



INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACION

INSTITUTO CORFO

Proyecto de norma  
en consulta pública

Vencimiento  
1998.03.31

Diseño sísmico de estructuras e instalaciones  
industriales

NCh2369.c97

### 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.

El proyecto de norma NCh2369 ha sido preparado por la División de Normas del Instituto Nacional de Normalización y en su estudio participaron los organismos y personas naturales que se indican a continuación, a partir de un anteproyecto elaborado por el Sr. Elías Arze L.:

Arze, Reciné y Asociados

Barrios y Montecinos Ltda.  
IEC Ingeniería S.A.

Instituto Nacional de Normalización, INN  
Metacontrol Ingenieros Ltda.  
Omega Ingeniería de Proyectos  
S. y S. Ingenieros Consultores  
Universidad Católica de Chile, Depto. de Ingeniería  
Estructural y Geotécnica  
Universidad de Chile, Depto. Ingeniería Civil

Elías Arze L.  
Iván Darrigrande E.  
Ramón Montecinos C.  
Tomás Guendelman B.  
Jorge Lindenberg B.  
Pedro Hidalgo O.  
Rodrigo Flores C.  
Arturo Arias S.  
Rodolfo Saragoni H.

Pedro Hidalgo O.  
Arturo Arias S.  
Rodolfo Saragoni H.

Durante el estudio de este proyecto, el Comité recibió colaboraciones de los Sres. Rafael Riddell C. y Juan C. De La Liera M. del Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica de la Universidad Católica de Chile.

Dirección : Matías Cousiño N° 64, 6° Piso, Santiago, Chile - (Centro de Documentación y Venta de Normas, 5° Piso)  
Casilla : 995 Santiago 1 - Chile.  
Teléfonos : 6968144 - 6968145 - Centro de Documentación y Venta de Normas : 6724638  
Telefax : (56 - 2) 5960247

Comisión de Ingeniería (COPANT) - COPANT (Comisión Panamericana de Normas Técnicas)

## Índice

	Páginas
Preámbulo	I
1 Alcance	1
2 Referencias	1
3 Terminología y simbología	1
3.1 Terminología	1
3.2 Simbología	3
4 Disposiciones de aplicación general	5
4.1 Principios e hipótesis básicos	5
4.2 Acción sísmica	7
4.3 Clasificación de estructuras y equipos según su importancia	8
4.4 Coordinación con otras normas	8
4.5 Combinaciones de cargas	9
4.6 <i>Control de diseño</i>	
5 Análisis sísmico	10
5.1 Disposiciones generales	10
5.2 Métodos de análisis	12
5.3 Requerimientos de ductilidad y reservas de resistencia	12
5.4 Análisis elástico estático	15
5.5 Análisis elástico dinámico	17
5.6 Acción sísmica vertical	19
II	

**Indice****Páginas**

5.7	Equipos robustos y rígidos apoyados en el suelo	19
5.8	Análisis especiales	19
5.9	Estructuras con aislación sísmica o disipadores de energía	21
6	<b>Deformaciones sísmicas</b>	23
6.2	Separación entre estructuras	23
6.3	Deformaciones sísmicas máximas	24
6.4	Efecto P-Delta	24
7	<b>Elementos secundarios y equipos montados sobre estructuras</b>	24
7.1	Alcance	24
7.2	Fuerzas para el diseño sísmico	24
7.3	Fuerzas para el diseño de anclajes	26
7.4	Sistemas de corte automático	26
8	<b>Disposiciones especiales</b>	27
8.1	Arriostramientos sísmicos	27
8.2	Anclajes	27
8.3	Uniones de terreno	29
8.4	Galpones industriales	29
8.5	Edificios industriales de varios pisos	29
8.6	Grandes equipos suspendidos	30
8.7	Cañerías y ductos	30

## Indice

	Páginas
8.8    Grandes equipos móviles	30
8.9    Estanques elevados, recipientes de proceso y chimeneas	31
8.10    Grandes estanques cilíndricos apoyados en el suelo	31
8.11    Hornos y secadores rotatorios	32
8.12    Albañilerías industriales	32
8.13    Equipos eléctricos	32
8.14    Estructuras y equipos menores	33
 Anexo A    -    Detalles típicos	 34

Proyecto de norma en consulta pública	Vencimiento 1998.03.31
Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales	NCh2369.c97

## 1 Alcance

**1.1** Esta norma establece los requisitos mínimos para el diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales. Se aplica, tanto a las estructuras propiamente tales, como a los sistemas de ductos y cañerías, y a las componentes estructurales de los equipos de proceso, mecánicos y eléctricos, y a sus anclajes.

**1.2** Se complementa con la norma chilena NCh433, Diseño sísmico de edificios. Todos los requisitos de dicha norma que no se modifiquen específicamente son aplicables.

## 2 Referencias

NCh203	Acero para uso estructural - Requisitos.
NCh433	Diseño sísmico de edificios.
NCh1159	Acero estructural de alta resistencia y baja aleación para construcción.
NCh1537	Diseño estructural de edificios - Cargas permanentes y sobrecargas de uso.

## 3 Terminología y simbología

### 3.1 Terminología (Complementa Terminología de NCh433)

**cargas permanentes (CP):** acción cuya variación en el tiempo es despreciable en relación a sus valores medios o aquella para la cual la variación tiende a un límite.

De acuerdo con esta definición se debe incluir bajo este concepto a:

- Peso propio de los elementos estructurales.
- Peso propio de equipos fijos.
- Contenido normal de recipientes, tolvas, correas y equipos.
- Peso de ductos sin sus acreciones. Aislaciones.
- Empujes de tierra y agua permanentes.

NCh2369

**período fundamental de vibración** : período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección del análisis sísmico.

**sobrecargas de uso (SC)**: acción variable en el tiempo que se determina por la función y uso del edificio. Presenta variaciones frecuentes o continuas no despreciables en relación a su valor medio.

De acuerdo con esta definición se debe incluir bajo este concepto a:

- Cargas uniformes correspondientes al uso de pisos y plataformas y que consideran el tránsito normal de personas, vehículos, equipos móviles menores y acumulaciones de materiales.
- Acreciones o acumulaciones de polvos en ductos.
- Cargas de levante de grúas.
- Presiones de agua o tierra no permanentes.
- Presiones interiores en recipientes.
- Tensiones de correas y similares.

**sobrecargas especiales de operación (SO)**: acciones no estáticas provenientes del uso normal de las instalaciones.

De acuerdo con esta definición se debe incluir bajo este ítem a:

- Impactos y cargas de origen dinámico en general aunque se modelen como acciones estáticas equivalentes.
- Frenajes.
- Presiones debidas a líquidos o gases de ocurrencia normal durante la operación.
- Acciones térmicas.

**sobrecargas accidentales de operación (SA)**: acciones provenientes de fenómenos operacionales que ocurren sólo ocasionalmente durante el uso normal de las instalaciones.

De acuerdo con esta definición se debe incluir bajo este ítem a:

- Impactos extremos y explosiones.
- Cargas de cortocircuito.
- Cargas de sobrellenado de estanques y tolvas.

### 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 para la acción sísmica horizontal;
$C_{ij}$	=	coeficiente de acoplamiento entre los modos $i$ y $j$ ;
$C_{max}$	=	valor máximo del coeficiente sísmico;
$C_v$	=	coeficiente sísmico para la acción sísmica vertical;
$CP$	=	cargas permanentes;
$D$	=	diámetro exterior de sección circular; diámetro de estanque o recipiente de proceso;
$E$	=	módulo de elasticidad;
$F$	=	tensión de fluencia;
$F_a$	=	tensión admisible por compresión;
$F_k$	=	fuerza horizontal aplicada en el nivel $k$ ;
$F_p$	=	fuerza sísmica horizontal para diseñar un elemento secundario o equipo;
$F_v$	=	fuerza sísmica vertical;
$H$	=	altura del nivel más alto sobre el nivel basal; altura total del edificio sobre el nivel basal;
$I$	=	coeficiente relativo a la importancia, uso y riesgo de falla de una estructura o equipo;
$K$	=	coeficiente de longitud de pandeo;
$K_p$	=	factor de amplificación dinámica para el diseño de un elemento secundario o equipo;
$L$	=	longitud de pandeo;

# NCh2369

$P$	=	peso total del edificio o estructura sobre el nivel basal;
$P_k$	=	peso sísmico asociado al nivel $k$ ;
$P_p$	=	peso de un elemento secundario o equipo;
$Q_o$	=	esfuerzo de corte basal del edificio o estructura;
$Q_p$	=	esfuerzo de corte en la base de un elemento secundario o equipo;
$Q_{mín}$	=	valor mínimo del esfuerzo de corte basal;
$R$	=	factor de modificación de la respuesta estructural;
$R_p$	=	factor de modificación de la respuesta de un elemento secundario o equipo;
$S$	=	valor resultante de la superposición modal espectral; separación entre estructuras;
$S_a$	=	aceleración espectral de diseño para acción sísmica horizontal;
$S_{a, v}$	=	aceleración espectral de diseño para acción sísmica vertical;
$S_i$	=	valor máximo del modo $i$ con su signo;
$SA$	=	sobrecarga accidental de operación;
$SC$	=	sobrecarga de uso;
$SO$	=	sobrecarga especial de operación;
$T_i$	=	período de vibración del modo $i$ ;
$T'$	=	parámetro que depende del tipo de suelo;
$T^*$	=	período fundamental de vibración en la dirección de análisis sísmico;
$Z_k$	=	altura del nivel $k$ , sobre el nivel basal;
$a$	=	factor de reducción de la sobrecarga;
$a_p$	=	aceleración en el nivel de apoyo de un elemento o equipo;



$a_k$	=	aceleración en el nivel $k$ de una estructura;
$b$	=	factor de amplificación o de mayoración de cargas; mitad del ancho del ala en perfiles T o doble T, ancho del ala en perfiles canal;
$d$	=	deformación sísmica horizontal;
$d_i$	=	deformación sísmica horizontal máxima de la estructura $i$ ;
$d_d$	=	deformación sísmica horizontal, calculada con solicitaciones sísmicas reducidas por el factor $R$ ;
$e$	=	espesor del ala de un perfil metálico;
$g$	=	aceleración de gravedad;
$h$	=	longitud libre del alma entre alas menos el radio del filete o la soldadura; altura de una estructura en un cierto nivel sobre el nivel basal; altura entre dos puntos de una estructura ubicados sobre una misma vertical;
$k$	=	factor que influye en la limitación de la razón ancho/espesor de perfiles doble T, T, canales;
$n$	=	parámetro que depende del tipo del suelo; número de niveles;
$r$	=	radio de giro; cuociente entre los períodos asociados a dos modos de vibrar;
$t$	=	espesor del alma de un perfil metálico;
$\xi$	=	razón de amortiguamiento.

## 4 Disposiciones de aplicación general

### 4.1 Principios e hipótesis básicos

4.1.1 Las disposiciones de diseño de esta norma, aplicadas en conjunto con las normas de diseño específicas de cada material, están orientadas al cumplimiento de los siguientes objetivos:

#### a) Protección de vida en la industria

- a.1) Evitar el colapso de estructuras para sismos de intensidad excepcionalmente severa, mayores que el sismo de diseño.
- a.2) Evitar incendios, explosiones, o emanaciones de gases y líquidos tóxicos.
- a.3) Proteger el medio ambiente.
- a.4) Asegurar la operatividad de las vías de escape durante la emergencia sísmica.

