



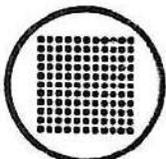
Instituto Nacional de Prevención Sísmica
Ministerio de Obras y Servicios Públicos de la Nación

Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales
de Seguridad para las Obras Civiles (Sistema INTI)

NORMAS ARGENTINAS PARA CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES

**PARTE I
CONSTRUCCIONES EN GENERAL**

NOVIEMBRE 1983



INTI

INPRES

CIRSOC

Avda. 9 de Julio 1925 - 22° Piso
(1332) Buenos Aires
Tel. 38-8911/31 (Int. 679)

Director Técnico: Dr. Alfonso Huber

Secretario Técnico: Ing. Eduardo J. Minetti

INPRES

Avda. Roger Balet 47 - Norte
(5400) San Juan
Tel. 30163; 31578; 30602
TELEX: 59129 INPRE AR

Director Nacional: Ing. Julio Sohar Aguirre Ruiz

Consultor Científico: Ing. Juan Carlos Castano

© 1983

Editado por INTI
Instituto Nacional de Tecnología Industrial
Avda. Leandro N. Alem 1067 - Bs. Aires

Queda hecho el depósito que fija la ley 11.723. Todos los derechos, reservados. Prohibida la reproducción parcial o total sin autorización escrita del editor. Impreso en la Argentina. Printed in Argentina.

Y CIPSO

ORGANISMOS PROMOTORES

Ministerio de Obras y Servicios Públicos
Instituto Nacional de Tecnología Industrial
Ministerio de Obras Públicas de la Provincia de Buenos Aires
Secretaría de Estado de Desarrollo Urbano y Vivienda
Empresa Obras Sanitarias de la Nación
Municipalidad de la Ciudad de Buenos Aires
Comisión Nacional de Energía Atómica
Empresa del Estado Agua y Energía Eléctrica
Dirección Nacional de Vialidad
Hidronor S.A.

MIEMBRO ADHERENTE

Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas

**

PROLOGO

La elaboración y redacción del Reglamento INPRES-CIRSOC "Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes", estuvo a cargo de una Comisión Técnica constituida por especialistas de ambas instituciones, como se indica a continuación:

Por el CIRSOC: Ing. D. Hilario FERNANDEZ LONG
Ing. D. Luis D. DECANINI
Ing. D. Carlos A. PRATO

Por el INPRES: Ing. D. Juan Carlos CASTANO
Ing. D. Alejandro P. GIULIANO
Ing. D. Edgar A. BARROS
Ing. D. Antonio E. FERNANDEZ

La citada Comisión, para el cumplimiento de su cometido adoptó como documentos básicos de trabajo las "Normas Antisísmicas Argentinas NAA-80" y el "Proyecto de Reglamento CIRSOC 103 "Acción de los sismos sobre las Construcciones", incorporando posteriormente los proyectos atinentes a "Construcciones de Mampostería" y "Procedimiento Simplificado para la Evaluación de las Acciones Sísmicas en Edificios", elaborados estos últimos por la Comisión durante el desarrollo de sus tareas.

El presente Reglamento, que sustituye a las anteriormente vigentes NAA-80, ha sido aprobado y declarado de aplicación en todo el país mediante Resolución N° INPRES/83, en un todo de acuerdo con la Ley N° 19.616, artículo 3°, inc. c) y pasa además a formar parte del conjunto de Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles a cargo del CIRSOC.

Dr. Alfonso HUBER
Director Técnico CIRSOC

Ing. Julio S. AGUIRRE RUIZ
Director Nacional INPRES

INDICE

CAPITULO 1. GENERALIDADES	1
1.1. Introducción	1
1.2. Campo de validez	1
CAPITULO 2. SIMBOLOGIA	3
2.1. Simbología	3
CAPITULO 3. ZONIFICACION SISMICA	9
CAPITULO 4. APLICACION DE LOS REQUERIMIENTOS SISMORRESISTENTES	17
CAPITULO 5. AGRUPAMIENTO DE LAS CONSTRUCCIONES SEGUN SU DESTINO Y FUNCIONES	19
5.1. -Agrupamiento de las construcciones según su destino y funciones	19
.1. Grupo A ₀	19
.2. Grupo A	20
.3. Grupo B	21
.4. Grupo C	21
5.2. Factor de riesgo	21
CAPITULO 6. CONDICIONES LOCALES DEL SUELO	23
6.1. Clasificación de los suelos dinámicamente estables	23
6.2. Suelos dinámicamente inestables	23
CAPITULO 7. ACCIONES SISMICAS Y ESPECTROS DE DISEÑO	25
7.1. Introducción	25
7.2. Espectros para acciones sísmicas horizontales	25

7.3.	Acciones sísmicas verticales	31
7.4.	Determinación de las fuerzas sísmicas de diseño	31
CAPITULO 8. INFLUENCIA DE LA CAPACIDAD DE DISIPACION DE ENERGIA DE LA ESTRUCTURA MEDIANTE DEFORMACIONES ANELASTICAS		33
8.1.	Factor de reducción R	33
8.2.	Valoración de la ductilidad global de la estructura	33
8.3.	Valores de la ductilidad global nominal $\bar{\mu}$	34
8.4.	Determinación de las deformaciones	36
CAPITULO 9. CARGAS GRAVITATORIAS A CONSIDERAR PARA LA DETERMINACION DE LAS ACCIONES SISMICAS		37
CAPITULO 10. ESTADOS DE CARGA		39
CAPITULO 11. DIRECTIVAS Y CRITERIOS GENERALES PARA ANALISIS Y DISEÑO		41
11.1.	Generalidades	41
11.2.	Acciones sísmicas a considerar	41
11.3.	Selección del sistema estructural	41
11.4.	Simultaneidad de efectos de las acciones sísmicas horizontales	42
11.5.	Direcciones de análisis	43
CAPITULO 12. DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS DINAMICAS DE LAS ESTRUCTURAS		47
12.1.	Introducción	47
12.2.	Período fundamental de vibración	47
12.3.	Amortiguamiento	50
CAPITULO 13. DEFORMACIONES		51
13.1.	Control de la distorsión horizontal de piso	51
13.2.	Efectos P-Delta (Teoría de 2° orden)	52

13.3.	Efectos de martilleo, Separaciones y juntas sísmicas	53
CAPITULO 14. METODOS DE ANALISIS		57
14.1.	-Método estático	57
	.1. Fuerzas sísmicas laterales	57
	.2. Fuerzas sísmicas verticales	64
	.3. Estructuras tipo péndulo invertido	66
	.4. Control de deformaciones y efectos P-Delta	66
	.5. Componentes de la construcción	66
	.6. Límites de aplicación del Método Estático	67
14.2.	Análisis modal espectral	68
14.3.	Superposición modal paso a paso	73
14.4.	Integración directa paso a paso	74
CAPITULO 15. COMPONENTES DE LA CONSTRUCCION		77
15.1.	Fuerza estática equivalente	77
CAPITULO 16. PROCEDIMIENTOS APROXIMADOS PARA LA DETERMINACION DE ACCIONES SISMICAS Y DE ANALISIS ESTRUCTURAL		81
16.1.	Campo de validez	81
16.2.	Límites de aplicación	81
16.3.	Acciones sísmicas de diseño	83
16.4.	-Criterios de análisis estructural	90
	.1. Distribución de solicitaciones	90
16.5.	-Análisis de deformaciones	92
	.1. Separaciones y juntas sísmicas	92
CAPITULO 17. SUELOS Y FUNDACIONES		93
17.1.	Campo de validez	93
17.2.	Comportamiento de suelos	93
17.3.	Problemas en suelos "dinámicamente inestables"	94
17.4.	Asentamientos	99
17.5.	-Fundaciones	99
	.1. Criterios fundamentales de proyecto	99

17.5.2. Fundaciones superficiales. Comprobación de tensiones verticales	100
.3. Arriostramiento de apoyos	101
.4. Arriostramiento de apoyos en zona sísmica 0	106
.5. Requerimientos especiales para pilotes	107

CAPITULO 1. GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCION

El presente Reglamento establece los requerimientos y previsiones mínimas para el diseño, construcción, reparación y refuerzo de construcciones que puedan estar sometidas a excitaciones sísmicas.

Las acciones sísmicas de diseño, procedimientos de análisis, requerimientos de resistencia y estabilidad, limitaciones de deformaciones, disposiciones constructivas y previsiones generales se establecen con los siguientes objetivos:

- Evitar pérdidas de vidas humanas y accidentes que pudieran originarse por la ocurrencia de cualquier evento sísmico, protegiendo los servicios y bienes de la población.
- Evitar daños en la estructura y en las componentes de la construcción durante los sismos de frecuente ocurrencia.
- Reducir al mínimo los daños en las componentes no-estructurales y evitar perjuicios en la estructura durante los sismos de mediana intensidad.
- Evitar que se originen colapsos y daños que puedan poner en peligro a las personas o que inutilicen totalmente las estructuras durante sismos muy severos de ocurrencia extraordinaria.
- Lograr que las construcciones esenciales destinadas a los servicios de emergencia continúen funcionando, aún ante sismos destructivos.

1.2. CAMPO DE VALIDEZ

Este Reglamento se aplica a todas las construcciones nuevas que se realicen dentro del territorio de la República Argentina, al refuerzo de las construcciones existentes ejecutadas sin previsiones sismorresistentes y a la reparación de las construcciones que resultaran dañadas por la acción de los sismos.

Para aquellas obras de extraordinaria importancia o magnitud, que por sus ca-

racterísticas requieran estudios y verificaciones especiales, como por ejemplo: áreas esenciales de centrales nucleares, grandes presas y obras hidráulicas, puentes y viaductos con luces superiores a 150 m, etc., se adoptará el presente Reglamento como lineamiento fundamental en aquellos aspectos en que pueda ser aplicable.

CAPITULO 2. SIMBOLOGIA

2.1. SIMBOLOGIA

- A_1, A_2 constantes que dependen de la zona sísmica;
 B_1, B_2 constantes que dependen de la zona sísmica;
 C coeficiente sísmico de diseño;
 C.M. centro de masas;
 C_n coeficiente sísmico normalizado;
 C.S. centroide de sistemas verticales sismorresistentes;
 C.R. centro de rigidez;
 C_v coeficiente sísmico vertical;
 C_{pk} coeficiente sísmico correspondiente al componente de la construcción ubicado en el nivel k ;
 D diámetro de los pilotes;
 E_s efecto de las acciones sísmicas de diseño;
 E_t efecto total (esfuerzo o desplazamiento);
 E_w efecto de las cargas gravitatorias;
 $E_1; E_2 \dots; E_n$ contribuciones modales de esfuerzos o desplazamientos correspondientes a los modos 1; 2; ...; n ;
 F_i fuerza sísmica horizontal en el nivel i ;
 F_{im} fuerza sísmica en el nivel i , asociada al modo m ésimo;
 F_k fuerza sísmica horizontal en el nivel k ;
 F_{km} fuerza sísmica en el nivel k , asociada al modo m ésimo;
 F_p fuerza estática equivalente a la acción sísmica sobre el componente o parte de la construcción;
 F_s fuerza sísmica horizontal operante sobre la masa superior de estructuras tipo péndulo invertido;
 F_v fuerza sísmica vertical;
 F_{vn} fuerza sísmica vertical no superpuesta a la carga gravitatoria;
 \bar{F}_i fuerza horizontal normalizada aplicada en el nivel i , utilizada para determinar el período fundamental de vibración;
 \bar{F}_n fuerza horizontal normalizada aplicada en el último nivel, utilizada para determinar el período fundamental de vibración;

