
NORMA CHILENA OFICIAL

***NCh* 433.Of1996
Modificada en 2009**

INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACION • INN-CHILE

Diseño sísmico de edificios

Earthquake resistant design of buildings

Primera edición : 1996
Reimpresión : 2005
Segunda edición : 2009

Descriptores: *diseño estructural, diseño sísmico, cálculo estructural, edificios, estructuras, zonas sísmicas, Chile, clasificación, análisis, fundaciones, ensayos, requisitos*

CIN 91.080

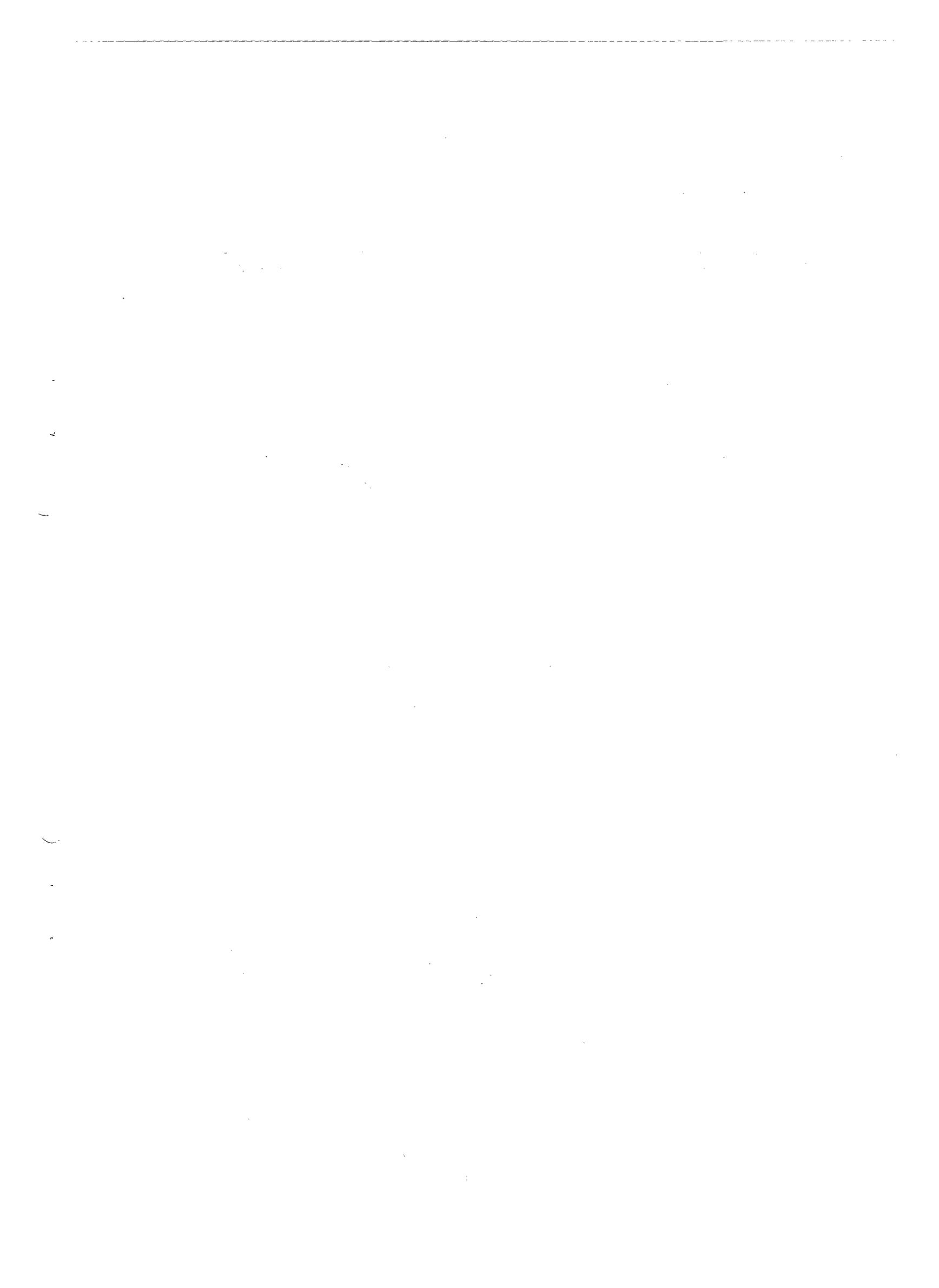
COPYRIGHT © 1997: INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACION - INN

* Prohibida reproducción y venta *

Dirección : Matías Cousiño N° 64, 6° Piso, Santiago, Chile

Web : www.inn.cl

Miembro de : ISO (International Organization for Standardization) • COPANT (Comisión Panamericana de Normas Técnicas)



Indice

	Página
Preámbulo	V
1 Alcance	1
2 Referencias	1
3 Terminología y simbología	2
3.1 Terminología	2
3.2 Simbología	3
4 Disposiciones de aplicación general	6
4.1 Zonificación sísmica	6
4.2 Efecto del suelo de fundación y de la topografía en las características del movimiento sísmico	6
4.3 Clasificación de ocupación de edificios y otras estructuras de acuerdo a su importancia, uso y riesgo de falla	7
4.4 Instrumentos sísmicos	9
5 Disposiciones generales sobre diseño y métodos de análisis	17
5.1 Principios e hipótesis básicos	17
5.2 Combinación de las solicitaciones sísmicas con otras solicitaciones	17
5.3 Coordinación con otras normas de análisis y diseño	18
5.4 Sistemas estructurales	18
5.5 Modelos estructurales	19
5.6 Limitaciones para el uso de los métodos de análisis	20

Índice

	Página	
5.7	Factor de modificación de la respuesta	20
5.8	Acciones sísmicas sobre la estructura	20
5.9	Deformaciones sísmicas	20
5.10	Separaciones entre edificios o cuerpos de edificios	21
5.11	Planos y memoria de cálculo	21
6	Métodos de análisis	24
6.1	Generalidades	24
6.2	Análisis estático	24
6.3	Análisis modal espectral	27
7	Diseño y construcción de fundaciones	31
7.1	Especificaciones generales para el diseño	31
7.2	Fundaciones superficiales	32
7.3	Pilotes	32
7.4	Estructuras contiguas	33
8	Elementos secundarios	33
8.1	Generalidades	33
8.2	Criterios sobre el nivel de desempeño	34
8.3	Fuerzas para el diseño de elementos secundarios y sus anclajes	34
8.4	Tabiques divisorios	35
8.5	Aspectos complementarios	36

Indice

	Página
Anexos	
Anexo A (informativo) Daño sísmico y recuperación estructural	38
A.1 Generalidades	38
A.2 Evaluación del daño sísmico y decisiones sobre la recuperación estructural	38
A.3 Requisitos que debe cumplir el proyecto de recuperación estructural	39
A.4 Disposiciones generales sobre métodos de reparación	39
A.5 Requisitos que debe cumplir el proceso constructivo de la recuperación estructural	40
A.6 Necesidad de recuperación de edificios sin daños	40
Anexo B (normativo) Referencias transitorias	41
Anexo C (normativo) Empujes de muros subterráneos	43
Figuras	
Figura 4.1 a) Zonificación sísmica de las Regiones I, II, III y V	14
Figura 4.1 b) Zonificación sísmica de las Regiones IV, V, VI, VII, VIII, IX, X, XIV y Región Metropolitana	15
Figura 4.1 c) Zonificación sísmica de las Regiones XI y XII	16
Tablas	
Tabla 4.1 Categoría de ocupación de edificios y otras estructuras	7
Tabla 4.2 Zonificación sísmica por comunas para las Regiones Cuarta a Novena	9
Tabla 4.3 Definición de los tipos de suelos de fundación	13

Indice

	Página
Tabla 5.1 Valores máximos de los factores de modificación de la respuesta	23
Tabla 6.1 Valor del coeficiente I	31
Tabla 6.2 Valor de la aceleración efectiva A_0	31
Tabla 6.3 Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo	31
Tabla 6.4 Valores máximos del coeficiente sísmico C	31
Tabla 8.1 Valores del coeficiente C_p y del factor de desempeño K_d para el diseño y anclaje de elementos secundarios	37
Tabla 8.2 Valores del factor λ	37

Diseño sísmico de edificios

Preámbulo

El Instituto Nacional de Normalización, INN, es el organismo que tiene a su cargo el estudio y preparación de las normas técnicas a nivel nacional. Es miembro de la INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION (ISO) y de la COMISION PANAMERICANA DE NORMAS TECNICAS (COPANT), representando a Chile ante esos organismos.

La norma NCh433 ha sido preparada por la División de Normas del Instituto Nacional de Normalización. Esta norma corresponde a una revisión del documento oficializado en 1993, cuya gestación se detalla a continuación.

El Comité Coordinador de Normas Sismorresistentes, constituido por el Instituto Nacional de Normalización en Julio de 1986, tuvo la responsabilidad de generar el documento que se envió a consulta pública en Julio de 1989. Para esta labor, dicho Comité contó con la colaboración de 30 profesionales y profesores universitarios. En este estudio y en el trabajo de Comité que aprobó la redacción de las disposiciones de la versión 1993 de esta norma, participaron los organismos y las personas naturales siguientes:

Arze, Reciné y Asociados

CODELCO Chile
Colegio de Arquitectos

Consultores Particulares

Dames and Moore Chile Ltda.
GEOPROSPEC Ltda.

Elías Arze L.
Eduardo Montegu G.
Alvaro Díaz I.
Oscar Bórquez D.
Sergio Rojo A.
Issa Kort K.
Mario Pérez de Arce L.
Patricio Ruiz T.
Miguel Sandor E.
Jaime Illanes P.
Andrés Pérez M.

NCh433

Geotécnica Consultores

IEC Ingenieros Ltda.

INGENDESA

Instituto Nacional de Normalización, INN

Lagos, Contreras y Asociados

METRO S.A.

Ministerio de Vivienda y Urbanismo,

SERVIU Metropolitano

Pontificia Universidad Católica de Chile,

Depto. de Ingeniería Estructural y Geotécnica

Pontificia Universidad Católica de Chile, DICTUC

RFA Ingenieros

Rivera, Lederer, Baeza, Ingenieros

SAS Ingeniería Estructural

Universidad Católica de Valparaíso

Universidad de Chile, Depto. de Geofísica

Universidad de Chile, Depto. de Ingeniería Civil

Universidad de Chile, Facultad de Arquitectura

Universidad de Chile, IDIEM

Universidad de Santiago de Chile

Universidad Técnica Federico Santa María

Roberto Lástrico O.

Pablo Talloni V.

Tomás Guendelman B.

Jorge Laval Z.

Arturo Arias S.

Pedro Hidalgo O.

René Lagos C.

Santiago Saavedra T.

Ernesto Herbash A.

Ernesto Cruz Z.

Rafael Riddell C.

Jorge Troncoso T.

Jorge Vásquez P.

Michel Van Sint Jan F.

Carl Lüders Sch.

Rodrigo Flores A.

Marcial Baeza S.

Santiago Arias S.

Baldur Heim G.

Alfredo Eisenberg G.

Edgar Kausel V.

Maximiliano Astroza I.

Juan Cassis M.

Joaquín Monge E.

María Ofelia Moroni Y.

Rodolfo Saragoni H.

Leopoldo Dominichetti C.

Raúl Marchetti S.

Pablo Carrillo V.

Pedro Ortigosa de P.

Paulina González S.

Carlos Aguirre A.

Patricio Bonelli C.

Durante el año 1994, la Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica, ACHISINA, organizó un total de cuatro talleres, en los cuales se recogió la experiencia de la comunidad profesional respecto a la aplicación de la norma NCh433.Of93. Las conclusiones de estos talleres fueron transmitidas al INN, el cual las analizó y transformó en un conjunto de proposiciones para ser estudiadas en el proceso de revisión de la norma. Dado que ellas no representaban un cambio fundamental del documento, se omitió el proceso de consulta pública y se citó directamente al Comité que aprobó la norma NCh433.Of93, invitación que también incluyó a las personas que participaron en los talleres de ACHISINA. En el trabajo de Comité que aprobó la redacción de las disposiciones de esta norma, participaron los organismos y las personas naturales siguientes:

ACMA S.A.

Arze, Reciné y Asociados

VI

David Escárate N.

Elías Arze L.

