método tiene aplicación general, tanto para las estructuras que deben analizarse por métodos dinámicos conforme a los Apartados 6.1 al Apartado 6.6, como para aquellas que pudieran analizarse conforme al Apartado 6.7.

6.8.2 Análisis estructural

6.8.2.1 Objetivo del análisis. Periodos y modos de vibración

El objetivo del análisis será determinar los modos naturales de vibración de la estructura modelada en 3 dimensiones y los respectivos periodos de vibración. Para lograr una aceptable evaluación de los periodos de vibración de la estructura se seguirán las directrices de modelación y cálculo de rigideces enumeradas en el Apartado 6.6.

6.8.2.2 Modelo estructural

Para la aplicación del método de análisis modal, se recurrirá a una herramienta de análisis que tenga una capacidad total de modelar en 3 dimensiones.

NOTA: En teoría, es posible aplicar el método de análisis modal con modelos analíticos simplificados que analicen una sola dirección a la vez o bien combinando modelos simplificados en 2 direcciones. Sin embargo, la disponibilidad actual de herramientas de modelado y análisis totalmente tridimensionales hacen innecesario que la norma se ocupe de tener que regular simplificaciones y de que haya que validar procedimientos que ya están bien establecidos y validados en "software" comercial. Sí se permiten herramientas simplificadas en los casos en que se permiten diseños simplificados (Ver NC 207; NC 774; NC 53 - 94) y en el Apartado 6.6.2 de esta norma.

6.8.2.3 Masa de análisis

La masa total de análisis será la que corresponde al peso sísmico efectivo especificado en el Apartado 6.6.3.

El analista deberá decidir a qué nodos del modelo estructural se les distribuirá la masa de análisis. En primera instancia se podrá distribuir entre nodos con grados de libertad horizontales que coincidan con zonas de concentración de masa, por ejemplo, los entresijos, siempre y cuando la masa intermedia sea correctamente reasignada a las zonas de concentración. El diseñador estructural deberá decidir en qué casos es apropiado distribuir la masa entre todos los nodos con grados de libertad horizontales.

Asimismo, en primera instancia se podrán obviar los modos de vibración verticales. Sin embargo, el diseñador estructural debe decidir en qué casos es apropiado asignar masa a grados de libertad verticales.

NOTA: En estas normas se aplica a las estructuras una componente vertical de sismo estática equivalente, independientemente de la metodología de análisis. No es necesario que el análisis modal se extienda a vibraciones verticales para diseñar la resistencia de la estructura. El análisis de modos de vibración vertical puede hacerse necesario para evaluar vibraciones ambientales y de tráfico en estructuras de grandes luces.

6.8.2.4 Excentricidades

Además de la excentricidad inherente del centro de masa respecto al centro de rigidez, deberá considerarse una excentricidad accidental conforme al apartado 6.7.3.2.

Cuando se utiliza el método de análisis modal no es necesario considerar la amplificación definida en el apartado 6.7.3.3.

6.8.2.5 Metodologías de análisis modal

Los valores característicos y vectores característicos de la estructura que resultan del análisis modal son los periodos de vibración (valores T_m) y las formas geométricas de vibración (vectores $\phi_{i,m}$). Son propios de la estructura y dependen únicamente de su configuración, rigidez y masa. Se utilizarán procedimientos de análisis dinámicos bien establecidos en ingeniería estructural.

NOTA: Los métodos de Ritz o de eigen valores son los más frecuentemente utilizados.

6.8.3 Respuesta modal - Primera iteración

6.8.3.1 Espectro sísmico para diseño

El espectro para diseño será el obtenido con el Apartado 4.5.2;

6.8.3.2 Coeficientes sísmicos

El coeficiente de diseño sísmico C_{sm} , para cada modo de vibración se calculará mediante:

$$C_{sm} = \frac{S_a(T_a)}{R} \quad (\text{ecuación 28})$$

Donde:

$S_a(T_m)$: Ordenada del espectro sísmico de diseño que corresponde al periodo T_m del modo "m". El espectro de diseño sísmico será el establecido para el sitio en el Apartado 4.5 de esta norma y calibrado según la probabilidad de ocurrencia seleccionada o requerida

R: Factor de reducción de respuesta sísmica de la Tabla 10 de esta norma

C_{sm} : Coeficiente sísmico a cedencia, también llamado coeficiente sísmico de diseño para el modo "m"

NOTA: Nótese que el tradicional factor de importancia queda implícito en la selección de espectro según el Apartado 4.5.1 de esta norma.

6.8.3.3 Factor de participación modal y cortante basal del modo "m"

Excepto que se utilice otro procedimiento bien establecido en ingeniería estructural la fracción de participación de la masa total en cada modo en particular se calculará como:

$$M \beta_m = \frac{\left(\sum_{i=1}^n M_i \phi_{i,m} \right)^2}{\sum_{i=1}^n M_i (\phi_{i,m})^2} \quad (\text{ecuación 29})$$

$$V_{Bm} = C_{Sm} M \beta_m g \quad (\text{ecuación 30})$$

Donde:

$\phi_{i,m}$: Amplitud relativa del desplazamiento del grado de libertad "i" de la estructura cuando vibra en el modo "m". Se obtiene de los propios resultados del análisis modal

M_i : Masa sísmica del grado de libertad "i", como se indica en el apartado 6.8.2.3

n: Número de grados de libertad asociados con masas que se consideran en el modelo de la estructura

$M \beta_m$: Masa efectiva que participa en el modo "m" de vibración

g: Aceleración de la gravedad (9,81 m/s²)

V_{Bm} : Cortante basal a la cedencia que corresponde al modo "m"

6.8.3.4 Número de modos "N" a considerar

En el análisis se deberá incluir un número suficiente de modos de vibración que aseguren que al menos el 90 % de la masa del modelo analítico esté participando en cada una de las direcciones de análisis bajo consideración. El número de modos de vibración que satisfaga este requisito se denominará N y se establecerá por prueba y error.

6.8.3.5 Cortantes basales dinámicos - Iteración inicial

Los cortantes basales en las estructuras correspondientes a cada modo de vibración en cada dirección horizontal ortogonal, se combinarán con el método que se especifica en el Apartado 6.8.4 para obtener los cortantes basales dinámicos ortogonales de primera iteración.

6.8.3.6 Calibración del análisis modal

Los cortantes basales dinámicos de la iteración inicial en cada dirección ortogonal horizontal V_{1X} y V_{1Y} no deberán utilizarse para diseño sin antes calibrarlos.

Los calibradores serán los cortantes estáticos V_{EX} y V_{EY} calculados con las ecuaciones 19 y 20 con los periodos T obtenidos en la ecuación 24.

Los cortantes basales dinámicos de diseño serán:

$$V_{DX} = \max (0,85 V_{EX}, V_{1X}) \quad (31 \text{ a})$$

$$V_{DY} = \max (0,85 V_{EY}, V_{1Y}) \quad (31 \text{ b})$$

Todos los resultados del análisis modal, se multiplicarán por los factores V_{DX}/V_{1X} y V_{DY}/V_{1Y} y se utilizarán para integrar las sollicitaciones sísmicas de diseño. En adelante se hará referencia a "resultados calibrados" del análisis modal.

NOTA: Lo práctico para el diseñador estructural será incorporar los factores V_D/V_1 a la ecuación 28 en las direcciones X y Y y correr el análisis nuevamente. Al modificar progresivamente sus modelos estructurales, el analista tendrá que recalibrar progresivamente sus resultados ya que al modificar la estructura se modifican los períodos de vibración resultantes.

6.8.3.7 Distribución vertical de la fuerza cortante modal de la base

La fuerza horizontal modal que actúa en cualquier nivel debe determinarse de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$F_{im} = V_{Bm} \frac{W_i \phi_{im}}{\sum_{i=1}^n W_i \phi_{im}} \quad (\text{ecuación 32})$$

Donde:

F_{im} : Fuerza horizontal modal del nivel i (kN)

W_i : Peso del nivel i (kN) de acuerdo con el Apartado 6.6.3

ϕ_{im} : Amplitud del desplazamiento del nivel i en el modo de vibración m (coordenada modal del nivel i en el modo de vibración m)

V_{Bm} : Cortante basal a la cedencia que corresponde al modo "m" según la ecuación 30

n: Número de grados de libertad asociados con masas que se consideran en el modelo de la estructura

6.8.4 Resultados modales y su combinación

Todas las acciones y fuerzas internas en los elementos de la estructura (momentos flectores, cortantes, torsiones y cargas axiales), las reacciones externas y las deformaciones serán calculadas independientemente para los N modos de vibración considerados.

Los N juegos de resultados se combinarán en uno solo utilizando el método SRSS (raíz cuadrada de la suma de cuadrados) o preferentemente el método CQC (combinación cuadrática completa) o algunas de sus variantes publicadas en la literatura estructural.

NOTA: El método CQC o sus variantes resuelven con mayor eficacia que el SRSS los casos de modos con periodos de vibración cercanos entre sí. En esos casos, que son frecuentes, el método SRSS puede subestimar el resultado de la superposición.

6.8.4.1 Método de SRSS

Cuando los periodos de los diferentes modos no están cercanos unos de otros para obtener los valores modales resultantes (RM) se empleará el método de la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados (SRSS) La combinación se realizará tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de cada valor modal según la siguiente fórmula:

$$RM = \sqrt{\sum_{m=1}^N (RM_m)^2} \quad (\text{ecuación 33})$$

Donde:

RM_m : Respuestas modales en el análisis dinámico (flexiones, cortantes, torsiones y cargas axiales) las reacciones externas y las deformaciones del modo m de los N modos considerados en el análisis.

6.8.4.2 Método de CQC

Se recomienda según la ISO 3010 la siguiente expresión para el método de la Combinación Cuadrática Completa conocido como CQC cuando dos o más frecuencias están cercanas o son iguales. Este método se deriva de la teoría de las oscilaciones aleatorias:

$$RM = \sqrt{\sum_{i=1}^N \sum_{k=1}^N RM_i \rho_{i,k} RM_k} \quad (\text{ecuación 34})$$

$$\rho_{i,k} = \frac{8 \sqrt{\xi_i \xi_k} (\xi_i + \chi \xi_k) \chi^{3/2}}{(1 - \chi^2)^2 + 4 \xi_i \xi_k \chi (1 + \chi^2) + 4 (\xi_i^2 + \xi_k^2) \chi^2} \quad (\text{ecuación 35})$$

Donde:

ξ_i, ξ_k : Razones de amortiguamiento para los modos i y k respectivamente

χ : Razón la frecuencia natural del modo i con respecto a la frecuencia natural de oscilaciones del modo k

6.8.5 Cálculo de desplazamientos laterales sísmicos

Los límites máximos de las derivas laterales de la estructura cuando la misma está sujeta al sismo de diseño se especifican en el Capítulo 7.

En esta sección se especifica la forma de calcular esas derivas al límite de cedencia cuando se utiliza el método de análisis modal.

6.8.5.1 Desplazamientos modales combinados calibrados

Los desplazamientos dinámicos laterales ya combinados para sismo en cada dirección ortogonal (vectores δ_{1Xi} y δ_{1Yi}) resultantes de la iteración inicial no deberán utilizarse para medir desplazamientos sin antes calibrarlos. Los cortantes basales correspondientes a esta condición son V_{1X} y V_{1Y} del apartado 6.8.3.6.

Los calibradores serán cortantes estáticos V_{EEX} y V_{EEY} calculados con las ecuaciones 19 y 20, con los mismos periodos T utilizados para calibrar las fuerzas en el apartado 6.8.3.6 pero sin aplicar los limitantes de la ecuación 24. En el espectro $S_a(T)$ puede electivamente obviarse la aplicación de la ecuación 20 a.