**b) Continuidad de operación de la industria**

- b.1) Mantener los procesos y servicios esenciales.
- b.2) Evitar o reducir a un tiempo mínimo la paralización de la operación de la industria.
- b.3) Facilitar la inspección y reparación de los elementos dañados.

En el caso de sistemas industriales en línea, debe garantizarse el comportamiento indicado en los puntos anteriores para cada una de sus partes.

**4.1.2** En general, se acepta que el análisis sísmico se base en el uso de modelos lineales de las estructuras, pero el dimensionamiento de los elementos resistentes debe hacerse por el método especificado en las normas de cada material, que puede ser de tensiones admisibles o de cargas últimas.

**4.1.3** Para cumplir el objetivo enunciado en 4.1.1, a 1), las estructuras deben tener amplia reserva de resistencia y/o ser capaces de absorber grandes cantidades de energía, más allá del límite elástico, antes de fallar. Para estos efectos el diseño debe cumplir con los siguientes requisitos:

- a) Asegurar un comportamiento dúctil de los elementos sismorresistentes, para evitar fallas por inestabilidad o fragilidad, o alternatively, proveer una resistencia mayor que la mínima exigida por esta norma.
- b) Proveer en lo posible más de un sistema de resistencia para las solicitaciones sísmicas. Las estructuras redundantes e hiperestáticas deben preferirse a las estáticamente determinadas.
- c) Disponer de sistemas simples y claramente identificables para la transmisión de los esfuerzos sísmicos a las fundaciones, evitando estructuraciones de alta asimetría y complejidad.

Para cumplir los objetivos de continuidad de operación de la industria, y los enunciados en a.2) y a.3), las estructuras, equipos y su anclajes deben diseñarse para que durante terremotos excepcionalmente severos se cumplan los requisitos siguientes, en adición a los anteriores indicados en a), b) y c):

- d) Limitar las incursiones en el rango no elástico, en el caso que ellas pongan en peligro la continuidad de la operación o las operaciones de rescate.
- e) Los daños deben producirse en lugares visibles y accesibles.
- f) Aquellos equipos de emergencia y control, cuya operación durante la emergencia debe ser garantizada, deben estar debidamente calificados.

**4.1.4** El Ingeniero Sísmico en conjunto con los Ingenieros de Proceso, definirán en cada proyecto las condiciones de diseño sísmico de todas las estructuras, equipos y sus anclajes de modo de satisfacer los objetivos indicados en 4.1.1. En particular, debe indicarse para cada estructura y equipo su clasificación sísmica, método de análisis, y criterios y parámetros relevantes para el diseño sísmico, de lo cual se dejará constancia en los documentos del proyecto. El diseño sísmico de los equipos será responsabilidad del fabricante que los provee.

## **4.2 Acción sísmica**

### **4.2.1 Ubicación**

Para determinar la ubicación de la industria deben considerarse los riesgos debidos a fenómenos sísmicos, tales como maremotos, licuación o densificación del suelo, amplificación topográfica y desplazamientos por fallas. Para estos efectos deben hacerse los estudios técnicos que correspondan y como mínimo, cumplirse las disposiciones de la NCh433, párrafo 4.2.

### **4.2.2 Formas de especificar la acción sísmica**

La acción sísmica se podrá especificar en una de las siguientes formas:

- a) **Mediante coeficientes sísmicos** horizontales y verticales, aplicables a los pesos de las diversas partes en que se ha considerado dividido el sistema para su análisis. En general, los coeficientes sísmicos serán función del período natural de la estructura y dependerán, además, del tipo de suelo de fundación y de la ubicación de la parte considerada dentro del sistema, ver 5.4; 5.6 y 5.7.
- b) **Mediante espectros de respuesta** de sistemas lineales de un grado de libertad para los movimientos de traslación horizontal y vertical del suelo de fundación, ver 5.5 y 5.6.
- c) Dando valores descriptivos del movimiento del suelo, tales como los *máximos de la aceleración, velocidad y desplazamiento del suelo*, tanto en dirección horizontal como vertical u otros similares. Ver 5.8.1.
- d) Mediante *un conjunto de por lo menos tres acelerogramas reales o un acelerograma sintético* debidamente formulado para los movimientos horizontal y vertical del suelo de fundación. Ver. 5.8.2.

La elección entre las cuatro posibilidades descritas está ligada al procedimiento de análisis adoptado.

Al hacer uso de una de las alternativas a) o b) deberá respetarse lo dispuesto en 4.1 de la norma NCh433.Of96, sobre zonificación sísmica del territorio nacional, y en 4.2 de dicha norma, sobre los efectos del suelo de fundación y de la topografía en las características del movimiento sísmico.

El uso de las alternativas c) o d) debe basarse en los resultados de estudios de peligro y riesgo sísmico, en los cuales se consideren la sismicidad regional y local, las condiciones geológicas, geotécnicas y topográficas, y las consecuencias directas e indirectas de las fallas de las estructuras y equipos.

### 4.3 Clasificación de estructuras y equipos según su importancia

#### 4.3.1 Clasificación

Para los efectos de la aplicación de esta norma, las estructuras y equipos se clasifican en categorías según su importancia, como sigue:

- **Categoría C1.** Obras críticas, por cualquiera de las siguientes razones:
  - a) Vitales, que deben mantenerse en funcionamiento para controlar incendios o explosiones y atender las necesidades de salud y primeros auxilios a los afectados.
  - b) Peligrosas, cuya falla involucra riesgo de incendio, explosión o envenenamiento del aire o las aguas.
  - c) Esenciales, cuya falla puede causar detenciones prolongadas y pérdidas serias de producción.
- **Categoría C2.** Obras normales, que pueden tener fallas menores susceptibles de reparación rápida que no causan detenciones prolongadas ni pérdidas importantes de producción y que tampoco pueden poner en peligro otras obras de la categoría C1.
- **Categoría C3.** Obras y equipos menores, o provisionales, cuya falla sísmica no ocasiona detenciones prolongadas, ni tampoco puede poner en peligro otras obras de las categorías C1 y C2.

#### 4.3.2 Coeficientes de importancia

A cada categoría le corresponde un coeficiente de importancia I, cuyo valor es el siguiente:

C1 I = 1,20  
C2 I = 1,00  
C3 I = 0,80

### 4.4 Coordinación con otras normas

#### 4.4.1 Normas chilenas

Las disposiciones de esta norma deben aplicarse en conjunto con lo dispuesto en otras normas de carga o diseño para cada material, de acuerdo a lo establecido en NCh433, párrafo 5.3.

#### 4.4.2 Normas extranjeras

Para el caso de cargas o materiales no contemplados en 5.2 y 5.3 de NCh433, se usarán normas o criterios de uso internacionalmente reconocido, específicamente aceptados por ingenieros estructurales legalmente autorizados para ejercer en Chile, responsables ante el mandante.

En todo caso, dichas normas y criterios deben cumplir los principios e hipótesis básicos de 4.1 de esta norma.

#### 4.5 Combinaciones de cargas

La combinación de las solicitaciones sísmicas con las cargas permanentes y los distintos tipos de sobrecargas debe hacerse usando las siguientes reglas de superposición:

- a) Cuando el diseño se haga por el método de las tensiones admisibles:

$$CP + aSC + SO^{*)} + SA^{*)} \pm \text{Sismo Horizontal} \pm \text{Sismo Vertical}^{**)}$$

$$CP \pm SA^{*)} \pm \text{Sismo Horizontal} \pm \text{Sismo vertical}^{**)}$$

En estas combinaciones las tensiones admisibles pueden aumentarse en 33,3%.

- b) Cuando el diseño se haga por el método de las cargas últimas:

$$b [CP + aSC + SO^{*)} + SA^{*)} \pm \text{Sismo Horizontal} \pm \text{Sismo Vertical}^{**}]$$

$$0,9 CP \pm SA^{*)} \pm b \text{ Sismo Horizontal} \pm \text{Sismo Vertical}^{**}) \times 0,85$$

en que:

- a = factor de reducción de la sobrecarga SC que debe definirse según 4.1.4. Se indican a continuación algunos valores para edificios.

TIPO DE RECINTO	a
Bodegas y en general zonas de acopio con baja tasa de rotación	0,50
Zonas de uso normal. Plataformas de operación	0,25
Pasillos de mantención. Techos	0

\*) Las cargas SO y SA se combinan con sismo sólo si para ellas se verifica alguna de las dos condiciones siguientes:

- La acción SA se deriva de la ocurrencia del sismo.
- Es normal esperar que al iniciarse el sismo la acción SO esté ocurriendo y no se interrumpe o detiene durante el sismo y debido a su acción.

Si el sismo genera un efecto tal que la acción SO o SA necesariamente se interrumpe al iniciarse las aceleraciones basales, no debe considerarse esa acción.

\*\*) El sismo vertical se considerará sólo en los casos indicados en 5.1.1 y su magnitud se determinará de acuerdo con 5.6.

b = factor de amplificación o mayoración de cargas. Varía de acuerdo al material de la estructura o equipo en la forma siguiente:

Estructuras o equipos de acero : b = 1,14

Estructuras o equipos de hormigón : b = 1,40

En las combinaciones indicadas en primer lugar en a) y b) anteriores, los signos + ó - para SA y el sismo vertical deben aplicarse de modo de obtener un efecto que se sume al producido por las cargas CP y SC. En las combinaciones indicadas en segundo lugar en a) y b) los signos + ó - para SA y el sismo vertical deben aplicarse de modo de conseguir el efecto inverso, es decir, disminuir el efecto de las cargas CP y SC.

La sollicitación sísmica es una carga eventual que no debe superponerse a otras cargas eventuales como el viento o la nieve de valor máximo.

Si se aprecia la necesidad de considerar varios niveles de contenido en recipientes, cañerías o estanques, el número de estas combinaciones crece para cubrir las distintas situaciones.

#### **4.6 Control del diseño sísmico**

**4.6.1** El diseño sísmico debe ser hecho por profesionales legalmente autorizados para ejercer en Chile. Sólo se exceptúan los equipos diseñados por sus proveedores en el extranjero.

**4.6.2** El diseño sísmico de todas las estructuras, equipos y sus anclajes de origen nacional o extranjero, debe ser revisado y aprobado por ingenieros estructurales legalmente autorizados para ejercer en Chile, distintos de los diseñadores.

**4.6.3** Los planos y memorias de cálculo deben contener las informaciones especificadas en NCh433, párrafo 5.11. Sólo se exceptúan las estructuras y equipos de categoría C3, en los que basta con la presentación de planos con indicación de dimensiones y materiales de los elementos resistentes, pesos, centros de gravedad y detalles de anclaje.

Los planos y memorias de cálculo deben ser firmados por los diseñadores y los revisores.