Colegio de Arquitectos
Consultores Particulares

Gobierno Regional de Valparaíso
IEC Ingenieros Ltda.
Instituto Nacional de Normalización, INN

Rivera, Lederer, Baeza, Ingenieros Civiles
Universidad Católica de Valparaíso
Universidad de Chile, Depto. de Ingeniería Civil

Universidad de Chile, IDIEM
Universidad de Concepción

Universidad de Santiago de Chile
Universidad Técnica Federico Santa María

Oscar Bórquez D.
Denise Jequier L.
Sergio Rojo A.
Miguel Sandor E.
Francisco Osorio M.
Tomás Guendelman B.
Arturo Arias S.
Pedro Hidalgo O.
Marcial Baeza S.
Baldur Heim G.
Maximiliano Astroza I.
María Ofelia Moroni Y.
Rodolfo Saragoni H.
Fernando Yáñez U.
Gian M. Giuliano M.
Mario Valenzuela O.
Paulina González S.
Patricio Bonelli C.

Esta norma se estudió para establecer las disposiciones exigibles al diseño sísmico de los edificios.

Esta norma anula y reemplaza a NCh433.Of93 *Diseño sísmico de edificios*, declarada Oficial de la República de Chile por Decreto N°90, de fecha 24 de agosto de 1993, del Ministerio de Vivienda y Urbanismo, publicado en el Diario Oficial del 16 de septiembre de 1993.

Esta norma ha sido aprobada por el Consejo del Instituto Nacional de Normalización, en sesión efectuada el 26 de junio de 1996.

Esta norma ha sido declarada Oficial de la República de Chile por Decreto N°172, de fecha 05 de diciembre de 1996, del Ministerio de Vivienda y Urbanismo, publicado en el Diario Oficial del 23 de diciembre de 1996.

MODIFICACION 2009

Durante el año 2001 un grupo de miembros de la Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica, ACHISINA, se abocó a la tarea de clarificar y a su vez modificar los alcances de la actual norma de Diseño Sísmico de Edificios NCh433.Of1996.

Este grupo terminó sus actividades en forma exitosa a mediados del año 2001. Durante los años 2002 - 2004 la proposición de modificación a la norma se envió a más de 600 profesionales y se dispuso para consulta en la página Web de ACHISINA.

NCh433

Cabe hacer notar que la ingeniería sísmica ha experimentado muchos avances en esta última década, lo que hace necesario poner al día esta norma. Como este trabajo puede tomar algunos años, esta modificación incluye sólo las cláusulas 1.1; 1.5; 3.2; Tabla 4.1; Figuras 4.1 a), b) y c); Tabla 4.2; 4.3; 5.1.1; Tabla 5.1; 5.2.1; 5.3.4; Tabla 6.1; 7.5; Tabla 8.1; B.1; B.2.

Esta modificación a la norma NCh433.Of1996 ha sido preparada por la División de Normas del Instituto Nacional de Normalización, y en su estudio el Comité estuvo constituido por las organizaciones y personas naturales siguientes:

Alfonso Larraín Vial y Asociación Ltda.
Gobierno Regional de Valparaíso
IEC Ingeniería S.A.
Instituto del Cemento y del Hormigón de Chile - ICH
Instituto Nacional de Normalización, INN
Marcial Baeza S. y Asociados Ltda.
Ministerio de Vivienda y Urbanismo - Dirección Técnica

Particular
Particular
Petrus Ingenieros Ltda.
Pontificia Universidad Católica de Chile

R. Pettinelli y Asoc.
RCP Ingeniería Ltda.
Ruiz, Saavedra y Cía. Ltda.
Universidad de Chile

Universidad de Chile, IDIEM

Alfonso Larraín V.
Francisco Osorio M.
Jorge Lindenber B.
Augusto Holmberg F.
Patricio Bonelli C.
Marcial Baeza S.
Marcelo Soto Z.
Daniel Súnico H.
Denise Jequier L.
Miguel Sandor E.
Pedro Ortigosa De Pablo
Christian Ledezma A.
Rafael Riddell C.
René Petinelli L.
Rodrigo Concha P.
Manuel Saavedra S.
Rubén Boroschek
Ricardo Herrera
Rodolfo Saragoni H.
Fernando Yáñez U.

En forma adicional a las organizaciones que participaron en Comité, el Instituto recibió respuesta durante el período de consulta pública de esta norma, de las entidades siguientes:

ARA Worley Parsons
EM Ingenieros Consultores Ltda.
Santolaya Ingenieros Consultores

El Anexo A no forma parte de la norma, se inserta sólo a título informativo.

Los Anexos B y C forman parte de la norma.

Esta norma ha sido aprobada por el Consejo del Instituto Nacional de Normalización, en sesión efectuada el 27 de noviembre de 2009.

Mapas indicados en cláusula 4

Los mapas que se incluyen, Figuras 4.1 a), b) y c) están autorizadas para su circulación por Resolución N° 171 de 07 de mayo de 2009 de la Dirección de Fronteras y Límites del Estado.

La edición y circulación de los mapas, cartas geográficas u otros impresos y documentos que se refieren o relacionen con los límites y fronteras de Chile, no comprometen en modo alguno al Estado de Chile, de acuerdo al Artículo 2°, letra g) del DFL. N° 83 de 1979 del Ministerio de Relaciones Exteriores.

Diseño sísmico de edificios

1 Alcance

1.1 Esta norma establece requisitos exigibles para el diseño sísmico de edificios.

1.2 Esta norma también se refiere a las exigencias sísmicas que deben cumplir los equipos y otros elementos secundarios de edificios.

1.3 También se incluyen recomendaciones sobre la evaluación del daño sísmico y su reparación.

1.4 Esta norma no se aplica al diseño sísmico de otras obras civiles tales como puentes, presas, túneles, acueductos, muelles, canales. Tampoco se aplica a edificios industriales ni a instalaciones industriales. El diseño de estas obras se debe regir por la norma chilena correspondiente.

1.5 Esta norma es aplicable sólo a materiales o sistemas que tengan una norma técnica de diseño sísmico o que en su defecto se pueda demostrar mediante ensayos cíclicos no lineales, que tienen resistencia y ductilidad equivalente a los requerimientos de esta norma para materiales sísmicos convencionales.

2 Referencias

- NCh427 *Construcción - Especificaciones para el cálculo, fabricación y construcción de estructuras de acero.*
- NCh430 *Hormigón armado - Requisitos de diseño y cálculo.*
- NCh431 *Construcción - Sobrecargas de nieve.*
- NCh432 *Cálculo de la acción del viento sobre las construcciones.*

NCh433

- NCh1198 *Madera - Construcciones en madera - Cálculo.*
NCh1537 *Diseño estructural - Cargas permanentes y sobrecargas de uso.*
NCh1928 *Albañilería armada - Requisitos para el diseño y cálculo.*
NCh2123 *Albañilería confinada - Requisitos de diseño y cálculo.*
NCh3171¹⁾ *Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas.*

3 Terminología y simbología

3.1 Terminología

3.1.1 albañilería armada: albañilería reforzada que satisface los requisitos especificados en NCh1928.

3.1.2 albañilería confinada: albañilería reforzada que satisface los requisitos especificados en NCh2123.

3.1.3 diafragma: elemento estructural al nivel de un piso, que distribuye fuerzas horizontales a los elementos verticales resistentes.

3.1.4 elemento secundario: elemento permanente que no forma parte de la estructura resistente pero que es afectado por sus movimientos y eventualmente interactúa con ella, tales como tabiques divisorios y elementos de fachada no intencionalmente estructurales, ventanales, cielos falsos, antepechos, antetechos, estanterías, elementos decorativos, luminarias, equipos mecánicos y eléctricos, etc.

3.1.5 elemento secundario flexible: elemento secundario cuyo período fundamental propio T_p , es mayor que 0,06 s, incluyendo el efecto del sistema de conexión a la estructura resistente del edificio.

3.1.6 elemento secundario rígido: elemento secundario que no satisface la definición de 3.1.5.

3.1.7 equipo mecánico o eléctrico: cualquier equipo que se encuentre anclado a la estructura resistente del edificio o que interactúe en cualquier forma con ella; por ejemplo, estanques para gases y líquidos, sistemas de almacenamiento, cañerías, ductos, ascensores, montacargas y maquinaria fija de empleo habitual en edificios habitacionales o de uso público.

3.1.8 esfuerzo de corte basal: esfuerzo de corte producido por la acción sísmica en el nivel basal del edificio.

3.1.9 estructura resistente: la estructura resistente de un edificio comprende el conjunto de elementos que se han considerado en el cálculo como colaborantes para mantener la estabilidad de la obra frente a todas las sollicitaciones a que puede quedar expuesta durante su vida útil.

1) Actualmente en estudio.

3.1.10 grado de daños sísmicos: es el que se determina en los elementos estructurales de un edificio después que éste ha sufrido los efectos de un evento sísmico.

3.1.11 nivel basal: plano horizontal en el cual se supone que se ha completado la transferencia de las fuerzas horizontales entre la estructura y el suelo de fundación. A partir de este nivel se mide la altura y el número de pisos del edificio. Para su determinación se debe tener en cuenta lo dispuesto en 7.2.

3.2 Simbología

Los símbolos empleados en esta norma tienen el significado que se indica a continuación:

A_o	=	aceleración efectiva máxima del suelo;
A_k	=	factor de ponderación para el peso asociado al nivel k ;
C	=	coeficiente sísmico;
C_p	=	coeficiente sísmico para elementos secundarios;
C_R	=	coeficiente que interviene en la determinación de σ_s ;
D_w	=	profundidad de la napa de agua;
F_k	=	fuerza horizontal aplicada en el nivel k ;
F_N	=	fuerza horizontal aplicada en el nivel superior;
H	=	acción del suelo en las combinaciones de carga;
h	=	altura total del edificio sobre el nivel basal;
h_m	=	altura de un muro de contención en contacto con el suelo;
I	=	coeficiente relativo a la importancia, uso y riesgo de falla del edificio;
$ID (RD)$	=	índice de densidad (o densidad relativa);
K_d	=	factor de desempeño asociado al comportamiento sísmico de elementos secundarios;
K_p	=	factor de amplificación dinámica para el diseño de elementos secundarios;
M_{nx}	=	masa equivalente del modo n , para una acción de dirección X ;
$[M]$	=	matriz de masas de la estructura;
N	=	índice de Penetración Estándar del suelo; número de pisos de un edificio;

NCh433

- P = peso total del edificio sobre el nivel basal;
- P_k = peso asociado al nivel k ;
- P_N = peso asociado al nivel superior;
- P_p = peso total del elemento secundario, incluyendo la sobrecarga de uso y el contenido cuando corresponda;
- Q_o = esfuerzo de corte basal del edificio;
- Q_p = esfuerzo de corte en la base del elemento secundario;
- R = factor de modificación de la respuesta estructural (análisis estático);
- R_o = factor de modificación de la respuesta estructural (análisis modal espectral);
- R^* = factor de reducción de la aceleración espectral, calculado para el período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis;
- RQD = $\sum l/L$ en que:
- $\sum l$: suma de las longitudes de trozos de roca sana con largo individual superior a 10 cm y diámetro mínimo 47,6 mm, recuperados de un sondaje en roca en una longitud L .
- L : longitud perforada o longitud de referencia con $1,0\text{ m} \leq L \leq 1,5\text{ m}$;
- S = parámetro que depende del tipo de suelo;
- S_a = aceleración espectral de diseño;
- T_n = período de vibración del modo n ;
- T_o = parámetro que depende del tipo de suelo;
- T_p = período propio del modo fundamental de vibración del elemento secundario;
- T^* = período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis;
- T' = parámetro que depende del tipo de suelo;
- X = valor resultante de la superposición modal espectral;
- X_i = valor máximo del modo i con su signo;

Z_k	= altura del nivel k , sobre el nivel basal;
b_{kx}	= dimensión en la dirección X , de la planta del nivel k ;
f	= factor de reducción aplicable a la determinación del valor máximo del coeficiente sísmico C ;
g	= aceleración de gravedad;
h	= altura de entresuelo;
n	= parámetro que depende del tipo de suelo; índice asociado al modo de vibración;
p	= parámetro que depende del tipo de suelo;
q	= cociente del esfuerzo de corte tomado por muros de hormigón armado dividido por el esfuerzo de corte total en el mismo nivel, para una misma dirección de análisis;
q_u	= resistencia a la compresión simple del suelo;
$\{r_x\}$	= vector que tiene el número 1.0 en cada posición correspondiente a los grados de libertad de desplazamiento en la dirección X , y ceros en todas las otras posiciones;
$\{r_\theta\}$	= vector que tiene el número 1.0 en cada posición correspondiente a los grados de libertad de giro en planta de cada piso, y ceros en todas las otras posiciones;
s_u	= resistencia al corte no drenada del suelo;
v_s	= velocidad de propagación de las ondas de corte en el suelo;
α	= factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima;
β	= coeficiente que interviene en la determinación de K_p ;
γ	= peso unitario húmedo del suelo;
γ_d	= peso unitario seco del suelo;
$\{\phi_n\}$	= vector que representa la forma de vibrar asociada al modo n ;
λ	= coeficiente relativo al sistema de corte automático de redes de gas, vapor, agua a altas temperaturas, etc.;

NCh433

ρ_{ij} = coeficiente de acoplamiento entre los modos i y j ;

σ_s = presión sísmica originada por el empuje de tierras;

ξ = razón de amortiguamiento.