- G_k carga gravitatoria permanente en el nivel k ;
- H altura total de un tabique sismorresistente de hormigón armado o muro de mampostería;
- H_u fuerza horizontal correspondiente al pilote considerado;
- K_d coeficiente que depende de la zona sísmica y del tipo de suelo de fundación;
- L distancia entre puntos de apoyo de fundaciones;
- L_k sobrecarga de servicio correspondiente al nivel k ;
- M_c momento de la cupla de eje horizontal aplicada en el extremo superior del soporte de una estructura tipo péndulo invertido;
- M_f momento de vuelco en la superficie de contacto suelo-fundación;
- M_{fm} momento de vuelco en la superficie de contacto suelo-fundación, asociado al modo emésimo;
- M_{tk} momento torsor en el nivel k ;
- M_u momento último;
- $N_{máx}$ valor máximo del esfuerzo axial en la base o sector de platea considerado;
- N_{ru} esfuerzo de tracción o compresión;
- N^* menor carga vertical operante sobre los elementos que se interconectan;
- P_k carga gravitatoria total operante hasta el nivel k , incluido éste;
- R factor de reducción por disipación de energía;
- S_a ordenada del espectro de pseudoaceleraciones elásticas horizontales de diseño;
- S_{am} pseudoaceleración elástica horizontal correspondiente al modo emésimo;
- S_{av} ordenada del espectro de pseudoaceleraciones elásticas verticales de diseño;
- T período de vibración genérico;
- T_0 período fundamental de vibración;
- T_{0e} período fundamental de vibración determinado en forma empírica;
- T_1 período de vibración correspondiente al comienzo del plafón del espectro de pseudoaceleraciones elásticas;
- T_2 período de vibración correspondiente al fin del plafón del espectro de pseudoaceleraciones elásticas;
- V_k esfuerzo de corte en el nivel k ;
- V_{km} esfuerzo de corte en el nivel k , correspondiente al modo emésimo;
- V_m parte del esfuerzo de corte en la base, correspondiente al modo emésimo;
- V_0 esfuerzo de corte en la base de la construcción, paralelo a la dirección de análisis considerada;

- W carga gravitatoria total de la construcción sobre el nivel de base;
- W_i carga gravitatoria en el nivel i operante durante el sismo;
- W_k carga gravitatoria en el nivel k operante durante el sismo;
- \bar{W}_m carga gravitatoria modal efectiva;
- W_n carga gravitatoria operante en el último nivel típico de la construcción;
- W_p peso del componente o parte de la construcción;
- Y_k distancia de la construcción al eje medianero o al eje de la junta sísmica, en el nivel k ;
- a_s ordenada al origen del espectro de pseudoaceleraciones elásticas de diseño horizontal (aceleración máxima del suelo);
- b ordenada del plafón del espectro de pseudoaceleraciones elásticas de diseño horizontal (máxima pseudoaceleración);
- b_o menor dimensión del rectángulo que circunscribe la planta de la construcción;
- d densidad de muros (cociente entre el área de la sección horizontal de los muros ubicados según la dirección de análisis considerada y el área de la planta tipo);
- d_s diámetro de las barras de acero;
- e_1 distancia entre el centroide de sistemas verticales sismorresistentes del nivel k y la recta de acción del esfuerzo de corte, medida perpendicularmente a la dirección de análisis considerada;
- e_2 distancia entre el centro de masas del nivel k y el centroide de sistemas verticales sismorresistentes del mismo nivel;
- e_3 distancia entre el centro de rigidez del nivel k y la recta de acción del esfuerzo de corte, medida perpendicularmente a la dirección de análisis considerada;
- e_4 distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez del nivel k ;
- f_a factor de amplificación por amortiguamiento;
- f_t factor que depende de las características del suelo de fundación y la zona sísmica considerada;
- f_v factor por el que se multiplican las ordenadas del espectro elástico de diseño para acciones horizontales, para obtener las ordenadas del espectro de diseño para acciones verticales;
- g aceleración de la gravedad;
- h_i altura del nivel i medida desde el nivel basal;
- h_i^* altura del nivel i medida desde el nivel de fundación;
- h_k altura del nivel k medida desde el nivel basal;
- h_n altura del último nivel medida desde el nivel basal;

- h_{sk} altura del piso comprendido entre los niveles k y $k-1$;
 l longitud de la planta de la construcción medida según la dirección de análisis considerada o máxima dimensión en planta medida perpendicularmente a la dirección de V_k ;
 l_o longitud de un tabique sismorresistente de hormigón armado o muro de mampostería;
 m_{tk} cupla por piso, correspondiente al nivel k ;
 n número total de niveles de la construcción;
 u_i desplazamiento estático del nivel i ;
 u_n desplazamiento estático del último nivel;
 z profundidad medida desde el nivel del terreno al techo del manto o lente de arena o limo saturado;
 α coeficiente para la distribución del esfuerzo de corte en la base de la construcción, en función de la altura;
 ΔL desplazamiento relativo;
 Δ_{sk} deformación relativa del piso k ;
 γ peso específico del suelo;
 γ_c coeficiente que depende del tipo de componente o parte de la construcción (procedimiento aproximado del Capítulo 16);
 γ_d factor de riesgo;
 γ_p coeficiente que depende del tipo de componente de la construcción;
 γ_r coeficiente que depende de la ubicación del componente de la construcción;
 γ_t coeficiente que depende del tipo de suelo de fundación;
 δ_k desplazamiento total del nivel k provocado por las acciones sísmicas;
 δ_s desplazamiento del extremo superior del soporte de un péndulo invertido, provocado por la fuerza sísmica horizontal estática equivalente;
 η factor de simultaneidad y presencia de sobrecargas de servicio;
 θ_{sk} distorsión horizontal de piso;
 μ ductilidad global de la estructura;
 $\bar{\mu}$ ductilidad global nominal de la estructura;
 ξ amortiguamiento expresado como porcentaje del crítico;
 ρ radio de giro de la masa superior de un péndulo invertido, con relación al eje horizontal que pasa por la unión de la masa y el soporte, y es perpendicular a la dirección analizada;
 σ_{sadm} tensión admisible del suelo;
 σ_{slim} tensión límite del suelo;
 τ_s tensión de corte inducida;

- τ_L tensión cíclica;
- ϕ^* ángulo de fricción entre el suelo y el material de la base;
- ϕ_{im} desplazamiento en el nivel i correspondiente a la forma modal asociada al modo m ésimo;
- ϕ_{km} desplazamiento en el nivel k correspondiente a la forma modal asociada al modo m ésimo;
- ψ coeficiente de amplificación de esfuerzos y deformaciones, utilizado para considerar en forma aproximada el efecto P-Delta;
- ω giro del extremo superior del soporte de un péndulo invertido, originado por la fuerza sísmica horizontal estática equivalente.

CAPITULO 3. ZONIFICACION SISMICA

3.1. El territorio de la República Argentina se divide en cinco zonas de acuerdo con el grado de peligrosidad sísmica. Dichas zonas se indican en el mapa de la Figura 1 y con más detalle en el mapa a escala 1:5 000 000 que publica el Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES).

En la Tabla 1 se especifica la zonificación sísmica del territorio nacional en función del grado de peligrosidad sísmica.

Tabla 1. Zonificación de la República Argentina en función del grado de peligrosidad sísmica.

Zona	Peligrosidad sísmica
0	Muy reducida
1	Reducida
2	Moderada
3	Elevada
4	Muy elevada

Si el lugar de emplazamiento de la construcción coincide con la línea que delimita dos zonas, o si surgen dudas acerca de su ubicación con respecto a dicho límite, se la deberá considerar emplazada en la zona de mayor grado de peligrosidad sísmica.

3.2. Las distintas zonas sísmicas se integran por las provincias, departamentos o parte de departamentos que se indican a continuación:

ZONA 0

PROVINCIA DE BUENOS AIRES

En su totalidad

PROVINCIA DE CORDOBA

2 Río Seco

4 parte de Tulumba

10 parte de Río Primero

11 San Justo

16 parte de Río Segundo

19 parte de Tercero Arriba

20 parte de Gral. San Martín

21 Unión

22 Marcos Juárez

25 parte de Presidente Roque

Sáenz Peña

26 parte de Gral. Roca

PROVINCIA DE CORRIENTES

En su totalidad

PROVINCIA DEL CHACO

1 parte de Almirante Brown

2 parte de Gral. Güemes

3 Maipú

4 Libertador Gral. San Martín

5 Chacabuco

6 9 de Julio

7 Gral. Belgrano

8 Independencia

9 Comandante Fernández

10 Quitilipi

11 25 de Mayo

12 Presidente de la Plaza

13 Sargento Cabral

14 Gral. Donovan

15 1° de Mayo

16 Bermejo

17 12 de Octubre
(continúa)PROVINCIA DEL CHACO
(continuación)

18 O'Higgins

19 San Lorenzo

20 Fray Justo Sta. María de Oro

21 Mayor Luis J. Fontana

22 Tapenagá

23 Libertad

24 San Fernando

PROVINCIA DEL CHUBUT

2 Gastre

3 Telsen

4 Biedma

8 Paso de los Indios

9 Mártires

10 Gaiman

11 Rawson

12 Florentino Ameghino

14 Sarmiento

15 Escalante

PROVINCIA DE ENTRE RIOS

En su totalidad

PROVINCIA DE FORMOSA

3 Bermejo

4 Patiño

5 Pilagás

6 Pilcomayo

7 Pirané

8 Formosa

9 Laishi

PROVINCIA DE LA PAMPA

2 Realicó

3 Chapaleufú

4 Trenel

5 Maracó
(continúa)

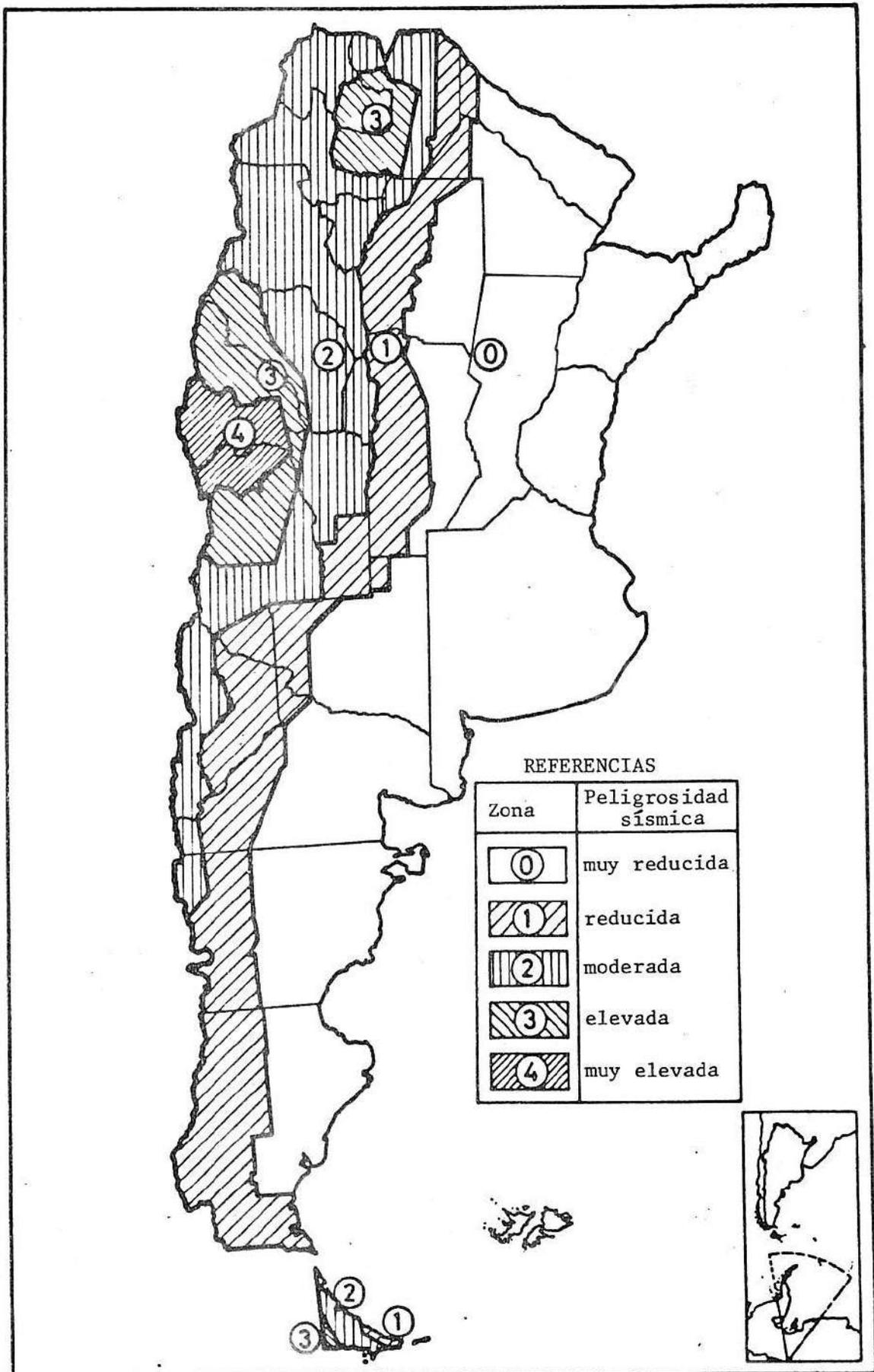


Figura 1. Zonificación sísmica de la República Argentina.