### **5 Análisis sísmico**

#### **5.1 Disposiciones generales**

##### **5.1.1 Dirección de la sollicitación sísmica**

Las estructuras deben ser analizadas, como mínimo, para las acciones sísmicas en dos direcciones horizontales aproximadamente perpendiculares.

Generalmente, no es necesario considerar en el análisis el efecto de las aceleraciones sísmicas verticales. Se exceptúan los siguientes casos:

- a) Barras de suspensión de equipos colgantes y sus elementos soportantes y vigas de acero de construcción soldada, laminada o plegada, con o sin losa colaborante, ubicadas en zona sísmica 3, en las que las cargas permanentes representan más del 50% de la carga total.
- b) Estructuras de hormigón precomprimido.
- c) Anclaje a las fundaciones y elementos de apoyo de estructuras y equipos.

#### 5.1.2 Combinación de efectos de componentes horizontales del sismo

Para el diseño de los elementos estructurales resistentes al sismo, en general, no es necesario combinar los efectos debidos a las dos componentes horizontales de la acción sísmica. Debe procederse como si dichos efectos no fueran concurrentes y, en consecuencia, los elementos deben diseñarse para el sismo actuando según cada una de las direcciones de análisis considerada separadamente, en combinación con las acciones de otra naturaleza que sea pertinente suponer simultáneas con el sismo, según lo disponga la norma de diseño adoptada.

Hacen excepción a esta regla simplificatoria los edificios que presentan notorias irregularidades torsionales o que están estructurados en ambas direcciones a base de pórticos con columnas comunes a dos líneas resistentes que se intersectan. En tales casos, los elementos deben diseñarse para los esfuerzos obtenidos de considerar el 100% de la sollicitación sísmica que actúa en una dirección más los esfuerzos obtenidos de considerar el 30% de la sollicitación sísmica actuando en la dirección ortogonal a la anterior, y viceversa. Deben considerarse los mayores esfuerzos resultantes de las dos combinaciones anteriores.

#### 5.1.3 Masa sísmica para el modelo estructural

Para el cálculo de las fuerzas de inercia horizontales durante un sismo, las sobrecargas de operación pueden reducirse de acuerdo a su probabilidad de ocurrencia simultánea con el sismo de diseño.

Independientemente de lo anterior, las sobrecargas de uso pueden reducirse multiplicándolas por los siguientes coeficientes:

- Techos, plataformas y pasarelas de mantención : 0
- Bodegas de almacenamiento, salas de archivo y similares : 0,5

Para fines de determinar los efectos del sismo vertical en los casos indicados en 5.1.1, no debe considerarse reducción de las cargas verticales, salvo las indicadas en NCh1537 para las sobrecargas de uso.

## 5.2 Métodos de análisis

### 5.2.1 Generalidades

El análisis sísmico se hará normalmente usando métodos lineales, para una acción sísmica especificada según 4.2.2 a), ó 4.2.2 b), ó 4.2.2 c).

En casos especiales, el análisis puede basarse en la respuesta no lineal, para una acción sísmica especificada según 4.2.2 d).

### 5.2.2 Métodos lineales

Pueden usarse dos procedimientos:

- a) Análisis estático o de fuerzas equivalente, solamente para estructuras de hasta 50 m de altura, siempre que ellas sean regulares o bien sean estructuras irregulares cuya respuesta sísmica se pueda asimilar a la de un sistema de un grado de libertad.
- b) Análisis modal espectral, para cualquier tipo de estructuras.

## 5.3 Requerimientos de ductilidad y reservas de resistencia

Para que la estructura sismorresistente sea dúctil y redundante, de acuerdo a lo establecido en 4.1.3, se deben cumplir los siguientes requerimientos:

### 5.3.1 Ductilidad de estructuras de hormigón armado

Los elementos sismorresistentes deben diseñarse según lo establecido en el anexo B de la norma NCh433.

### 5.3.2 Ductilidad de estructuras de acero

- a) En lo que no contradiga las disposiciones de la presente norma, el dimensionamiento de los elementos debe hacerse según los Métodos de los Factores de Carga y Resistencia o de las Tensiones Admisibles de las normas de American Institute of Steel Construction (AISC), (LRFD 1993, ASD 1989) complementadas con las disposiciones especiales de diseño sísmico de AISC *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, 1992.
- b) El acero estructural debe cumplir los siguientes requisitos:
  - Tener en el ensayo de tracción ductilidad natural con una meseta pronunciada, cociente de la resistencia a la rotura dividida por el límite de fluencia comprendido entre 1,2 y 1,8 y alargamiento de rotura mínimo en la probeta de 50 mm de 20%.
  - Soldabilidad garantizada según normas AWS.
  - Resiliencia mínima de 27 Joules a 21 °C en el ensayo de Charpy según ASTM A6.
  - Límite de fluencia no superior a 450 MPa.



c) Los siguientes materiales cumplen las especificaciones anteriores, con excepción de la resiliencia que debe ser solicitada en cada caso:

- ASTM A 36, A 572 Gr. 42 y 50 y A 588 Gr. 50 para perfiles, planchas, barras, pernos corrientes y de anclaje.
- DIN 17 100, calidades St. 44.2, St. 44.3 y St. 52.3
- NCh203 A 42.27 y A 37.24 y NCh1159 A 52.34 para los mismos elementos.
- ASTM A 500 Gr. B y C y A 501 para tubos soldados o sin costura.
- ASTM A 325 y A 490 para pernos de alta resistencia.
- American Welding Society AWS A 5.1; 5.5; 5.17; 5.18; 5.20; 5.23; 5.28 y 5.29 para electrodos y fundentes de soldadura al arco.

Pueden usarse aceros de otras especificaciones que cumplan las condiciones a) y b) anteriores y que sean aprobados por los Ingenieros Sísmicos de cada proyecto.

d) Para que los elementos comprimidos fallen dúctilmente y no bruscamente por inestabilidad, su esbeltez no debe exceder el valor de la fórmula siguiente:

$$\frac{KL}{r} \leq 1,5\pi\sqrt{\frac{E}{F}} \quad (5-1)$$

en que:

- $K$  = coeficiente de longitud de pandeo;
- $L$  = longitud del elemento;
- $r$  = radio mínimo de giro;
- $E$  = módulo de elasticidad igual a 200 000 MPa;
- $F$  = límite de fluencia en MPa.

- e) La razón ancho/espesor de los elementos en flexión en las zonas de rótulas plásticas no debe exceder los siguientes valores para permitir la rotación de los mecanismos de falla sin que se produzca pandeo local:

$$\text{Alas de secciones doble T y canal : } b/e \leq 0,31 \sqrt{\frac{E}{F}} \quad (5-2)$$

$$\text{Almas de perfiles en flexión : } h/t \leq 3,05 \sqrt{\frac{E}{F}} \quad (5-3)$$

en que:

$b$  = mitad del ancho del ala de perfiles T o doble T, ancho del ala de perfiles canal;

$h$  = longitud libre del alma entre las alas menos el radio del filete o la soldadura;

$e$  = espesor del ala;

$t$  = espesor del alma.

- f) La razón ancho/espesor en diagonales sísmicas en compresión no debe exceder los siguientes valores con el objeto de evitar la falla por pandeo local:

$$\text{Alas de perfiles L y elementos soportados en un solo lado} \quad \frac{b}{e} \leq 0,45 \sqrt{\frac{E}{F}}$$

$$\text{Alas de perfiles doble T, T, canales} \quad \frac{b}{e} \leq 0,64 \sqrt{k \frac{E}{F}}$$

$$\text{Alas de perfiles rectangulares o cuadrados huecos} \quad \frac{b}{e} \leq 1,40 \sqrt{\frac{E}{F}}$$

$$\text{Secciones circulares huecas} \quad \frac{D}{e} \leq 0,11 \frac{E}{F}$$

$$\text{Sección proyectada de platabandas soportadas en un solo lado} \quad \frac{b}{e} \leq 1,86 \sqrt{\frac{E}{F}}$$

Alma de perfiles doble T, T, canales o rectangulares y cuadrados huecos

$$\frac{h}{t} \leq 5,70 \sqrt{\frac{E}{F}}$$

Alma de perfiles T

$$\frac{h}{t} \leq 0,75 \sqrt{\frac{E}{F}}$$

en que:

$$k = 4 \sqrt{\frac{t}{h}} \text{ pero } k \text{ no se tomará menor que } 0,35 \text{ ni mayor que } 0,76;$$

$D$  = diámetro exterior de la sección circular;

$t$  = espesor del alma;

$h$  = altura del alma.

### 5.3.3 Redundancia e hiperestaticidad

Deben preferirse sistemas estructurales sismorresistentes de alta redundancia e hiperestaticidad capaces de generar mecanismos sucesivos de falla.

Deben evitarse dentro de lo posible los sistemas cuya falla depende de un solo elemento crítico.

## 5.4 Análisis elástico estático

### 5.4.1 Modelo matemático de la estructura

**5.4.1.1** El modelo matemático de la estructura debe ser capaz de representar adecuadamente la transferencia de solicitaciones desde los puntos de aplicación hacia los soportes. Con tal objeto, deben quedar incluidos, a lo menos, todos los elementos del sistema sismorresistente, la rigidez y resistencia de aquellos elementos relevantes en la distribución de fuerzas y la correcta ubicación espacial de las masas.

**5.4.1.2** En general, debe usarse un modelo tridimensional, salvo que se demuestre que los resultados de un modelo más simple son satisfactorios.

**5.4.1.3** En estructuras con diafragmas rígidos, se puede emplear un modelo con tres grados de libertad por piso.

**5.4.1.4** En estructuras sin diafragmas rígidos, debe definirse un número suficiente de grados de libertad nodales asociados a masas traslacionales. En casos justificados, es necesario considerar, además, las masas rotacionales.

**5.4.1.5** En estructuras que soportan equipos que tengan influencia en su respuesta, el modelo matemático debe considerar el conjunto equipo-estructura.

5.4.1.6 Para el caso de grandes equipos colgantes, el modelo debe incluir los dispositivos de suspensión e interconexión entre el equipo y la estructura soportante.

5.4.1.7 Si las características del suelo de fundación hacen necesario considerar el efecto de la interacción suelo estructura, es suficiente el empleo de resortes desacoplados para traslación y giro.

5.4.1.8 El efecto de la torsión accidental sólo debe considerarse en los niveles que tienen diafragma rígido. En estos casos debe usarse la disposición 6.2.8 de la norma NCh433.

#### 5.4.2 Esfuerzo de corte basal horizontal <sup>\*)</sup>

El esfuerzo de corte horizontal en la base debe calcularse según la expresión siguiente:

$$Q_o = CIP \quad (5-4)$$

en que:

$Q_o$  = esfuerzo de corte en la base;

$C$  = coeficiente sísmico, que se define en 5.4.3;

$I$  = coeficiente de importancia especificado en 4.3.2;

$P$  = peso total del edificio sobre el nivel basal, calculado en la forma indicada en subpárrafo 5.1.3.