Los factores de corrección de los desplazamientos son:

$$FD_X = \max. (0,85 V_{EEX} / V_{1X}, 1) \quad (\text{ecuación 36 a})$$

$$FD_Y = \max. (0,85 V_{EEY} / V_{1Y}, 1) \quad (\text{ecuación 36 b})$$

Los "desplazamientos calibrados" al límite de cedencia correspondientes a los nodos "i" del modelo estructural son:

$$\delta_{cXi} = FD_X \times \delta_{1Xi} \quad (\text{ecuación 37 a})$$

$$\delta_{cYi} = FD_Y \times \delta_{1Yi} \quad (\text{ecuación 37 b})$$

Éstos son los desplazamientos que se compararán en el Capítulo 7 con los límites permisibles de deformación lateral. En caso que estos desplazamientos no satisfagan los requerimientos se hará otra iteración de análisis desde el inicio del Capítulo 6.

6.8.5.2 Efectos P- delta

Los desplazamientos laterales calculados conforme a los requisitos de esta sección podrían tener que modificarse para tomar en consideración los efectos $P - \Delta$, en los casos que estos apliquen conforme al Apartado 7.6 de esta norma.

6.9 Demandas sísmicas

6.9.1 Aplicación

Todos los elementos de la estructura hasta los que no son parte del sistema sismorresistente, se diseñarán para resistir a su límite de cedencia, las demandas sísmicas definidas en el Apartado 6.9, excepto que específicamente se puntualice otra cosa.

Las demandas sísmicas son las cargas axiales, cortantes y los momentos flectores derivados de la aplicación de las fuerzas horizontales y verticales especificadas en el apartado 6.9.1.2. En algunos casos deberán aplicarse factores adicionales especificados en el apartado 6.9.1.3.

6.9.1.2 Demandas sísmicas

Para utilizar en las combinaciones 46 y 47 del apartado 6.12.1 de esta norma se tiene lo siguiente:

6.9.1.2.1 Efectos de demandas sísmicas horizontales

Las solicitaciones axiales, cortantes y de flexión derivados de demandas sísmicas horizontales se denotarán genéricamente como:

$$S_h = \rho E_h \quad (\text{ecuación 38})$$

Donde:

ρ : Factor de redundancia definido en el Apartado 6.2.4.

E_h : Representa las acciones o esfuerzos derivados de aplicar las componentes horizontales de la demanda sísmica que a su vez resultan de aplicar el espectro de diseño conforme al Apartado 4.5.

NOTA: En gran número de casos el factor ρ será 1,0 y su presencia está implícita en las expresiones de mayoración; por otra parte, nótese que el factor también aplicará a las combinaciones 46 y 47.

6.9.1.2.2 Efectos de demandas sísmicas verticales

Las solicitaciones axiales, cortantes y momentos flectores derivados de demandas sísmicas verticales se obtendrán de:

$$S_v = S_{VD} G \quad (\text{ecuación 39})$$

$$S_{VD} = 0,20 S_{DS}$$

Donde:

S_{DS} : Ordenada espectral de periodo corto, ecuación 9, Apartado 4.5

G : Notación genérica para las cargas permanentes (muertas) de la estructura

S_v : Se tomará positivo en las combinaciones 46 y se tomará negativo en 47 y 47a

NOTA: Para efectos prácticos el resultado de la ecuación 39 actúa como un incremento (o una reducción) al factor de mayoración de la carga permanente. Por ejemplo si $S_{DS} = 1,0$ el factor efectivo de mayoración de la carga permanente en la combinación 46 será $1,2 + 0,20 = 1,40$ y en la combinación 47 será $(0,9 - 0,20 = 0,70)$ y el analista ya no tendría que ocuparse de añadir explícitamente S_v a sus combinaciones.

6.9.1.3 Aplicación de factor de sobre resistencia

En los casos que así se requiere en el Apartado 6.4.3 de esta norma, por medio de las Tabla 11 y Tabla 12, se aplicará un factor de sobre resistencia Ω_r tal que:

$$S_h = \Omega_r E_h \quad (\text{ecuación 40})$$

Donde:

Ω_r : Factor de sobre resistencia definido en el Apartado 6.2.2

E_h : Representa las acciones o esfuerzos derivados de las componentes horizontales de la demanda sísmica

El factor Ω_r sobreesee al factor p . No se requiere que se apliquen simultáneamente.

No se requiere que el factor Ω_r se aplique a las acciones derivadas de la componente vertical de la demanda sísmica.

NOTA: Si bien Ω_r no aplica a ninguna de las acciones derivadas del sismo vertical, si aplica a TODAS las acciones derivadas del sismo horizontal incluyendo las cargas axiales de volteo.

6.9.2 Dirección de las solicitaciones sísmicas horizontales

6.9.2.1 Criterio

La dirección de aplicación del sismo será la que genere los resultados más desfavorables aunque se aceptará lo siguiente:

6.9.2.2 Nivel de Protección B

Se permite hacer el análisis aplicando el sismo de diseño en dos direcciones ortogonales independientes entre sí. No se requiere considerar ninguna interacción entre ambas direcciones.

6.9.2.3 Nivel de Protección C, D y E

Se hará el análisis como se indica en el apartado 6.9.2.2. Se utilizarán dos combinaciones de carga para diseñar los elementos de la estructura: 100 % en una dirección concurrente con 30 % en la dirección ortogonal y la combinación complementaria.

6.9.2.4 Estructuras con irregularidad en planta H5

Si el ángulo entre ejes sub-paralelos es menor o igual a 15 grados, se permitirá escoger una de las direcciones sub-paralelas y aplicar 6.9.2.2 o 6.9.2.3 (según lo requiera el NPS).

Si el ángulo entre ejes sub-paralelos es mayor que 15 grados se aplicará el sismo de diseño en las cuatro direcciones que resultan. Se aplicará 6.9.2.2 o 6.9.2.3 (según lo requiera el NPS).

En el caso de ejes en estrella, el analista aplicará el criterio en cada dirección de análisis.

En el caso de ejes radiales, el analista aplicará el criterio de los 15 grados cuantas veces sea necesario (lo que resultará en incrementos de dirección de 30 grados o más).

6.10 Elementos de las estructuras, componentes no estructurales soportados por las mismas

Las partes y porciones de la estructura; los componentes permanentes no estructurales, así como sus anclajes y los anclajes para el equipamiento permanente soportado por la estructura, deberán ser diseñados para resistir la fuerza sísmica total según el Apartado 6.10.1.

Conjuntamente con los anclajes existirá el requerido arriostramiento. La fricción resultante de las cargas de gravedad no debe ser considerada para proporcionar resistencia a las fuerzas sísmicas.

Cuando la falla estructural del sistema resistente a las fuerzas laterales de equipos no rígidos pudiera causar pérdidas de vidas, tales sistemas deberán ser diseñados para resistir la fuerza sísmica total según el Apartado 6.10.1. No se incluye el equipamiento cuyo peso sea menor de 2 kN, tales como muebles, adornos o equipamiento móvil temporal.

6.10.1 Fuerza sísmica total sobre los elementos no estructurales

La fuerza sísmica horizontal de diseño (F_p) estará aplicada en el centro de masa del elemento no estructural y repartido en proporción a la distribución de masa del elemento o componente.

Dicha fuerza sísmica total se calculará por la siguiente fórmula:

$$F_p = \frac{0,4 a_p S_{DS} W_p}{R_p} \left(1 + 2 \frac{z}{h} \right) \quad (\text{ecuación 41})$$

F_p no debe ser mayor que:

$$F_p = 1,6 S_{DS} W_p \quad (\text{ecuación 42})$$

Así como tampoco debe ser menor que:

$$F_p = 0,3 S_{DS} W_p \quad (\text{ecuación 43})$$

Donde:

F_p : Fuerza sísmica de diseño

S_{DS} : Aceleración espectral para periodo corto determinada según el Apartado 4.5.2

a_p : Factor de amplificación del elemento que varía entre 1,00 y 2,50 (seleccionar el valor apropiado de las Tabla 15 y Tabla 16.

W_P : Peso operativo del elemento no estructural

R_P : Factor de modificación de la respuesta del componente no estructural el cual varía entre 1,00 y 12,00 (seleccionar el valor apropiado de las Tabla 15 y Tabla 16)

z : Altura en la estructura del punto de fijación del componente con respecto a la base

Para elementos en o por debajo de la base, z se tomará como 0. El valor de z/h no puede exceder la unidad (1,0).

h : Altura promedio a la cubierta de la estructura con respecto a la base

La fuerza (F_P) deberá ser aplicada independientemente en al menos dos direcciones ortogonales, en combinación con las cargas de servicio asociadas al componente según corresponda. Sin embargo, para sistemas empotrados verticalmente, se asumirá que la fuerza F_P actúa en cualquier dirección horizontal. Adicionalmente, el elemento no estructural deberá ser diseñado para una fuerza concurrente vertical de $\pm 0,2S_{DS}W_P$. Se permite considerar el factor de redundancia ρ , como 1,0 y no se considera el factor de sobre resistencia Ω_0 .

NOTA: La fuerza sísmica vertical concurrente no se considerará para paneles almacenados en el piso. Cuando las cargas no sísmicas sobre el componente no estructural excedan F_P , tales cargas gobernarán el diseño por resistencia, pero los detalles y limitaciones por sismo son aplicables.

Tabla 15 — Factores para los elementos arquitectónicos

Elemento arquitectónico	a_p^1	R_p^2
Paredes no estructurales interiores y divisiones ²		
• Paredes de mampostería claramente sin refuerzo	1,0	1,5
• Todos los demás tipos de paredes y divisiones	1,0	2,5
Elementos en voladizo (arriostrados o no al pórtico estructural por debajo de su centro de masa)		
• Pretiles y paredes interiores no estructurales en voladizo	2,5	2,5
• Chimeneas que están arriostradas o soportadas lateralmente por el pórtico estructural	2,5	2,5
Elementos en voladizo (arriostrados al pórtico estructural por encima de su centro de masa)		
• Pretiles o parapetos	1,0	2,5
• Chimeneas	1,0	2,5
• Paredes no estructurales exteriores ²	1,0	2,5
Elementos de paredes no estructurales exteriores y conexiones ²		
• Elemento de pared	1,0	2,5
• Cuerpo del panel de unión	1,0	2,5
• Cierres del sistema de conexiones	1,25	1,0
Revestimientos (enchapado)		
• Elementos y fijaciones con deformación limitada	1,0	2,5
• Elementos y fijaciones con baja deformación	1,0	1,5
Penthouses (excepto cuando es formado como una extensión del pórtico estructural)	2,5	3,5
Cielo raso o falso techo		
• Todos los casos	1,0	2,5
Archivos o armarios		
• Archivos apoyados permanentemente en el piso con más de 1,80 m de alto, incluidos sus contenidos	1,0	2,5
• Estantería de libros apoyada permanentemente en el piso, anaqueles de libros y estantes de libros de más de 1,80 m de alto, incluidos sus contenidos	1,0	2,5
Equipos de laboratorio	1,0	2,5
Plataformas de acceso		
• Plataformas de acceso especiales (Las cargas de diseño cumplen con normativas reconocidas y/o con resultados certificados de ensayos)	1,0	2,5
Los restantes casos de accesos a sistemas de piso	1,0	1,5
• Apéndices y ornamentos	2,5	2,5
• Señales y carteles (vallas)	2,5	3,0
Otros componentes rígidos		
• Elementos y adjuntos con alta flexibilidad	1,0	3,5
• Elementos y adjuntos con flexibilidad limitada	1,0	2,5
• Materiales y adjuntos con flexibilidad baja	1,0	1,5
Otros componentes flexibles		
• Elementos y adjuntos con alta flexibilidad	2,5	3,5
• Elementos y adjuntos con flexibilidad limitada	2,5	2,5
• Materiales y adjuntos con flexibilidad baja	2,5	1,5
Escaleras de evacuación que no forman parte de la estructura del edificio	1,0	2,5
NOTA 1: Un valor más bajo de a_p no debe ser utilizado a no ser que se justifique con un análisis dinámico detallado. El valor de a_p no debe ser menor que 1,0. El valor de $a_p = 1,0$ es para componentes rígidos y componentes unidos rígidamente. El valor de $a_p = 2,5$ es para componentes flexibles y componentes unidos flexiblemente. NOTA 2: Donde los diafragmas flexibles provean apoyo lateral a paredes y divisiones de mampostería u hormigón, las fuerzas de diseño para el anclaje a los diafragmas deberán ser determinadas según el Apartado 6.11.2.		