PROVINCIA DE LA PAMPA
(continuación)

- 6 Conhelo
- 7 Quemú-Quemú
- 9 parte de Chalileo
- 10 Loventué
- 11 Toay
- 12 Capital
- 13 Catrileo
- 15 Limay Mahuida
- 16 Utracán
- 17 Atreucó
- 18 Guatraché
- 19 Curacó
- 20 Lihuel Calel
- 21 Hucal
- 22 Caleu-Caleu

PROVINCIA DE MISIONES

En su totalidad

PROVINCIA DE RIO NEGRO

- 1 parte de Gral. Roca
 - 2 parte de El Cuy
 - 3 Avellaneda
 - 4 Pichi Mahuida
 - 5 Conesa
 - 7 parte de 25 de Mayo
 - 8 9 de Julio
- (continúa)

PROVINCIA DE RIO NEGRO
(continuación)

- 9 Valcheta
- 10 San Antonio
- 11 Adolfo Alsina

PROVINCIA DE SANTA CRUZ

- 2 Deseado
- 4 Magallanes
- 6 Corpen Aike

PROVINCIA DE SANTA FE

En su totalidad

PROVINCIA DE SANTIAGO DEL ESTERO

- 2 parte de Copo
- 3 parte de Alberdí
- 8 Moreno
- 14 Sarmiento
- 15 Matará
- 19 Salavina
- 20 Avellaneda
- 21 Gral. Taboada
- 22 parte de Ojo de Agua
- 23 Quebrachos
- 24 Mitre
- 25 Aguirre
- 26 Belgrano
- 27 Rivadavia

ZONA 1

PROVINCIA DE CORDOBA

- 1 Sobremonte
 - 3 Ischilín
 - 4 parte de Tulumba
 - 7 Punilla
 - 8 Totoral
 - 9 Colón
- (continúa)

PROVINCIA DE CORDOBA
(continuación)

- 10 parte de Río Primero
 - 14 Capital
 - 15 Santa María
 - 16 parte de Río Segundo
 - 18 Calamuchita
- (continúa)

PROVINCIA DE CORDOBA
(continuación)

- 19 parte de Tercero Arriba
- 20 parte de Gral. San Martín
- 23 Río Cuarto
- 24 Juárez Celman
- 25 parte de Presidente Roque Sáenz Peña
- 26 parte de Gral. Roca

PROVINCIA DEL CHACO

- 1 parte de Almirante Brown
- 2 parte de Gral. Güemes

PROVINCIA DEL CHUBUT

- 1 parte de Cushamen
- 5 parte de Futaleufú
- 6 Languiño
- 7 Tehuelches
- 13 Río Senguer

PROVINCIA DE FORMOSA

- 1 Ramón Lista
- 2 Matacos

PROVINCIA DE LA PAMPA

- 1 Rancul
- 8 Chical Co
- 9 parte de Chalileo
- 14 Puelén

PROVINCIA DE MENDOZA

- 18 parte de Malargüe

PROVINCIA DEL NEUQUEN

- 3 Pehuenches
- 6 Añelo
- 8 Zapala
- 9 Confluencia
- 11 Catán Lil
- 12 Picún Leufú
- 14 Collón Curá

PROVINCIA DE RIO NEGRO

- 1 parte de Gral. Roca
- 2 parte de El Cuy
- 6 parte de Pilcaniyeu
- 7 parte de 25 de Mayo
- 13 parte de Ñorquinco

PROVINCIA DE SALTA

- 5 parte de Rivadavia

PROVINCIA DE SAN LUIS

- 8 parte de Gral. Pedernera
- 9 Gobernador Dupuy

PROVINCIA DE SANTA CRUZ

- 1 Lago Buenos Aires
- 3 Río Chico
- 5 Lago Argentino
- 7 Güer Aike

PROVINCIA DE SANTIAGO DEL ESTERO

- 1 parte de Pellegrini
- 2 parte de Copo
- 3 parte de Alberdi
- 4 Jiménez
- 5 Río Hondo
- 6 Banda
- 7 Figueroa
- 9 Guasayán
- 10 Capital
- 11 Robles
- 12 Silípica
- 13 San Martín
- 16 Choya
- 17 Loreto
- 18 Atamisqui
- 22 parte de Ojo de Agua

TERRITORIO NACIONAL DE LA TIERRA DEL FUEGO

- 1 parte de Río Grande
- 2 parte de Ushuaia

ZONA 2

PROVINCIA DE CATAMARCA

En su totalidad

PROVINCIA DE CORDOBA

5 Cruz del Eje

6 Minas

12 Pocho

13 San Alberto

17 San Javier

PROVINCIA DEL CHUBUT

1 parte de Cushamen

5 parte de Futaleufú

PROVINCIA DE JUJUY

1 Santa Catalina

2 Yavi

3 Rinconada

4 Cochinoca

5 Susques

6 Humahuaca

7 parte de Tumbaya

PROVINCIA DE LA RIOJA

3 Famatina

4 San Blas de los Sauces

5 Castro Barros

6 Arauco

8 Chilecito

9 Sanagasta

10 Capital

11 parte de Independencia

12 Gral. Angel V. Peñaloza

13 Gobernador Gordillo

14 parte de Gral. Juan Facundo

Quiroga

15 Gral. Belgrano

16 Gral. Ocampo

17 parte de Rosario Vera Peñaloza

18 Gral. San Martín

PROVINCIA DE MENDOZA

13 parte de La Paz

16 parte de San Rafael

17 Gral. Alvear

18 parte de Malargüe

PROVINCIA DEL NEUQUEN

1 Minas

2 Chos Malal

4 Ñorquín

5 Loncopué

7 Picunches

10 Aluminé

13 Huiliches

15 Lácar

16 Los Lagos

PROVINCIA DE RIO NEGRO

6 parte de Pilcaniyeu

12 Bariloche

13 parte de Ñorquinco

PROVINCIA DE SALTA

1 Santa Victoria

2 Iruya

3 parte de Orán

4 Gral. José de San Martín

5 parte de Rivadavia

6 Los Andes

7 La Poma

8 parte de Rosario de Lerma

11 parte de Anta

12 Cachi

16 Molinos

17 San Carlos

18 parte de La Viña

19 parte de Guachipas

21 Cafayate
(continúa)

PROVINCIA DE SALTA
(continuación)

- 22 Candelaria
- 23 Rosario de la Frontera

PROVINCIA DE SAN LUIS

- 1 parte de Ayacucho
- 2 Junín
- 3 parte de Belgrano
- 4 Coronel Pringles
- 5 Libertador Gral. San Martín
- 6 Chacabuco
- 7 La Capital
- 8 parte de Gral. Pedernera

PROVINCIA DE SANTIAGO DEL ESTERO

- 1 parte de Pellegrini
- 2 parte de Copo

PROVINCIA DE TUCUMAN

En su totalidad

TERRITORIO NACIONAL DE LA TIERRA DEL FUEGO

- 1 parte de Río Grande
- 2 parte de Ushuaia

ZONA 3

PROVINCIA DE JUJUY

- 7 parte de Tumbaya
- 8 Tilcara
- 9 Valle Grande
- 10 Capital
- 11 Ledesma
- 12 San Antonio
- 13 El Carmen
- 14 San Pedro
- 15 Santa Bárbara

PROVINCIA DE LA RIOJA

- 1 Gral. Sarmiento
- 2 Gral. La Madrid
- 7 Gral. Lavalle
- 11 parte de Independencia
- 14 parte de Gral. Juan Façundo Quiroga
- 17 parte de Rosario Vera Peñaloza

PROVINCIA DE MENDOZA

- 2 parte de Lavalle
- 10 Tupungato
- 11 Rivadavia
(continúa)

PROVINCIA DE MENDOZA
(continuación)

- 12 Santa Rosa
- 13 parte de La Paz
- 14 Tunuyán
- 15 San Carlos
- 16 parte de San Rafael

PROVINCIA DE SALTA

- 3 parte de Orán
- 8 parte de Rosario de Lerma
- 9 La Caldera
- 10 Gral. Güemes
- 11 parte de Anta
- 13 Chicoana
- 14 Cerrillos
- 15 La Capital
- 18 parte de La Viña
- 19 parte de Guachipas
- 20 Metán

PROVINCIA DE SAN JUAN

- 1 Iglesia
- 2 Jáchal
- 3 Valle Fértil
- 14 parte de Caucete

PROVINCIA DE SAN LUIS

- 1 parte de Ayacucho
- 3 parte de Belgrano

TERRITORIO NACIONAL DE LA TIERRA DEL FUEGO

- 1 parte de Río Grande
- 2 parte de Ushuaia

ZONA 4

PROVINCIA DE MENDOZA

- 1 Las Heras
- 2 parte de Lavalle
- 3 Capital
- 4 Godoy Cruz
- 5 Luján de Cuyo
- 6 Guaymallén
- 7 Maipú
- 8 San Martín
- 9 Junín

PROVINCIA DE SAN JUAN

- 4 Calingasta
- 5 Ullún
- 6 Albardón
- 7 Angaco
- 8 Zonda
- 9 Rivadavia
- 10 Chimbas
- 11 Capital
- 12 Santa Lucía
- 13 San Martín
- 14 parte de Caucete
- 15 Pocito
- 16 Rawson
- 17 9 de Julio
- 18 Sarmiento
- 19 25 de Mayo

CAPITULO 4. APLICACION DE LOS REQUERIMIENTOS SISMORRESISTENTES

4.1. En las zonas 1, 2, 3 y 4 se aplicarán íntegramente los requerimientos que establece el presente Reglamento para el proyecto y construcción de estructuras sismorresistentes.

4.2. En la zona 0, los requerimientos se establecen de acuerdo con el tipo de construcción:

4.2.1. Para construcciones cuya falla produciría efectos catastróficos sobre vastos sectores de población (por ejemplo: depósitos de gases o líquidos tóxicos, depósitos de materias radiactivas, etc.) o construcciones de vital interés para la seguridad nacional, será de aplicación todo lo establecido en el presente Reglamento.

4.2.2. Para que, en los restantes tipos de construcciones, se consideren cumplidos los requisitos mínimos de previsiones sismorresistentes, deberán presentar planos verticales resistentes a fuerzas horizontales en dos direcciones ortogonales y que conformen un mecanismo apto para resistir torsiones.

Además:

4.2.2.1. Para las construcciones cuya altura total supere los 12 m y que hayan sido verificadas bajo los efectos del viento en las dos direcciones principales, se controlará que la resultante en cada dirección de las fuerzas del viento sea igual o mayor que el 1,5% del peso total de la construcción.

Si esta circunstancia no se cumple en alguna dirección, se amplificarán las acciones del viento hasta satisfacerla.

El punto de aplicación de la fuerza resultante de la acción del viento se debe encontrar aproximadamente coincidente o por encima del centro de gravedad de la construcción.

4.2.2.2. Cuando no se cumpla este último requisito o no se hayan considerado los efectos del viento, se deberá verificar la estructura bajo la acción de fuerzas horizontales iguales al 1,5% de los pesos aplicadas en los respectivos centros de gravedad.

4.2.2.3. Deberán cumplirse los requisitos sobre arriostramiento de fundaciones establecidos en el Capítulo 17. Suelos y Fundaciones .

CAPITULO 5. AGRUPAMIENTO DE LAS CONSTRUCCIONES SEGUN SU DESTINO Y FUNCIONES

5.1. AGRUPAMIENTO DE LAS CONSTRUCCIONES SEGUN SU DESTINO Y FUNCIONES

Con el objeto de establecer los requerimientos de previsiones sismorresistentes, las construcciones se agrupan de acuerdo con sus funciones y con la trascendencia que puedan tener eventuales daños o colapsos de las mismas en caso de ocurrencia de sismos.