#### 5.4.3 El coeficiente sísmico se determina de :

$$C = \frac{2,75 A_o}{gR} \left( \frac{T'}{T^*} \right)^n \left( \frac{5}{\xi} \right)^{0,4} \quad (5-5)$$

en que:

$A_o$  = aceleración efectiva máxima definida en NCh433;

$T', n$  = parámetros relativos al tipo de suelo de fundación, que se determinan según NCh433;

$T^*$  = período fundamental de vibración en la dirección de análisis;

$R$  = factor de modificación de la respuesta que se establece en tabla 5.2;

$\xi$  = razón de amortiguamiento que se establece en tabla 5.1.

---

\*) Los valores resultantes para estructuras con períodos menores que 1,5 s ubicadas en suelo tipo III son exageradamente altos comparados con los que se han usado en Chile. Esta materia debe ser analizada con mayor detalle cuando se discuta la redacción definitiva de la norma.

5.4.3.1 El valor de  $C$  no necesita ser mayor que el indicado en tabla 5.3.

5.4.3.2 En ningún caso el valor de  $C$  será menor que  $0,25 A_d/g$ .

#### 5.4.4 Período fundamental de vibración

El período fundamental de vibración  $T^*$  debe calcularse por un procedimiento teórico o empírico fundamentado.

#### 5.4.5 Distribución en altura

Las fuerzas sísmicas deben distribuirse en la altura según la siguiente expresión :

$$F_k = \frac{A_k P_k}{\sum_{j=1}^n A_j P_j} Q_o \quad (5-6)$$

$$A_k = \sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{H}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{H}} \quad (5-7)$$

en que :

$F_k$  = fuerza horizontal sísmica en el nivel  $k$ ;

$P_k, P_j$  = peso sísmico en los niveles  $k$  y  $j$ ;

$A_k$  = parámetro en el nivel  $k$  ( $k = 1$  es el nivel inferior)

$n$  = número de niveles;

$Q_o$  = esfuerzo de corte basal;

$Z_k, Z_{k-1}$  = altura sobre la base de los niveles  $k$  y  $k-1$ ;

$H$  = altura sobre la base del nivel más alto.

### 5.5 Análisis elástico dinámico

#### 5.5.1 Modelo matemático de la estructura

Deben usarse las disposiciones 5.4.1.1 a 5.4.1.7 del análisis elástico estático.

#### 5.5.2 Espectro de diseño

El análisis modal espectral debe hacerse para el espectro de diseño siguiente:

$$S_a = IC g \quad (5-8)$$

en que  $C$  se obtiene de la expresión (5-5) del análisis elástico estático; no obstante, el valor de  $C$  no debe ser mayor que el indicado en tabla 5.3.

NCh2369

### 5.5.3 Número de modos

El análisis debe incluir suficientes modos de vibrar para que la suma de las masas equivalentes, en cada dirección de análisis, sea igual o superior al 90% de la masa total.

### 5.5.4 Superposición modal

Los esfuerzos y deformaciones sísmicas deben calcularse superponiendo los valores máximos modales por el método de la *Superposición Cuadrática Completa*, de acuerdo a las fórmulas siguientes:

$$S = \sqrt{\sum_i \sum_j C_{ij} S_i S_j} \quad (5-9)$$

$$C_{ij} = \frac{8\xi^2 r^{1,5}}{(1+r)(1-r)^2 + 4\xi^2 r(1+r)} \quad (5-10)$$

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

en que:

$S$  = combinación modal;

$S_i, S_j$  = valores máximos de los modos  $i$  y  $j$ ;

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

$\xi$  = razón de amortiguamiento determinada de tabla 5.1;

$T_i, T_j$  = período de los modos  $i$  y  $j$ .

### 5.5.5 Esfuerzo de corte basal mínimo

Si el esfuerzo de corte basal  $Q$  resulta menor que el siguiente valor:

$$Q_{min} = 0,25 I \frac{A_o}{g} P \quad (5-11)$$

todas las deformaciones y esfuerzos deben multiplicarse por el cuociente  $Q_{min}/Q$  para los efectos de diseño.

### 5.5.6 Torsión en planta

Deben usarse las disposiciones de 6.3.4 de NCh433.

## 5.6 Acción sísmica vertical

La acción sísmica vertical se puede considerar en forma estática, en la forma que se indica a continuación:

- a) Para los casos indicados en 5.1.1 a) y 5.1.1 b) debe aplicarse un coeficiente sísmico vertical parejo, sobre todos los elementos, igual a  $A_0/g$ . De este modo la fuerza sísmica vertical debe ser :  $F_v = \pm I(A_0/g)P$ , en que  $P$  es la suma de las cargas permanentes y sobrecargas.
- b) Para los casos contemplados en 5.1.1 c) el coeficiente sísmico debe ser  $2A_0/3g$

Alternativamente podrá desarrollarse un análisis dinámico vertical, con un espectro de aceleraciones verticales definido por:

$$S_{a,v} = I C_v g \quad (5-12)$$

en que:

$C_v$  se obtiene de la ecuación (5-5), con  $R = 3$ , y  $\xi = 3\%$ . En este caso,  $C_v$  no necesita ser mayor que 0,4. Amortiguamientos mayores que 3% deben justificarse especialmente.

## 5.7 Equipos robustos y rígidos apoyados en el suelo

Estos equipos pueden diseñarse por el método de análisis estático, con un coeficiente sísmico horizontal igual a  $0,7 A_0/g$  y un coeficiente sísmico vertical igual a  $0,5 A_0/g$ .

## 5.8 Análisis especiales

### 5.8.1 Análisis espectrales

**5.8.1.1** Podrán desarrollarse espectros especiales aplicables a un determinado proyecto, tales que tomen en consideración las características e importancia de las obras a construir, las condiciones geotécnicas del sitio, la distancia a las fuentes sismogénicas, sus características, y los factores locales de amplificación o reducción de la intensidad del movimiento del suelo en función de la topografía del lugar, de los eventuales efectos de direccionalidad de las ondas, o de la configuración y constitución del subsuelo.

Con este fin podrán definirse parámetros tales como los valores máximos de la aceleración, de la velocidad y del desplazamiento del suelo y a través de ellos configurar los espectros especiales para distintos niveles del amortiguamiento viscoso, o definir otros que permitan formulaciones semejantes a la contenida en la norma NCh433.Of96.

**5.8.1.2** Para fines de diseño, la definición de los valores máximos de la aceleración, velocidad y desplazamientos deberá tener presente los antecedentes históricos o determinísticos que puedan aplicarse o relacionarse con el sitio en estudio, los que podrán complementarse con valores probabilísticos obtenidos de análisis de riesgo sísmico

desarrollados para sismos con un período de retorno de 100 años. En el análisis de riesgo las fórmulas de atenuación usadas corresponderán a la de valores esperados de la aceleración, velocidad o desplazamiento, correspondientes a las características de las fuentes sísmogénicas consideradas en el estudio.

**5.8.1.3** Los esfuerzos de corte basales obtenidos con el espectro definido mediante este análisis especial no deben ser menores que el 75% ni necesitan ser mayores que el 125% de los obtenidos con los métodos indicados en 5.4 y 5.5.

## 5.8.2 Análisis tiempo-historia

**5.8.2.1** Para los análisis tiempo-historia se deben usar a lo menos tres registros reales, escalados de modo que el espectro resultante de combinar los espectros de cada registro, mediante la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los valores individuales escalados, no quede en ningún punto del rango de frecuencias de interés por debajo del espectro definido en 5.8.1.

**5.8.2.2** Alternativamente, se podrá utilizar un registro sintético cuyo espectro arroje valores mayores que el definido en 5.8.1 para todo el rango de frecuencias de interés.

**5.8.2.3** Cuando se usen tres registros diferentes, se adoptarán para el diseño los valores máximos del parámetro de interés, obtenidos de aplicar cada uno de ellos. En esta definición se entiende por parámetro de interés la solicitación - fuerza axial, corte, momento de flexión - o la deformación obtenida para cada miembro en particular o para la estructura considerada globalmente.

**5.8.2.4** El análisis tiempo-historia podrá ser lineal o no lineal. En este último caso el modelo de la estructura incluirá las características elastoplásticas e histeréticas de los miembros y/o las conexiones. Se comprobará que la demanda de ductilidad local y global de la estructura sea compatible con las capacidades anelásticas de los materiales utilizados; la demanda de ductilidad local no debe ser, en ningún punto, mayor que 2/3 de la ductilidad local disponible.

**5.8.2.5** Cuando el análisis tiempo-historia sea lineal los esfuerzos resultantes en los miembros podrán dividirse por los factores R indicados en la tabla 5.2, siempre que los desplazamientos calculados sean compatibles con los límites impuestos en 6.3.

T. 5.3

**5.8.2.6** Los análisis tiempo-historia se deben hacer considerando cada vez movimientos en una sola de las direcciones principales de la estructura, actuando simultáneamente con la excitación vertical.

## 5.8.3 Esfuerzo de corte basal mínimo

Si el esfuerzo de corte basal determinado en conformidad con 5.8.1 ó 5.8.2 resulta menor que el valor siguiente:

$$Q_{min} = 0,25 I \frac{A_o}{g} P \quad (5-13)$$

todas las deformaciones y esfuerzos deben multiplicarse por el cuociente  $Q_{min}/Q$  para los efectos de diseño.



## 5.9 Estructuras con aislación sísmica o disipadores de energía

### 5.9.1 Consideraciones generales

Se entiende por sistemas de aislación sísmica y disipación de energía cualquier dispositivo que sea incorporado al esquema resistente de una estructura con el propósito de alterar su período fundamental de vibración y aumentar su capacidad de disipación de energía con el fin de mejorar su respuesta sísmica.

El sistema resistente de la estructura a fuerzas laterales y el sistema de aislación y/o disipación de energía utilizado debe ser diseñado para resistir la demanda de deformación y resistencia producida por el movimiento sísmico de acuerdo con lo especificado en este párrafo y los acápites 5.8.1 y 5.8.2 de la presente norma.

### 5.9.2 Estructuras con aisladores sísmicos

Los sistemas de aislación sísmica serán analizados y diseñados de acuerdo con lo prescrito en el código *Uniform Building Code, 1997* (UBC 97) en el apéndice del capítulo 16, referente a los requerimientos de estructuras aisladas sísmicamente, considerando las siguientes modificaciones:

- a) Los espectros de diseño de desplazamientos descritos por el UBC 97 serán sustituidos por espectros de desplazamiento coherentes con lo indicado en 5.5 ó en 5.8. Alternativamente, la sollicitación sísmica podrá ser caracterizada por, a lo menos, tres registros compatibles con los niveles de demanda de deformación asociados a los espectros de diseño correspondientes a la zona de emplazamiento de la estructura, determinados de acuerdo a 5.8.1 y 5.8.2.
- b) Para el análisis de estructuras con sistemas de aislación y disipación de energía se podrán utilizar solamente métodos dinámicos, tales como análisis modal espectral, historia de respuesta en el tiempo, y análisis en frecuencia. Además, las relaciones constitutivas fuerza-deformación de los dispositivos escogidos y consideradas en el análisis de la estructura deben estar debidamente fundamentadas y respaldadas por ensayos de laboratorio.

### 5.9.3 Estructuras con disipadores de energía

5.9.3.1 Toda estructura con sistemas de disipación de energía debe ser diseñada utilizando los espectros descritos en 5.5 ó en 5.8 y luego verificada utilizando tres registros compatibles con el nivel de demanda implícito en el espectro de diseño, de acuerdo a la metodología indicada en 5.8.2.