Tabla 16 — Factores para los componentes eléctricos y mecánicos

Componentes eléctricos y mecánicos	a _p ¹	R _p
Sistemas de calefacción, ventilación y aire acondicionado (CVAC o HVAC por sus siglas en inglés) cargados o descargados, ventiladores, manejadoras, unidades de aire acondicionado, calentadores, cajas distribuidoras de aire y otros componentes mecánicos construidos con estructuras de láminas metálicas	2,5	6,0
Partes húmedas de los sistemas de CVAC, calderas, hornos, depósitos y tanques a presión atmosférica, chillers, calentadores de agua, intercambiadores de calor, evaporadores, separadores de aire, equipos de procesos o industriales y otros componentes mecánicos construidos con materiales de alta deformación	1,0	2,5
Motores, turbinas, bombas y vasijas de presión no soportadas sobre almohadillas	1,0	2,5
Ascensores y sus componentes	1,0	2,5
Generadores, baterías, inversores, motores, transformadores y otros componentes eléctricos construidos con materiales de alta deformación	1,0	2,5
Centros de control de los motores, pizarras eléctricas, desconectivos, armarios de instrumentales, y otros componentes construidos con estructuras de láminas metálicas	2,5	6,0
Equipos de comunicación, computadoras, instrumentales y controles	1,0	2,5
Chimeneas de techo, torres eléctricas y de enfriamiento, arriostradas lateralmente por debajo de su centro de masa	2,5	3,0
Chimeneas de techo, torres eléctricas y de enfriamiento, arriostradas lateralmente por encima de su centro de masa	1,0	2,5
Instalaciones de iluminación	1,0	1,5
Otros componentes eléctricos o mecánicos	1,0	1,5
Sistema y componentes aisladores de vibraciones ²		
Sistemas y componentes aislados empleando elementos de neopreno y pisos de neopreno aislados con accesorios elastoméricos de frenado o topes perimetrales elásticos integrales o separados	2,5	2,5
Sistemas y componentes aislados con resortes y pisos aislados de vibraciones totalmente restringido utilizando accesorios elastoméricos de frenado o topes perimetrales elásticos integrales o separados	2,5	2,0
Sistemas y componentes internamente aislados	2,5	2,0
Equipo suspendido aislado de vibraciones incluyendo sus conductos en línea y los componentes suspendidos aislados internamente	2,5	2,5
Sistemas de distribución		
Conductos que cumplan con las normas de la ASME B 31 ³ , incluyendo sus componentes en línea con uniones fabricadas por soldaduras o fundidas	2,5	12,0
Conductos que cumplan con las normas de la ASME B 31, incluyendo sus componentes asociados construidas de materiales con limitada o alta deformación con uniones fabricadas roscadas, pegadas o acopladas a compresión o acopladas estriadas (acanaladas)	2,5	6,0
Conductos y tuberías que no cumplen las normas de la ASME B 31, incluyendo sus componentes asociados construidos de materiales con alta deformación con uniones fabricadas por soldaduras o fundidas	2,5	9,0
Conductos y tuberías que no cumplen las normas de la ASME B 31, incluyendo sus componentes asociados construidos de materiales con limitada o alta deformación con uniones fabricadas roscadas, pegadas o acopladas a compresión o acopladas estriadas (acanaladas)	2,5	4,5

Conductos y tuberías contruïdos con materiales con baja deformación tales como, hierro fundido, vidrio y plásticos no dúctiles	2,5	3,0
Sistemas de conductos, incluidos sus componentes asociados contruïdos de materiales con alta deformación con uniones fabricadas por soldaduras o fundidas	2,5	9,0
Sistemas de conductos, incluidos sus componentes asociados contruïdos de materiales con limitada o alta deformación con uniones fabricadas por medio de otras soluciones que no sean por soldaduras o fundidas	2,5	6,0
Sistemas de conductos, incluidos sus componentes asociados contruïdos con materiales con baja deformación tales como, hierro fundido, vidrio y plásticos no dúctiles	2,5	3,0
Bandejas de cables y conductos eléctricos	2,5	6,0
Grupo de conductos eléctricos (Bus ducts)	1,0	2,5
Emplomados	1,0	2,5
Transportadores industriales o de procesos (no personales)	2,5	3,0
NOTA 1: Un valor más bajo de a_p no debe ser utilizado a no ser que se justifique con un análisis dinámico detallado. El valor de a_p no debe ser menor que 1,0. El valor de $a_p = 1,0$ es para componentes rígidos y componentes unidos rígidamente. El valor de $a_p = 2,5$ es para componentes flexibles y componentes unidos flexiblemente. NOTA 2: Elementos montados sobre aisladores de vibraciones deberán tener un parachoques o freno en cada dirección horizontal. La fuerza de diseño se deberá tomar como $2 F_p$ si la holgura nominal entre el marco de soporte del equipo y la restricción es mayor que 6 mm. Si la holgura nominal especificada en los documentos de construcción no es mayor que 6 mm, se permitirá tomar la fuerza de diseño como F_p. NOTA 3: La ASME B 31, es un conjunto de códigos de la Sociedad Americana de Ingeniería Mecánica que agrupa los conductos y tuberías que son utilizadas para: energía, industriales, sistemas de transporte de hidrocarburos, gas licuado, anhídrido de amonio, alcoholes, tuberías de refrigeración, conductos de servicios de edificaciones, sistema de tuberías de transportación de lodos, sistemas de tuberías de distribución y transmisión de gases.		

6.11 Muros estructurales y sus anclajes

6.11.1 Diseño para fuerzas normales al plano del muro

Las paredes estructurales y sus anclajes serán diseñados para una fuerza normal a la superficie igual a $F_p = 0,4S_{DS}$ veces el peso del muro estructural, con una fuerza mínima igual al 10 % del peso de la pared estructural. Las uniones entre los muros estructurales y sus conexiones al sistema estructural deberán tener suficiente ductilidad, capacidad al giro o suficiente fortaleza para resistir la retracción, los cambios de temperatura y los asentamientos diferenciales de las cimentaciones cuando se combinen con las fuerzas sísmicas.

6.11. 2 Anclaje de las paredes

6.11.2.1 Fuerzas de anclajes de las paredes

El anclaje de los muros estructurales que soportan la construcción deberá proveer una conexión directa capaz de resistir la siguiente fuerza:

$$F_p = 0,4 S_{DS} k_a W_p \quad (\text{ecuación 44})$$

La fuerza F_p no será menor que $0,2S_{DS}W_p$

$$k_a = 1 + \frac{L_f}{30,5} \quad (\text{ecuación 45})$$

k_a no debe ser mayor que 2,0

Donde:

F_p : Fuerza de diseño en los anclajes independientes

S_{DS} : Aceleración espectral para periodo corto determinada según el Apartado 4.5.2.

k_a : Factor de amplificación para diafragmas flexibles

L_f : Luz, en metros, de un panel flexible que provee apoyo lateral para la pared; la luz es medida entre elementos verticales que proveen apoyo lateral al diafragma en la dirección considerada; use cero para diafragmas rígidos

W_p : Peso de la pared que tributa al anclaje

Cuando el anclaje no está ubicado en la cubierta y todos los diafragmas no son flexibles se permite multiplicar el valor de la ecuación 44 por el coeficiente $(1+2 z/h)/3$, donde z es la altura del anclaje sobre la base de la estructura y h es la altura de la cubierta sobre la base.

Los muros estructurales deberán diseñarse para resistir la flexión entre anclajes cuando el espaciamiento entre los mismos sea superior a 1,20 m.

6.12 Combinaciones de cargas sísmicas

La carga de sismo está definida en esta norma como una acción que corresponde al nivel de resistencia a la cedencia del sistema estructural al que se aplica. Por eso el término que representa al sismo (S) no tiene factor de carga (el factor implícito es 1,0). El término S_h que corresponde al sismo horizontal puede estar compuesto por dos o más sumandos según se requiera en la norma. Esto se debe usualmente a requerimientos de aplicar un sismo concurrente en dirección perpendicular a la dirección analizada. Los términos S_h y S_v pueden incorporar internamente otros factores multiplicativos especificados por la norma.

Tales factores pueden ser factores de castigo requeridos por irregularidades estructurales o factores adicionales aplicables a componentes claves para incrementar su confiabilidad sísmica.

El viento y el sismo no se consideran cargas concurrentes sino alternas. Se diseñará para la envolvente de ambas solicitaciones.

6.12.1 Cargas de sismo

$$1,2 G + Q + S_v \pm S_h \quad (\text{ecuación 46})$$

$$0,9 G - S_v \pm S_h \quad (\text{ecuación 47})$$

Excepto que para diseñar muros y columnas la ecuación 47 puede limitarse a:

$$1,0 G - S_v \pm S_h \quad (\text{ecuación 47a})$$

Donde:

G: Cargas permanentes, muertas o de gravedad según la NC 283 o normas de este tipo de cargas reconocidas

Q: Cargas de usos o vivas según la NC 284

S: Cargas sísmicas

NOTA: Se permite aplicar un factor de carga de 0,5 para Q en todos los tipos de obras, en la ecuación 46, siempre que dicha carga sea igual o menor que $4,8 \text{ kN/m}^2$ con la excepción de los garajes o áreas ocupadas por concentraciones de personas. Las combinaciones 46 y 47 sustituyen las establecidas en la norma vigente NC 450.

7 Derivas laterales admisibles

7.1 Definiciones

7.1.1 Deriva de piso del piso k (Δ_{pk})

Es la diferencia del desplazamiento horizontal del centro de masa del nivel "k" respecto del centro de masa del nivel "k - 1".

7.1.2 Deriva nodal del nodo i en el diafragma k (Δ_{ki})

Es la diferencia de desplazamiento horizontal del nodo "i" respecto del correspondiente nodo en el diafragma inmediato inferior.

7.1.3 Desplazamiento nodal horizontal (δ_{cki})

Es la deformación horizontal de cedencia del nodo "i" en el nivel "k" medida desde la base de la estructura.

Nivel "k": Es el "k" diafragma contado sobre la base de la estructura que es el nivel 0.

Piso "k": Es el espacio de altura h_{pk} entre el nivel "k" y el nivel "k - 1".

h_k : Es la altura del nivel "k" sobre la base.

Altura del piso "k":

$$h_{pk} = h_k - h_{k-1}$$

Base de la estructura: Es el nivel definido en el Apartado 6.6.4. En este contexto es el nivel 0.

7.2 Progresión de desplazamientos y derivas

En esta norma se consideran dos etapas progresivas para desplazamientos laterales y sus derivas.

La primera etapa es la deformación elástica al límite de cedencia de la estructura, causada por el sismo de diseño dividido por R. Se la denomina deformación al límite de cedencia y se denota con el símbolo δ_C . Es la deformación calculada en el apartado 6.7.5.3 cuando se usa la fuerza estática equivalente o bien la deformación calculada en el apartado 6.8.5.1 cuando se usa el análisis espectral modal.

La segunda etapa es la deformación última que se denota con el símbolo δ_U que representa la deformación de la estructura después de haber incurrido al rango post - elástico. Se calcula empíricamente con la expresión:

$$\delta_U = C_d \delta_C \quad (\text{ecuación 48})$$

Donde:

C_d : Coeficiente de amplificación de deformación lateral que se obtiene de la Tabla 10.