5.1.1. Grupo A₀

Construcciones o instalaciones que presentan alguna de las características siguientes:

- a) cumplen funciones esenciales en caso de ocurrencia de sismos destructivos;
- b) su falla produciría efectos catastróficos sobre vastos sectores de población.

Estas construcciones y sus correspondientes instalaciones deben seguir operando luego de sismos destructivos, por lo que sus accesos deben ser especialmente diseñados.

A continuación se dan ejemplos de posibles construcciones o instalaciones que corresponden a este grupo:

- *Edificios de organismos* Centros militares y policiales vinculados directamente con operaciones y medidas de emergencia.
- Hospitales y edificios de servicios médicos.
- Centrales de bomberos e instalaciones para combatir el fuego.
- Centros de operación y coordinación para situaciones de catástrofes.
- Construcciones e instalaciones de servicios sanitarios imprescindibles y vitales para la población (abastecimiento de agua potable).
- Centrales de comunicaciones. Radioemisoras.
- Depósitos y protecciones de ambulancias y vehículos operacionales.
- Centrales de energía de emergencia para permitir el funcionamiento de las construcciones de este grupo.
- Areas esenciales para el funcionamiento de aeropuertos (torres de con-

- trol, central de iluminación, pista, comunicaciones, etc.).
- Depósitos de gases y líquidos tóxicos.
- Depósitos de combustibles o líquidos inflamables de más de 100 m³ de capacidad.
- Depósitos de materias radiactivas .

5.1.2. Grupo A

Construcciones o instalaciones que presentan alguna de las características siguientes:

- a) su falla causa graves consecuencias, ocasionando pérdidas directas o indirectas excepcionalmente elevadas con relación al costo que implica el incremento de su seguridad (gran densidad de ocupación, contenido de gran valor, funciones importantes para la comunidad).
- b) resultan de interés para la producción y seguridad nacional.

A continuación se dan ejemplos de posibles construcciones o instalaciones correspondientes a este grupo:

- Sedes y dependencias gubernativas nacionales, provinciales o municipales; edificios públicos.
- Edificios militares y policiales no incluidos en el grupo A₀.
- Edificios para asistencia médica no incluidos en el grupo A₀.
- Servicios públicos no incluidos en el grupo A₀ (centrales eléctricas convencionales, sub-estaciones, gas, cloacas).
- Edificios educacionales (escuelas, colegios, universidades).
- Templos.
- Cines, teatros, estadios, salas de espectáculos para más de 100 personas.
- Estaciones de transporte.
- Edificios con contenidos de gran valor (museos, registros y archivos de datos fundamentales para la producción y defensa nacional).
- Edificios de uso público de más de 300 m² de superficie o que permitan la presencia de más de 100 personas.
- Depósitos de combustibles con capacidades de hasta 100 m³.
- Hoteles de gran capacidad.
- Edificios comerciales e industriales con elevada densidad de ocupación.
- Construcciones en vías de comunicación esenciales.
- Altos hornos.
- Construcciones cuya falla pueda afectar a otra perteneciente al grupo A₀.

5.1.3. Grupo B

Construcciones e instalaciones cuyo colapso produciría pérdidas de magnitud intermedia (normal densidad de ocupación, contenido de valor normal).

A continuación se dan ejemplos de posibles construcciones o instalaciones correspondientes a este grupo:

- Edificios privados de habitación.
- Viviendas.
- Edificios de uso público no incluidos en el grupo A.
- Edificios e instalaciones comerciales e industriales no incluidos en el grupo A.
- Construcciones cuya falla pueda afectar a otras construcciones de este grupo o del A o del A₀.

5.1.4. Grupo C

Construcciones o instalaciones cuya falla produciría pérdidas de muy escasa magnitud y no causaría daños a construcciones de los grupos anteriores (construcciones aisladas o provisionales no destinadas a habitación).

A continuación se dan ejemplos de posibles construcciones o instalaciones correspondientes a este grupo:

- Casillas.
- Establos.
- Graneros pequeños.

5.1.5. Las construcciones que por su naturaleza puedan corresponder a destinos y/o funciones múltiples, serán clasificadas en el grupo al que le corresponda el factor de riesgo más elevado.

5.2. FACTOR DE RIESGO

5.2.1. Para la determinación de las acciones sísmicas y verificaciones indicadas en este Reglamento, en la Tabla 2 se establecen los valores del factor de riesgo γ_d según el grupo al que sea asignada la construcción (ver el artículo 5.1.).

5.2.2. Para las construcciones que pertenezcan al grupo C no se requiere realizar el análisis bajo las acciones sísmicas. Sin embargo, en su concepción y ejecución se deberán tener en cuenta disposiciones y detalles que contribuyan a proveerlas de protección sismorresistente.

Tabla 2. Valor del factor de riesgo correspondiente a cada grupo de construcciones.

Construcción	Factor de Riesgo γ_d
Grupo A ₀	1,4
Grupo A	1,3
Grupo B	1

CAPITULO 6. CONDICIONES LOCALES DEL SUELO

Las condiciones locales del manto de suelo sobre el que se emplaza la construcción, tienen considerable influencia sobre la respuesta sísmica de la misma.

6.1. CLASIFICACION DE LOS SUELOS DINAMICAMENTE ESTABLES

Para tener en cuenta dicha influencia en las formas espectrales (ver el artículo 7.2.), los suelos dinámicamente estables (ver el artículo 17.2.) se clasifican según lo indicado en la Tabla 3.

6.1.1. Cuando en la identificación del suelo existan dudas respecto a la profundidad del manto, a las características mecánicas de los diferentes estratos, etc., se adoptarán las ordenadas espectrales que resulten más desfavorables para los períodos de vibración analizados.

6.2. SUELOS DINAMICAMENTE INESTABLES

Cuando se determine que los suelos de fundación puedan resultar inestables (deformaciones permanentes, licuefacción, pérdida temporaria de la capacidad portante, etc.) ante los niveles de excitación sísmica establecidos (ver el Capítulo 7), se deberá tener en cuenta lo expresado en la Capítulo 17. Suelos y fundaciones .

Tabla 3. Clasificación de los suelos de fundación dinámicamente estables.

SUELO	IDENTIFICACION	CARACTERISTICAS		
		Velocidad de propagación de ondas de corte (m/s)	Prueba de penetración normalizada P.P.N. (N° de golpes)	Tensión admisible del suelo, σ_{sadm} (MN/m ²)
Tipo I	Muy firmes y compactos			
	a) Rocas firmes y formaciones similares	≥ 700	—	$\sigma_{sadm} \geq 2$
	b) Suelos rígidos sobre roca firme, con profundidad de manto menor que 50 m (por ejemplo: gravas y arenas muy densas y compactas; suelos cohesivos muy duros con cohesión mayor que 0,2 MN/m ²)	< 700 y ≥ 400	≥ 30	$0,3 \leq \sigma_{sadm} < 2$
Tipo II	Intermedios			
	a) Suelos rígidos con profundidad de manto mayor que 50 m (por ejemplo: gravas y arenas muy densas y compactas; suelos cohesivos muy duros con cohesión mayor que 0,2 MN/m ²)	< 700 y ≥ 400	≥ 30	$0,3 \leq \sigma_{sadm} < 2$
	b) Suelos de características intermedias con profundidad de manto mayor que 8 m (por ejemplo: suelos granulares medianamente densos; suelos cohesivos de consistencia dura con cohesión entre 0,07 y 0,2 MN/m ²)	100 a 400	granulares ≥ 15 y < 30 cohesivos ≥ 10 y < 15	$0,1 \leq \sigma_{sadm} < 0,3$
Tipo III	Blandos	< 100	< 10	$\sigma_{sadm} < 0,1$
	Suelos granulares poco densos; suelos cohesivos blandos o semiduros (cohesión menor que 0,05 MN/m ²); suelos colapsibles			

CAPITULO 7. ACCIONES SISMICAS Y ESPECTROS DE DISEÑO

7.1. INTRODUCCION

La excitación sísmica se define básicamente a través de los espectros de aceleraciones equivalentes o espectros de pseudoaceleraciones.

Los mismos expresan las aceleraciones equivalentes como fracciones de la aceleración de la gravedad, en función de las características dinámicas de la estructura.

La forma y magnitud de dichos espectros dependen de la zona sísmica y del tipo de suelo de fundación.

Para la aplicación del método de superposición modal paso a paso, la excitación sísmica de diseño se definirá mediante acelerogramas que cumplan los requisitos especificados en el artículo 14.3.1.

7.2. ESPECTROS PARA ACCIONES SISMICAS HORIZONTALES

7.2.1. Las ordenadas S_a del espectro elástico de diseño para acciones horizontales, se determinan mediante las siguientes expresiones:

$$S_a = a_s + (b - a_s) \cdot \frac{T}{T_1} \quad \text{para} \quad T \leq T_1$$

$$S_a = b \quad \text{para} \quad T_1 \leq T \leq T_2$$

$$S_a = b \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{para} \quad T \geq T_2$$

siendo:

- S_a la pseudoaceleración elástica expresada como fracción de la aceleración de la gravedad;
- a_s la ordenada al origen del espectro (aceleración máxima del suelo), expresada como fracción de la aceleración de la gravedad;
- b la ordenada del plafón del espectro o máxima pseudoaceleración, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad;
- T el período de vibración genérico, expresado en segundos;
- T_1 el período correspondiente al comienzo del plafón, expresado en segundos;

T_2 el período de vibración correspondiente al fin del plafón, expresado en segundos.

Los valores de a_s , b , T_1 y T_2 son función de la zona sísmica y del tipo de suelo de fundación.

En la Tabla 4 se establecen los valores de a_s , b , T_1 y T_2 para las distintas zonas sísmicas y tipos de suelo de fundación.

Tabla 4. Valores de a_s , b , T_1 y T_2 para las distintas zonas sísmicas y tipos de suelo de fundación.

ZONA SISMICA	SUELO	a_s	b	T_1	T_2
4	Tipo I	0,35	1,05	0,20	0,35
	Tipo II	0,35	1,05	0,30	0,60
	Tipo III	0,35	1,05	0,40	1,00
3	Tipo I	0,25	0,75	0,20	0,35
	Tipo II	0,25	0,75	0,30	0,60
	Tipo III	0,25	0,75	0,40	1,00
2	Tipo I	0,16	0,48	0,20	0,50
	Tipo II	0,17	0,51	0,30	0,70
	Tipo III	0,18	0,54	0,40	1,10
1	Tipo I	0,08	0,24	0,20	0,60
	Tipo II	0,09	0,27	0,30	0,80
	Tipo III	0,10	0,30	0,40	1,20
0	Tipo I	0,04	0,12	0,10	1,20
	Tipo II	0,04	0,12	0,10	1,40
	Tipo III	0,04	0,12	0,10	1,60

7.2.2. Los espectros especificados consideran un amortiguamiento no inferior al 5% del crítico. No se podrán realizar reducciones para valores mayores de amortiguamiento, excepto en las circunstancias indicadas en el artículo 12.3.

Las Figuras 2 a 5 muestran los espectros de pseudoaceleraciones para cada zona sísmica.