5.9.3.2 El análisis sísmico de estructuras con sistemas de disipación de energía se debe llevar a cabo utilizando procedimientos de análisis dinámico que consideren adecuadamente la relación constitutiva fuerza-deformación de los dispositivos incluidos en la estructura.

5.9.3.3 Los sistemas de disipación a utilizar en una estructura deben haber sido sometidos con anterioridad a estudios experimentales que demuestren un comportamiento cíclico estable del dispositivo, así como posibles variaciones de sus propiedades con la temperatura.

Tabla 5.1 - Razones de amortiguamiento

Sistema resistente	$\xi$ (%)
- Manto de acero soldado : chimeneas, silos, tolvas, tanques a presión, torres de proceso, cañerías, etc.	2
- Marcos de acero soldados con o sin arriostramiento	
- Marcos de acero con uniones de terreno apernadas, con o sin arriostramiento	3
- Estructuras de hormigón armado y albañilería	5

NOTA - En caso que se use un análisis con interacción suelo-estructura en que resulten valores de la razón de amortiguamiento del primer modo mayores que los indicados en esta tabla, el incremento de esta razón no podrá ser superior al 50% de los valores indicados. Los valores para los restantes modos deben ser los indicados en esta tabla.

Tabla 5.2 Factor de modificación de la respuesta

Sistema resistente	R
- Estructuras diseñadas para permanecer elásticas	1
- Estructuras de péndulo invertido <sup>1)</sup> - Estructuras sísmicas isostáticas. - Edificios de 1 piso, con puente-grúa, sin arriostramiento continuo de techo. - Chimeneas, silos y tolvas con mantos continuos hasta el suelo, con anclajes dúctiles <sup>1)</sup> . - Albañilería de bloques sin llenado de huecos, y albañilería de unidades cerámicas tipo rejilla. - Estanques y ductos de materiales sintéticos compuestos (FRP, GFRP, HDPE).	3
- Marcos no arriostrados de acero u hormigón sin detallamiento especial para ductilidad. - Silos, tolvas, estanques apoyados sobre torres o patas metálicas, con o sin arriostramiento entre las patas. - Tanques y recipientes a presión apoyados en el suelo o sobre cunas soldadas al manto, con anclajes dúctiles. Torres de proceso con apoyos dúctiles. - Albañilería de bloques con llenado total de huecos. - Estructuras en base a perfiles tubulares de acero.	4
- Edificios y estructuras de marcos arriostrados, con anclajes dúctiles. - Edificios industriales de 1 piso con puentes-grúas y arriostramiento continuo de techo. - Estanterías de almacenamiento. - Edificios y estructuras de hormigón armado, con muros de corte. - Tuberías de acero, excepto sus conexiones. - Edificios y estructuras de marcos dúctiles, de acero u hormigón.	5

1) Más del 50% de la masa sobre el nivel superior. Un sólo elemento resistente.

\*) Algunos miembros del Comité estiman que estas estructuras deben tener  $R = 4$ .

Tabla 5.3 - Valores máximos del coeficiente sísmico

R	$C_{m\acute{a}x}$		
	$\xi = 2\%$	$\xi = 3\%$	$\xi = 5\%$
1	0,79	0,68	0,55
3	0,40	0,34	0,28
4	0,32	0,27	0,22
5	0,26	0,23	0,18

NOTA - Los valores indicados son válidos para la zona sísmica 3. Para las zonas sísmicas 2 y 1, los valores de esta tabla deben multiplicarse por 0,75 y 0,50, respectivamente.

## 6 Deformaciones sísmicas

6.1 Cuando el análisis se hace con las solicitaciones sísmicas reducidas por el factor R, las deformaciones deben determinarse de:

$$d = R d_d \quad (6-1)$$

en que:

$d$  = deformación sísmica;

$R$  = factor de reducción, tabla 5.2;

$d_d$  = deformación calculada con solicitaciones sísmicas reducidas por el factor  $R$ .

Si se usan métodos anelásticos, la deformación  $d$  debe obtenerse directamente del análisis.

## 6.2 Separación entre estructuras

6.2.1 Con el objeto de evitar choques entre estructuras adyacentes, la separación entre ellas debe ser superior al más alto de los valores siguientes:

$$S = \sqrt{d_1^2 + d_2^2} \quad (6-2)$$

$$S = 0,004 h \quad (6-3)$$

$$S = 25 \text{ mm}$$

en que:

$d_1, d_2$  = deformaciones máximas de las estructuras 1 y 2 calculadas según 6.1;

$h$  = altura de las estructuras en el nivel considerado.

**6.2.2** La separación entre la estructura y elementos no estructurales, rígidos o frágiles, cuyo impacto se desea evitar, debe ser superior a la deformación relativa entre los niveles en que está el elemento, calculada con los correspondientes valores de  $d$ , pero no menor que 12 mm.

### 6.3 Deformaciones sísmicas máximas

Las deformaciones sísmicas deben limitarse a valores que no causen daños a cañerías, sistemas eléctricos u otros elementos unidos a la estructura que es necesario proteger.

En todo caso, las deformaciones calculadas con solicitaciones sísmicas reducidas por el factor  $R$ , no deben exceder el valor siguiente:

$$d_d^{max} = \frac{0,02 h}{R} \quad (6-4)$$

en que  $h$  es la altura del piso o entre dos puntos ubicados sobre una misma vertical.

La limitación anterior puede ser obviada si se demuestra que una deformación mayor puede ser tolerada por los elementos estructurales y los no estructurales.

### 6.4 Efecto P-Delta

El efecto P-Delta debe considerarse cuando las deformaciones sísmicas excedan el valor:

$$d_d^{max} = \frac{0,02 h}{R}$$

## 7 Elementos secundarios y equipos montados sobre estructuras

### 7.1 Alcance

Se define como elementos secundarios a los tabiques y otros apéndices adheridos a la estructura resistente pero que no forman parte de ella.

### 7.2 Fuerzas para el diseño sísmico

**7.2.1** En caso que el elemento secundario o equipo se haya incluido en la modelación de la estructura que lo soporta, ellos deben diseñarse con la siguiente fuerza sísmica horizontal actuando en cualquier dirección

$$F_p = \frac{I Q_p R}{R_p} < IP_p \quad (7-1)$$

en que:

- $I$  = coeficiente de importancia del elemento secundario o equipo;
- $Q_p$  = esfuerzo de corte que se presenta en la base del elemento secundario o equipo de acuerdo con un análisis del edificio con solicitaciones sísmicas reducidas por el factor  $R$ ;
- $R$  = factor de modificación de la respuesta de la estructura del edificio, según tabla 5.2;
- $R_p$  = factor de modificación de la respuesta del elemento secundario o equipo, según tabla 7.1;
- $P_p$  = peso del elemento secundario o equipo.

7.2.2 Alternativamente, el diseño de elementos secundarios y equipos, puede realizarse con las fuerzas sísmicas siguientes:

- a) Cuando se conoce la aceleración  $a_p$  en el nivel de apoyo del elemento o equipo, obtenida de un análisis dinámico modal del edificio con solicitaciones sísmicas reducidas por el factor  $R$ :

$$F_p = \frac{2,5 a_p IK_p}{R_p} P_p < IP_p \quad (7-2)$$

en que:

- $K_p$  = factor de amplificación dinámica, que se determina según 8.3.3 de la norma NCh433.

- b) Cuando no se ha realizado un análisis dinámico modal del edificio:

$$F_p = \frac{0,6 a_k IK_p}{R_p} P_p < IP_p \quad (7-3)$$

en que:

- $a_k$  = aceleración en el nivel  $k$  en que está montado el elemento secundario o equipo, que se determina según 7.2.4.

7.2.3 Cuando no se conocen las características del edificio o no se sabe el nivel en que se montará el elemento secundario o equipo, su diseño puede realizarse con la fuerza sísmica de la expresión (7-3) usando  $K_p = 2,2$  y  $a_k = 4 A_0/g$ .

7.2.4 La aceleración en el nivel  $k$  de la estructura debe determinarse de:

$$a_k = \frac{A_o}{g} \left( 1 + 3 \frac{Z_k}{H} \right) \quad (7-4)$$

en que:

$A_o$  = aceleración efectiva máxima definida en NCh433;

$Z_k$  = altura del nivel  $k$  sobre el nivel basal;

$H$  = altura total del edificio sobre el nivel basal.

7.2.5 La fuerza sísmica de diseño determinada según 7.2.1 ó 7.2.2 no debe ser inferior a  $0,7 A_o I_p/g$ .

### 7.3 Fuerzas para el diseño de anclajes

7.3.1 Todos los elementos secundarios y equipos deben estar adecuadamente anclados a la estructura resistente por medio de pernos u otros dispositivos. Su diseño debe hacerse con las fuerzas sísmicas establecidas en 7.2, con las modificaciones que se indican en 7.3.2 y 7.3.3.

7.3.2 Cuando el sistema de anclaje a elementos de hormigón incluya pernos de anclaje superficiales, (aquellos con razón longitud/diámetro inferior a 8), las fuerzas sísmicas establecidas en 7.2 deben incrementarse en un 50%, o alternatively, deben ser calculadas con  $R_p$  igual a 1,5. La misma disposición rige cuando los pernos de anclaje se diseñan sin la longitud expuesta especificada en 8.2.2.

7.3.3 Cuando el sistema de anclaje esté construido con materiales no dúctiles, las fuerzas sísmicas establecidas en 7.2 deben ser amplificadas por 3, o alternatively, deben ser calculadas con  $R_p$  igual a 1,0.

### 7.4 Sistemas de corte automático

Los ductos, recipientes y equipos que contienen gases o líquidos a alta temperatura, explosivos o tóxicos, deben estar provistos de un sistema de corte automático que satisfaga lo dispuesto en 8.5.4 de NCh433.

**Tabla 7.1 - Factor de modificación de la respuesta para elementos secundarios y equipos**

Elemento Secundario o Equipo	$R_p$
- Equipos o elementos, rígidos o flexibles, con materiales o agregados no dúctiles.	1.5
- Elementos secundarios prefabricados. Elementos en voladizo. Particiones. - Equipos eléctricos y mecánicos en general. - Chimeneas, estanques, torres de acero. - Otros casos no especificados en esta tabla.	3
- Estanterías de almacenamiento. - Estructuras secundarias.	4

## 8 Disposiciones especiales

### 8.1 Arriostramientos sísmicos

**8.1.1** Las diagonales que participan en la estabilidad sísmica deben poseer rigidez en tracción y compresión.

No se permiten configuraciones con diagonales que trabajen sólo en tracción.

**8.1.2** Los sistemas arriostrados siempre deben tener diagonales en tracción. No se permiten por lo tanto sistemas en los cuales todas las diagonales de un nivel tienen la misma dirección.

**8.1.3** Las diagonales deben cumplir las restricciones establecidas en 5.3.2.

**8.1.4** Las conexiones de las diagonales deben ser capaces de transmitir el 100% de la capacidad del elemento en tracción, determinada de acuerdo al tipo de diseño que se está utilizando.