4 Disposiciones de aplicación general

4.1 Zonificación sísmica

Se distinguen tres zonas sísmicas en el territorio nacional, tal como se indica en Figuras 4.1 a), 4.1 b) y 4.1 c). Para la zonificación sísmica de las regiones IV, V, VI, VII, VIII, IX y Metropolitana, debe prevalecer la zonificación basada en la división política por comunas que se indica en Tabla 4.2.

4.2 Efecto del suelo de fundación y de la topografía en las características del movimiento sísmico

4.2.1 Los parámetros que representan las características del suelo de fundación que influyen en el valor del esfuerzo de corte basal, se determinan de acuerdo a los valores establecidos en Tabla 6.3 para los tipos de terrenos que se definen en Tabla 4.3. Se supone que dichos terrenos son de topografía y estratificación horizontal, y las estructuras afectadas se encuentran lejos de singularidades geomorfológicas y topográficas.

4.2.2 Se excluyen de Tabla 4.3 los siguientes tipos de suelos, los cuales requieren de un estudio especial:

- a) suelos potencialmente licuables, entendiendo por ellos las arenas, arenas limosas o limos, saturados, con Índice de Penetración Estándar N menor que 20, (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa);
- b) suelos susceptibles de densificación por vibración.

4.2.3 La caracterización del suelo se debe apoyar en un informe sustentado en una exploración del subsuelo acorde con las características del proyecto.

4.2.4 Cuando la información sobre el suelo de fundación no baste para clasificarlo de acuerdo con lo establecido en Tabla 4.3, se debe suponer el perfil del suelo que resulte en el mayor valor del esfuerzo de corte basal.

4.3 Clasificación de ocupación de edificios y otras estructuras de acuerdo a su importancia, uso y riesgo de falla

4.3.1 Para los efectos de la aplicación de esta norma los edificios y otras estructuras se clasifican en la forma siguiente:

Tabla 4.1 - Categoría de Ocupación de edificios y otras estructuras

Naturaleza de la ocupación	Categoría de Ocupación
<p>Edificios y otras estructuras aisladas o provisionales no destinadas a habitación, no clasificables en las Categorías de Ocupación II, III y IV que representan un bajo riesgo para la vida humana en el caso de falla, incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Instalaciones agrícolas. - Ciertas instalaciones provisorias. - Instalaciones menores de almacenaje. 	I
<p>Todos los edificios y otras estructuras destinados a la habitación privada o al uso público que no pertenecen a las Categorías de Ocupación I, III y IV, y edificios u otras estructuras cuya falla puede poner en peligro otras construcciones de las Categorías de Ocupación I, III y IV.</p>	II
<p>Edificios y otras estructuras cuyo contenido es de gran valor, incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none"> - bibliotecas; - museos. <p>Edificios y otras estructuras donde existe frecuentemente aglomeración de personas, incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none"> - salas destinadas a asambleas para 100 o más personas; - estadios y graderías al aire libre para 2 000 o más personas; - escuelas, parvularios y recintos universitarios; - cárceles y lugares de detención; - locales comerciales con una superficie mayor o igual que 500 m² por piso, o de altura mayor que 12 m; - centros comerciales con pasillos cubiertos, con un área total mayor que 3 000 m² sin considerar la superficie de estacionamientos. <p>Edificios y otras estructuras no incluidas en la Categoría de Ocupación IV (incluyendo, pero no exclusivamente, instalaciones que manufacturan, procesan, manipulan, almacenan, usan o desechan sustancias tales como combustibles peligrosos, productos químicos peligrosos, residuos peligrosos o explosivos) que contienen cantidades suficientes de sustancias peligrosas para el público en caso que se liberen.</p> <p>Edificios y otras estructuras que contengan sustancias peligrosas deben ser clasificadas como estructuras de la Categoría de Ocupación II si se demuestra satisfactoriamente ante la Autoridad Competente mediante una estimación del riesgo, según NCh3171, que la liberación de la sustancia peligrosa no presenta una amenaza para el público.</p>	III

(continúa)

Tabla 4.1 - Categoría de Ocupación de edificios y otras estructuras (conclusión)

Naturaleza de la ocupación	Categoría de Ocupación
<p>Edificios y otras estructuras clasificadas como edificios gubernamentales, municipales, de servicios públicos o de utilidad pública, incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none"> - cuarteles de policía; - centrales eléctricas y telefónicas; - correos y telégrafos; - radioemisoras; - canales de televisión; - plantas de agua potable y de bombeo. <p>Edificios y otras estructuras clasificadas como instalaciones esenciales cuyo uso es de especial importancia en caso de catástrofe, incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none"> - hospitales; - postas de primeros auxilios; - cuarteles de bomberos; - garajes para vehículos de emergencia; - estaciones terminales; - refugios de emergencia; - estructuras auxiliares (incluyendo, pero no exclusivamente a, torres de comunicación, estanques de almacenamiento de combustible, estructuras de subestaciones eléctricas, estructuras de soporte de estanques de agua para incendios o para consumo doméstico o para otro material o equipo contra incendios) requeridas para la operación de estructuras con Categoría IV durante una emergencia. - torres de control de aviación, centros de control de tráfico aéreo, y hangares para aviones de emergencia. - edificios y otras estructuras que tengan funciones críticas para la defensa nacional. <p>Edificios y otras estructuras (incluyendo, pero no exclusivamente, instalaciones que manufacturan, procesan, manipulan, almacenan, usan o desechan sustancias tales como combustibles peligrosos, productos químicos peligrosos, residuos peligrosos o explosivos) que contienen sustancias peligrosas en cantidades superiores a las establecidas por la Autoridad Competente.</p> <p>Edificios y otras estructuras que contengan sustancias peligrosas deben ser clasificadas como estructuras de la Categoría de Ocupación II si se puede demostrar satisfactoriamente a la Autoridad Competente mediante una estimación de riesgo, como se describe en NCh3171, que una fuga de estas sustancias no representa una amenaza para el público. No se permite esta clasificación reducida si los edificios u otras estructuras también funcionan como instalaciones esenciales o utilidad pública.</p>	<p>IV</p>

4.4 Instrumentos sísmicos

Al proyectar una obra, la Autoridad Competente puede exigir que en el proyecto se contemple la inclusión de por lo menos dos recintos adecuados para la instalación de acelerógrafos de movimiento fuerte.

Tabla 4.2 - Zonificación sísmica por comunas para las Regiones Cuarta a Novena

Región	Zona 3	Zona 2	Zona 1
4a.	Andacollo Combarbalá Coquimbo Illapel La Higuera La Serena Los Vilos Canela Monte Patria Ovalle Paiguano Punitaqui Río Hurtado Salamanca Vicuña		
5a.	Algarrobo Cabildo Calera Cartagena Casablanca Catemu Concón El Quisco El Tabo Hijuelas La Cruz La Ligua Limache Llayllay Nogales Olmué Panquehue Papudo Petorca Puchuncaví Putendo Quillota Quilpué Quintero Rinconada San Antonio San Felipe Santa María Santo Domingo Valparaíso Villa Alemana Viña del Mar Zapallar	Calle Larga Los Andes San Esteban	

(continúa)

Tabla 4.2 - Zonificación sísmica por comunas para las Regiones Cuarta a Novena (continuación)

Región	Zona 3	Zona 2	Zona 1
Metropolitana	Alhué Curacaví El Monte Lampa María Pinto Melipilla San Pedro Tiltil	Buín Calera de Tango Cerrillos Cerro Navía Colina Conchalí El Bosque Estación Central Huechuraba Independencia Isla de Maipo La Cisterna La Florida La Granja La Pintana La Reina Las Condes Lo Barnechea Lo Espejo Lo Prado Macul Maipú Ñuñoa Padre Hurtado Paine Pedro Aguirre Cerda Peñaflor Peñalolén Pirque Providencia Pudahuel Puente Alto Quilicura Quinta Normal Recoleta Renca San Bernardo San Joaquín San José de Maipo San Miguel San Ramón Santiago Talagante Vitacura	

(continúa)

Tabla 4.2 - Zonificación sísmica por comunas para las Regiones Cuarta a Novena (continuación)

Región	Zona 3	Zona 2	Zona 1
6a.	La Estrella Las Cabras Litueche Lolol Marchihue Navidad Palmilla Peralillo Paredones Peumo Pichidegua Pichilemu Pumanque Santa Cruz	Chépica Chimbarongo Codegua Coinco Coltauco Doñihue Graneros Machalí Malloa Mostazal Nancagua Olivar Placilla Quinta de Tilcoco Rancagua Rengo Requínoa San Fernando San Vicente de Tagua Tagua	
7a.	Cauquenes Chanco Constitución Curepto Empedrado Hualañé Licantén Maule Pelluhue Pencahue San Javier Talca Vichuquén	Colbún Curicó Linares Longaví Molina Parral Pelarco Rauco Retiro Río Claro Romeral Sagrada Familia San Clemente San Rafael Teno Villa Alegre Yerbabuena	

(continúa)

Tabla 4.2 - Zonificación sísmica por comunas para las Regiones Cuarta a Novena (conclusión)

Región	Zona 3	Zona 2	Zona 1
8a.	Alto Bío Bío Arauco Bulnes Cabrero Cañete Chiguayante Chillán Chillán Viejo Cobquecura Coelemu Concepción Contulmo Coronel Curanilahue Florida Hualpén Hualqui Laja Lebu Los Alamos Lota Nacimiento Negrete Ninhue Pinto Portezuelo Quillón Quirihue Ranquil San Carlos San Nicolás San Pedro de la Paz San Rosendo Santa Juana Talcahuano Tirúa Tomé Treguaco Yumbel	Antuco Coihueco El Carmen Los Angeles Mulchén Ñiquén Pemuco Penco Quilaco Quilleco San Fabián San Ignacio Santa Bárbara Tucapel Yungay	
9a.	Angol Carahue Cholchol Galvarino Los Sauces Lumaco Nueva Imperial Padre Las Casas Purén Renaico Saavedra Teodoro Schmidt Toltén Traiguén	Collipulli Cunco Curacautín Ercilla Freire Gorbea Lautaro Loncoche Perquenco Pitrufquén Temuco Victoria Vilcún Villarrica	Curarrehue Lonquimay Melipeuco Pucón

Tabla 4.3 - Definición de los tipos de suelos de fundación. (Sólo para ser usada con Tabla 6.3)

Tipo de suelo	Descripción
I	<p>Roca: Material natural, con velocidad de propagación de ondas de corte in-situ igual o mayor que 900 m/s, o bien, resistencia de la compresión uniaxial de probetas intactas (sin fisuras) igual o mayor que 10 MPa y RQD igual o mayor que 50%.</p>
II	<p>a) Suelo con v_s igual o mayor que 400 m/s en los 10 m superiores, y creciente con la profundidad; o bien,</p> <p>b) Grava densa, con peso unitario seco γ_d igual o mayor que 20 kN/m³, o índice de densidad $ID(DR)$ (densidad relativa) igual o mayor que 75%, o grado de compactación mayor que 95% del valor Proctor Modificado; o bien</p> <p>c) Arena densa, con $ID(DR)$ mayor que 75%, o Índice de Penetración Estándar N mayor que 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa), o grado de compactación superior al 95% del valor Proctor Modificado; o bien,</p> <p>d) Suelo cohesivo duro, con resistencia al corte no drenado s_u igual o mayor que 0,10 MPa (resistencia a la compresión simple q_u igual o mayor que 0,20 MPa) en probetas sin fisuras.</p> <p>En todo los casos, las condiciones indicadas se deben cumplir independientemente de la posición del nivel freático y el espesor mínimo del estrato debe ser 20 m. Si el espesor sobre la roca es menor que 20 m, el suelo se debe clasificar como tipo I.</p>
III	<p>a) Arena permanentemente no saturada, con $ID(DR)$ entre 55 y 75%, o N mayor que 20 (sin normalizar a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa); o bien,</p> <p>b) Grava o arena no saturada, con grado de compactación menor que el 95% del valor Proctor Modificado; o bien,</p> <p>c) Suelo cohesivo con s_u comprendido entre 0,025 y 0,10 MPa (q_u entre 0,05 y 0,20 MPa) independientemente del nivel freático; o bien,</p> <p>d) Arena saturada con N comprendido entre 20 y 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa).</p> <p>Espesor mínimo del estrato: 10 m. Si el espesor del estrato sobre la roca o sobre suelo correspondiente al tipo II es menor que 10 m, el suelo se debe clasificar como tipo II.</p>
IV	<p>Suelo cohesivo saturado con s_u igual o menor que 0,025 MPa (q_u igual o menor que 0,050 MPa).</p> <p>Espesor mínimo del estrato: 10 m. Si el espesor del estrato sobre suelo correspondiente a algunos de los tipos I, II o III es menor que 10 m, el suelo se debe clasificar como tipo III.</p>