7.2.3. Para amortiguamientos inferiores al 5% del crítico, las expresiones que definen el espectro de pseudoaceleraciones serán las siguientes:

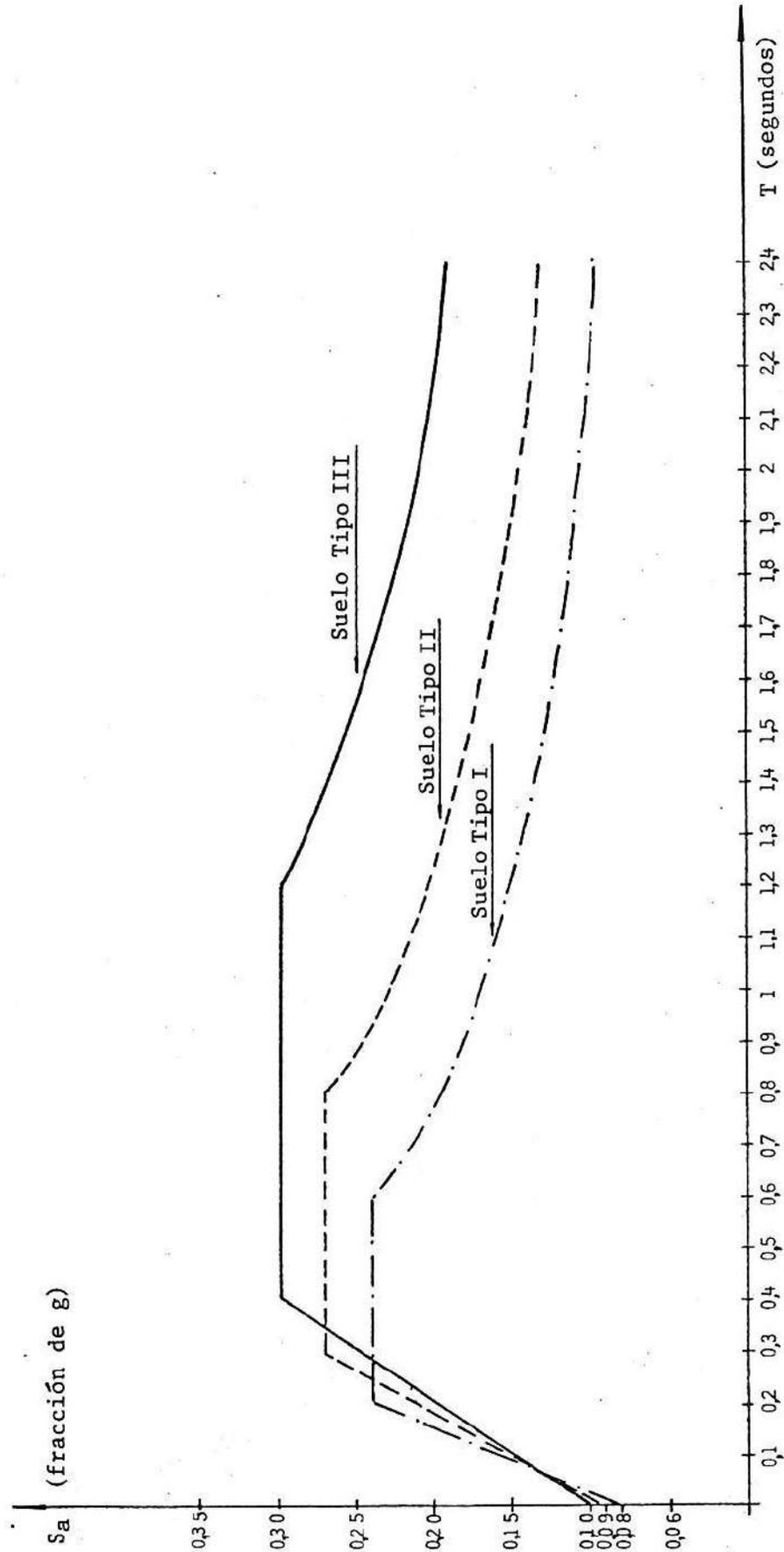


Figura 2. Espectro elástico de pseudoaceleraciones para la zona sísmica I con $\xi = 5\%$.

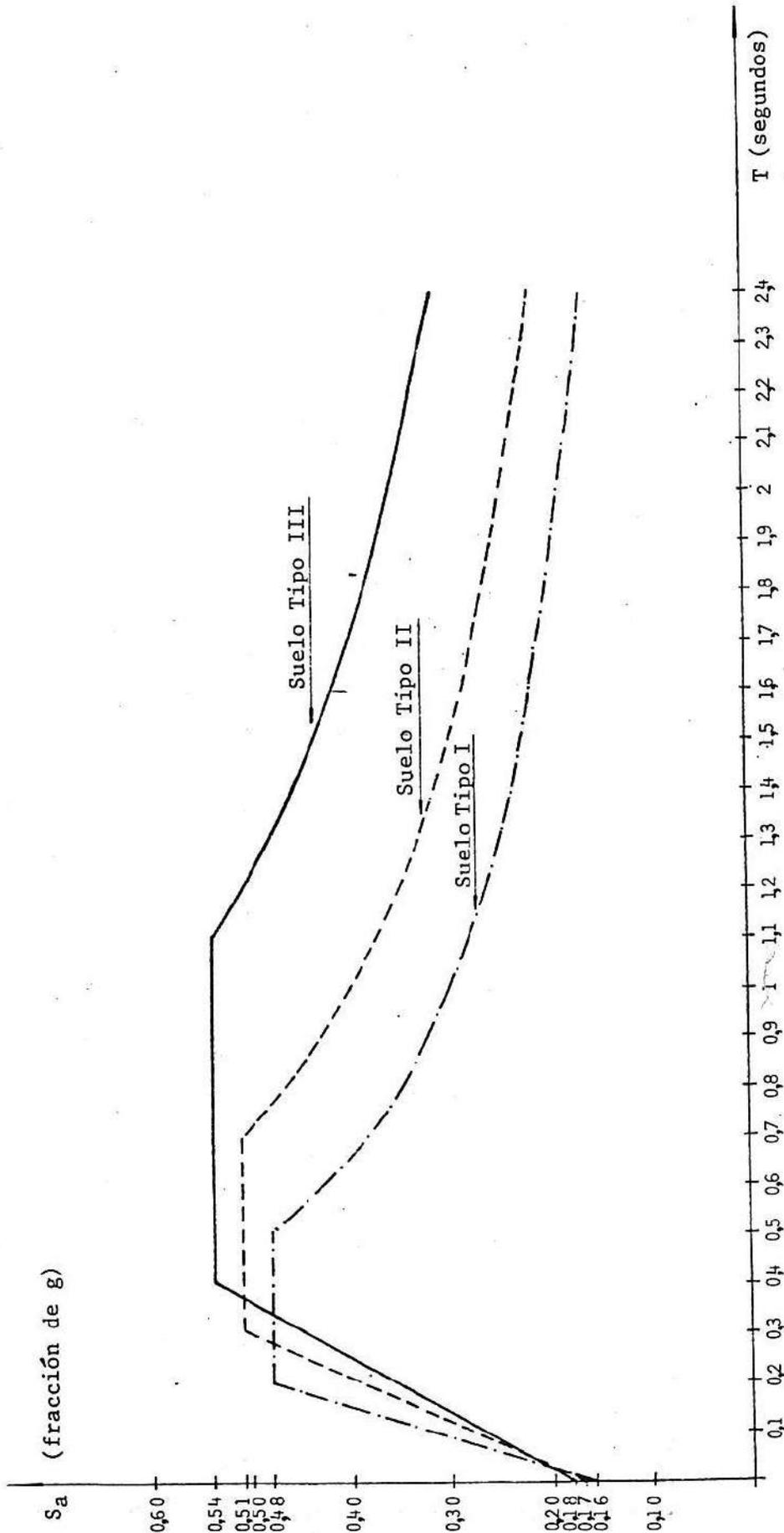


Figura 3. Espectro elástico de pseudoaceleraciones para la zona sísmica 2 con $\xi = 5\%$.

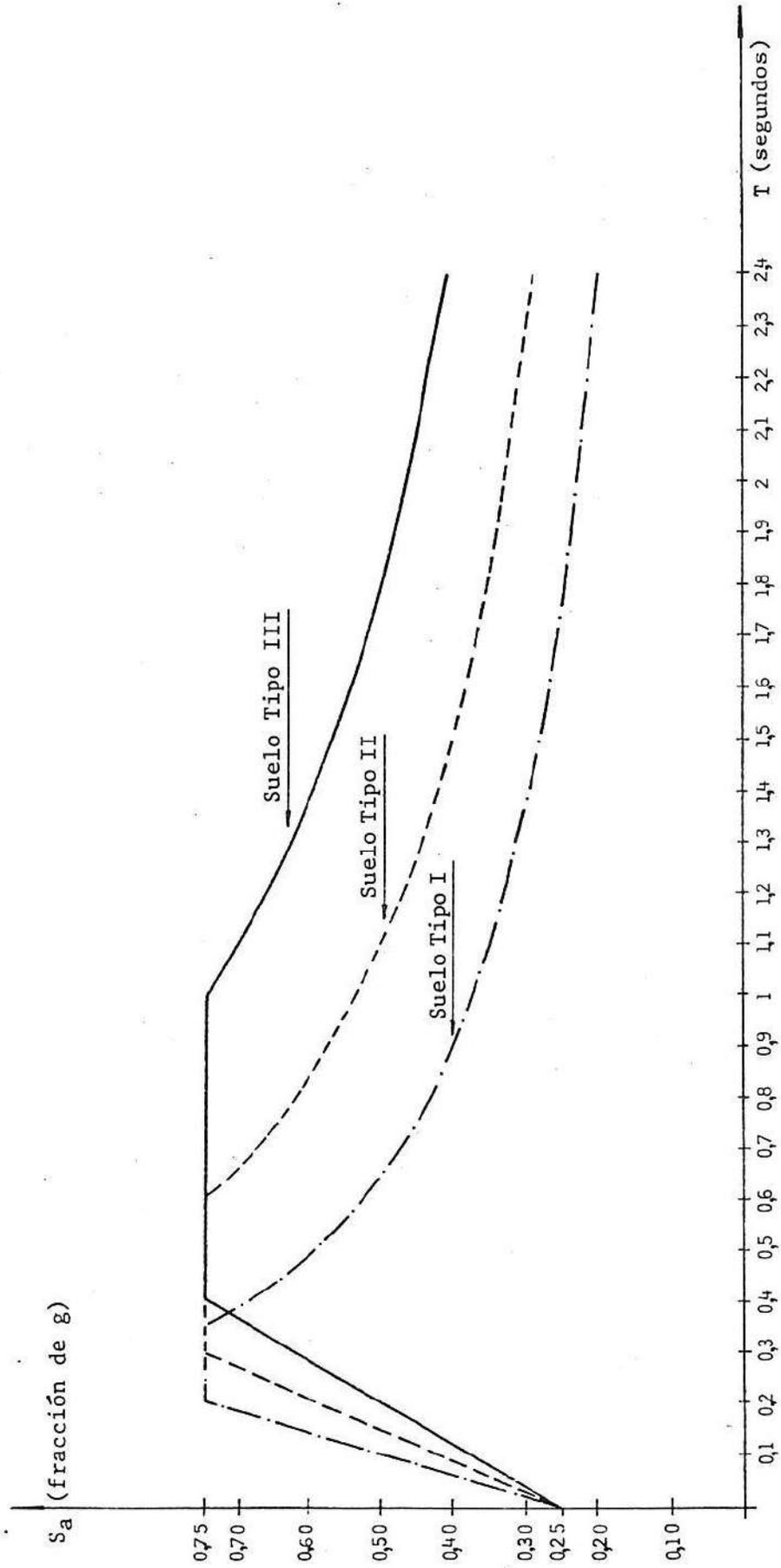


Figura 4. Espectro elástico de pseudoaceleraciones para la zona sísmica 3 con $\xi = 5\%$.