**8.1.5** En los arriostramientos en V o en V invertida, las vigas conectadas a las diagonales deben diseñarse sin considerar que éstas constituyen un apoyo para las cargas estáticas verticales. Las diagonales, por su parte, deben ser diseñadas para resistir los esfuerzos sísmicos combinados con los estáticos correspondientes.

### 8.2 Anclajes

**8.2.1** Los apoyos de estructuras y equipos que transmiten esfuerzos sísmicos a las fundaciones deben anclarse por medio de pernos de anclaje, placas de corte, barras de refuerzo u otros medios adecuados.

**8.2.2** Los pernos de anclaje que quedan sujetos a tracción de acuerdo a los procedimientos de análisis indicados en los capítulos 4, 5 y 7, deben tener silla y el vástago debe ser visible para permitir su inspección y reparación, y el hilo debe tener suficiente longitud para reapretar las tuercas [anexo A, figura 1]. La longitud expuesta de los pernos no debe ser inferior a 250 mm ni a 8 veces su diámetro, ni el largo del hilo bajo la tuerca inferior a 50 mm.

Podrán exceptuarse de esta exigencia aquellos pernos de anclaje con capacidad suficiente para resistir combinaciones de cargas en las que las fuerzas sísmicas se amplifican en  $0,5R$  veces, pero no menos que 1,5 veces, con respecto al valor indicado en los capítulos 5 y 7.

**8.2.3** Las placas bases de columnas y equipos en general deben estar provistas de placas de corte o topes sísmicos diseñados para transmitir el 100% del cizalle basal [anexo A, figura 1].

Se exceptúan de esta exigencia los casos siguientes:

- a) Apoyos con esfuerzo de corte inferior a 50 kN; en este caso se aceptará tomar el corte con los pernos, considerando que sólo dos de ellos son activos para ese fin y las correspondientes fórmulas de interacción corte-tracción.
- b) Bases de estanques y equipos provistos de 9 ó más pernos; en este caso se aceptará tomar el 100% del corte con los pernos, considerando activos un tercio del número total de pernos, y aplicando las correspondientes fórmulas de interacción corte-tracción con la tracción máxima y el corte así calculado.
- c) Estanques de razón de aspecto menor que uno que no requieren anclaje de acuerdo con 8.10. En este caso el corte podrá ser tomado con conicidad en la base.

En los caso a) y b) los pernos deben estar embebidos en la fundación.

**8.2.4** En el diseño de la placa de corte no debe considerarse la resistencia del mortero de nivelación.

**8.2.5** El diseño de los elementos de anclaje al corte no debe contemplar el roce entre la placa base y la fundación.

**8.2.6** No debe considerarse la superposición de resistencia entre placas de corte y pernos de anclaje.

**8.2.7** Cuando se dejen casillas en la fundación para la posterior instalación de pernos de anclaje, las paredes verticales de las casillas deben tener una inclinación mínima del 5 % de modo que el área inferior sea mayor que la superior. Las casillas deben rellenarse con mortero no susceptible de retracción.

**8.2.8** El hormigón de las fundaciones debe diseñarse para resistir los esfuerzos verticales y horizontales transmitidos por los elementos metálicos de anclaje. La resistencia del hormigón y sus refuerzos debe ser tal que la eventual falla se produzca en los dispositivos metálicos de anclaje y no en el hormigón.



### **8.3 Uniones de terreno**

**8.3.1** Las uniones de terreno deben hacerse preferentemente con pernos de alta resistencia ASTM-A 325 ó ASTM-A 490, con dispositivos automáticos de control del apriete.

**8.3.2** Sólo se permiten soldaduras de terreno en las posiciones planas, horizontal o vertical, en las que el soldador esté protegido de los elementos.

**8.3.3** Las soldaduras a tope deben ser de penetración completa y aprobadas con ultrasonido o radiografías.

### **8.4 Galpones industriales**

**8.4.1** Estas disposiciones se aplican a edificios industriales con o sin vigas portagrúas.

**8.4.2** Los edificios con marcos transversales deben tener un sistema de arriostramiento continuo en el techo. Cuando hay cerchas de techo el arriostramiento continuo debe colocarse en el plano de la cuerda inferior. Se exceptúan los edificios sin puente-grúa en que las cargas permanentes sólo provienen del peso propio [anexo A, figura 2].

**8.4.3** En los edificios con puente-grúa el análisis sísmico debe hacerse para la magnitud y altura de la carga suspendida más probables durante el terremoto de diseño. Para estos efectos deben considerarse la frecuencia del terremoto de diseño y las condiciones de operación de las grúas.

**8.4.4** Si hay varias grúas, ya sea en una nave o en naves paralelas, debe considerarse una combinación de cargas sísmicas con todas las grúas sin carga estacionadas en la posición más desfavorable.

**8.4.5** La unión lateral entre las vigas portagrúas y las columnas debe ser flexible en el sentido vertical. Además, deben contemplarse dispositivos de seguridad para evitar la caída del bogue si las ruedas se salen de los rieles [anexo A, figura 3].

**8.4.6** En edificios con marcos rígidos, los arriostramientos de los muros extremos que tienen por objeto dar apoyo lateral a las columnas diseñadas para el viento, no deben alcanzar los niveles de piso [anexo A, figura 4].

**8.4.7** Si el edificio es flexible y tiene muros no estructurales rígidos de albañilería u otro material análogo, deben colocarse uniones capaces de soportar los muros y permitir el desplazamiento independiente entre ellos y la estructura [anexo A, figura 5]

### **8.5 Edificios industriales de varios pisos**

**8.5.1** En la medida que sea posible los pisos deben ser diafragmas sísmicos rígidos, que pueden ser de hormigón, o metálicos con arriostramientos horizontales o planchas de piso. En los diafragmas deben contemplarse dispositivos de unión con la estructura capaces de transmitir las fuerzas sísmicas.

**8.5.2** Los equipos o ductos rígidos que se extienden verticalmente más de un piso deben tener sistemas de apoyo y unión que impidan su participación en la resistencia o rigidez sísmica del edificio [anexo A, figura 6]. Si esto no es posible, los equipos deben incluirse en el modelo del sistema sismorresistente.

**8.5.3** En los edificios en que la resistencia sísmica depende de marcos rígidos, la suma de las capacidades resistentes a flexión de las columnas que concurren a un nudo, debe ser igual o superior a 1,2 veces la suma de las capacidades resistentes a flexión de las vigas conectadas.

## **8.6 Grandes equipos suspendidos**

**8.6.1** Las calderas, reactores de hornos metalúrgicos y otros grandes equipos suspendidos de la estructura deben unirse a ella con conectores que transmitan las fuerzas sísmicas sin restringir la libre dilatación térmica, tanto vertical como horizontal. En estos equipos es conveniente que los pernos de anclaje de la estructura tengan una amplia capacidad de deformación dúctil, sean fácilmente reparables y puedan eventualmente reemplazarse [anexo A, figura 7].

**8.6.2** En los equipos eléctricos suspendidos que no pueden unirse horizontalmente a la estructura, como son las jaulas de electrodos de precipitadores electrostáticos, deben especificarse aisladores especiales de amplia capacidad resistente y disponerse dispositivos de corte de la corriente en sismos mayores. Si hay posibilidad de choque de la jaula de electrodos con la carcasa del equipo o con las placas colectoras, deben colocarse placas de impacto.

## **8.7 Cañerías y ductos**

**8.7.1** En los sistemas de cañerías y ductos de grandes dimensiones deben disponerse juntas de expansión y apoyos que aseguren la estabilidad sísmica y permitan simultáneamente las deformaciones térmicas.

**8.7.2** Si las cañerías y ductos son livianos en relación a los edificios o estructuras que conectan, el análisis sísmico puede hacerse introduciendo las deformaciones  $d_d$  del párrafo 6.1 de los edificios o estructuras, en los puntos de conexión. En caso contrario, debe hacerse un análisis del conjunto de estructuras y ductos como una sola unidad.

## **8.8 Grandes equipos móviles**

**8.8.1** Los grandes equipos móviles como cargadores y descargadores de material a granel, apiladores, grúas portal y similares deben analizarse dinámicamente, considerando la magnitud y las posiciones más desfavorables de las cargas. Para el análisis puede suponerse que las ruedas están articuladas en los rieles o el suelo, pero si hay levantamiento significativo deben colocarse contrapesos para evitarlo [anexo A, figura 8].

**8.8.2** Para disminuir las posibilidades de choque entre las pestañas de los rieles y las ruedas, el sistema debe ser autocentrante [anexo A, figura 9].

**8.8.3** Debe prestarse especial atención a los efectos de excentricidad sísmica que se producen en estos sistemas.

## **8.9 Estanques elevados, recipientes de proceso y chimeneas**

**8.9.1** Los estanques elevados deben diseñarse considerando la movilidad del agua.

**8.9.2** Los recipientes de proceso deben diseñarse prestando especial atención a la unión de los apoyos con el manto cuando éste no llega a las fundaciones.

**8.9.3** Las chimeneas elevadas deben diseñarse por el método dinámico. Cuando el ducto de gas no es autosoportante debe considerarse la interacción entre el ducto y la estructura exterior de acero u hormigón. El revestimiento interior de hormigón, si lo hay, debe tomarse en cuenta para los efectos del cálculo de la rigidez, pero no de la resistencia.

**8.9.4** El manto debe diseñarse para que no haya pandeo local considerando el efecto de las fuerzas laterales y verticales y las tolerancias de fabricación. Para ello, la tensión de compresión del manto no debe exceder el menor de los valores siguientes:

$$F_a = 135 F e/D \quad F_a \leq 0,8 F \quad (8-1)$$

en que:

- $F_a$  = tensión admisible;
- $F$  = tensión de fluencia;
- $e$  = espesor;
- $D$  = diámetro del manto.

## **8.10 Grandes estanques cilíndricos apoyados en el suelo**

**8.10.1** Estos estanques deben diseñarse dinámicamente considerando el movimiento del líquido y las aceleraciones verticales.

**8.10.2** Para reducir daños secundarios causados por el movimiento del líquido, deben cumplirse las siguientes condiciones [anexo A, figura 10]:

- a) no soldar las planchas del techo a las costaneras;
- b) duplicar el diámetro normal de los escapes de aire en el techo;
- c) permitir el desplazamiento vertical de las columnas sobre el fondo;
- d) en el caso de estanques no anclados, debe darse al fondo una inclinación cónica de 1% como mínimo.

**8.10.3** Debe dejarse una altura libre, entre la superficie del líquido y el borde superior del manto, igual a  $0,10 + 0,25 \sqrt{D}$  (m), en que D es el diámetro del estanque expresado en metros.

**8.10.4** Para el diseño debe usarse la norma API 650, modificando el coeficiente sísmico asociado a la masa convectiva en conformidad al valor del coeficiente sísmico máximo indicado en la tabla 5.3 para  $R = 3$  y  $\xi = 2\%$ .

### **8.11 Hornos y secadores rotatorios**

**8.11.1** El sismo longitudinal debe ser resistido por llantas y rodillos de empuje dispuestos a ambos lados de la llanta, y colocados en un solo apoyo con el objeto de permitir las dilataciones longitudinales [anexo A, figura 11].