Para control de desplazamientos laterales interesan las derivas (Δ), definidas como la diferencia entre el desplazamiento de un nodo del diafragma k y el correspondiente nodo en el diafragma k – 1.

7.3 Derivas últimas máximas tolerables

Las derivas últimas (Δ_U) máximas son los referentes para establecer las "derivas laterales admisibles" conforme a la Tabla 17.

Tabla 17 — Derivas últimas [Δ_U] máximas tolerables

Estructura	Clasificación de obra		
	Ordinaria	Importante	Esencial
Edificaciones de mampostería reforzada hasta 4 niveles	0,007 h_p	0,007 h_p	0,007 h_p
Edificaciones hasta la altura permitida sin ascensor	0,025 h_p	0,025 h_p	0,020 h_p
Edificaciones en general	0,020 h_p	0,020 h_p	0,015 h_p
h_p : Altura del piso para el que se calcula la deriva			

NOTA: Nótese que la obra ordinaria y la obra importante aparentan no tener diferencia en desplazamientos permitidos; no obstante, sí hay diferencia porque el sismo para la obra importante es más severo. La obra importante y la esencial tienen el mismo sismo de diseño (Ver Tabla 2, del Capítulo 4); sin embargo, la obra esencial tiene limitaciones de deriva más severas.

7.4 Valores máximos de Δ_{CP}

Se iterará el proceso de análisis hasta que:

$$\Delta_{CP} = \Delta_U / C_d \leq 1,2 [\Delta_U] / C_d \quad (\text{ecuación 49})$$

Donde:

Δ_{CP} : Deriva de piso y la ecuación 49 deberá cumplirse para todos los pisos de la estructura

En rigor, Δ_{CP} es la deriva medida entre centros de masa superior e inferior del piso. Por simplicidad se permite que Δ_{CP} se calcule como el promedio de las derivas extremas en la dirección de análisis.

La deriva mayor del piso no será mayor que $1,2 [\Delta_U]$, de lo contrario, habrá que reducir Δ_{CP} hasta que:

$$\Delta_{CP}^{mayor} \leq 1,2 ([\Delta_U]/C_d)$$

7.5 Pórticos rígidos con Nivel de Protección D y E

Para sistemas estructurales E1 los cuales tienen únicamente pórticos con uniones resistentes a momento:

$$\Delta_{CP} \leq [\Delta_U]/(\rho C_d) \quad (\text{ecuación 50})$$

Donde:

ρ : está definido en el Apartado 6.2.4.

7.6 Efecto P - delta

Los efectos P - delta son efectos incrementales de segundo orden que pueden ser significativos en estructuras muy esbeltas. En general, es preferible si la estructura no requiere la aplicación de esta sección.

7.6.1 Coeficiente de inestabilidad

La verificación de efectos P - delta se basará en el Coeficiente de Inestabilidad (θ) definido como

$$\theta = \frac{P_x \Delta_{CX}}{V_x h_{pX}} \quad (\text{ecuación 51})$$

Donde:

P_x : Carga vertical gravitacional total encima del nivel "x", incluyendo el propio nivel "x"

No habrá factores de mayoración en la sumatoria y pueden utilizarse las reducciones de carga viva que apliquen.

V_x : Cortante entre el piso "x" y el "x - 1" en kN

Δ_{Cx} : Deriva elástica a cedencia del nivel "x" definida en los Apartado 7.4 y Apartado 7.5.

h_{px} : Altura del piso "x" (m)

7.6.2 Valor máximo del coeficiente

En ningún caso el coeficiente de inestabilidad excederá la ecuación 52. Los sistemas estructurales donde $C_d > 5$ son los más propensos a exceder el coeficiente de inestabilidad. Si la ecuación 52 es excedida deberá replantearse la estructura para reducir el coeficiente de inestabilidad.

$$\theta \leq \theta_{m\acute{a}x} = \frac{0,5}{\beta_x C_d} \leq 0,25 \quad (\text{ecuación 52})$$

Donde:

β_x : Relación entre la demanda cortante y la capacidad cortante en el piso inmediatamente debajo del nivel "x"

β_x puede tomarse conservadoramente como 1,0 suponiendo que los elementos tienen una resistencia adecuada.

7.6.3 Condición para obviar verificación P - delta

Si $\theta \leq 0,10$ no es necesario introducir efectos incrementales ni considerar otros detalles de esta sección.

NOTA: No obstante la excepción anterior, si $\theta_{m\acute{a}x} < \theta < 0,10$ la estructura debe replantearse; el hecho que $\theta_{m\acute{a}x} < 0,10$ no debe interpretarse como una excepción a la ecuación 52.

7.6.4 Incrementos de desplazamientos laterales debidos a efectos P - delta

Cuando el coeficiente de inestabilidad excede 0,10 sin exceder $\theta_{m\acute{a}x}$ los efectos incrementales en desplazamientos, cortantes y momentos deberán determinarse por medio de un análisis apropiado.

Sin embargo, se permite simplemente multiplicar los desplazamientos laterales, los cortes y los momentos por el factor $[1,0 / (1 - \theta)]$ y utilizar los nuevos valores en el diseño de los elementos y en la limitación de derivas laterales.

7.7 Separaciones estructurales

7.7.1 Separaciones dentro de la propiedad

Todas las partes y porciones de una estructura deberán actuar integralmente como una sola unidad a menos que se provean separaciones estructurales capaces de acomodar el desplazamiento post - elástico de ambas estructuras. La distancia combinada de separación debe ser al menos:

$$\delta_M = \text{SRSS} (\delta_{1 \max}, \delta_{2 \max}) \quad (\text{ecuación 53})$$

Donde:

SRSS: "Raíz cuadrada de suma de cuadrados" y $\delta_{1 \max}$, $\delta_{2 \max}$ son los desplazamientos a cedencia de las estructuras que deben separarse

Para edificios de alturas diferentes la separación se calculará de acuerdo a la ecuación 53, con referencia al de menor altura.

La junta se extenderá en toda la altura de la edificación pudiendo omitirse en la cimentación o en sótanos a no ser que estas juntas separen partes del edificio con forma complicada en planta o cuando dicha junta coincida con la junta de asentamiento.

Las juntas sísmicas deberán mantenerse libres de manera que permitan el libre movimiento de la edificación.

7.7.2 Junta sísmica de separaciones mínima por nivel

La junta sísmica de separación mínima en cada nivel de las edificaciones adyacentes no será menor que lo establecido en el Apartado 7.7.1 a partir de sus correspondientes desplazamientos laterales máximos ni menor que:

$$J = 5 + 0,5 (H - 10) \geq 10 \text{ cm} \quad (\text{ecuación 54})$$

Donde:

J: Ancho de la junta en cm la cual hasta $H = 20$ m será igual a 10 cm y de ahí en adelante aplica la ecuación 54

H: Altura del edificio (m)

7.7.3 Juntas de temperatura y asentamiento

Las juntas de temperatura y las juntas de asentamiento deben cumplir y ser construidas como juntas sísmicas.

7.7.4 Separaciones hacia el lindero de propiedad

Hacia los linderos se retirará de los límites de propiedad una separación ($C_d\delta_c$) correspondiente al desplazamiento total de lo edificado junto al lindero.

7.8 Chequeo de holgura para vidrios

Los vidrios son unos de los elementos no estructurales que más daños sufren durante un sismo, de ahí que se proponga una expresión para reducir la probabilidad de su rotura.

En las fachadas tanto interiores como exteriores, los vidrios de las ventanas se colocarán en los marcos de estas dejando alrededor de cada panel una holgura mínima la cual se calcula por la siguiente fórmula:

$$hol_{vid} = \frac{\Delta}{\left(1 + \frac{a}{b}\right)} \quad (\text{ecuación 55})$$

Donde:

hol_{vid} : Holgura para el tablero de vidrio (m)

Δ : Desplazamiento lateral relativo, en metros producido por la aplicación sobre la estructura del conjunto de fuerzas laterales especificadas en el Apartado 6.7 u obtenido a partir de un análisis modal según el Apartado 6.8 considerando un comportamiento linealmente elástico de la estructura, entre los extremos del tablero.

a: Altura del tablero de vidrio (m)

b: Ancho del tablero de vidrio (m)

8 Cimentaciones, muros, taludes y licuación

8.1 Validez y alcance

Este Capítulo incluye los requisitos para el diseño sismorresistente de la subestructura de edificios y obras, las cuales se consideran formadas por las cimentaciones, sean superficiales o profundas, y por sus respectivos arriostramientos. Además, incluye las especificaciones para los muros de contención y las correspondientes a los taludes próximos a la misma.

A menos que no resulte modificado por las disposiciones de este Capítulo, los elementos estructurales de las cimentaciones y muros serán diseñados siguiendo lo establecido en la Norma NC 207.

8.2 Consideraciones generales para el diseño sísmico

El diseño de la subestructura de edificios y obras sismorresistentes se realizará de acuerdo a las siguientes consideraciones:

- a) El diseño de las cimentaciones deberá hacerse de manera compatible con la distribución de fuerzas obtenidas del análisis de la estructura y todas las otras consideraciones del diseño de esta.
- b) Deberá igualmente haber concordancia entre lo considerado para los giros de los cimientos o deformaciones de las conexiones de los diferentes elementos y las rigideces consideradas para la distribución de las fuerzas horizontales en la estructura.
- c) Las cimentaciones de una edificación o de cada una de sus partes serán preferiblemente de un solo tipo y desplantada a un mismo nivel.
- d) Cuando sea necesario el uso de un sistema de cimentaciones mixto y/o rigideces muy desiguales, deberá verificarse el comportamiento del conjunto bajo la acción sísmica, utilizando un modelo adecuado para los sistemas de cimentación empleados.
- e) En todo estudio de suelos deberá considerarse los efectos de los sismos para la determinación de la capacidad portante del suelo de cimentación. Especial atención deberá darse a la posibilidad de licuación o densificación de suelos arenosos susceptibles de licuarse durante un sismo. Deben evitarse el uso de cimentaciones superficiales y de pilotes de fricción en este tipo de suelo.

8.3 Requisitos para el diseño de la subestructura

8.3.1 Estados limites

En el diseño de toda cimentación se consideran los siguientes estados límites, además de los correspondientes a los miembros de la estructura:

I. De estabilidad (falla)

- a) Flotación
- b) Desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación
- c) Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación

II. De deformación (servicio)

- a) Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión, con respecto al nivel de terreno circundante
- b) Inclinación media
- c) Deformación diferencial (distorsión)

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límites de estabilidad consistirá en comparar la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de

carga bruta de la cimentación con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.