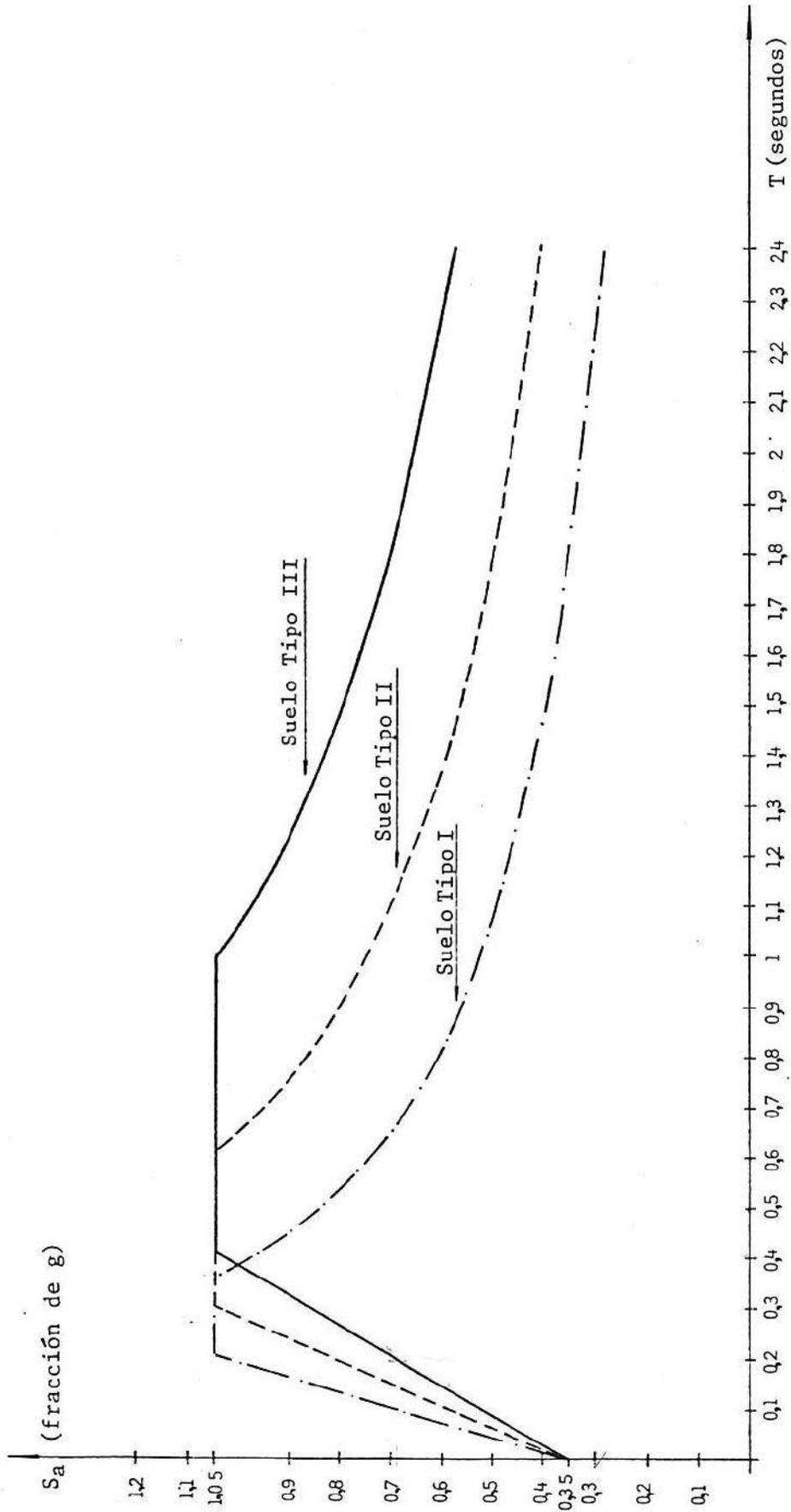


Figura 5. Espectro elástico de pseudoaceleraciones para la zona sísmica 4 con $\xi = 5\%$.

$$S_a = a_s + (f_A \cdot b - a_s) \cdot \frac{T}{T_1} \quad \text{para} \quad T \leq T_1$$

$$S_a = f_A \cdot b \quad \text{para} \quad T_1 \leq T \leq T_2$$

$$S_a = \left[1 + (f_A - 1) \frac{T_2}{T} \right] \cdot \left[b \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \right] \quad \text{para} \quad T \geq T_2$$

siendo:

- S_a la pseudoceleración elástica;
- a_s la ordenada al origen del espectro;
- b la ordenada del plafón del espectro;
- T el período de vibración genérico;
- T_1 el período de vibración correspondiente al comienzo del plafón;
- T_2 el período de vibración correspondiente al fin del plafón;
- f_A el factor de amplificación por amortiguamiento dado por:

$$f_A = \sqrt{\frac{5}{\xi}} \quad \text{para} \quad 0,5\% \leq \xi \leq 5\%$$

con:

- ξ el amortiguamiento considerado, expresado como porcentaje del crítico.

7.3. ACCIONES SISMICAS VERTICALES

Cuando resulte necesario considerar las acciones sísmicas verticales, los espectros correspondientes se obtendrán multiplicando las ordenadas espectrales para acciones sísmicas horizontales por un factor f_v establecido en la Tabla 5 en función de la zona sísmica, mediante la siguiente expresión:

$$S_{av} = f_v \cdot S_a$$

siendo:

- S_{av} la ordenada del espectro de diseño para acciones verticales;
- f_v un factor dado en la Tabla 5;
- S_a la ordenada del espectro de diseño para acciones horizontales.

7.4. DETERMINACION DE LAS FUERZAS SISMICAS DE DISEÑO

Para la determinación de las fuerzas sísmicas de diseño, las ordenadas de los espectros anteriormente definidos se reducirán dividiendo por el factor R que considera la capacidad de disipación de energía y redundancia estática de las

estructuras, de acuerdo con lo establecido en el Capítulo 8.

Tabla 5. Valores del factor f_v en función de la zona sísmica.

ZONA SISMICA	f_v
4	0,6
3	0,6
2	0,5
1	0,4
0	0,4

CAPITULO 8. INFLUENCIA DE LA CAPACIDAD DE DISIPACION DE ENERGIA DE LA ESTRUCTURA MEDIANTE DEFORMACIONES ANELASTICAS

8.1. FACTOR DE REDUCCION R

La influencia que sobre la valoración de fuerzas sísmicas tiene la capacidad de disipación de energía mediante deformaciones anelásticas de la estructura, se determinará a través del factor R de reducción de las ordenadas espectrales elásticas correspondientes a las pseudoaceleraciones definidas en el Capítulo 7.

El factor R depende de la ductilidad global de la estructura y del período de vibración que se considere. Su valor se calculará con las expresiones siguientes:

$$R = 1 + (\mu - 1) \frac{T}{T_1} \quad \text{para } T \leq T_1$$

$$R = \mu \quad \text{para } T \geq T_1$$

siendo:

R un factor de reducción;

μ la ductilidad global de la estructura;

T el período de vibración genérico;

T_1 el período correspondiente al comienzo del plafón.

El valor del factor de reducción R podrá diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura.

8.2. VALORACION DE LA DUCTILIDAD GLOBAL DE LA ESTRUCTURA

Se establece en función de la ductilidad global nominal $\bar{\mu}$ indicada en el artículo 8.3. y de la posibilidad de que la mayor parte de la estructura participe de manera uniforme en la disipación de energía por deformaciones anelásticas, sin que se produzcan concentraciones de deformaciones plásticas en sólo algunas zonas de la estructura.

Para considerar lo indicado precedentemente se introduce el Índice de Sobrerresistencia, que se define como la relación entre la Capacidad Resistente Efectiva de un nivel y la Capacidad Resistente Requerida por las acciones de diseño en el mismo nivel. Por Capacidad Resistente Efectiva se entiende la que

realmente posee la estructura en el nivel considerado, teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia.

La valoración de la ductilidad global μ en función de la ductilidad global nominal $\bar{\mu}$ se realizará de acuerdo con los siguientes casos:

- a) Si el valor mínimo del Índice de Sobrerresistencia resulta mayor que el 80% del promedio de los Índices de Sobrerresistencia de todos los niveles:

$$\mu = \bar{\mu}$$

- b) Si el valor mínimo del Índice de Sobrerresistencia está comprendido entre el 80% y el 75% del promedio de los Índices de Sobrerresistencia de todos los niveles:

$$\mu = 0,2 + 0,8 \bar{\mu}$$

- c) Si el valor mínimo del Índice de Sobrerresistencia está comprendido entre el 75% y el 65% del promedio de los Índices de Sobrerresistencia de todos los niveles:

$$\mu = 0,4 + 0,6 \bar{\mu}$$

- d) Si el valor mínimo del Índice de Sobrerresistencia está comprendido entre el 65% y el 55% del promedio de los Índices de Sobrerresistencia de todos los niveles:

$$\mu = 0,5 + 0,5 \bar{\mu}$$

8.3. VALORES DE LA DUCTILIDAD GLOBAL NOMINAL $\bar{\mu}$

A continuación se indican los valores de la ductilidad global nominal $\bar{\mu}$, de acuerdo con la configuración de la estructura y sus materiales.

Ductilidad global nominal $\bar{\mu} = 6$

- Pórticos espaciales de Hormigón Armado Dúctil (1) o de Acero Dúctil.
- Pórticos de Hormigón Armado Dúctil asociados con tabiques sismorresistentes de Hormigón Armado, donde los pórticos absorben, en promedio, el 70% del esfuerzo de corte provocado por las acciones sísmicas.

- Tabiques sismorresistentes acoplados de Hormigón Armado diseñados con especiales condiciones de ductilidad.

Ductilidad global nominal $\bar{\mu} = 5$

- Pórticos de Hormigón Armado Dúctil (1) asociados con tabiques sismorresistentes de Hormigón Armado, donde los pórticos absorben, en promedio, entre el 30% y el 70% del esfuerzo de corte provocado por las acciones sísmicas.

Ductilidad global nominal $\bar{\mu} = 4$

- Pórticos de Acero convencional.
- Pórticos de Hormigón Armado Convencional Sismorresistente (1) con rigidización de Mampostería (2) en por lo menos un 30% de planos resistentes a fuerzas sísmicas.
- Sistemas pórticos-tabiques de Hormigón Armado Convencional Sismorresistente (1), en que los pórticos absorben, en promedio, por lo menos el 25% del esfuerzo de corte provocado por las acciones sísmicas.
- Sistemas de tabiques sismorresistentes de Hormigón Armado (1) asociados entre sí por vigas que permitan su funcionamiento en conjunto.

Ductilidad global nominal $\bar{\mu} = 3,5$

- Pórticos de Hormigón Armado Convencional Sismorresistente (1) sin ningún tipo de rigidización.
- Sistemas pórticos-tabiques o tabiques sismorresistentes de Hormigón Armado Convencional Sismorresistente (1) que no verifiquen las condiciones anteriores.
- Muros de Mampostería (2) armada y encadenada de ladrillos macizos.

Ductilidad global nominal $\bar{\mu} = 3$

- Muros de Mampostería (2) encadenada de ladrillos macizos.
- Estructuras tipo péndulo invertido con especiales detalles de diseño del soporte y unión.

Ductilidad global nominal $\bar{\mu} = 2$

- Muros de Mampostería (2) encadenada de ladrillos huecos o bloques.
- Estructuras tipo péndulo invertido que no cumplan las condiciones anteriores.
- Estructuras colgantes.
- Columnas de Hormigón Armado que en la dirección analizada no presentan vinculaciones.

Ductilidad global nominal $\bar{\mu} = 1$

- Estructuras en las que se requiera comportamiento elástico ante sismos de tructivos.

8.4. DETERMINACION DE LAS DEFORMACIONES

Las deformaciones efectivas se obtendrán multiplicando por la ductilidad global μ , las deformaciones calculadas bajo los efectos de las fuerzas sísmicas reducidas por la capacidad de disipación de energía de la estructura.

- (1) Las condiciones a cumplir en la verificación, dimensionamiento, detalles y construcción de las estructuras cuyos materiales se designan como Hormigón Armado Dúctil y Hormigón Armado Convencional Sismorresistente, están contenidas en la PARTE II "Construcciones de Hormigón Armado y Pretensado".
- (2) Las condiciones a cumplir en la verificación, dimensionamiento, detalles y construcción de estructuras de Mampostería están contenidas en la PARTE III "Construcciones de Mampostería".

CAPITULO 9. CARGAS GRAVITATORIAS A CONSIDERAR PARA LA DETERMINACION DE LAS ACCIONES SISMICAS

9.1. Las cargas gravitatorias que se deberán considerar para la determinación de las acciones sísmicas, estarán compuestas por las cargas permanentes y una fracción de las sobrecargas de servicio. Dichas cargas gravitatorias se tendrán en cuenta tanto para la evaluación de las características dinámicas de la estructura como para la determinación de las sollicitaciones y deformaciones originadas por la excitación sísmica.

La carga gravitatoria W_k operante en el nivel k durante el sismo se determinará mediante la fórmula siguiente:

$$W_k = G_k + \eta \cdot L_k$$

siendo:

- W_k la carga gravitatoria operante en el nivel k ;
- G_k la carga gravitatoria permanente, compuesta por el peso propio de los componentes estructurales y no estructurales de la construcción, equipos, instalaciones, maquinarias, etc., de carácter permanente;
- L_k las sobrecargas de servicio (cargas accidentales variables en el tiempo), establecidas en el Reglamento CIRSOC 101 "Cargas y sobrecargas gravitatorias para el cálculo de las estructuras de edificios";
- η el factor de simultaneidad y presencia de sobrecargas de servicio (fracción de la sobrecarga de servicio a considerar).