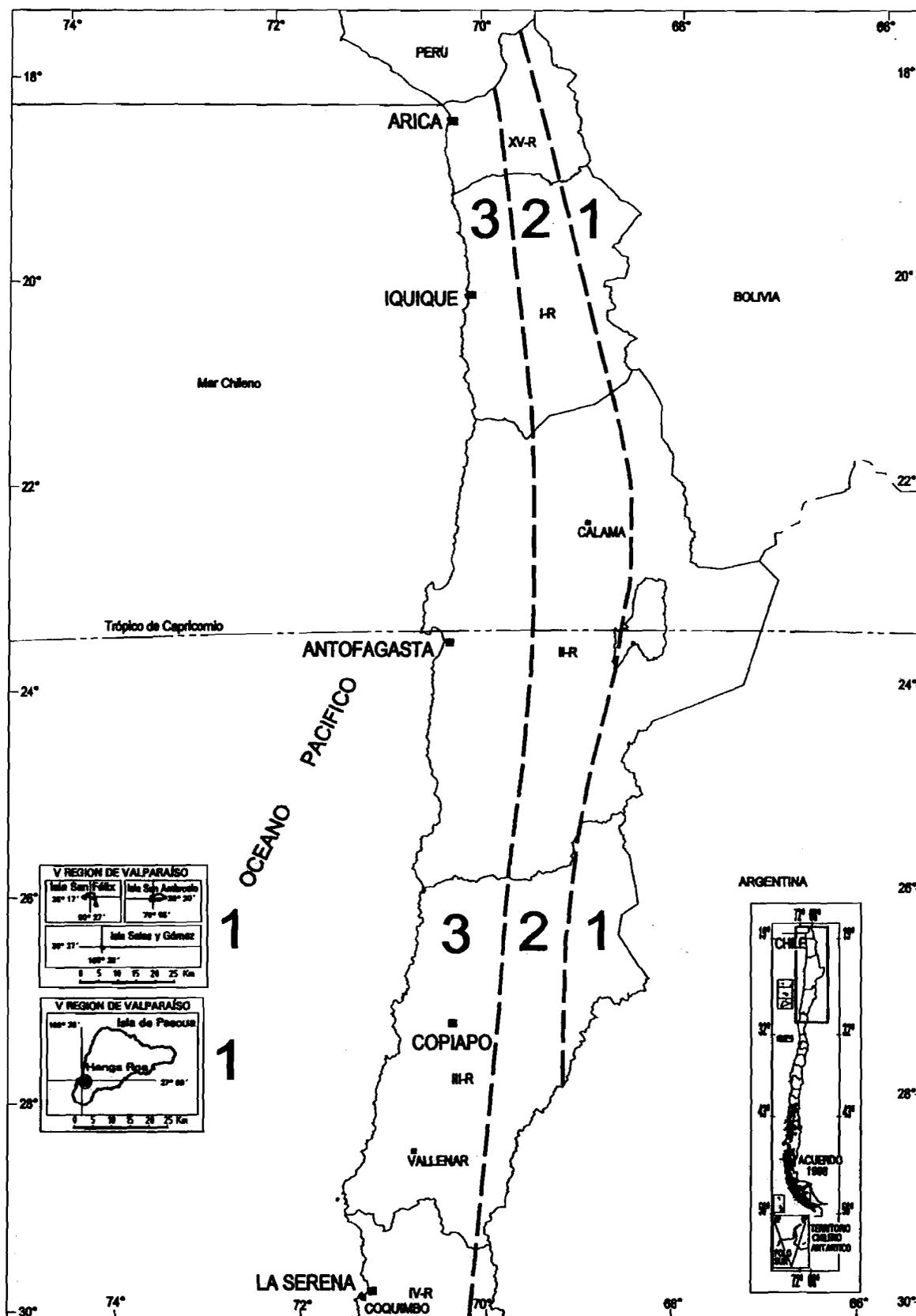


Figura 4.1 a) - Zonificación sísmica de las Regiones I, II, III y XV

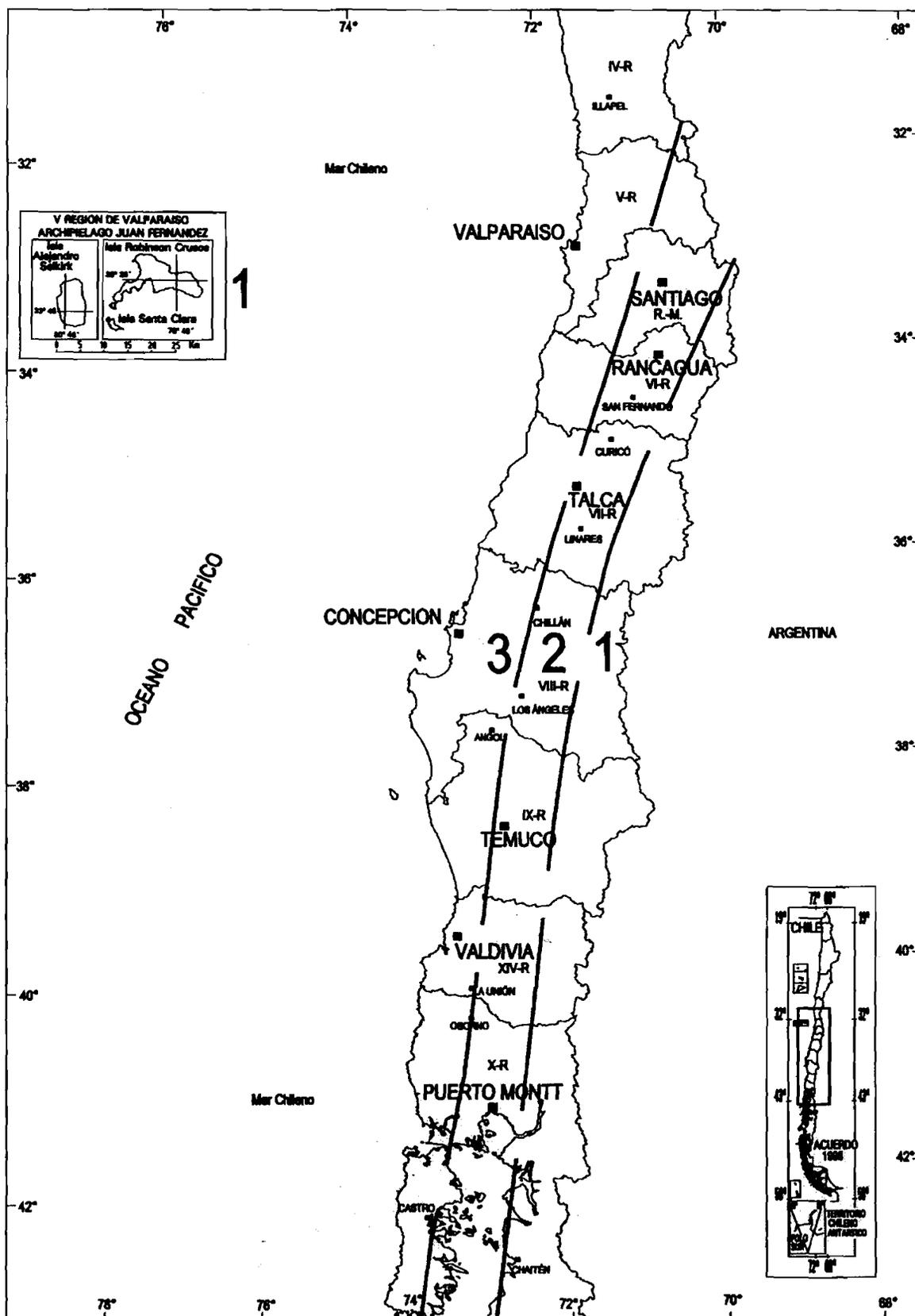


Figura 4.1 b) - Zonificación sísmica de las Regiones IV, V, VI, VII, VIII, IX, X, XIV y Región Metropolitana

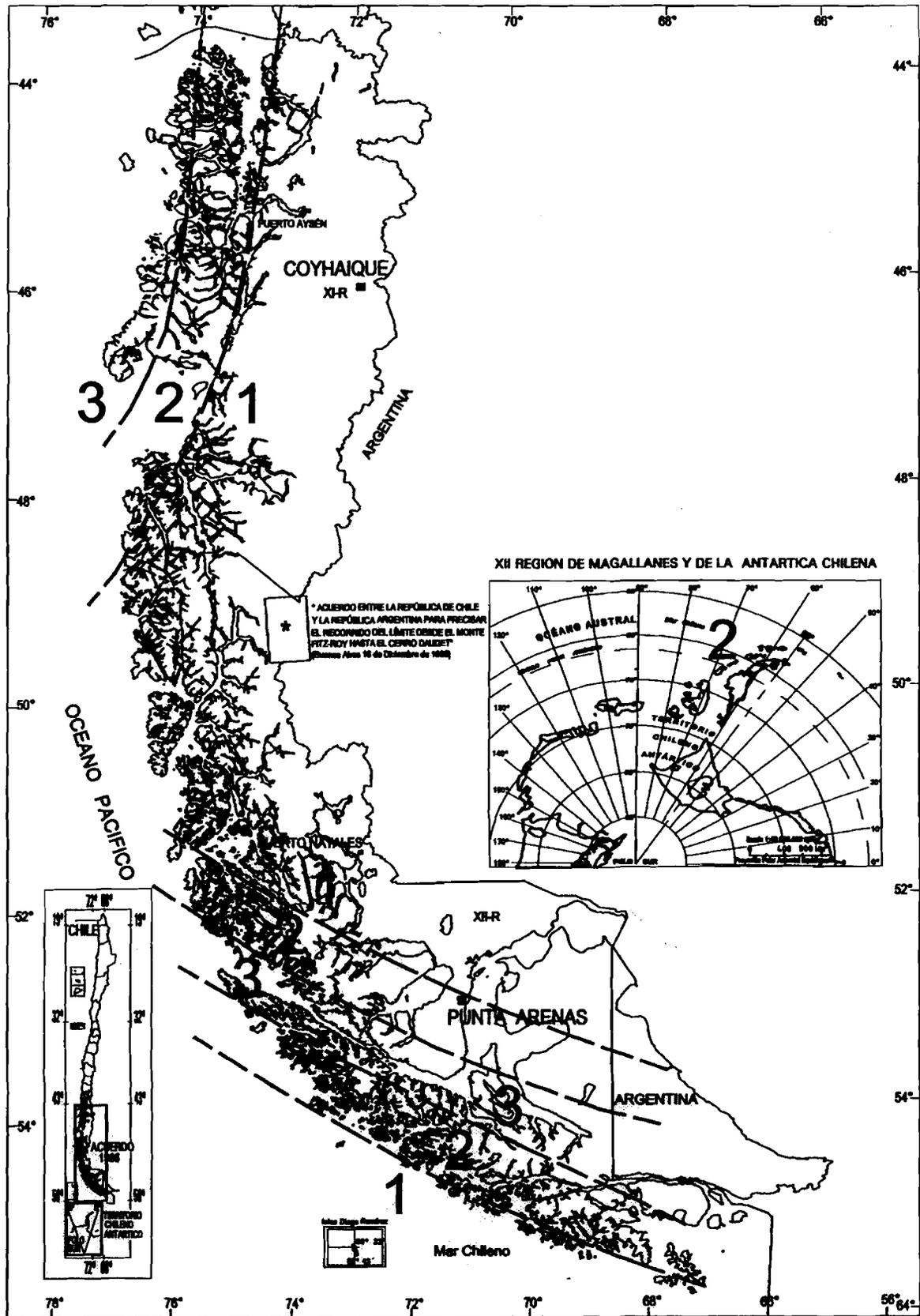


Figura 4.1 c) - Zonificación sísmica de las Regiones XI y XII

5 Disposiciones generales sobre diseño y métodos de análisis

5.1 Principios e hipótesis básicos

5.1.1 Esta norma, aplicada en conjunto con las normas de diseño específicas para cada material enumeradas en 5.3, está orientada a lograr estructuras que:

- a) resistan sin daños movimientos sísmicos de intensidad moderada;
- b) limiten los daños en elementos no estructurales durante sismos de mediana intensidad;
- c) aunque presenten daños, eviten el colapso durante sismos de intensidad excepcionalmente severa.