La revisión de la cimentación ante el estado límite por deformación se hará tomando en cuenta los límites indicados en la Tabla 18. En caso en que se hayan tomado las precauciones especiales para asegurar que la estructura sea capaz de desarrollar ductilidades en exceso de las requeridas para disipar la acción sísmica, deberán duplicarse dichos límites:

Tabla 18 — Valores de las deformaciones o desplazamientos límites de las bases de las cimentaciones

Denominación y características de la edificación	Magnitud de las deformaciones límites de la cimentación (S _L)			
	Deformaciones relativas (cm)		Deformaciones relativas asientos absolutos máximos (cm)	
	Caso	Valor	Caso	Valor
1 Edificios de varias plantas con estructura reticulada de:				
1.1 Pórticos de hormigón armado sin arriostramiento	Distorsión angular	0,002	Asiento máximo absoluto	8
1.2 Pórticos metálicos sin arriostramiento	Distorsión angular	0,003	Asiento máximo absoluto	12
1.3 Pórticos de hormigón armado arriostrados	Distorsión angular	0,001	Asiento máximo absoluto	8
1.4 Pórticos metálicos arriostrados	Distorsión angular	0,0015	Asiento máximo absoluto	12
2 Edificios y estructuras en los que no se producen esfuerzos suplementarios por asientos diferenciales	Distorsión angular	0,006	Asiento máximo absoluto	15
3 Edificios de varias plantas con muros de carga de:				
3.1 Grandes paneles	Distorsión angular	0,008	Asiento medio	10
3.2 Obras de fábrica de ladrillos o bloques sin armar	Distorsión angular	0,001	Asiento medio	10
3.3 Obras de fábrica de ladrillos o bloques y con vigas de unión de hormigón armado	Distorsión angular	0,0012	Asiento medio	15
3.4 Independientemente del tipo de fábrica	Inclinación transversal	0,0025		
4 Estructuras rígidas elevadas				
4.1 Estructuras de hormigón armado				
4.1a Edificios industriales y silos de estructura monolítica con cimentación por losa	Inclinación longitudinal y transversal	0,0015	Asiento medio	40

4.1b Ídem de estructura prefabricada	Inclinación longitudinal y transversal	0,0015	Asiento medio	30
4.1c Edificios industriales aislados	Inclinación transversal	0,0015	Asiento medio	25
	Inclinación longitudinal	0,002	Asiento medio	25
4.1d Silos aislados con estructura monolítica	Inclinación transversal y longitudinal	0,002	Asiento medio	40
4.1e Ídem con estructura prefabricada	Inclinación transversal y longitudinal	0,002	Asiento medio	30
4.2 Chimeneas de altura H (m):				
a) $30 < H \leq 100$	Inclinación	0,005 a 0,0025	Asiento medio	40
b) $100 < H \leq 200$	Inclinación	0,0025 a 0,0014	Asiento medio	30
c) $200 < H \leq 300$	Inclinación	0,0014 a 0,001	Asiento medio	20
d) $H > 300$	Inclinación	$< 0,001$	Asiento medio	10
4.3 Todas las estructuras elevadas hasta 100 m de altura	Inclinación	0,004	Asiento medio	20

8.3.2 Vigas de arriostramiento

Las cimentaciones aisladas con o sin pilotes se enlazarán entre sí en dos direcciones preferiblemente ortogonales, con miembros estructurales capaces de soportar tanto en compresión como en tracción una fuerza por lo menos igual al 10 % de la mayor carga transmitida por las columnas que enlaza. En el caso usual de vigas de hormigón armado la sección mínima será de (0,30 m x 0,30 m).

Para el caso de pilotes deberán preverse vigas de conexión o deberán tenerse en cuenta los giros y deformaciones por efecto de la fuerza horizontal diseñando pilotes y zapatas para estas solicitaciones.

8.3.3 Pedestales

Las secciones de los pedestales se diseñarán para las solicitaciones resultantes del análisis. En cualquier caso la armadura mínima de los pedestales será la de la columna que soporta.

8.3.4 Superposición de efectos

8.3.4.1 Diseño por estabilidad

Para el diseño por el primer estado límite (estabilidad) se utilizarán las cargas mayoradas, las que se determinan a partir de sus valores característicos aplicándole los coeficientes de cargas que se establecen en el Apartado 6.12.

Se utilizará la combinación en las que intervienen las cargas permanentes, las temporales de larga duración, las temporales de corta duración que físicamente puedan actuar en conjunto con las cargas especiales (sismo), según las funciones a cumplir por la obra.

8.3.4.2 Diseño por deformación

Para el diseño de las cimentaciones por el segundo estado límite (deformación) se utilizarán los valores característicos de las cargas.

Se considerarán las posibles combinaciones de cargas en las que intervengan las cargas temporales de larga duración.

En los casos de suelos que se consoliden rápidamente ($C_v \geq 1,10 \text{ cm}^2$ por año), debe incluirse en la combinación de carga anterior la parte de las cargas temporales de corta duración y la carga de sismo.

8.3.5 Factores de mayoración, minoración y coeficientes de seguridad adicionales

Los factores de mayoración que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones por el estado límite de estabilidad, serán los que se establecen en el Apartado 6.12. Para estados límites de deformación el factor de mayoración será unitario en todas las acciones.

Los factores de minoración de resistencia y coeficientes de seguridad adicional que deberán aplicarse a la capacidad de carga de las cimentaciones serán los que brinden las normas que se usen en el diseño.

8.3.6 Cimentaciones superficiales

8.3.6.1 Estado limite de estabilidad (falla)

Para las cimentaciones superficiales se verificará el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales:

$$N \leq Q_{bc} \quad (\text{ecuación 56})$$

Donde:

N: Carga vertical mayorada resultante de todas las solicitaciones a nivel de desplante

Q_{bc} : Carga bruta de cálculo resistente a la estabilidad

8.3.6.2 Estado limite de deformación (servicio)

Para garantizar el cumplimiento de este estado límite se debe garantizar la siguiente condición:

$$S_c \leq S_L \text{ (cm)} \quad (\text{ecuación 57})$$

Donde:

S_c : Deformación calculada (movimiento vertical medio, inclinación media y distorsión) (cm)

S_L : Deformación o desplazamiento límite que está en función del tipo de obra (cm). En zona sísmica se recomienda tomar los valores planteados en la Tabla 18.

8.3.6.3 Cimientos que sostienen elementos estructurales aislados

En el caso de torres de muros de contención o de apoyos de puentes, el tamaño puede quedar regido por la seguridad que se requiere contra la ocurrencia de volteo o de deslizamiento de la zapata sobre el suelo. La revisión de estos estados límites es cuestión puramente de equilibrio y se recomienda que se adopte un factor de seguridad de 1,5 para ambos tipos de falla.

8.3.7 Cimentaciones con pilotes

8.3.7.1 Estado límite de estabilidad (falla)

Para comprobar la estabilidad de las cimentaciones con pilotes, cada pilote del grupo tendrá que cumplir con las siguientes condiciones:

$$N_p \leq 0,75 Q_{vcg} \quad (\text{ecuación 58})$$

$$H_p \leq Q_{hc} \quad (\text{ecuación 59})$$

Donde:

N_p : Carga vertical sobre un pilote (kN)

H_p : Carga horizontal sobre un pilote (kN)

Q_{vcg} : Carga vertical resistente por estabilidad de cálculo del pilote en grupo (kN)

Q_{hc} : Carga horizontal resistente por estabilidad de cálculo (kN)

Las solicitaciones transferidas al suelo por los pilotes además de no superar el 75 % de la capacidad portante del suelo calculada bajo condiciones estáticas, no deben generar esfuerzos en la sección de hormigón del fuste que superen el 50 % de la capacidad estructural del pilote.

Si de la superposición de efectos planteada en el Apartado 8.3.4 da lugar a tracciones en algún pilote, ésta no deberá superar la capacidad estructural del pilote. En pilotes prefabricados contruidos por secciones, la tracción no excederá el 75 % de la capacidad de la conexión.

La tracción máxima que resulte no deberá superar el 50 % de la capacidad a tracción del conjunto suelo - pilote.

Cuando la carga lateral es del orden del 10 % o más de la carga vertical se recomienda enterrar la estructura a cierta profundidad para que el empuje pasivo del suelo sobre la parte enterrada equilibre las fuerzas laterales o mediante pilotes inclinados en los que la componente horizontal de la fuerza axial a ellos aplicada equilibra la carga lateral.

8.3.7.2 Estado límite de deformación (servicio)

Al igual que en las cimentaciones superficiales se debe garantizar la siguiente condición:

$$S_c \leq S_L \text{ (cm)} \quad (\text{ecuación 60})$$

En el cálculo de la deformación calculada (S_c) se debe tener en cuenta lo siguiente:

- a) Pilotes de fricción: Las deformaciones en este tipo de pilote se estimarán considerando la penetración de los mismos y las deformaciones del suelo de apoyo bajo las cargas actuantes en ellos así como la fricción negativa.
- b) Pilotes de punta: Las deformaciones de este tipo de cimentación se calcularán tomando en cuenta la deformación propia de los pilotes bajo las diferentes acciones a las que se encuentran sometidos, incluyendo la fricción negativa y la de los estratos localizados abajo del nivel de apoyo de las puntas.

8.3.7.3 Armaduras de refuerzo

Las armaduras de refuerzo de los pilotes deberán cumplir con lo siguiente:

- a) Todos los pilotes perforados estarán armados con refuerzos longitudinales y transversales, en una longitud de por lo menos seis veces el diámetro del pilote, medida a partir del fondo del cabezal, pero en ningún caso menor de 6,0 m; el refuerzo longitudinal se anclará en el cabezal por prolongación recta, la longitud de anclaje será aquella que permita al refuerzo desarrollar una tensión de 1,25 veces su resistencia de fluencia.
- b) La armadura longitudinal mínima será mayor o igual al 0,5 % del área de la sección transversal del pilote.
- c) La armadura longitudinal máxima será menor o igual al 2,8 % del área de la sección transversal.
- d) La armadura transversal mínima estará constituida por cercos de 10 mm espaciados a 30 cm, salvo en los extremos donde el espaciamiento será de 10 cm distribuida en una longitud de dos veces el diámetro o lado del pilote.
- e) La armadura de tracción será la equivalente al 15 % de la carga vertical que soportan.

8.4 Muros de contención

Las partes que constituyen los muros de contención y en general las estructuras de contención, excepto los anclajes, se diseñarán para resistir la más exigente de las siguientes combinaciones de carga:

$$U = 1,2 \text{ CP} + 1,0 \text{ CT} + 1,0 \text{ ED} \pm 1,0 \text{ CS} \quad (\text{ecuación 61})$$

$$U = 0,9 \text{ CP} + 1,0 \text{ ED} \pm 1,0 \text{ CS} \quad (\text{ecuación 62})$$

Donde:

CP: Efectos debidos a las cargas permanentes exceptuando los empujes del suelo

CT: Efectos debidos a las cargas temporales exceptuando los empujes del suelo

ED: Efectos debidos a los empujes del suelo u otro material bajo condiciones dinámicas

CS: Efectos debidos a la acción del sismo, diferentes del empuje dinámico del suelo, pero incluyendo las fuerzas de inercia del muro calculadas según el Apartado 6.7.1 de esta norma.

El valor de ED se calculará suponiendo que la cuña del terreno por encima de la superficie de deslizamiento se encuentra en equilibrio bajo la acción de las cargas verticales y de las debidas a la aceleración horizontal.

Cuando el terreno que soporta el muro de contención es de fuerte pendiente el cálculo de ED es de especial importancia, en este valor se debe incluir la presión hidrostática. Para suelos sin cohesión ED puede calcularse por la siguiente fórmula:

$$ED = \frac{1}{2} \gamma H^2 K \quad (\text{ecuación 63})$$

El valor de K se calcula por la siguiente fórmula:

$$K = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \left(1 + \sqrt{\frac{\sin \theta \cdot \sin (\phi - \theta - \omega)}{\cos \theta - \cos \omega}} \right)^2} \quad (\text{ecuación 64})$$

Donde:

γ : Peso unitario (kN/m^3)

Φ : Angulo de fricción interna

ω : Angulo del relleno con la horizontal

θ : Arco tangente de c

c: Valor que puede tomarse entre 0,09 g y 0,18 g según la sismicidad de la zona (adimensional)

El mismo valor de K debe aplicarse al cálculo del empuje debido a las sobrecargas.

Para suelos cohesivos es común el empleo de procedimientos analíticos similares o bien construcciones gráficas.

El efecto de los empujes activo, pasivo, de reposo, hidrostático y el de la sobrecarga sobre el muro, se calculará según lo establecido en la Norma Cubana NC 53 - 153).

La verificación de la seguridad contra el deslizamiento y el equilibrio de fuerzas verticales y momento de vuelco, se hará con arreglo al mismo criterio de superposición de efectos dados en el Apartado 8.3.4, adicionando el efecto ED definido en este Apartado.