Entre los rodillos de empuje y las llantas debe dejarse un espacio libre para facilitar la operación. La llanta y rodillos deben considerar la posibilidad de impacto longitudinal cuando se cierra este espacio. Se permite el diseño de los rodillos y sus mecanismos como elementos de sacrificio que pueden fallar en un sismo; en este caso el fabricante debe proporcionar instrucciones detalladas de reparación en un tiempo reducido para impedir que el horno se dañe durante el enfriamiento.

**8.11.2** El sismo transversal debe ser resistido por llantas y rodillos laterales colocados en varios apoyos. El ancho de las llantas debe ser mayor que el de los rodillos para impedir la caída si fallan los rodillos de empuje.

### **8.12 Albañilerías industriales**

**8.12.1** En el diseño de hornos industriales de fundición u otros procesos, compuestos de estructuras de acero u hormigón combinadas con albañilerías de ladrillos refractarios que trabajan a altas temperaturas, deben buscarse disposiciones en las que la resistencia sísmica estructural sea proporcionada por los materiales convencionales y sólo excepcionalmente por las albañilerías [anexo A, figura 12].

**8.12.2** En los casos en que no pueda evitarse que las albañilerías sean un elemento sismorresistente, deben usarse análisis especiales que consideren las características de comportamiento no lineal del material.

**8.12.3** En el diseño deben considerarse tanto las condiciones del horno frío o de puesta en marcha, como las de operación normal.

### **8.13 Equipos eléctricos**

**8.13.1** Las disposiciones de la presente norma son aplicables a los aspectos estructurales de los equipos eléctricos ubicados en el interior de las plantas. No se aplican a los equipos de generación y transmisión ni a las subestaciones principales, los que deben regirse por especificaciones especiales.

**8.13.2** La operatividad eléctrica de estos equipos durante un sismo debe calificarse de acuerdo a normas especiales.

**8.13.3** Los aisladores deben diseñarse contra la ruptura con un coeficiente de seguridad mínimo de 3,0, para las combinaciones de cargas que incluyen sollicitación sísmica.

#### **8.14 Estructuras y equipos menores**

**8.14.1** Todas las estructuras y equipos, independientemente de su tamaño e importancia, deben ser capaces de resistir los esfuerzos sísmicos especificados en esta norma y estar adecuadamente anclados [anexo A, figura 13].

Anexo A

Detalles típicos

FIGURA 1 : BASE DE COLUMNAS

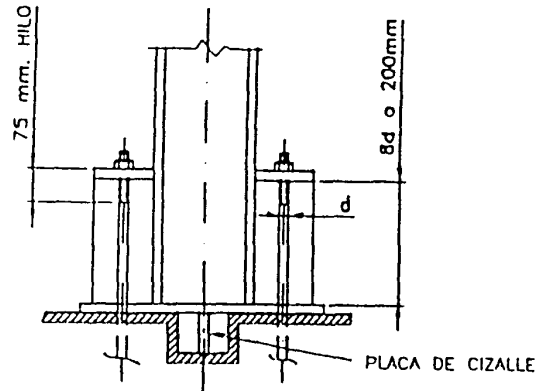


FIGURA 2 : ARRIOSTRAMIENTOS DE TECHO

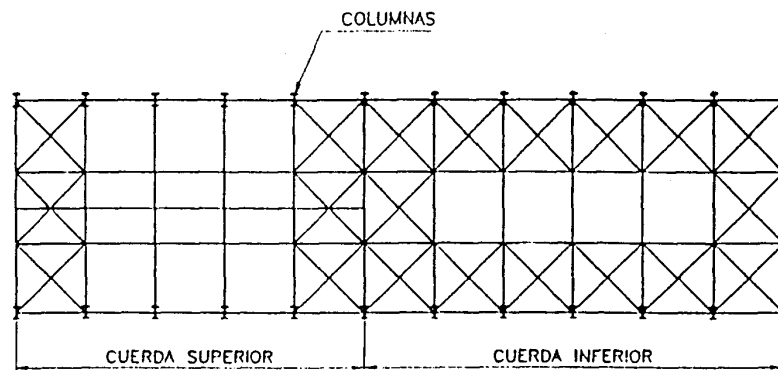


FIGURA 3 : DETALLE PORTAGRUAS Y COLUMNAS

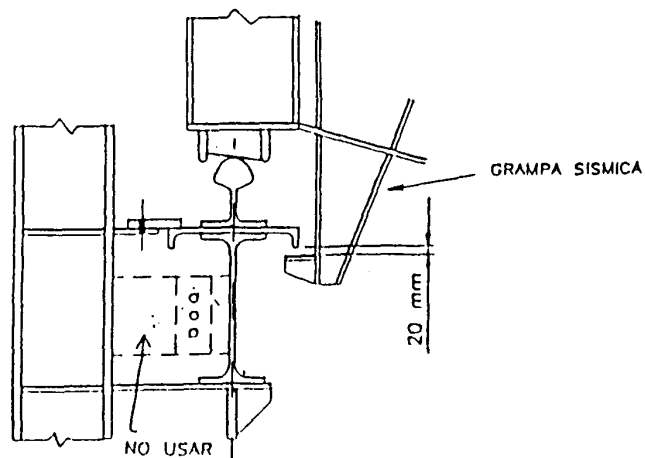


FIGURA 4 : ARRIOSTRAMIENTO DE MURO EXTREMO

NCh2369

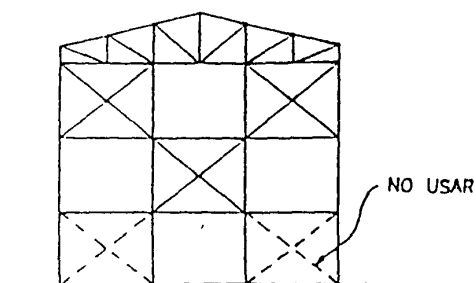


FIGURA 5 : UNION COLUMNA MURO O ALBAÑILERIA

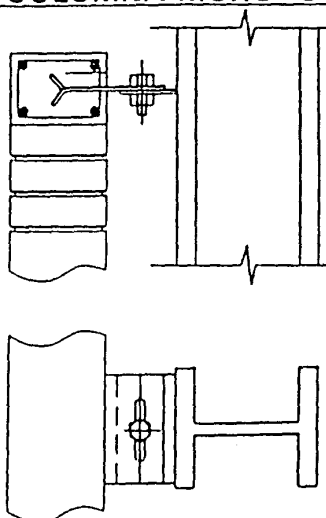
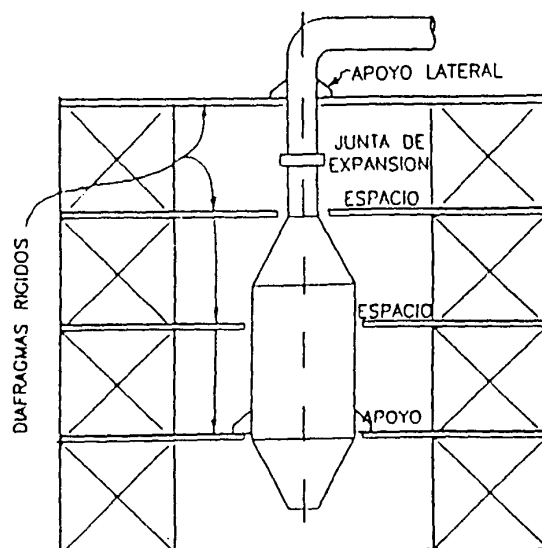
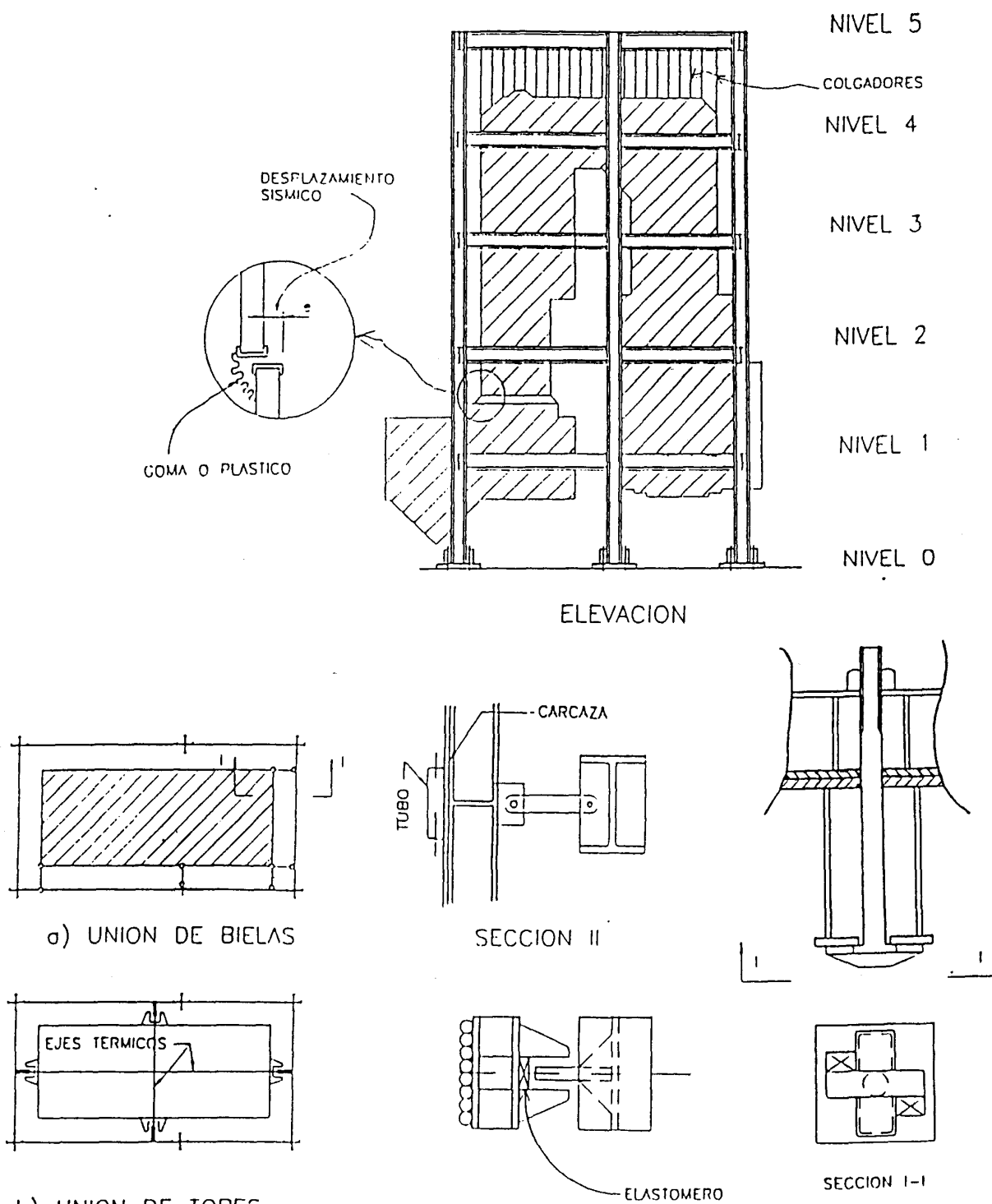