Aun cuando los puntos anteriores mencionan tres niveles de intensidad de movimiento sísmico, esta norma no los define en forma explícita. Por otra parte, el estado del arte en la disciplina no permite establecer objetivos de desempeño más específicos que los antes genéricamente señalados.

5.1.2 El análisis para determinar los esfuerzos internos debidos a la acción sísmica se debe basar en el comportamiento lineal y elástico de la estructura; sin embargo, el dimensionamiento de los elementos estructurales se debe hacer por el método especificado en la norma de diseño relativa a cada material, que puede ser por tensiones admisibles o por el método de los factores de carga y resistencia. El análisis de los efectos de otras cargas que se pueden combinar con los efectos de la acción sísmica, también se debe basar en la teoría lineal-elástica del comportamiento estructural.

5.2 Combinación de las solicitaciones sísmicas con otras solicitaciones

5.2.1 La combinación de las solicitaciones sísmicas con las cargas permanentes y sobrecargas de uso se deben hacer usando las reglas de superposición indicadas en NCh3171.

5.2.2 La acción sísmica se considera como una carga eventual y no es necesario combinarla con otras cargas eventuales.

5.2.3 Aun cuando el diseño quede controlado por las solicitaciones de viento, especificadas en NCh432, se deben respetar las disposiciones de detallamiento y las limitaciones de diseño sísmico que establece la norma relativa a cada material.

5.3 Coordinación con otras normas de análisis y diseño

Las disposiciones de esta norma se deben aplicar en conjunto con lo dispuesto en otras normas de análisis y en las normas específicas de diseño para cada material que se indican a continuación. En caso de contradicción, deben prevalecer las disposiciones de esta norma.

5.3.1 Análisis de las solicitaciones de peso propio y sobrecargas, según las disposiciones de NCh1537.

5.3.2 Análisis de las solicitaciones de nieve, según las disposiciones de NCh431.

5.3.3 Estructuras de acero, según las disposiciones de NCh427²⁾.

5.3.4 Estructuras de hormigón armado, según las disposiciones de NCh430.

5.3.5 Estructuras de albañilería armada de ladrillos cerámicos o bloques de hormigón, según las disposiciones de NCh1928.

5.3.6 Estructuras de albañilería de ladrillos cerámicos o bloques de hormigón confinada con cadenas y pilares de hormigón armado, según las disposiciones de NCh2123.

5.3.7 Estructuras de albañilería de piedra con pilares y cadenas de hormigón armado, según las disposiciones de la Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones.

5.3.8 Estructuras de madera según las disposiciones de NCh1198.

5.4 Sistemas estructurales

5.4.1 La transmisión de las fuerzas desde su punto de aplicación a los elementos resistentes y al suelo de fundación, se debe hacer en la forma más directa posible a través de elementos dotados de la resistencia y la rigidez adecuadas.

5.4.2 Para los efectos de esta norma se distinguen los siguientes tipos de sistemas estructurales:

5.4.2.1 Sistemas de muros y otros sistemas arriostrados

Las acciones gravitacionales y sísmicas son resistidas por muros, o bien, por pórticos arriostrados que resisten las acciones sísmicas mediante elementos que trabajan principalmente por esfuerzo axial.

5.4.2.2 Sistemas de pórticos

Las acciones gravitacionales, y las sísmicas en ambas direcciones de análisis, son resistidas por pórticos.

2) Ver Anexo B, Referencias transitorias.

5.4.2.3 Sistemas mixtos

Las cargas gravitacionales y sísmicas son resistidas por una combinación de los sistemas anteriores.

5.5 Modelos estructurales

5.5.1 Para el cálculo de las masas se deben considerar las cargas permanentes más un porcentaje de la sobrecarga de uso, que no puede ser inferior a 25% en construcciones destinadas a la habitación privada o al uso público donde no es usual la aglomeración de personas o cosas, ni a un 50% en construcciones en que es usual esa aglomeración.

5.5.2 Diafragmas de piso

5.5.2.1 Se debe verificar que los diafragmas tienen la rigidez y la resistencia suficiente para lograr la distribución de las fuerzas inerciales entre los planos o subestructuras verticales resistentes. Si existen dudas sobre la rigidez del diafragma, se debe tomar en cuenta su flexibilidad agregando los grados de libertad que sea necesario o introduciendo separaciones estructurales.

5.5.2.2 Los edificios de planta irregular (en H, en L, en T, en U, etc.) sólo se pueden proyectar como una sola estructura, cuando los diafragmas se calculen y construyan de modo que la obra se comporte durante los sismos como un solo conjunto, y teniendo en cuenta lo especificado en 5.5.2.1. En caso contrario, cada cuerpo se debe proyectar como una estructura separada, respetando lo dispuesto en 5.10.

5.5.2.3 Si el edificio de planta irregular se proyecta como una sola estructura, se debe poner especial cuidado en el diseño de las conexiones entre las distintas partes que forman la planta.

5.5.2.4 En los niveles donde haya discontinuidad de rigideces en los planos resistentes u otras subestructuras verticales, se debe verificar que el diafragma sea capaz de redistribuir las fuerzas.

5.5.3 Compatibilidad de deformaciones horizontales

5.5.3.1 En los edificios con diafragmas horizontales, los métodos de análisis deben satisfacer las condiciones de compatibilidad de los desplazamientos horizontales de las subestructuras verticales y de los diafragmas horizontales. Estas condiciones se deben cumplir en todos los niveles en que existan diafragmas.

5.5.3.2 En los pisos sin diafragma rígido los elementos resistentes se deben calcular con las fuerzas horizontales que inciden directamente sobre ellos.

5.5.4 La definición del modelo de la estructura se debe hacer de acuerdo a lo indicado en 7.2.3, 7.2.4 y 7.2.5.

5.6 Limitaciones para el uso de los métodos de análisis

En cláusula 6 se establecen dos métodos de análisis:

- a) un método de análisis estático;
- b) un método de análisis modal espectral.

El método de análisis estático puede ser usado si se satisfacen las limitaciones indicadas en 6.2.1. Las limitaciones para el uso del método de análisis modal espectral se especifican en 6.3.1.

5.7 Factor de modificación de la respuesta

5.7.1 El factor de modificación de la respuesta R_o (o R) se establece en Tabla 5.1. Este factor refleja las características de absorción y disipación de energía de la estructura resistente, así como la experiencia sobre el comportamiento sísmico de los diferentes tipos de estructuraciones y materiales empleados.

5.7.2 En edificios que presenten pisos con diferentes sistemas o materiales estructurales, las solicitaciones sísmicas se deben determinar con el valor de R_o (o R) que corresponda al del subsistema con menor R_o (o R), excepto para los casos que se indican explícitamente en Tabla 5.1.

5.7.3 Si la estructura resistente del edificio contempla sistemas con diferente valor de R_o (o R) según distintas direcciones horizontales, el análisis sísmico se debe efectuar con el menor valor de R_o (o R).

5.8 Acciones sísmicas sobre la estructura

5.8.1 La estructura debe ser analizada, como mínimo, para acciones sísmicas independientes según cada una de dos direcciones horizontales perpendiculares o aproximadamente perpendiculares.

5.8.2 Las marquesinas, balcones, aleros y otros elementos vulnerables a la acción vertical del sismo, se deben diseñar para una fuerza vertical igual a las cargas permanentes más la totalidad de la sobrecarga de uso aumentadas ambas en un 30%.

5.9 Deformaciones sísmicas

5.9.1 Los desplazamientos horizontales y rotaciones de los diafragmas de piso se deben calcular para las acciones sísmicas de diseño estipuladas en cláusula 6, incluyendo el efecto de la torsión accidental.

5.9.2 El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0,002.

5.9.3 El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en cualquier punto de la planta en cada una de las direcciones de análisis, no debe exceder en más de $0,001 h$ al desplazamiento relativo correspondiente medido en el centro de masas, en que h es la altura de entrepiso.

5.9.4 En pisos sin diafragma rígido, el valor máximo del desplazamiento transversal de entrepiso de las cadenas, producido por solicitaciones que actúan perpendicularmente al plano del muro sobre el que se ubica la cadena, debe ser igual o menor que la altura de entrepiso multiplicada por $0,002$.

5.10 Separaciones entre edificios o cuerpos de edificios

En edificios o en cuerpos de un mismo edificio que no se diseñen y construyan como unidos o interconectados se deben adoptar las siguientes disposiciones para permitir su movimiento relativo debido a fuerzas laterales.

5.10.1 La distancia de un edificio al plano medianero en cualquier nivel no debe ser inferior a $R^*/3$ veces el desplazamiento a ese nivel calculado con los métodos de análisis establecidos en 6.2 y 6.3, ni a un dos por mil de la altura del mismo nivel ni a $1,5$ cm. Se exceptúan los edificios colindantes con un predio de uso público no destinado a ser edificado.

5.10.2 Las distancias entre los cuerpos de un mismo edificio o entre el edificio en estudio y uno existente, medidas en cada nivel, no deben ser inferiores al doble de las establecidas en 5.10.1.

5.10.3 Se admite que se cumple con las condiciones de 5.10.1 y 5.10.2 cuando las separaciones al nivel de cada piso las satisfagan.

5.10.4 Las separaciones entre edificios o entre cuerpos de un mismo edificio no son aplicables a las fundaciones, a menos que el proyecto estructural así lo establezca. Los espacios de separación deben quedar libres de escombros y deben permitir movimientos relativos en cualquier dirección. Los elementos de protección de las separaciones deben asegurar la disposición anterior, sin transmitir entre los edificios o partes de edificios adyacentes fuerzas cuya magnitud sea de significación.

5.11 Planos y memoria de cálculo

5.11.1 Los planos de estructuras deben especificar:

- la calidad de los materiales considerados en el proyecto;
- la zona sísmica donde se construirá la obra;
- el tipo de suelo de fundación, de acuerdo a la clasificación de Tabla 4.3 de esta norma.

NCh433

5.11.2 La memoria de cálculo debe contener los antecedentes siguientes, en adición a lo estipulado para el pliego de cálculo en la Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones.

- una descripción del sistema sismorresistente;
- una descripción del método de análisis sísmico, con una identificación de los parámetros utilizados para determinar la sollicitación sísmica;
- los resultados principales del análisis (períodos fundamentales, esfuerzos de corte basal en cada dirección de análisis, deformaciones máximas absolutas y de entrepiso);
- la forma en que se han considerado los tabiques divisorios en el análisis y en el diseño, para los efectos de la aplicación de 8.4.

Tabla 5.1 - Valores máximos de los factores de modificación de la respuesta¹⁾

Sistema estructural	Material estructural	R	R_o
Pórticos	Acero estructural		
	a) Marcos corrientes (OMF)	4	5
	b) Marcos intermedios (IMF)	5	6
	c) Marcos especiales (SMF)	7	11
	d) Marco de vigas enrejadas (STMF)	6	10
	Hormigón armado	7	11
Muros y sistemas arriostrados	Acero estructural		
	a) Marcos concéntricos corrientes (OCBF)	3	5
	b) Marcos concéntricos especiales (SCBF)	5.5	8
	c) Marcos excéntricos (EBF)	6	10
	Hormigón armado	7	11
	Hormigón armado y albañilería confinada		
	- Si se cumple el criterio A ²⁾	6	9
	- Si no se cumple el criterio A ²⁾	4	4
	Madera	5,5	7
	Albañilería confinada	4	4
Albañilería armada			
- De bloques de hormigón o unidades de geometría similar en las que se llenan todos los huecos, y albañilería de muros doble chapa	4	4	
- De ladrillos cerámicos tipo rejilla con y sin relleno de huecos y albañilería de bloques de hormigón o unidades de geometría similar en que no se llenan todos los huecos	3	3	
Cualquier tipo de estructuración o material que no pueda ser clasificado en alguna de las categorías anteriores ³⁾		2	-
<p>1) Los valores indicados en esta tabla para acero estructural y hormigón armado suponen el cumplimiento de lo establecido en 5.3.3 y 5.3.4 respectivamente.</p> <p>2) Criterio A: los muros de hormigón armado deben tomar en cada piso, el 50% del esfuerzo de corte del piso, como mínimo.</p> <p>3) No procede el uso del análisis modal espectral para este tipo de estructuración o material. Por lo tanto, no se establece un valor para R_o.</p>			

6 Métodos de análisis

6.1 Generalidades

6.1.1 Cualquiera sea el método de análisis usado, se debe considerar un modelo de la estructura con un mínimo de tres grados de libertad por piso: dos desplazamientos horizontales y la rotación del piso en torno a la vertical. En la elección del número de grados de libertad incluidos en el análisis se debe tener en cuenta lo dispuesto en 5.5.2.1.