8.5 Taludes

Se evaluará la estabilidad de los taludes próximos a toda edificación en los casos que se indican a continuación:

a) Edificaciones próximas al borde superior del talud:

- Cuando algunas de sus cimentaciones o sus partes queden a una distancia del borde superior menor que H, o a una distancia del pie de talud menor que 2 H.

b) Edificaciones próximas al pie del talud:

- Cuando en algunas de sus partes quede a una distancia del pie menor que H, o a una distancia del borde superior menor que 2 H.

Donde:

H: Altura del talud y las distancias se miden en dirección horizontal.

8.6 Licuación

El fenómeno de licuación o licuefacción del suelo se caracteriza por una pérdida de resistencia al corte, ocasionando que las cimentaciones fallen por capacidad de soporte o asentamientos excesivos. Los suelos de gravas o arcillas no son susceptibles a licuarse. Las arenas densas son menos propensas a licuarse que las arenas sueltas, mientras que las arenas depositadas hidráulicamente son prácticamente vulnerables debido a su uniformidad. La licuación puede ocurrir a cierta profundidad, causando un flujo ascendente del agua. Aunque este flujo no pueda causar licuación en los estratos superiores, es posible que la presión hidrodinámica pueda reducir las presiones de contacto admisibles en la superficie.

Cuando se trate de estructuras ubicadas en zonas sísmicas de la 2 a la 6 y donde el suelo presente capas de espesores significativos formadas por arenas o arenas limosas poco densas debajo del nivel freático, en los primeros 20 m del depósito, se evaluará el potencial de licuación.

Sí existe el peligro de licuefacción, se impone el uso de cimentaciones profundas o pilotes para evitar asentamiento o fallas en la cimentación durante un sismo. Las cimentaciones profundas o

pilotes deben atravesar la zona potencialmente licuable y deben poseer longitudes suficientes para extenderse dentro de un estrato estable.

Se recomienda que las capas de suelos potencialmente licuables no sean usadas directamente como capas de soporte a menos que sean debidamente densificadas o tratadas para minimizar dicho potencial.

8.6.1 Evaluación del potencial de licuación

Una rápida evaluación de la posibilidad de licuación puede ser hecha en función de la distancia epicentral (km) y la magnitud del sismo (Escala de Richter); si la magnitud y la distancia para un lugar determinado se ubican sobre o por encima de la línea que aparece en la Figura 5, entonces el potencial de licuación existe y una evaluación de los depósitos del suelo es requerida.

Cuando se trate de edificaciones y obras ubicadas en zonas sísmicas de la 2 a la 6 y donde el suelo presente capas de espesor significativo formadas por arenas o arenas limosas saturadas, el potencial de licuación se evaluará en base a tres criterios que lo relacionan con la densidad relativa (D_r), con la resistencia a la penetración (N = golpes/30cm) y con la distribución del tamaño de las partículas. En caso de que los resultados sean contradictorios en un lugar determinado debe ser consultado un especialista en la materia.

A continuación, se exponen los tres criterios de evaluación del potencial de licuación:

Criterio 1

Este criterio relaciona el potencial de licuación del suelo con la densidad relativa del suelo (D_r) el cual aparece en la siguiente Tabla 19:

Tabla 19 — Potencial de licuación en relación con la densidad relativa del suelo D_r

Máxima aceleración en la superficie del terreno	Licuación muy probable	Licuación depende del tipo de suelo y de la magnitud de sismo	Licuación muy probable
0,10 g	$D_r < 33 \%$	$33 \% < D_r < 54 \%$	$D_r > 54 \%$
0,15 g	$D_r < 48 \%$	$48 \% < D_r < 73 \%$	$D_r > 73 \%$
0,20 g	$D_r < 60 \%$	$60 \% < D_r < 85 \%$	$D_r > 85 \%$
0,25 g	$D_r < 70 \%$	$70 \% < D_r < 92 \%$	$D_r > 92 \%$

Criterio 2

Este criterio relaciona el potencial de licuación del suelo con los valores de resistencia normal de penetración por encima de los cuales es poco probable que ocurra licuación bajo cualquier condición, estos valores pueden determinarse por la (Figura 6).

Criterio 3

Este criterio relaciona el potencial de licuación con el tamaño de las partículas y puede determinarse mediante la (Figura 7).

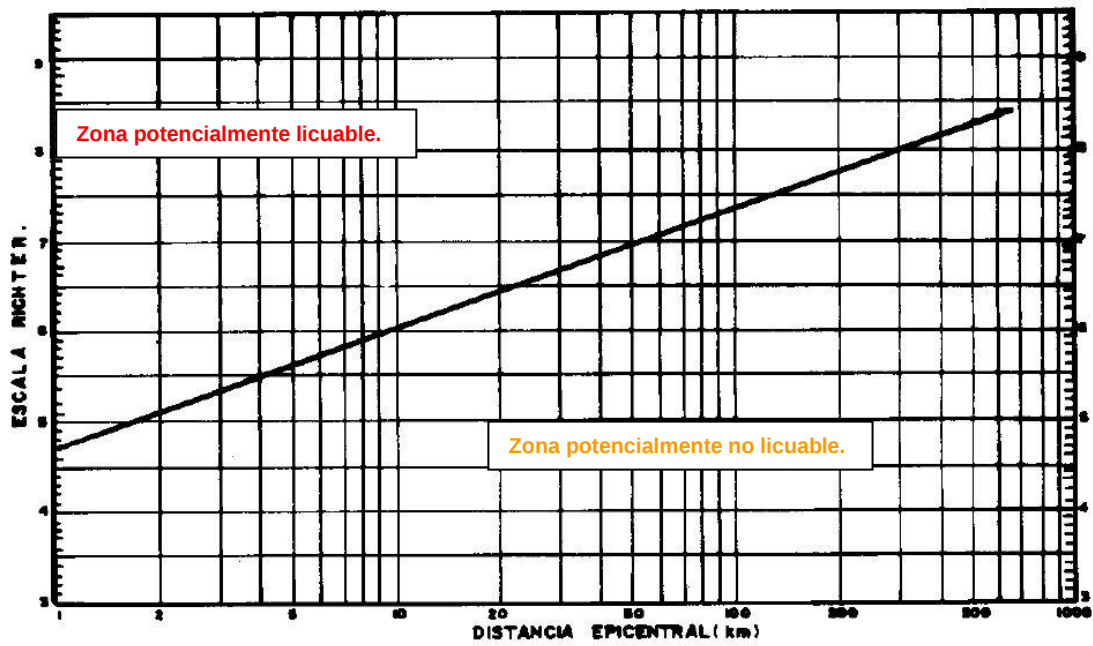
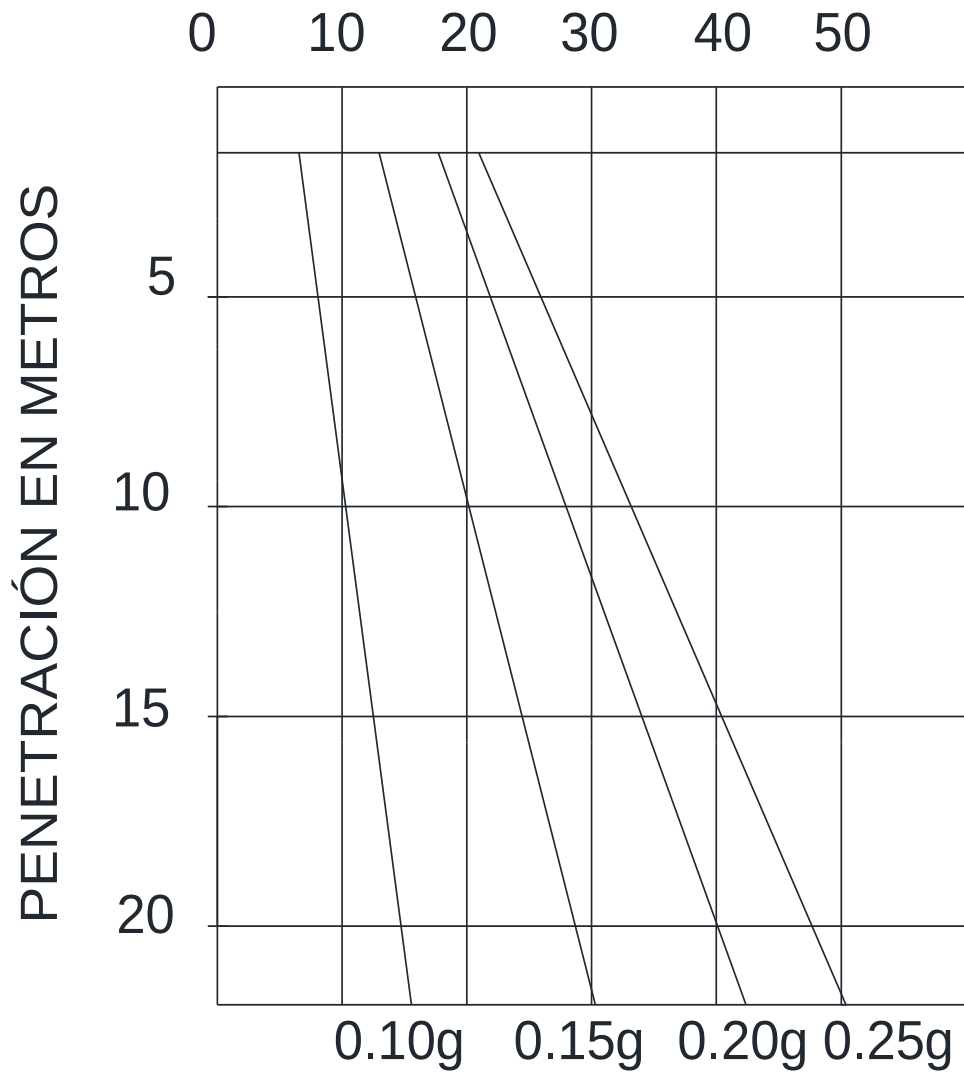


Figura 5 — Potencial sísmico en el lugar vs ocurrencia de licuación

RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN ESTANDAR

GOLPES/ 33 cm



MAX. ACELERACIÓN EN LA SUPERFICIE

Figura 6 — Valores de resistencia normal de penetración por encima de los cuales es poco probable que ocurra licuefacción bajo cualquier condición

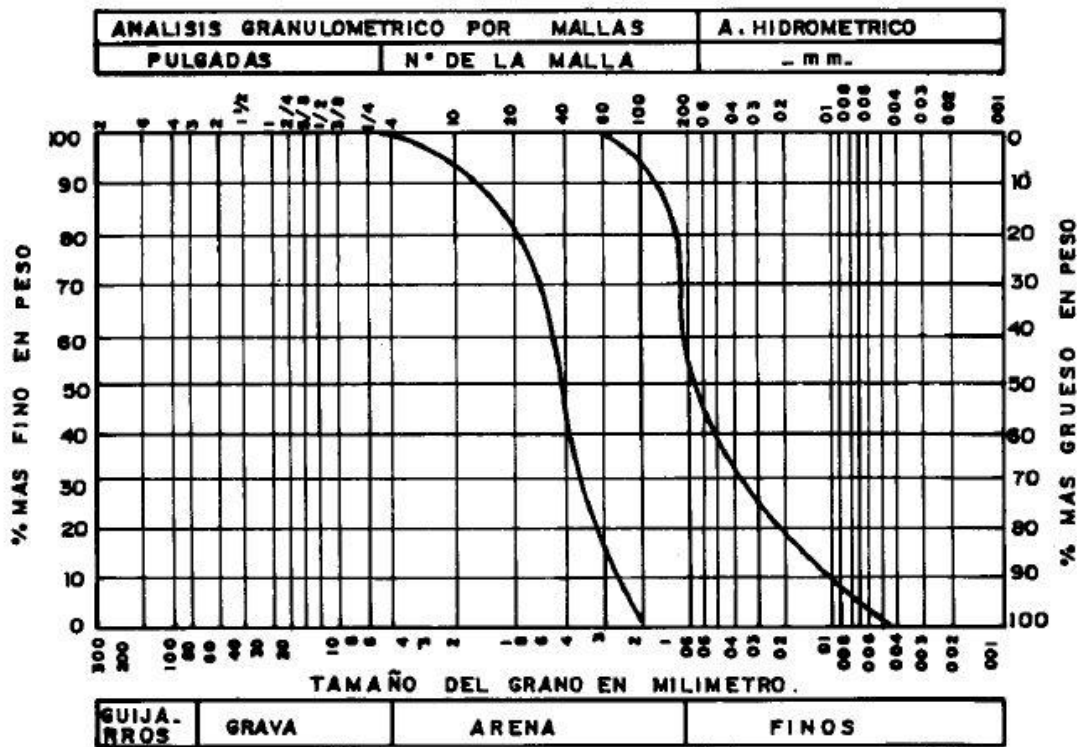


Figura 7 — Potencial de licuación relacionado con el tamaño de la partícula

9 Instrumentación, remodelaciones, reparaciones y reforzamiento

9.1 Instrumentación

Se deben adquirir por cuenta del propietario el número de instrumentos necesarios para registrar adecuadamente tanto la excitación sísmica como la respuesta dinámica de la estructura, para lo cual se instalarían como mínimo dos acelerógrafos para movimientos fuertes en los siguientes casos:

- En todo edificio de más de 25 pisos
- Para edificios de las categorías III y IV en los casos en que se tenga un área techada superior a los 10 000 m²
- Para toda edificación sobre los 15 000 m² y de menos de 25 pisos

Los acelerógrafos deben ser ubicados, uno en el nivel más bajo del edificio y otro a 2/3 de la altura del edificio salvo otra indicación del proyectista, lo más cerca posible de los centros de masas. A tal efecto, los proyectos deberán prever los espacios requeridos para estos instrumentos.

Además, la autoridad correspondiente tendrá el derecho de proponer la instalación de acelerógrafos en cualquier edificación donde lo estime pertinente, con independencia de la zona sísmica.

Cuando se trate de edificaciones de carácter repetitivo, se recomienda instrumentar con los mismos criterios anteriores una muestra representativa no menor de una unidad por cada perfil típico del subsuelo de cimentación definido en el Apartado 6.4.

Una entidad oficial estará a cargo de la calibración y mantenimiento de los equipos, así como la recuperación de esta información (CENAI⁷, Universidad o el Ministerio correspondiente al que pertenece la estructura en cuestión).

9.2 Revisión de la seguridad de estructuras existentes

En la revisión de la seguridad de un edificio existente se adoptará el valor del coeficiente de reducción por ductilidad R (o factor de comportamiento sísmico) que en los términos del Apartado 6.7 corresponda al caso cuyos requisitos sean esencialmente satisfechos por la estructura, a menos que se justifique debidamente por el proyectista 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 desplome de la construcción excede de 0,01 veces su altura, se tomará en cuenta la asimetría multiplicando las fuerzas sísmicas de diseño por el factor $(1 + 5f R)$ cuando se use el método estático según el Apartado 6.7 o el modal según el Apartado 6.8 siendo f el desplome de la construcción en metros.

Cuando para garantizar la seguridad sea necesario reforzar una construcción de Categoría II (obras ordinarias) con elementos estructurales adicionales será válido adoptar los valores de R que corresponden a estos elementos siempre que sean capaces de resistir en cada entrepiso al menos el 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 le correspondan. Deberán 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 los sistemas de piso para lograrlo.

9.3 Remodelaciones

Las remodelaciones de edificios existentes que impliquen cambios en el uso de los mismos y/o incrementen este, la autoridad correspondiente deberá establecer los criterios a aplicar según los lineamientos de esta norma y tomando en consideración lo siguiente:

- a) Tiempo en servicio del edificio a remodelar
- b) Vida útil de la estructura a partir de la remodelación
- c) Probabilidad de excedencia del sismo de diseño
- d) Comportamiento del edificio ante sismos ocurridos durante su vida de servicio
- e) Clasificación de la obra

⁷CENAI: Centro Nacional de Investigaciones Sismológicas

9.4 Reparaciones y reforzamientos

En los edificios u obras donde los daños que afecten la estructura después de un sismo son leves o moderados; se deberá proceder a reparar los elementos dañados para restituir por lo menos su resistencia original.

Si los daños son severos y ponen en peligro la estabilidad de la edificación u obra, esta deberá de reforzarse para lo cual se efectuará un estudio completo de su integridad estructural a fin de garantizar los niveles de seguridad y las condiciones de servicio necesarias para su uso según los lineamientos establecidos en esta norma para las construcciones nuevas, los cuales también se aplicarán en el reforzamiento de estructuras no dañadas como anticipación a una futura actividad sísmica. El estudio deberá incluir en mayor o menor medida las siguientes etapas:

A. Diagnóstico

Esta etapa contemplará los siguientes aspectos:

- a) Una evaluación detallada de los daños que se basará en una inspección de los elementos estructurales en las que se retiren los acabados y recubrimientos que puedan ocultar los daños estructurales.
- b) Un levantamiento físico de la edificación
- c) Una evaluación de la calidad de los materiales.
- d) Un análisis estructural de la edificación u obra en sus condiciones originales de proyecto y en sus condiciones actuales con el fin de eliminar las causas de los daños que se hayan presentado. Se comprobará si la estructura original era capaz de resistir el sismo mínimo según el Apartado 4.2.1.4.
- e) Una evaluación de las condiciones del subsuelo y otros aspectos que puedan ser causas de la falla.

B. Alternativas de reparación o reforzamiento

Se plantearán y analizarán las opciones de reparación o reforzamiento las cuales además de satisfacer los requisitos de funcionamiento de la estructura deberán corregir las deficiencias obtenidas en la etapa de diagnóstico de acuerdo a los lineamientos de esta norma.

C. Proyecto final

Comprende el proyecto definitivo de la opción seleccionada, el cual incluirá e indicará los detalles, procedimientos y sistemas constructivos a utilizar para integrar las reparaciones y/o reforzamientos necesarios a la estructura existente de manera que asegure el comportamiento integral de estos con la misma. Además, deberá incluir una revisión detallada de la cimentación ante las condiciones que resulten de las modificaciones a la estructura y los apuntalamientos, rigidizaciones y demás precauciones que se necesiten durante la ejecución de los trabajos de reparación y/o reforzamiento.

Todo proyecto de reparación y/o reforzamiento deberá ser aprobado como si se tratara de un nuevo proyecto. Será requisito en estos casos presentar una memoria en la cual se indique claramente los alcances y objetivo de la reparación y/o reforzamiento y las conclusiones de los estudios realizados.

D. Supervisión de la construcción

Debido a la importancia técnica que requieren los procesos constructivos durante la ejecución de los trabajos de reparación y/o reforzamiento y a los problemas de detalle en los diversos procesos de los mismos es obligatoria la participación del ingeniero responsable del proyecto estructural en la inspección y supervisión de las obras.

9.5 Seguridad en los trabajos de reparación y reforzamiento

Antes de iniciar las obras de refuerzo y/o reparación deberá demostrarse que el edificio dañado cuenta con la capacidad de soportar las cargas gravitatorias estimadas y un 30 % de las cargas laterales que se obtendría aplicando las presentes disposiciones con las cargas vivas previstas durante la ejecución de las obras. Para alcanzar dicha resistencia será necesario en los casos que se requieran, recurrir al apuntalamiento o rigidización temporal de algunas partes de la estructura. Además, se construirán las protecciones necesarias para evitar daños a personas, vehículos o bienes y de construcciones adyacentes, indicando mediante señalizaciones, convenientemente ubicadas los avisos de peligro. Así mismo se extremarán las medidas de seguridad y protección a los trabajadores que realizan estas labores.

Anexo A (informativo)

Simbología

Símbolo	Significado	Unidades
g	Aceleración debida a la gravedad	$\approx 9,81 \text{ m/s}^2$
Sa	Aceleración espectral horizontal máxima	g
Ss	Aceleración Espectral para periodo corto	g
S ₁	Aceleración Espectral para periodo largo	g
T _L	Periodo de transición del periodo largo	g
S ₀	Aceleración pico del suelo para T=0 igual a PGA	g
PGA	Aceleración pico del suelo para T=0	g
NPS	Nivel de Protección Sísmica	
A; B; C; D; E	Son los niveles de protección sísmica en 4.2.2	
Scs	Ordenada Espectral de sismo extremo para estructuras con periodo de vibración corto	g
Fa	Coeficiente de sitio para periodos de vibración cortos	adimensional
Fv	Coeficiente de sitio para periodos largos	adimensional
S1s	Ordenada espectral para periodos de vibración de 1 segundo	g
Na	Factor por proximidad de amenazas especiales o factor de falla cercana para periodo corto	adimensional
Nv	Factor por proximidad de amenazas especiales o factor de falla cercana para periodo largo	adimensional
A; B; C	Fuentes Sísmicas en 4.3.3.1	
Mo	Máxima magnitud de momento	grados
TC	Tasa de corrimiento	mm /año
T	Periodo	año
A;B;C;D;E;F	Categorías de sitio en 4.4	
Vs	Velocidad media de la onda de cortante	m/s
N	Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar	golpes/pie
Su	Resistencia media al corte obtenida del ensayo no drenado	kPa
IP	Índice de Plasticidad	adimensional
w	Contenido de humedad	%
H	Espesor total del estrato	m
Nch	Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar (suelos cohesivos)	golpes/pie
di	Espesor del estrato i	m
n	Número de estratos diferentes	adimensional
ds	Suma de los espesores de los m estratos de suelos no cohesivos	m

dc	Suma de los espesores de los k estratos de suelos cohesivos	m
Símbolo	Significado	Unidades
S _{ui}	Resistencia al corte no drenado del estrato i	kPa
K _d	Factores de escalado o calibración espectral	adimensional
S _{DS}	Aceleración espectral de diseño para periodo corto	g
S _{CS}	Aceleración espectral para periodos cortos	g
S _{D1}	Aceleración espectral de diseño para periodos largos	g
S _{1S}	Aceleración espectral para periodos largos	g
T _o	Periodo de esquina del espectro	g
T _s	Periodo de esquina del espectro	g
AMS _D	Aceleración Máxima del Suelo del sismo de diseño equivalente a la PGA	g
S _{VD}	Aceleración espectral vertical de diseño	g
E1 a E5	Sistemas estructurales en 6.1	
R	Factor Genérico de Reducción de Respuesta Sísmica o Coeficiente de reducción por ductilidad	adimensional
Ω _r	Factor de sobre resistencia	adimensional
C _d	Factor de amplificación de desplazamiento post-elástico	adimensional
ρ	Factor de Redundancia	adimensional
H1 a H5	Tipos de irregularidades horizontales	
V1 a V5	Tipos de irregularidades verticales	
V _B	Cortante Basal Estático a Cedencia	kN
W _s	Peso sísmico efectivo de la edificación	kN
C _s	Coeficiente sísmico de diseño	fracción de g
S _a (T)	Demanda sísmica de diseño para una estructura con periodo T obtenida del espectro de diseño sísmico establecido	fracción de g
T	Periodo fundamental de vibración de la estructura	s
T _a	Periodos empíricos	s
h _n	Altura total del edificio	m
A _B	Área de la planta de la estructura	m ²
Σ	Sumatoria	
h _n	Altura de la estructura sobre la base	m
h _i	Altura total del muro "i" sobre la base	m
A _i	Área del alma del muro "i"	m ²
D _i	Longitud del alma del muro "i"	m
T _F	periodo de vibración mediante fórmula analítica	s
W _i	Peso sísmico efectivo del nivel "i"	kN
u _i	Desplazamiento lateral del centro de masa del nivel "i".	m
F _i	Fuerza estática equivalente para el nivel "i"	kN
C _{VX}	Parámetro de distribución vertical de fuerzas sísmicas	adimensional
k	Potencia de h en ecuación 26	adimensional
W _x	Peso sísmico efectivo del nivel "x"	kN