El factor η se establece en base a consideraciones de tipo probabilístico. Los valores mínimos del factor η para los casos usuales se indican en la Tabla 6.

Tabla 6. Valores mínimos del factor de simultaneidad y presencia de sobrecargas de servicio.

CONDICIONES	η
La presencia de sobrecargas de servicio constituye una circunstancia excepcional. Por ejemplo en: azoteas, techos y cubiertas inaccesibles, salvo con fines de mantenimiento.	0
Es reducida la probabilidad de presencia de la totalidad de la sobrecarga de servicio. Por ejemplo en locales donde no es frecuente alta densidad ocupacional de personas o aglomeración de cosas: edificios de habitación, oficinas, hoteles, etc.	0,25
Resulta intermedia la probabilidad de presencia de la totalidad de la sobrecarga de servicio. Por ejemplo en locales con frecuente alta densidad ocupacional de personas o aglomeración de cosas: escuelas, templos, cines, teatros, edificios públicos, etc.	0,50
Sobrecarga de nieve y de hielo. Se considerará en los lugares indicados en el Reglamento CIRSOC 104 "Acción de la nieve y del hielo sobre las construcciones".	0,50
Es elevada la probabilidad de presencia de la totalidad de la sobrecarga de servicio. Por ejemplo en: depósitos de mercaderías, edificios de cocheras, archivos, etc.	0,75
La sobrecarga de servicio está normalmente presente en su totalidad. Por ejemplo en: depósitos de líquidos, tanques, silos, etc.	1
Para la verificación local de partes críticas de la estructura en que la sobrecarga de servicio resulta de importancia. Por ejemplo en: voladizos, balcones, etc.	1

CAPITULO 10. ESTADOS DE CARGA

10.1. En la comprobación de los "estados límite últimos" que corresponden a máximos de la capacidad portante (agotamiento de secciones críticas, pérdidas de equilibrio parcial o total, transformación de la estructura en un mecanismo, inestabilidad del equilibrio, etc.), los valores de las acciones sísmicas definidas en el presente Reglamento se considerarán como valores últimos.

Para el análisis y diseño sismorresistente de las construcciones y de sus componentes se deberán considerar los estados de carga y correspondientes combinaciones de efectos que se indican a continuación, tanto para la comprobación de resistencia como para la verificación de deformaciones.

Se adoptará la combinación más desfavorable de efectos correspondiente a las siguientes alternativas:

$$1,3 E_W \pm E_S$$

y

$$0,85 E_W \pm E_S$$

siendo:

E_W los efectos provocados por las cargas gravitatorias definidas en el Capítulo 9;

E_S los efectos de las acciones sísmicas de diseño especificadas en el Capítulo 7.

10.2. Cuando corresponda, se agregarán los efectos causados por movimientos diferenciales de apoyos como consecuencia de la acción sísmica (ver los artículos 17.4. y 17.5.).

10.3. La construcción y sus componentes deberán además verificarse con los estados de carga pertinentes que no incluyen el sismo.

10.4. No se considera necesaria la verificación bajo acción simultánea de viento y sismo.

CAPITULO 11. DIRECTIVAS Y CRITERIOS GENERALES PARA ANALISIS Y DISEÑO

11.1. GENERALIDADES

Toda construcción y cada una de sus componentes deberá ser proyectada, ejecutada y mantenida para resistir, como mínimo, las acciones sísmicas indicadas en el presente Reglamento.

11.2. ACCIONES SISMICAS A CONSIDERAR

Las estructuras se analizarán considerando las acciones sísmicas horizontales actuando en forma independiente según dos direcciones ortogonales y, cuando sea significativo, bajo la acción sísmica vertical.

11.3. SELECCION DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

La estructura debe poseer adecuada resistencia según las dos direcciones principales de la construcción y además formar un mecanismo apto para la resistencia a torsión.

En el planteo del sistema estructural se evitarán aquellas situaciones que configuren cambios bruscos de rigidez y/o resistencia en elevación y/o planta, procurándose obtener una distribución uniforme y continua de resistencia, rigidez y ductilidad. Asimismo, se procurará evitar marcadas asimetrías de masas y rigideces.

Se recomiendan planteos estructurales que presenten varias líneas sucesivas de resistencia (redundancia estructural), conectando entre sí los subsistemas resistentes mediante elementos de elevada ductilidad.

Se evitarán los esquemas estructurales y situaciones que hayan presentado un comportamiento inadecuado frente a excitaciones sísmicas, como por ejemplo: "pisos flexibles" y "columnas cortas".

Se proveerá a la estructura de equilibrados valores de resistencia, rigidez y ductilidad en elementos estructurales, en sus conexiones (nudos) y en sus soportes.

La resistencia y rigidez de la estructura debe resultar compatible con el sistema de fundación y el tipo de suelo.

El sistema estructural debe poseer suficiente rigidez inicial y presentar a-

ceptables deformaciones totales en estado de agotamiento, de manera que se minimicen los daños frente a terremotos de frecuente ocurrencia y que los daños provocados por terremotos severos resulten económica y técnicamente reparables. Para lograr esto, se tendrá en cuenta la naturaleza del suelo y los tipos estructurales posibles.

11.4. SIMULTANEIDAD DE EFECTOS DE LAS ACCIONES SISMICAS HORIZONTALES

- a) En edificios regulares en planta y elevación, en general, se considerarán para el diseño los valores más desfavorables que se obtengan combinando los correspondientes efectos de: cargas gravitatorias y una componente horizontal de la acción sísmica.

$$\text{Gravitatoria} \pm \text{Sismo Dirección 1}$$

$$\text{Gravitatoria} \pm \text{Sismo Dirección 2}$$

Adicionalmente, los elementos verticales comunes a dos planos sismo-resistentes perimetrales y los elementos que por su ubicación o importancia lo requieran, se verificarán considerando los valores más desfavorables que se obtengan combinando los correspondientes efectos de: cargas gravitatorias, la componente horizontal de la acción sísmica según una dirección y el 30% de los efectos de la componente horizontal de la acción sísmica según la otra dirección.

$$\text{Gravitatoria} \pm \text{Sismo Dirección 1} \pm 0,3 \text{ Sismo Dirección 2}$$

$$\text{Gravitatoria} \pm \text{Sismo Dirección 2} \pm 0,3 \text{ Sismo Dirección 1}$$

- b) En estructuras especiales, edificios no regulares, tanques, torres, etc., se considerarán para el diseño los valores más desfavorables que se obtengan combinando los correspondientes efectos de: cargas gravitatorias, la componente horizontal de la acción sísmica según una dirección y el 30% de los efectos de la componente horizontal de la acción sísmica según la otra dirección.

$$\text{Gravitatoria} \pm \text{Sismo Dirección 1} \pm 0,3 \text{ Sismo Dirección 2}$$

$$\text{Gravitatoria} \pm \text{Sismo Dirección 2} \pm 0,3 \text{ Sismo Dirección 1}$$

- c) En estructuras tipo péndulo invertido, columnas aisladas y similares, se considerará la combinación más desfavorable de los correspondientes efectos de: cargas gravitatorias, la componente horizontal de la acción sísmica según una dirección y el 50% de los efectos de la componente horizontal de la acción sísmica según la otra dirección.

Gravitatoria \pm Sismo Dirección 1 \pm 0,5 Sismo Dirección 2

Gravitatoria \pm Sismo Dirección 2 \pm 0,5 Sismo Dirección 1

11.5. DIRECCIONES DE ANALISIS

11.5.1. Cuando la planta de la construcción es aproximadamente simétrica respecto de un eje, una de las direcciones de análisis deberá coincidir con dicho eje.

11.5.2. Cuando la planta de la construcción no presenta ningún eje de simetría se deberá adoptar alguna de las alternativas siguientes:

a) Fijar en forma arbitraria dos direcciones ortogonales tomando en cada una de ellas la acción sísmica prescripta correspondiente, incrementada en un 15%.

b) Seleccionar dos juegos de direcciones ortogonales giradas entre sí 45° en planta y considerar las solicitaciones y deformaciones que resulten más desfavorables de acuerdo con lo establecido para las superposiciones de efectos indicadas en el artículo 11.4.

11.6. Se considerará en general, como nivel de base, el correspondiente a la unión de la estructura con las fundaciones, o el plano horizontal a partir del cual se produzcan deformaciones apreciables a causa de las acciones sísmicas.

11.7. Cuando puedan resultar significativos, se deberán considerar los efectos de los desplazamientos verticales y giros provocados por las acciones sísmicas horizontales.

Para el análisis de estructuras tipo péndulo invertido se tendrán en cuenta los efectos de la inercia rotacional.

11.8. Los efectos de las cargas gravitatorias sobre la estructura deformada por acciones sísmicas horizontales (efectos P-Delta) serán considerados cuando modifiquen en más del 10% los valores de solicitaciones y deformaciones correspondientes a la suposición de estructura indeformada.

11.9. Cuando por la configuración estructural resulten apreciables las deformaciones de columnas por esfuerzos axiales, se tendrán en cuenta en el análisis.

11.10. Las losas de entrepisos y techos, cuando posean suficiente rigidez y resistencia en su plano, se considerarán como diafragmas rígidos que distribuyen los esfuerzos provocados por la excitación sísmica entre los distintos

planos verticales sismorresistentes.

A tal fin, la transmisión de esfuerzos debe efectuarse con deformaciones de la losa en su plano, menores que las deformaciones horizontales de la estructura.

Los segmentos de losas de entrepiso comprendidos entre planos sismorresistentes verticales deberán ser diseñados para resistir acciones en su plano cuya magnitud se establecerá de la siguiente manera:

- a) Se evaluarán las cargas autoequilibradas actuantes en cada nivel k , a saber:
 - Fuerzas de inercia F_k originadas por la aceleración de las cargas gravitatorias operantes en el nivel considerado.
 - Variación del esfuerzo de corte de cada plano sismorresistente vertical, en el nivel considerado.
- b) Con las cargas determinadas en a) se obtendrán los esfuerzos coplanares en la losa de entrepiso. Las sollicitaciones resultantes deberán ser afectadas por un factor de amplificación igual a:

$$\frac{a_s}{g} \cdot \frac{W_k}{F_k} \quad \text{cuando} \quad \frac{F_k}{W_k} < \frac{a_s}{g}$$

Si la condición de diafragma rígido no se cumple, en el análisis se tendrá en cuenta su flexibilidad.

11.11. En el análisis y diseño de la estructura se considerará la incidencia de los elementos denominados "no estructurales" (cerramientos, tabiques divisorios, paneles, etc.), que puedan afectar su respuesta a la excitación sísmica a través de las características dinámicas, distribución de esfuerzos e interacciones.

11.12. La presencia de mampostería incluida en pórticos sismorresistentes, cuando por sus características afecte a la distribución de esfuerzos entre los distintos planos verticales sismorresistentes, a la resistencia de los pórticos y a las características dinámicas de la estructura, deberá ser tenida en cuenta en la modelación para análisis estructural y en el dimensionamiento.

Se comprobará que las zonas próximas a los nudos de pórticos de hormigón armado tengan suficiente resistencia a los esfuerzos de corte que se originan

por el empuje de la mampostería.

Como solicitaciones de diseño se adoptarán las combinaciones más desfavorables correspondientes a las alternativas de considerar o no la presencia de la mampostería.

La determinación de las características dinámicas, solicitaciones, así como el dimensionamiento, se realizará únicamente en la hipótesis de pórticos no rigidizados, cuando la mampostería no restrinja las deformaciones de los pórticos. Pero en tal caso deberán preverse las medidas de sujeción de la mampostería a la estructura en forma tal de asegurar su estabilidad y el cumplimiento de las hipótesis de análisis.

11.13. Si un solo elemento de la estructura resiste más del 20% de la solicitación total de un nivel determinado, dicho elemento se diseñará para soportar una solicitación igual a 1,2 veces la que originalmente le corresponda.

11.14. En el diseño de elementos estructurales que se hayan supuesto como no integrantes del dispositivo sismorresistente principal, se deberán considerar las solicitaciones provocadas por las deformaciones inducidas por éste último.