6.1.2 Se pueden despreciar los efectos de la torsión accidental en el diseño de los elementos estructurales si, al realizar el análisis indicado en 6.3.4 a), se obtienen variaciones de los desplazamientos horizontales en todos los puntos de las plantas del edificio iguales o inferiores al 20%, respecto del resultado obtenido del modelo con los centros de masas en su ubicación natural.

6.2 Análisis estático

6.2.1 El método de análisis estático sólo se puede usar en el análisis sísmico de las siguientes estructuras resistentes:

- a) todas las estructuras de las categorías I y II ubicadas en la zona sísmica 1 de la zonificación indicada en 4.1;
- b) todas las estructuras de no más de 5 pisos y de altura no mayor que 20 m;
- c) las estructuras de 6 a 15 pisos cuando se satisfagan las siguientes condiciones para cada dirección de análisis:
 - i) los cocientes entre la altura total h del edificio, y los períodos de los modos con mayor masa traslacional equivalente en las direcciones "x" e "y", T_x y T_y , respectivamente, deben ser iguales o superiores a 40 m/s;
 - ii) el sistema de fuerzas sísmicas horizontales del método estático debe ser tal que los esfuerzos de corte y momentos volcantes en cada nivel no difieran en más de 10% respecto del resultado obtenido mediante un análisis modal espectral con igual esfuerzo de corte basal.

Si se cumplen las condiciones (i) e (ii) anteriores y el esfuerzo de corte basal que se obtenga de la aplicación de las fuerzas sísmicas estáticas horizontales resultase menor que el determinado según 6.2.3, dichas fuerzas se deben multiplicar por un factor de manera que el esfuerzo de corte basal alcance el valor señalado, como mínimo.

6.2.2 En el método de análisis, la acción sísmica se asimila a un sistema de fuerzas cuyos efectos sobre la estructura se calculan siguiendo los procedimientos de la estática. Este sistema de fuerzas horizontales aplicadas en el centro de masas de cada una de las partes se define en 6.2.3 al 6.2.7.

6.2.3 El esfuerzo de corte basal está dado por:

$$Q_o = CIP \quad (1)$$

en que:

C = coeficiente sísmico que se define en 6.2.3.1 y 6.2.7.

I = coeficiente relativo al edificio, cuyos valores se especifican en Tabla 6.1 de acuerdo con la clasificación indicada en 4.3;

P = peso total del edificio sobre el nivel basal, calculado en la forma indicada en 6.2.3.3.

6.2.3.1 El coeficiente sísmico C , se obtiene de la expresión:

$$C = \frac{2,75 A_o}{gR} \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n \quad (2)$$

en que:

n, T' = son parámetros relativos al tipo de suelo de fundación que se determinan de Tabla 6.3 según la clasificación de Tabla 4.3;

A_o = tiene el significado indicado en 6.2.3.2;

R = factor de reducción que se establece en 5.7;

T^* = período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

6.2.3.1.1 En ningún caso el valor de C será menor que $A_o / 6g$.

6.2.3.1.2 El valor de C no necesita ser mayor que el indicado en Tabla 6.4.

6.2.3.1.3 En el caso de edificios estructurados para resistir las solicitaciones sísmicas mediante muros de hormigón armado, o una combinación formada por muros y pórticos de hormigón armado y paños de albañilería confinada, el valor máximo del coeficiente sísmico obtenido de Tabla 6.4 se puede reducir multiplicándolo por el factor f determinado por la expresión:

$$f = 1,25 - 0,5q \quad (0,5 \leq q \leq 1,0) \quad (3)$$

donde q es el menor de los valores obtenidos por el cálculo del cociente del esfuerzo de corte tomado por los muros de hormigón armado dividido por el esfuerzo de corte total en cada uno de los niveles de la mitad inferior del edificio, en una y otra de las direcciones de análisis.

NCh433

6.2.3.2 La aceleración efectiva máxima A_o se determina de Tabla 6.2 de acuerdo con la zonificación sísmica del país indicada en 4.1.

6.2.3.3 El peso total P del edificio sobre el nivel basal se debe calcular según lo dispuesto en 5.5.1. Para efectos de este cálculo, se puede considerar un valor nulo para la sobrecarga de cálculo de techos.

6.2.4 El valor del período de vibración T^* en cada una de las direcciones de acción sísmica consideradas en el análisis, se debe calcular mediante un procedimiento fundamentado.

6.2.5 Para estructuras de no más de 5 pisos las fuerzas sísmicas horizontales se pueden calcular por la expresión:

$$F_k = \frac{A_k P_k}{\sum_{j=1}^N A_j P_j} Q_o \quad (4)$$

en que:

$$A_k = \sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{h}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{h}} \quad (5)$$

Para estructuras de más de 5 pisos pero de menos de 16 pisos, se puede usar el sistema de fuerzas definido por las expresiones (4) y (5) o cualquier otro sistema de fuerzas horizontales, siempre que se satisfagan las condiciones (i) e (ii) especificadas en 6.2.1 (c).

Las fuerzas se deben aplicar independientemente en cada una de las dos direcciones de análisis contempladas en 5.8, todas en el mismo sentido.

6.2.6 Los edificios de dos o más pisos sin diafragma rígido en el nivel superior se pueden analizar suponiendo la existencia de un diafragma rígido en dicho nivel. Sin embargo, para el diseño del piso sin diafragma, cada elemento resistente al sismo se debe calcular aplicando una aceleración horizontal igual a $1,20 F_N g / P_N$ a la masa que tributa sobre él.

En particular, se debe verificar que la magnitud de los desplazamientos horizontales perpendiculares al plano resistente, obtenidos del análisis anterior, satisfagan lo dispuesto en 5.9.4.

6.2.7 Para determinar el esfuerzo de corte basal de los edificios de un piso que tienen diafragma rígido en el nivel superior, se puede usar un coeficiente sísmico igual al 80% del determinado según 6.2.3.1.

6.2.8 Análisis por torsión accidental

Los resultados del análisis hecho para las fuerzas estáticas aplicadas en cada una de las direcciones de acción sísmica, se deben combinar con los del análisis por torsión accidental.

Para este efecto, se deben aplicar momentos de torsión en cada nivel, calculados como el producto de las fuerzas estáticas que actúan en ese nivel por una excentricidad accidental dada por:

$$\pm 0,10 b_{ky} Z_k / h \text{ para el sismo según } X ;$$

$$\pm 0,10 b_{kx} Z_k / h \text{ para el sismo según } Y .$$

Se debe tomar igual signo para las excentricidades en cada nivel, de modo que en general, es necesario considerar dos casos para cada dirección de análisis.

6.3 Análisis modal espectral

6.3.1 Este método se puede aplicar a las estructuras que presenten modos normales de vibración clásicos, con amortiguamientos modales del orden de 5% del amortiguamiento crítico.

6.3.2 Una vez determinados los períodos naturales y modos de vibrar, las masas equivalentes para cada modo n están dadas por las siguientes expresiones:

$$M_{nx} = \frac{L_{nx}^2}{M_n} \quad M_{ny} = \frac{L_{ny}^2}{M_n} \quad M_{n\theta} = \frac{L_{n\theta}^2}{M_n} \quad (6)$$

en que:

$$L_{nx} = \{\phi_n\}^T [M] \{r_x\}$$

$$L_{ny} = \{\phi_n\}^T [M] \{r_y\}$$

$$L_{n\theta} = \{\phi_n\}^T [M] \{r_\theta\}$$

$$M_n = \{\phi_n\}^T [M] \{\phi_n\}$$

(7)

6.3.3 Se debe incluir en el análisis todos los modos normales ordenados según valores crecientes de las frecuencias propias, que sean necesarios para que la suma de las masas equivalentes para cada una de las dos acciones sísmicas sea mayor o igual a un 90% de la masa total.

6.3.4 Análisis por torsión accidental

El efecto de la torsión accidental se debe considerar en cualquiera de las dos formas alternativas siguientes:

- desplazando transversalmente la ubicación de los centros de masas del modelo en $\pm 0,05 b_{ky}$ para el sismo de dirección X , y en $\pm 0,05 b_{kx}$ para el sismo de dirección Y . Se debe tomar igual signo para los desplazamientos en cada nivel k , de modo que en general, es necesario considerar dos modelos en cada dirección de análisis, además del modelo con los centros de masas en su ubicación natural;
- aplicando momentos de torsión estáticos en cada nivel, calculados como el producto de la variación del esfuerzo de corte combinado en ese nivel, por una excentricidad accidental dada por:

$$\pm 0,1 b_{ky} Z_k / h \text{ para el sismo según } X;$$

$$\pm 0,1 b_{kx} Z_k / h \text{ para el sismo según } Y.$$

Se debe tomar igual signo para las excentricidades en cada nivel, de modo que en general, es necesario considerar dos casos para cada dirección de análisis. Los resultados de estos análisis se deben sumar a los de los análisis modales espectrales que resultan de considerar el sismo actuando según la dirección X o Y de la planta, del modelo con los centros de masas en su ubicación natural.

6.3.5 Espectro de diseño

6.3.5.1 El espectro de diseño que determina la resistencia sísmica de la estructura está definido por:

$$S_a = \frac{I A_o \alpha}{R^*} \quad (8)$$

en que los valores del I y A_o se determinan en la forma estipulada en 6.2.3.

6.3.5.2 El factor de amplificación α se determina para cada modo de vibrar n , de acuerdo con la expresión:

$$\alpha = \frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_n}{T_o} \right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o} \right)^3} \quad (9)$$

en que:

T_n = período de vibración del modo n ;

T_o, p = parámetros relativos al tipo de suelo de fundación que se determinan de Tabla 6.3 según la clasificación de Tabla 4.3.

6.3.5.3 El factor de reducción R^* se determina de:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10 T_o + \frac{T^*}{R_o}} \quad (10)$$

en que:

T^* = período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis;

R_o = valor para la estructura que se establece de acuerdo con las disposiciones de 5.7.

6.3.5.4 Para los edificios estructurados con muros, el factor de reducción R^* se puede determinar usando la siguiente expresión alternativa:

$$R^* = 1 + \frac{NR_o}{4T_o R_o + N} \quad (11)$$

en que:

N = número de pisos del edificio.

6.3.6 Superposición modal

6.3.6.1 Los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales y las solicitaciones de cada elemento estructural se deben calcular para cada una de las direcciones de acción sísmica, superponiendo las contribuciones de cada uno de los modos de vibrar. Se deben considerar las limitaciones al esfuerzo de corte basal indicadas en 6.3.7.

6.3.6.2 La superposición de los valores máximos modales se debe hacer mediante la expresión:

$$X = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} X_i X_j} \quad (12)$$

en que las sumas \sum_i y \sum_j son sobre todos los modos considerados; los coeficientes de acoplamiento modal ρ_{ij} se deben determinar por uno de los métodos alternativos siguientes:

a) El método CQC.

$$\rho_{ij} = \frac{8 \xi^2 r^{3/2}}{(1+r)(1-r)^2 + 4 \xi^2 r(1+r)} \quad (13)$$

en que:

$$r = \frac{T_i}{T_j}$$

ξ = razón de amortiguamiento, uniforme para todos los modos de vibrar, que se debe tomar igual a 0,05.

b) El método CQC con ruido blanco filtrado por un suelo de característica T_o .

$$\begin{aligned} \rho_{ij} &= \rho^* && \text{si } T_i / T_o \geq 1,35 \\ \rho_{ij} &= 1 - 0,22(1 - \rho^*) [\log (T_i / T_o) + 2]^2 && \text{si } T_i / T_o < 1,35 \end{aligned} \quad (14)$$

en que ρ^* está dado por:

$$\begin{aligned} \rho^* &= 0 && \text{si } T_i / T_j \geq 1,25 \\ \rho^* &= 1 + 4(1 - T_i / T_j) && \text{si } T_i / T_j < 1,25 \end{aligned} \quad (15)$$

en las expresiones (14) y (15) se debe tomar $T_i > T_j$.

6.3.7 Limitaciones del esfuerzo de corte basal

6.3.7.1 Si la componente del esfuerzo de corte basal en la dirección de la acción sísmica resulta menor que, $IA_o P/6g$ los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales y las solicitaciones de los elementos estructurales se deben multiplicar por un factor de manera que dicho esfuerzo de corte alcance el valor señalado, como mínimo.