h_i	Altura del nivel "x" sobre la base	m
F_x	Fuerza horizontal que actúa en el nivel x de la edificación	kN
Símbolo	Significado	Unidades
M_{ta}	Momento de torsión accidental	kNm
$\delta_A ; \delta_B$	Desplazamiento de los extremos de la planta	m
δ_m	Desplazamiento medio de los extremos de la planta	m
A_t	Factor de amplificación torsional sísmica	adimensional
$\delta_{CXi} ; \delta_{CYi}$	Desplazamiento al límite de cedencia en los nodos "i"	m
C_{sm}	Coeficiente sísmico a cedencia, también llamado coeficiente sísmico de diseño para el modo "m"	adimensional
$M \beta_m$	Masa efectiva que participa en el modo "m" de vibración	t
$\phi_{i,m}$	Amplitud relativa del desplazamiento del grado de libertad "i" de la estructura cuando vibra en el modo "m"	adimensional
M_i	Masa sísmica del grado de libertad "i"	t
n	Número de grados de libertad asociados con masas que se consideran en el modelo de la estructura	adimensional
N	Número de modos a considerar	adimensional
$V_{1X} ; V_{1Y}$	Cortantes basales dinámicos de la iteración inicial en cada dirección ortogonal horizontal	kN
$VD_X ; VD_Y$	Cortante basal dinámicos de diseño en X y en Y	kN
F_{im}	Fuerza horizontal modal del nivel	kN
V_{Bm}	Cortante basal a la cedencia que corresponde al modo "m"	kN
RM	Valores modales resultantes	
RMm	Respuestas modales en el análisis dinámico (flexiones, cortantes, torsiones y cargas axiales) las reacciones externas y las deformaciones del modo "m" de los N modos considerados en el en el análisis	
SRSS	Raíz cuadrada de la suma de cuadrados	
CQC	Combinación cuadrática completa	
$\rho_{i,k}$	Parámetro para determinar la respuesta modal en el método CQC	adimensional
ξ_i, ξ_k	Razones de amortiguamiento para los modos i y k respectivamente	adimensional
χ	Razón la frecuencia natural del modo i con respecto a la frecuencia natural de oscilaciones del modo k	adimensional
$\delta_{1Xi} \text{ y } \delta_{1Yi}$	Desplazamientos dinámicos laterales ya combinados para sismo en cada dirección ortogonal	m
$V_{EEX} \text{ y } V_{EEY}$	Cortantes estáticos	kN
$FD_X ; FD_Y$	Factores de corrección de los desplazamientos	adimensional
δ_{CXi} δ_{CYi}	Desplazamientos calibrados al límite de cedencia correspondientes a los nodos "i" del modelo estructural	M
S_h	Demandas sísmicas horizontales	
ρ	Factor de redundancia definido	adimensional
E_h	Representa las acciones o esfuerzos derivados de aplicar las componentes horizontales de la demanda sísmica que a	

	su vez resultan de aplicar el espectro de diseño	
S_v	Demandas sísmicas verticales	
Símbolo	Significado	Unidades
G	Notación genérica para las cargas permanentes (muertas) de la estructura	kN
F_p	fuerza sísmica horizontal de diseño sobre elementos no estructurales en 6.10.1	kN
a_p	Factor de amplificación del elemento que varía entre 1,00 y 2,50	Adimensional
R_p	Factor de modificación de la respuesta del componente no estructural el cual varía entre 1,00 y 12,00	Adimensional
z	Altura en la estructura del punto de fijación del componente con respecto a la base	m
h	Altura promedio a la cubierta de la estructura con respecto a la base	m
F_p	Fuerza de diseño en los anclajes independientes en 6.11	kN
W_p	Peso operativo del elemento no estructural	kN
k_a	Factor de amplificación para diafragmas flexibles	adimensional
L_f	Luz, de un panel flexible que provee apoyo lateral para la pared	m
W_p	Peso de la pared que tributa al anclaje	kN
Q	Cargas de usos o vivas	kN/m ²
S	Cargas sísmicas	kN
Δ_{pk}	Diferencia del desplazamiento horizontal del centro de masa del nivel "k" respecto del centro de masa del nivel "k-1"	m
Δ_{ki}	Diferencia de desplazamiento horizontal del nodo "i" respecto del correspondiente nodo en el diafragma inmediato inferior	m
δ_{cki}	Deformación horizontal de cedencia del nodo "i" en el nivel "k" medida desde la base de la estructura	m
h_k	Es la altura del nivel "k" sobre la base.	m
h_{pk}	Altura del piso "k"	m
δ_c	Deformación al límite de cedencia	m
δ_u	Deformación última	m
Δ	Derivas	m
$[\Delta_u]$	Derivas últimas máximas tolerables	m
Δ_{CP}	Deriva de piso	m
V_x	Cortante entre el piso "x" y el "x-1"	kN
θ	Coeficiente de Inestabilidad	adimensional
θ_{max}	Coeficiente de Inestabilidad máximo	
P_x	Carga vertical gravitacional total encima del nivel "x", incluyendo el propio nivel "x"	kN
Δ_{cx}	Deriva elástica a cedencia del nivel "x"	m
h_{px}	Altura del piso "x"	m

β_x	Relación entre la demanda cortante y la capacidad cortante en el piso inmediatamente debajo del nivel "x"	adimensional
Símbolo	Significado	Unidades
δ_M	Separación entre las edificaciones	m
J	Ancho de la junta mínima	cm
H	Altura del edificio en 7.72	m
hol_{vid}	Holgura para el tablero de vidrio	m
Δ	Desplazamiento lateral relativo	m
a	Altura del tablero de vidrio	m
b	Ancho del tablero de vidrio	m
S_L	Deformación o desplazamiento límite que está en función del tipo de obra	cm
S	Deformaciones relativas asientos absolutos máximos	cm
γ	Deformaciones relativas (ángulo de distorsión)	adimensional
C_v	Coeficiente de consolidación	cm ² por año
N	Carga vertical mayorada resultante de todas las sollicitaciones a nivel de desplante en 8.3.6	kN
Q_{bc}	Carga bruta de cálculo resistente a la estabilidad	kN
S_c	Deformación calculada (movimiento vertical medio, inclinación media y distorsión)	cm
N_p	Carga vertical sobre un pilote	kN
Q_{vcg}	Carga vertical resistente por estabilidad de cálculo del pilote en grupo	kN
H_p	Carga horizontal sobre un pilote	kN
Q_{hc}	Carga horizontal resistente por estabilidad de cálculo	kN
U	Combinación de los efectos debido a las cargas en las ecuaciones 61 y 62	
CP	Efectos debido a las cargas permanentes exceptuando los empujes del suelo	
CT	Efectos debidos a las cargas temporales exceptuando los empujes del suelo	
ED	Efectos debidos a los empujes del suelo u otro material bajo condiciones dinámicas	
CS	Efectos debidos a la acción del sismo, diferentes del empuje dinámico del suelo, pero incluyendo las fuerzas de inercia del muro calculadas según el Apartado 6.7.1 de esta norma.	
γ	Peso unitario	kN/m ³
H	Altura del talud y las distancias se miden en dirección horizontal.	m
K	parámetro de la ecuación 63	adimensional
Φ	Angulo de fricción interna	grados
ω	Angulo del relleno con la horizontal	grados
θ	Arcotangente de c	grados
c	Valor que puede tomarse entre 0,09 g y 0,18 g según la	adimensional

	sismicidad de la zona	
Dr	Densidad relativa	%
Símbolo	Significado	Unidades
N	Resistencia a la penetración	golpes/30cm
f	Desplome de la construcción en metros	m

Bibliografía

- [1] ISO 3010: 2001 Basis for design of structures. Seismic action on structures
- [2] Estados Unidos, ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures
- [3] Estados Unidos, ACI 318: 2005 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary
- [4] Estados Unidos, ANSI/AISC 360 - 05 Specifications for Structural Steel Buildings
- [5] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings
- [6] Guatemala, NSE 2010 Normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la República de Guatemala
- [7] República Dominicana, R - 001: 2011 Reglamento para el análisis y diseño sísmico de estructuras
- [8] Colombia, NSR-10: 2010 Reglamento colombiano de construcción sismo-resistente
- [9] Estados Unidos, 2009, The Uniform Building Code
- [10] Estados Unidos, ASCE 2000, FEMA Report 356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings
- [11] Washington, D. C., Pan American Health Organization, 2008, Llanes Carlos, Rivada María Luisa y otros autores, Hospital safety index integrated by Guide for evaluators of hospitals safe from disasters and the evaluation forms for safe hospitals
- [12] Japón, 2004, Ishiyama Yuji and Hatamoto Hitoshi, Revised International Standard ISO 3010 Bases for design of structures - Seismic actions on structures
- [13] Cuba, La Habana, 2012, I Congress of Civil Engineer, Llanes Carlos and García Julio, Why a new proposal of earthquake resistant? Cuban standard
- [14] Perú, Norma E.030: 2006 Diseño sismorresistente
- [15] México, D. F., 2008, Manual de diseño de obras civiles. Diseño por sismo CFE
- [16] ACS – AEC, 2003, Códigos modelos de construcción para vientos y sismos
- [17] México, 2004, Normas técnicas complementarias del reglamento de construcciones para el Distrito Federal
- [18] Cuba, La Habana, 2011, Curso de Universidad para Todos, Llanes Carlos y colectivo de autores, Con tus propias manos, como construir y mantener su vivienda

- [19] México, 2006, Mc Graw Hill, Wakabayashi Minoru y Martínez Enrique, Diseño de estructuras sismorresistentes
- [20] California, Redwood City, Applied Technology Council, ATC - 40: 1996 Seismic evaluation and retrofit and concrete buildings. Volume 1, Report
- [21] España, Barcelona, 2000, Ed. Reverté, Bozzo Luís M. y Barbat Alex, Diseño sismorresistente de edificios. Técnicas convencionales y avanzadas
- [22] NFPA: 2003 Fire Protection Handbook. Nineteenth Edition, Volumes I & II
- [23] 1982, Rosenblueth Emilio y Newmark N. M., Fundamentos de ingeniería sísmica
- [24] 1991, Rosenblueth Emilio y otros autores, Diseño de estructuras resistentes a sismos
- [25] 1990, Christopher Arnold y Reitherman Robert, Manual de configuración sísmica de edificios
- [26] El Salvador, 1994, MOP, Norma técnica para diseño por sismo
- [27] Estados Unidos, Berkeley, 1995, Chopra Anil K., Dynamics of Structures. Theory and applications to earthquake engineering
- [28] New York, John Wiley & Sons, 1992, Pauly T. and N. Prestley M.J., Seismic Design of reinforced concrete and masonry buildings
- [29] OPS/OMS. Mitigación de desastres en las instalaciones de la salud. Volumen 4. Aspectos de ingeniería. 1993.
- [30] México, D.F., 2004, Editorial Limusa, Bazan Enrique y Meli Roberto, Manual de diseño sísmico de edificios
- [31] Estados Unidos, 2004, Engineering Seismology to Performance-Based Engineering CRC Press LLC, Bozorgnia Yousef and Bertero Vitelmo V., Earthquake Engineering
- [32] Venezuela, 1982, Edificaciones antisísmicas
- [33] 1990, Dowrick, Earthquake resistant design
- [34] Washington, D. C., World Health Organization, 2015, Llanes Carlos, Rivada María Luisa y otros autores, Hospital safety index integrated. Guide for evaluators. Second Edition of Safe Hospitals Initiative.