FIGURA 6 : EQUIPO RIGIDO EN EDIFICIO



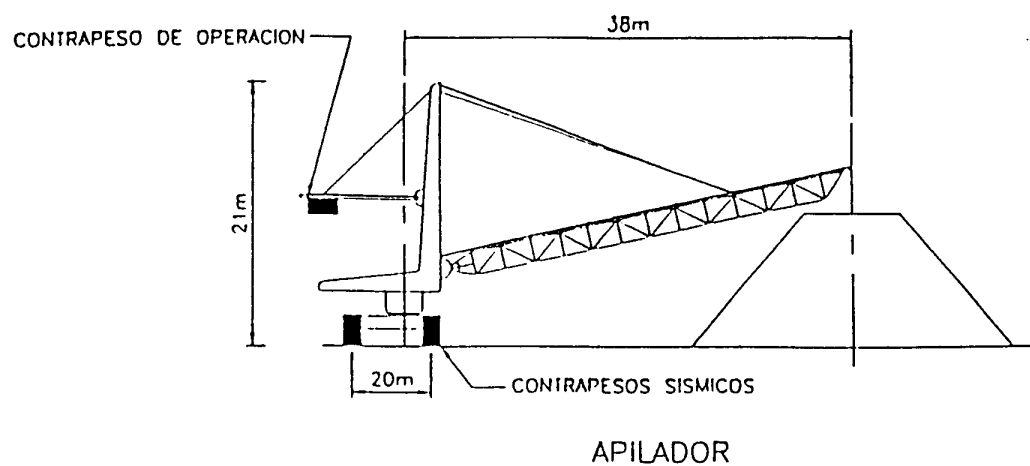
**FIGURA 7 : DETALLES TÍPICOS**  
**GRANDES EQUIPOS SUSPENDIDOS**  
**CONECTORES SISMICOS Y PERNOS DE ANCLAJE**



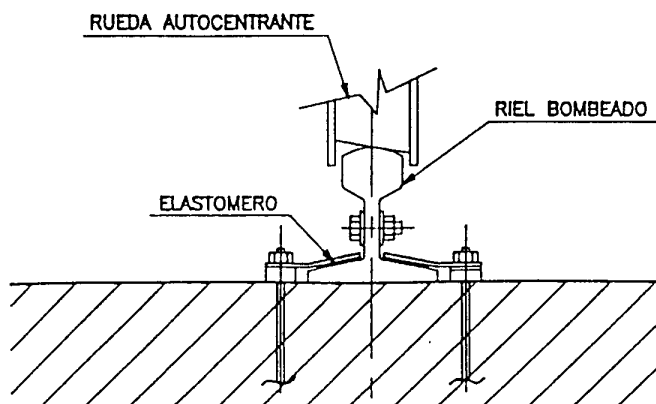


**FIGURA 8 : DETALLES TIPICOS**  
**GRANDES EQUIPOS MOVILES**

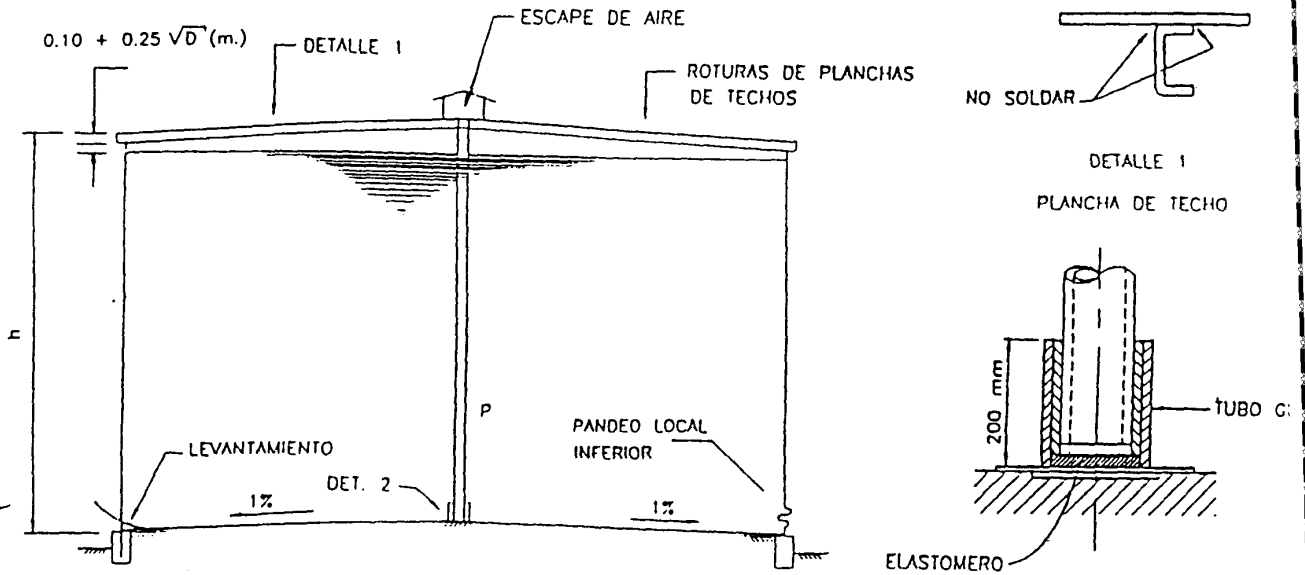
NCh2369



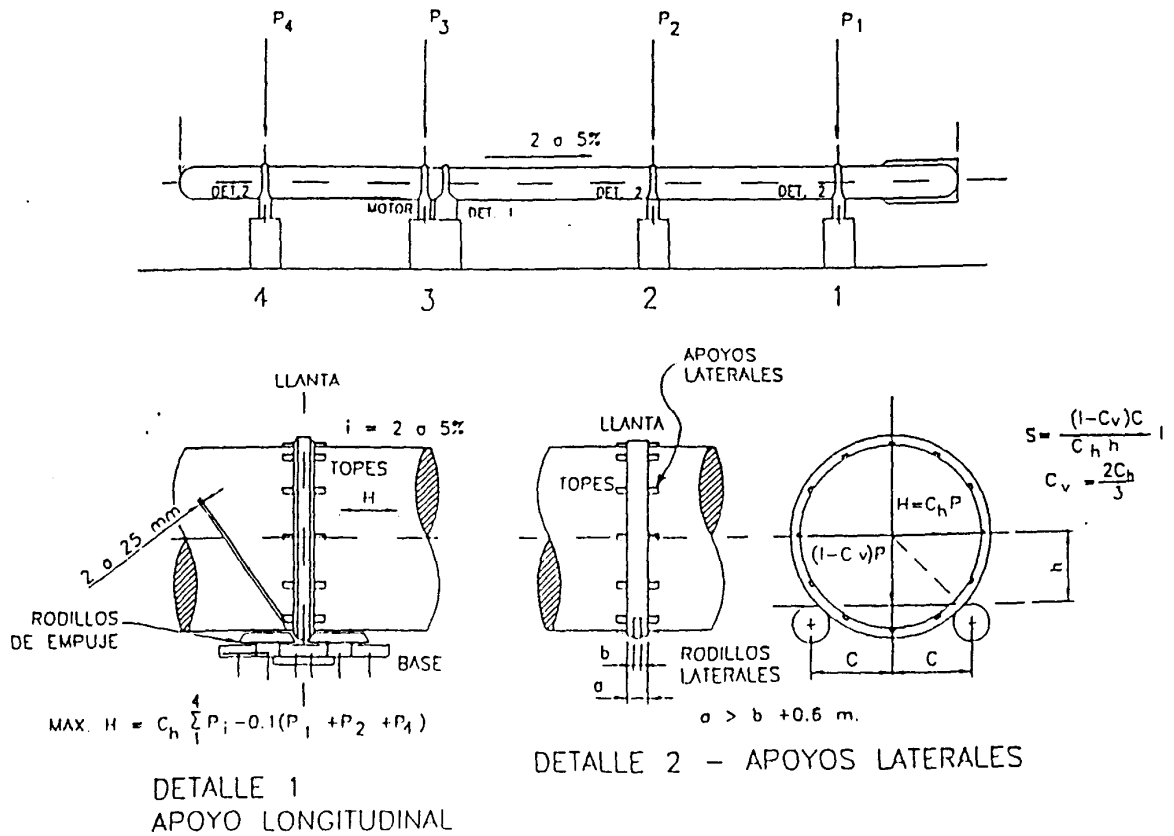
**FIGURA 9 : SISTEMA RUEDA RIEL**



**FIGURA 10 : DETALLES TIPICOS  
GRANDES ESTANQUES**



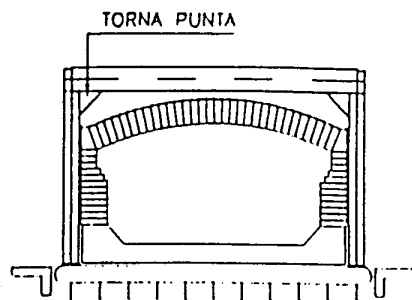
**FIGURA 11 : DETALLES TIPICOS  
HORNOS Y SECADORES ROTATORIOS**



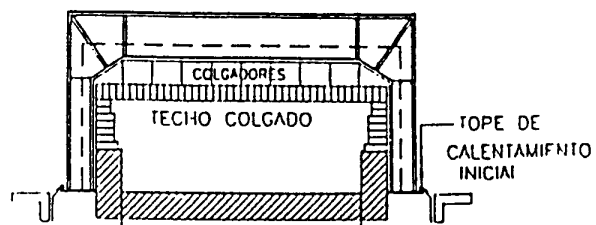
$C_h$ : COEFICIENTE SISMICO HORIZONTAL  
 $C_v$ : COEFICIENTE SISMICO VERTICAL  
 $S$ : FACTOR DE SEGURIDAD

**FIGURA 12 : DETALLES TIPICOS**  
ALBAÑILERIAS INDUSTRIALES

NCh2369

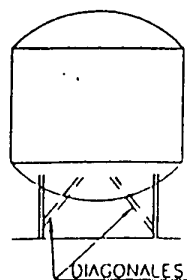


a) HORNO DE TECHO EN ARCO

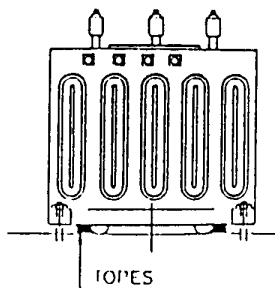


b) HORNO DE TECHO SUSPENDIDO

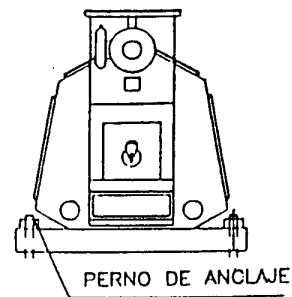
**FIGURA 13 : DETALLES TIPICOS**  
ESTRUCTURAS Y EQUIPOS MENORES



a) FILTRO RAPIDO



b) TRANSFORMADOR



c) CALDERA COMPACTA