6.3.7.2 La componente del esfuerzo de corte basal en la dirección de la acción sísmica no necesita ser mayor que $IC_{m\acute{a}x} P$, en que $C_{m\acute{a}x}$ se determina de 6.2.3.1. En caso que dicha componente sea mayor que la cantidad anterior, las solicitaciones de los elementos estructurales se pueden multiplicar por un factor de modo que dicho esfuerzo de corte no sobrepase el valor $IC_{m\acute{a}x} P$. Esta disposición no rige para el cálculo de los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales de piso.

6.3.8 En el diseño de los elementos estructurales se debe considerar que los esfuerzos internos y los desplazamientos no satisfacen las condiciones de equilibrio y de compatibilidad, cuando ellos se obtienen usando el método de Análisis Modal Espectral. El proyectista debe considerar este hecho en el diseño sismorresistente, de modo de asegurar que el diseño quede por el lado de la seguridad.

Tabla 6.1 - Valor del coeficiente I

Categoría del edificio	I
I	0,6
II	1,0
III	1,2
IV	1,2

Tabla 6.2 - Valor de la aceleración efectiva A_o

Zona sísmica	A_o
1	0,20 g
2	0,30 g
3	0,40 g

Tabla 6.3 - Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo

Tipo de suelo	S	T_o s	T' s	n	p
I	0,90	0,15	0,20	1,00	2,0
II	1,00	0,30	0,35	1,33	1,5
III	1,20	0,75	0,85	1,80	1,0
IV	1,30	1,20	1,35	1,80	1,0

Tabla 6.4 - Valores máximos del coeficiente sísmico C

R	$C_{máx.}$
2	0,90 SA_o / g
3	0,60 SA_o / g
4	0,55 SA_o / g
5,5	0,40 SA_o / g
6	0,35 SA_o / g
7	0,35 SA_o / g

7 Diseño y construcción de fundaciones

7.1 Especificaciones generales para el diseño

7.1.1 Las solicitaciones transferidas al suelo por las fundaciones se deben verificar para la superposición de efectos indicada en 5.2.1.

NCh433

7.1.2 Se debe comprobar que las fundaciones tengan un comportamiento satisfactorio tanto ante la acción de cargas estáticas como ante la acción de cargas sísmicas, verificando que la presión de contacto entre el suelo y la fundación sea tal que las deformaciones inducidas sean aceptables para la estructura.

7.2 Fundaciones superficiales

7.2.1 Por lo menos el 80% del área bajo cada fundación aislada debe quedar sometida a compresión. Porcentajes menores del área en compresión se deben justificar de modo que se asegure la estabilidad global y que las deformaciones inducidas sean aceptables para la estructura. Las disposiciones anteriores no rigen si se usan anclajes entre la fundación y el suelo.

7.2.2 Las fundaciones sobre zapatas aisladas que no cuenten con restricción adecuada al movimiento lateral, se deben unir mediante cadenas de amarre diseñadas para absorber una compresión o tracción no inferior a un 10% de la sollicitación vertical sobre la zapata.

7.2.3 Se puede considerar la restricción lateral del suelo que rodea la fundación siempre que las características de rigidez y resistencia de dicho suelo garanticen su colaboración y que la fundación se haya hormigonado contra suelo natural no removido. En caso de colocar rellenos en torno a las fundaciones, la restricción lateral que se considere se debe justificar adecuadamente y la colocación de dichos rellenos se debe hacer siguiendo procedimientos de compactación y de control claramente especificados.

7.2.4 Para calcular las fuerzas sísmicas que se desarrollan en la base de fundaciones enterradas en terreno plano, se pueden desprestigiar las fuerzas de inercia de las masas de la estructura que queden bajo el nivel de suelo natural y los empujes sísmicos del terreno, siempre que exista la restricción lateral de acuerdo a lo dispuesto en 7.2.3.

7.2.5 El nivel basal del edificio se debe considerar en la base de sus fundaciones. La consideración de otra posición del nivel basal se debe justificar mediante un análisis.

7.2.6 La presión de contacto admisible se debe definir en el nivel de contacto entre el terreno y la base del elemento de fundación utilizado. En el caso de rellenos de hormigón pobre bajo las fundaciones, la presión de contacto se debe definir en la base de dicho relleno; se deben comprobar las presiones de contacto y las deformaciones, tanto en la base del hormigón pobre como en el contacto entre fundación y hormigón pobre.

7.3 Pilotes

7.3.1 En la evaluación de la posibilidad de deterioro temporal o permanente de las características de resistencia o de deformación de los suelos de fundación como resultado de la acción sísmica; se deben incluir los suelos que pueden ser afectados por pilotes aislados o grupos de pilotes, de acuerdo con las siguientes pautas mínimas:

- a) **pilotes aislados:** hasta dos veces el diámetro del pilote por debajo de la cota de la punta del mismo;
- b) **grupo de pilotes:** hasta dos veces el diámetro o ancho del grupo por debajo de la cota de la punta del mismo.

7.3.2 Los pilotes deben quedar adecuadamente conectados a cabezales.

7.3.3 Los pilotes individuales o los cabezales de grupos de pilotes se deben conectar mediante vigas de amarre diseñadas para resistir una fuerza en compresión o tracción no inferior a un 10% de la mayor carga vertical que actúa sobre el pilote o sobre el conjunto.

7.3.4 En el cálculo de la resistencia lateral de pilotes o grupos de pilotes se debe considerar que ésta se puede ver disminuida por aumento de presión de poros o licuefacción del suelo, o por pérdida de contacto entre el suelo y parte de la longitud del pilote debida a deformación plástica del suelo.

7.3.5 No se deben aceptar pilotes de hormigón sin armadura. En el diseño de los pilotes se deben considerar, entre otros, los estados de carga correspondientes al traslado, instalación, hincado y operación del pilote.

7.3.6 Se requiere inspección especializada durante el hincado o construcción de pilotes.

7.4 Estructuras contiguas

7.4.1 En el diseño de fundaciones de edificios colindantes o próximos a obras existentes, se debe verificar que la influencia de las nuevas cargas aplicadas no afecte el comportamiento de la obra existente.

7.4.2 El diseño y cálculo de las obras de agotamiento, socializado, excavación, entibación y apuntalamiento, necesarias para materializar la construcción de edificios contiguos a otros ya existentes, deben considerar y disponer las medidas necesarias para evitar que con motivo de estas faenas ocurran deformaciones o aparezcan solicitaciones que sean perjudiciales a la obra existente.

7.4.3 Antes de iniciar la construcción de un nuevo edificio, contiguo a obras existentes, se debe ejecutar un catastro detallado de las estructuras colindantes o cercanas comprometidas, incluyendo fisuras, grietas y desnivelaciones o distorsiones.

7.4.4 La naturaleza temporal de algunas de las obras indicadas en 7.4.2 permite que su diseño y dimensionamiento se realicen con factores de seguridad menores que los usuales. Por ese motivo, en el caso de interrupción de faenas que impliquen que las obras de protección trabajen en un período mayor al contemplado en el proyecto, se deben adoptar las medidas de refuerzo que sean pertinentes.

8 Elementos secundarios

8.1 Generalidades

8.1.1 El objetivo de esta cláusula es establecer condiciones y solicitaciones para el diseño y el anclaje de elementos secundarios y la interacción de éstos con la estructura resistente, tomando en cuenta el uso del edificio y la necesidad de continuidad de operación.

8.1.2 No es necesario efectuar el análisis especificado en esta cláusula en el caso de vehículos y otros equipos móviles.

8.1.3 Para el diseño de los elementos secundarios se deben considerar las siguientes fuerzas sísmicas en conjunto con otras solicitaciones. La componente horizontal debe ser la definida en 8.3. La componente vertical debe tener una magnitud igual a $0,67 A_o P_p / g$ y se debe considerar hacia arriba o hacia abajo según cual de estas situaciones sea la más desfavorable.

8.2 Criterios sobre el nivel de desempeño

8.2.1 Se distinguen tres niveles de desempeño en relación al comportamiento sísmico de elementos secundarios: superior, bueno y mínimo, a los cuales corresponden valores del factor de desempeño K_d iguales a 1,35; 1,0 y 0,75 respectivamente.

8.2.2 El nivel de desempeño que se debe exigir en cada caso depende del elemento secundario que se esté considerando y de la categoría del edificio, de acuerdo con la clasificación indicada en 4.3. En Tabla 8.1 se indican los factores de desempeño para varios casos de uso frecuente.

8.3 Fuerzas para el diseño de elementos secundarios y sus anclajes

8.3.1 Los elementos secundarios y sus anclajes a la estructura resistente se deben diseñar con la siguiente fuerza sísmica horizontal actuando en cualquier dirección.

$$F = Q_p C_p K_d \quad (16)$$

en que Q_p es el esfuerzo de corte que se presenta en la base del elemento secundario de acuerdo con un análisis del edificio en que el elemento secundario se ha incluido en la modelación. El coeficiente C_p y el factor de desempeño K_d se obtienen de Tabla 8.1.

8.3.2 Alternativamente, el diseño y el anclaje de elementos secundarios rígidos, y de elementos secundarios flexibles relativamente livianos (cuyo peso total es menor que el 20% del peso sísmico del piso en que se encuentran ubicados), se puede realizar con la siguiente fuerza sísmica horizontal actuando en cualquier dirección:

$$F = (F_k / P_k) K_p C_p K_d P_p \quad (17)$$

en que el factor de amplificación dinámica K_p se determina según lo dispuesto en 8.3.3, C_p y K_p se obtienen de Tabla 8.1. En caso que se use el método de análisis estático estipulado en 6.2, se debe utilizar un valor de F_k / P_k no inferior a A_o / g .

8.3.3 El coeficiente K_p se debe determinar alternativamente mediante uno de los dos procedimientos siguientes:

$$\text{a) } K_p = 2,2 \quad (18)$$

$$\text{b) } K_p = 0,5 + \frac{0,5}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (\sqrt{0,3} \beta)^2}} \quad (19)$$

en que:

$$\beta = 1 \quad \text{para } 0,8T^* \leq T_p \leq 1,1T^*$$

$$\beta = 1,25(T_p / T^*) \quad \text{para } T_p < 0,8T^*$$

$$\beta = 0,91(T_p / T^*) \quad \text{para } T_p > 1,1T^*$$

en que T_p es el período propio del modo fundamental de vibración del elemento secundario, incluyendo su sistema de anclaje, y T^* es el período del modo con mayor masa traslacional equivalente del edificio en la dirección en que puede entrar en resonancia el elemento secundario. Para determinar β no se puede utilizar un valor de T^* menor que 0,06 s.

8.4 Tabiques divisorios

8.4.1 Para los efectos de la interacción entre la estructura del edificio y los tabiques divisorios éstos se clasifican como sigue:

- **solidarios**, si deben seguir la deformación de la estructura;
- **flotantes**, si se pueden deformar independientemente de la estructura.

8.4.2 La interacción entre tabiques solidarios y la estructura resistente del edificio debe ser analizada prestando especial atención a la compatibilidad de deformaciones; para tal efecto, estos elementos deben ser incorporados en el modelo utilizado en el análisis sísmico del conjunto, a menos que el desplazamiento relativo de entrepiso medido en el punto en que está el tabique sea igual o menor que 0,001 veces la altura de entrepiso.

8.4.3 Los tabiques solidarios deben aceptar, sin que presenten daños que impidan su uso normal, la deformación lateral que se obtiene de amplificar por $R^* K_d / 3$ la deformación lateral de entrepiso en el punto en que está ubicado el tabique, calculada con los métodos indicados en cláusula 6.

8.4.4 La distancia lateral libre entre los tabiques flotantes y la estructura resistente debe ser igual o mayor que la deformación lateral que se obtiene de amplificar por $R^* K_d / 3$ la deformación lateral de entrepiso en el punto en que está ubicado el tabique, calculada con los métodos de cláusula 6.

8.4.5 Los anclajes de los tabiques flotantes se deben disponer de tal forma que permitan la deformación libre de la estructura resistente y a su vez aseguren la estabilidad transversal del tabique.

8.5 Aspectos complementarios

8.5.1 El dimensionamiento de los anclajes se hace sin contar con el rozamiento que pueda existir entre las superficies de apoyo.

8.5.2 Para evitar que los pernos de anclaje queden sometidos a esfuerzos de cizalle originados por solicitaciones sísmicas, se deben disponer elementos adicionales de fijación. En aquellos casos en que esto no resulte práctico, los pernos de anclaje se deben diseñar para resistir el esfuerzo de cizalle sísmico incrementado en un 100%. En ningún caso se aceptan equipos sin anclaje.

8.5.3 Los elementos secundarios que deben tener un nivel de desempeño superior ($K_d = 1,35$) o bueno ($K_d = 1,0$) deben ser capaces de resistir sin daño las fuerzas de diseño resultantes de las expresiones (16) y (17) según corresponda.

8.5.4 Todos los equipos de suministro de gas, vapor, gases en redes de frío, agua a altas temperaturas u otros líquidos peligrosos de edificios pertenecientes a la categoría IV indicada en 4.3, deben estar provistos de un sistema de corte automático que se active cuando la aceleración en la base del edificio alcance un valor igual a λA_o . Los valores de λ se indican en Tabla 8.2, y dependen de la relación que existe entre la peligrosidad del efecto directo a que puede dar origen el daño y de las posibilidades que existen de suspender sin mayores problemas el suministro o servicio que ofrece el equipo.

Tabla 8.1 - Valores del coeficiente C_p y del factor de desempeño K_d para el diseño y anclaje de elementos secundarios

	C_p	Factor de desempeño, K_d		
		Categoría del edificio		
		IV	III	II
I Elementos secundarios				
Apéndices y elementos agregados				
- Chimeneas, parapetos, cornisas y elementos agregados en muros	2,0	1,35	1,35	1,0
- Elementos aislados empotrados en su base	1,5	1,0	1,0	0,75
- Equipo montado en cielo, pared o piso	1,0	1,35	1,0	0,75
- Repisas incluyendo su contenido permanente	1,0	1,35	1,0	0,75
- Letreros	2,0	1,0	1,0	0,75
Tabiques y muros no estructurales				
- Escaleras	1,5	1,35	1,0	1,0
- Escapes horizontales o verticales	1,0	1,35	1,35	1,0
- Pasillos públicos	1,0	1,35	1,0	0,75
- Pasillos privados	0,7	1,35	0,75	0,75
- Otras divisiones de altura total	1,0	1,35	1,0	1,0
- Otras divisiones de altura parcial	0,7	1,0	0,75	0,75
- Muros exteriores no resistentes y muros cortina	2,0	1,35	1,0	0,75
II Equipos mecánicos o eléctricos				
- Equipos eléctricos de emergencia	2,0	1,35	1,35	1,35
- Sistemas de alarma de fuego y humo				
- Sistemas para sofocar incendios				
- Sistemas de emergencia				
- Calefactores, termos, incineradores, chimeneas, ventilaciones	2,0	1,35	1,0	0,75
- Sistema de comunicación				
- Sistemas de distribución eléctrica				
- Estanques a presión y para líquidos peligrosos				
- Estanques para líquidos inertes	1,5	1,35	1,0	0,75
- Ascensores	1,5	1,35	1,0	0,75
- Ductos y tuberías de distribución	1,5	1,35	1,0	0,75
- Maquinaria en general	0,7	1,35	1,0	0,75
- Iluminación	0,7	1,35	1,0	0,75

Tabla 8.2 - Valores del factor λ

Trastornos producidos por la interrupción del suministro o servicio	Nivel de peligrosidad		
	Alto	Mediano	Bajo
Pequeños	0,8	1,1	1,4
Medianos	1,1	1,4	1,7
Grandes	1,4	1,7	N.R ¹⁾

1) N.R = No se requiere de sistema de corte.

Anexo A
(Informativo)

Daño sísmico y recuperación estructural

A.1 Generalidades

A.1.1 Las disposiciones de este anexo están destinadas a fijar criterios y procedimientos para:

- a) evaluar el daño producido en la estructura resistente de edificios como consecuencia de un sismo;
- b) orientar la recuperación estructural tanto de edificios dañados por un sismo como de edificios potencialmente inseguros frente a un movimiento sísmico futuro.

A.1.2 Las características de una estructura que se pueden modificar con un proceso de recuperación estructural son su resistencia, rigidez, ductilidad, masa y sistema de fundaciones.

A.1.3 La recuperación estructural se denomina "reparación" cuando a una estructura dañada se le restituye al menos su capacidad resistente y su rigidez original.

A.1.4 La recuperación estructural se denomina "refuerzo" cuando a una estructura dañada o sin daño se le modifican sus características de modo de alcanzar un nivel de seguridad predeterminado mayor que el original.

A.2 Evaluación del daño sísmico y decisiones sobre la recuperación estructural

A.2.1 El grado de daño sísmico de un edificio puede ser leve, moderado o severo.

A.2.2 La estimación del grado de daño debe ser realizada por un profesional especialista, quien debe analizar y cuantificar el comportamiento de todos los parámetros que definen el daño.

A.2.3 La Dirección de Obras Municipales puede ordenar el desalojo de todo edificio que presente un grado de daño severo y la posibilidad de colapso total o parcial frente a réplicas o sismos futuros.

A.2.4 La Dirección de Obras Municipales, con el informe escrito concordante de al menos un profesional especialista, puede ordenar la demolición de edificios con daños sísmicos severos que presenten la posibilidad de colapso, que ponga en peligro vidas humanas o bienes ubicados en la vecindad del edificio.

A.2.5 La decisión sobre el tipo de recuperación estructural de un edificio no sólo debe considerar el grado de daño sino que también la intensidad sísmica que tuvo el evento en el lugar considerado.

A.3 Requisitos que debe cumplir el proyecto de recuperación estructural

A.3.1 El proyecto de recuperación estructural de un edificio dañado por un sismo debe ser elaborado por un profesional especialista y debe contar con la aprobación de la Dirección de Obras Municipales. Cuando se trate de edificios de la categoría IV indicada en 4.3, el proyecto de recuperación estructural debe ser revisado por otro profesional especialista.

A.3.2 El proyecto de recuperación estructural debe incluir los siguientes antecedentes:

- a) catastro detallado de daños en los elementos componentes de la estructura resistente;
- b) estimación del grado de daño;
- c) determinación de las causas y justificación de los daños;
- d) nivel de seguridad sísmica de la recuperación estructural;
- e) criterios básicos de diseño;
- f) soluciones de reparación y de refuerzos;
- g) planos generales y de detalles;
- h) especificaciones técnicas constructivas;
- i) nivel de inspección de obras;
- j) aprobación del revisor del proyecto de acuerdo con lo establecido en A.3.1.

A.4 Disposiciones generales sobre métodos de reparación

A.4.1 En caso que la recuperación estructural consulte elementos resistentes adicionales se debe velar porque su contribución al comportamiento sísmico de la estructura sea efectiva, es decir, que durante el sismo dichos elementos de refuerzo reciban y transmitan las solicitaciones en la forma considerada en el cálculo.

A.4.2 Se deben especificar cuidadosamente los procesos de liberación y traspaso de cargas contempladas en el proyecto de recuperación estructural. En caso necesario, se deben efectuar las mediciones en terreno que se requieran para verificar que se cumplan las condiciones del proyecto y llevarse el registro correspondiente.

A.5 Requisitos que debe cumplir el proceso constructivo de la recuperación estructural

A.5.1 El proceso constructivo de la recuperación estructural debe ser realizado por una empresa con experiencia en este tipo de trabajo, debe contar con una inspección especializada, y con la supervigilancia del profesional especialista que efectuó el proyecto de recuperación.

A.5.2 El profesional encargado de la inspección debe ser independiente de la empresa ejecutora de la obra y de estadía permanente durante la etapa de obra gruesa. La inspección puede ser realizada por el autor del proyecto de recuperación.

A.5.3 La Dirección de Obras Municipales puede eximir de las disposiciones A.5.1 y A.5.2 a las viviendas aisladas individuales que cumplan simultáneamente con las dos condiciones siguientes:

- a) tener una superficie inferior a 200 m²;
- b) tener un número de pisos no superior a dos.

En este caso, el proceso constructivo debe contar con la supervigilancia del autor del proyecto de recuperación.

A.6 Necesidad de recuperación de edificios sin daños

A.6.1 Los edificios de la categoría IV indicada en 4.3, se deben someter cada 10 años a una revisión con el fin de establecer su conformidad con los requisitos de esta norma.

Anexo B
(Normativo)

Referencias transitorias

B.1 Mientras no se oficialice la versión de la norma chilena para dimensionamiento y construcción de estructuras de acero, se deben usar las disposiciones contempladas en las normas siguientes:

- a) *Specification for Structural Steel Buildings* del American Institute of Steel Construction [AISC, 2005 a)].
- b) En las materias relacionadas con diseño sísmico de edificios, las disposiciones de la *Specification of Structural Steel Buildings* [AISC, 2005 a)] se deben complementar con las disposiciones de la *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* [AISC, 2005 b)]. Para la aplicación de estas disposiciones, los valores de R y R_o para estructuras de acero de Tabla 5.1 corresponden a sistemas estructurales que pueden ser clasificados como Marcos especiales (SMF), en el caso de pórticos, o como Marcos concéntricos especiales (SCBF), en el caso de sistemas arriostrados. Para sistemas estructurales que no puedan ser clasificados en estas categorías no se deben considerar valores mayores que los indicados en Tabla 5.1.

Los valores de R y R_o de Tabla 5.1 sólo son aplicables a sistemas estructurales formados por elementos de acero indicados en *Specification of Structural Steel Buildings* [AISC, 2005 a)] y las *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* [AISC, 2005 b)].

B.2 Mientras no se oficialice NCh3171 *Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de carga* se deben usar las combinaciones siguientes:

B.2.1 Las estructuras, los elementos componentes y las fundaciones deben ser diseñados de manera que su resistencia de diseño sea igual o mayor que el efecto de las cargas mayoradas de acuerdo a las combinaciones siguientes:

1. $1,4 (D + F)$
2. $1,2 (D + F + T) + 1,6 (L + H) + 0,5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
3. $1,2 D + 1,6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (L \text{ o } 0,8 W)$
4. $1,2 D + 1,6 W + L + 0,5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
5. $1,2 D + 1,4 E + L + 0,2 S$
6. $0,9 D + 1,6 W + 1,6 H$
7. $0,9 D + 1,4 E + 1,6 H$

NCh433

B.2.2 En el diseño por tensiones admisibles se deben considerar las combinaciones de carga nominales enumeradas a continuación, se debe tomar en cuenta la combinación que produzca el efecto más desfavorable en el edificio, en la fundación, o en el miembro estructural que se considere:

1. $D + F$
2. $D + H + F + L + T$
3. $D + H + F + (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
4. $D + H + F + 0,75 (L + T) + 0,75 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
5. $D + H + F + (W \text{ o } 1,0 E)$
6. $D + H + F + 0,75 (W \text{ o } 1,0 E) + 0,75 L + 0,75 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
7. $0,6 D + W + H$
8. $0,6 D + 1,0 E + H$

Las combinaciones 7 y 8 se pueden omitir en el cálculo de estabilidad de fundaciones y tensiones del suelo.

Donde:

D = carga muerta;

E = carga sísmica;

F = carga debido a los líquidos con presiones y alturas máximas bien definidas;

H = carga debido a la presión lateral de tierra, a la presión del agua subterránea, o a la presión de materiales a granel;

L = carga viva;

L_r = carga viva de techo;

R = carga de lluvia;

S = carga de nieve;

T = fuerzas internas;

W = carga de viento;

Anexo C
(Normativo)

Empujes en muros subterráneos

C.1 La evaluación de empujes de tierra que se indica a continuación considera suelos con superficie horizontal, actuando sobre muros perimetrales verticales arriostrados por losas de piso.

C.2 La componente estática del empuje de tierras se debe evaluar para una condición de reposo.

C.3 La componente sísmica del empuje se puede evaluar usando la siguiente expresión:

$$\sigma_s = 0,3 C_R \gamma h_m A_o / g \quad (1)$$

en que:

σ_s = presión sísmica uniformemente distribuida en toda la altura H del muro;

h_m = altura del muro en contacto con el suelo;

γ = peso unitario húmedo del suelo o del relleno colocado contra el muro;

A_o = aceleración efectiva máxima del suelo, que se determina de Tabla 6.2 de acuerdo con la zonificación sísmica del país;

C_R = coeficiente igual a 0,45 para suelos duros, densos o compactados; igual a 0,70 para suelos sueltos o blandos; e igual a 0,58 para rellenos sueltos depositados entre el muro y el talud de una excavación practicada en suelo denso o compactado.

Esta sollicitación se debe agregar a la acción H con el signo correspondiente.

C.4 En el caso de existir napa dentro del suelo retenido, si la permeabilidad del suelo o sus condiciones de drenaje son tales que impiden el desarrollo de incrementos de presión de poros que conduzcan a un deterioro del suelo o a su eventual licuefacción, la expresión (1) se debe usar considerando un peso unitario modificado γ^* dado por:

$$\gamma^* = \gamma_{sat} - \frac{D_w}{h_m} (\gamma_{sat} - \gamma) \quad (2)$$

en que:

γ = peso unitario húmedo del material retenido sobre la napa;

γ_{sat} = peso unitario saturado del material bajo la napa;

D_w = profundidad de la napa;

h_m = altura del muro en contacto con el suelo.