11.15. La asignación del factor de ductilidad global ^{de} de la estructura deberá realizarse de manera conservadora y teniendo en cuenta que las posibilidades de disipación de energía por deformaciones anelásticas depende de múltiples factores y circunstancias, como por ejemplo: configuración estructural, distribución de rigideces y resistencias, características de componentes estructurales y uniones, materiales, dimensionamiento y detalles, aspectos constructivos, etc. En particular, se tendrá en cuenta que las estructuras de hormigón armado resultan muy sensibles a los detalles de dimensionamiento, armaduras y ejecución.

En estructuras cuya ley fuerza-deformación cambie según sea el sentido de aplicación de las acciones horizontales, se deberá considerar esta circunstancia para el establecimiento de su capacidad de disipar energía.

CAPITULO 12. DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS DINAMICAS DE LAS ESTRUCTURAS

12.1. INTRODUCCION

La evaluación de los parámetros que caracterizan el comportamiento dinámico de las estructuras se realizará considerando los principios de la Dinámica Estructural, con las siguientes premisas:

- a) Se admitirá que la estructura funciona en el campo elástico lineal.
- b) Para los materiales que componen la construcción, el módulo de elasticidad a emplear será:

Para aquellos materiales que presentan fase definida de comportamiento lineal: el módulo de elasticidad real o convencional.

Para aquellos materiales con comportamiento no lineal desde el comienzo de la carga: el módulo de elasticidad equivalente para el análisis de deformaciones instantáneas, de acuerdo con lo establecido en los correspondientes Reglamentos y especificaciones particulares.

- c) En las construcciones de Hormigón Armado y de Hormigón Pretensado, los valores de las secciones (momentos de inercia, áreas) se adoptarán de acuerdo con las indicaciones de los respectivos Reglamentos para la determinación de magnitudes hiperestáticas.
- d) Los parámetros a adoptar para el suelo de fundación serán compatibles con los niveles de deformación asociados a la excitación sísmica de diseño y tendrán en consideración el nivel tensional inducido por las cargas gravitatorias operantes.

12.2. PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION

12.2.1. El período fundamental de vibración se determinará considerando las propiedades de la estructura en la dirección que se examina y aplicando los procedimientos de la Dinámica Estructural.

La modelación para el análisis reflejará en forma adecuada la distribución de masas y rigideces.

Para edificios, se admitirá que la discretización de masas se realice concentrándolas en los niveles de losas de entrepiso y techos.

También podrán adoptarse valores del período fundamental de vibración obtenidos mediante pruebas realizadas sobre construcciones similares o fórmulas empíricas fundamentadas en análisis experimentales.

12.2.2. Fórmulas aproximadas de la Dinámica Estructural

En el caso de estructuras sobre base fija, y en las que puedan suponerse las masas concentradas en n niveles, el período fundamental de vibración T_0 podrá obtenerse mediante la expresión siguiente:

$$T_0 = 2 \pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot u_i^2}{g \sum_{i=1}^n \bar{F}_i \cdot u_i}}$$

siendo:

- T_0 el período fundamental de vibración;
- W_i la carga gravitatoria ubicada en el nivel i ;
- g la aceleración de la gravedad;
- u_i el desplazamiento estático del nivel i , provocado por las fuerzas horizontales normalizadas \bar{F}_i actuando en todos los niveles del edificio;
- \bar{F}_i la fuerza horizontal normalizada, expresada en la misma unidad que W y aplicada en el nivel i y cuya expresión es la siguiente:

$$\bar{F}_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$$

con:

h_i la altura del nivel i , medida desde el nivel basal.

En edificios regulares de n niveles típicos, se considera suficiente aproximación adoptar:

$$T_0 = 2 \pi \sqrt{\frac{W_n \cdot u_n}{g \cdot \bar{F}_n}}$$

siendo:

- T_0 el período fundamental de vibración ;
- W_n la carga gravitatoria operante en el último nivel típico de la estructura ;
- g la aceleración de la gravedad ;
- u_n el desplazamiento estático del último nivel, provocado por las fuerzas horizontales normalizadas \bar{F}_i , actuando en todos los niveles del edificio;
- \bar{F}_n la fuerza horizontal normalizada, expresada en la misma unidad que W y aplicada en el último nivel y cuya expresión es la siguiente:

$$\bar{F}_n = \frac{W_n \cdot h_n}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$$

con:

h_n la altura del último nivel sobre el nivel basal.

12.2.3. Fórmula empírica

Alternativamente, podrá determinarse el período fundamental en edificios regulares de n niveles mediante la fórmula empírica siguiente:

$$T_{oe} = \frac{h_n}{100} \sqrt{\frac{30}{\ell} + \frac{2}{1 + 30 d}}$$

siendo:

- T_{oe} el período fundamental del edificio en la dirección analizada, expresada en segundos;
- h_n la altura total del edificio medida entre el nivel basal y el último nivel típico, expresada en metros;
- ℓ la longitud del edificio en la dirección analizada, expresada en metros;
- d la densidad de muros. Cociente entre el área de la sección horizontal de los muros ubicados según la dirección analizada y el área de la planta tipo.

Se tendrán en cuenta sólo aquellos muros que se continúen en todos los niveles del edificio y que estén vinculados rígidamente a la estructura (valor adimensional).

12.2.4. Valores del período fundamental a considerar

12.2.4.1. Para el análisis de edificios según el Método Estático, en la determinación del coeficiente sísmico no se podrán tomar valores del período fundamental mayores que $1,25 T_{0e}$ para las zonas 4 y 3, y $1,5 T_{0e}$ para las otras zonas, cuando se determine el período por otro procedimiento.

12.2.4.2. Si se tiene en cuenta la influencia de la deformabilidad del terreno en la determinación del período fundamental, a los efectos de la determinación del coeficiente sísmico en el Método Estático, no se podrá tomar un valor mayor que 1,3 veces el período fundamental correspondiente a la hipótesis de base fija. Sin embargo, a los efectos de la verificación de las deformaciones y efectos P-Delta, se tendrá en cuenta el período efectivo calculado considerando la deformabilidad del terreno de fundación.

12.3. AMORTIGUAMIENTO

Los valores de amortiguamiento ξ expresados como porcentaje del valor crítico, a considerar para la aplicación del presente Reglamento y de los espectros en él contenidos, se indican en la Tabla 7 .

Tabla 7. Valores del amortiguamiento ξ en función del tipo de construcción.

Tipo de construcción	Amortiguamiento ξ
Tuberías de acero	1%
Construcciones o componentes de acero sin presencia de elementos que incrementen el amortiguamiento	2%
Construcciones usuales de: - Hormigón armado - Hormigón pretensado - Madera - Mampostería - Estructuras de acero, con presencia de elementos que incrementen el amortiguamiento	5%

No se permitirán reducciones para valores mayores de amortiguamiento, excepto casos especiales en que se justifique exhaustivamente, pero en ningún caso se tomarán valores superiores al 10%.

CAPITULO 13. DEFORMACIONES

El análisis de las deformaciones está asociado con los siguientes aspectos del comportamiento sísmo-resistente:

- Daños sobre los denominados elementos no estructurales.
- Condiciones de estabilidad y resistencia final.
- Martilleo contra estructuras adyacentes.

13.1. CONTROL DE LA DISTORSION HORIZONTAL DE PISO

La distorsión horizontal de piso θ_{sk} provocada por la excitación sísmica, se define como la diferencia entre los desplazamientos horizontales totales correspondientes a los niveles superior e inferior del piso, dividida por la distancia entre ambos niveles:

$$\theta_{sk} = \frac{\delta_k - \delta_{k-1}}{h_{sk}} = \frac{\Delta_{sk}}{h_{sk}}$$

siendo:

- θ_{sk} la distorsión horizontal de piso;
- δ_k, δ_{k-1} los desplazamientos horizontales totales correspondientes a los niveles superior e inferior del piso, respectivamente;
- h_{sk} la distancia entre los niveles considerados;
- Δ_{sk} la deformación relativa del piso k.

Los desplazamientos δ se obtendrán multiplicando por la ductilidad global μ , los valores de los desplazamientos obtenidos considerando la acción de las fuerzas sísmicas reducidas por la capacidad de disipación de energía de la estructura.

13.1.1. Se controlará que la distorsión horizontal de piso no supere los límites indicados en la Tabla 8 en función del grupo de construcciones a que pertenece la estructura y de las condiciones siguientes:

Condición D. : existen elementos no estructurales que pueden ser dañados por las deformaciones impuestas por la estructura.

Condición N.D.: cuando los elementos no estructurales están unidos a la estructura de forma que no sufran daños por las deformaciones de ésta.

Tabla 8. Valores límite de la distorsión horizontal de piso θ_{sk} .

Condición	Grupo de la construcción		
	A ₀	A	B
D.	0,010	0,011	0,014
N.D.	0,010	0,015	0,019

13.1.2. La verificación de la distorsión horizontal de piso no será necesaria para las estructuras que se indican en el Capítulo 16.

13.2. EFECTOS P-DELTA (Teoría de 2°orden)

Corresponden a las solicitaciones y deformaciones adicionales provocadas por las cargas gravitatorias sobre la estructura deformada por las acciones sísmicas.

Los efectos P-Delta deberán tomarse en cuenta en solicitaciones y deformaciones cuando en algún piso se verifique la siguiente condición:

$$\frac{P_k \cdot \Delta_{sk}}{V_k \cdot h_{sk}} \geq 0,08$$

siendo:

Δ_{sk} la deformación relativa del piso k;

V_k el esfuerzo de corte en el nivel k;

h_{sk} la altura del piso comprendida entre los niveles k y k-1;

P_k la carga gravitatoria total operante hasta el nivel k, incluido éste, determinada mediante la siguiente expresión:

$$P_k = \sum_{i=k}^n W_i$$

con:

W_i la carga gravitatoria operante en el nivel i.

13.2.1. Una forma aproximada de considerar los efectos P-Delta consiste en amplificar los esfuerzos y las deformaciones provocados por las acciones sísmicas especificadas en este Reglamento, mediante la aplicación del coeficiente de amplificación determinado mediante la siguiente expresión:

$$\psi = \frac{1}{1 - \left(\frac{P_k \cdot \Delta_{sk}}{V_k \cdot h_{sk}} \right) \text{máximo}}$$

siendo:

- ψ el coeficiente de amplificación;
- P_k la carga gravitatoria total operante hasta el nivel k ;
- Δ_{sk} la deformación relativa del piso k ;
- V_k el esfuerzo de corte en el nivel k ;
- h_{sk} la altura del piso comprendida entre los niveles k y $k-1$.

13.3. EFFECTOS DE MARTILLO. SEPARACIONES Y JUNTAS SISMICAS

13.3.1. Para controlar los efectos de impacto dinámico entre construcciones adyacentes o entre cuerpos estructuralmente independientes de una misma construcción, se deberán proyectar y construir separaciones y juntas sísmicas de espesor suficiente para evitar choques o contactos dañosos entre ellos, bajo las deformaciones totales inducidas por las acciones sísmicas prescriptas.

13.3.2. Separaciones

Toda nueva construcción deberá proyectarse y construirse separada de sus linderos con predios vecinos.

Excepcionalmente se permitirá la continuidad entre edificios adyacentes, si se comprueba que tanto el conjunto como las partes aisladas satisfacen los requerimientos del presente Reglamento, las estructuras son de características y dimensiones similares, y los niveles de losas son aproximadamente coincidentes.

13.3.3. Juntas sísmicas

El proyecto y construcción de juntas sísmicas puede obedecer a los siguientes objetivos:

- a) Dividir una construcción irregular (cambios bruscos de rigidez y/o de masas en planta y elevación: plantas en forma de L, T, E, H; cuerpos de distintas alturas, etc.) en unidades estructuralmente independientes que presenten regularidad en planta y elevación, y que además signifiquen un mejor comportamiento sismorresistente y permitan evaluar con mayor precisión la respuesta de la construcción frente a la excitación sísmica.
- b) Fraccionar una construcción como consecuencia de requerimientos vinculados a variaciones de temperatura (juntas de dilatación).
- c) Independizar partes de una construcción que tendrán como apoyo suelos de características diversas o fundaciones en distintos niveles. En

estos casos la junta debe necesariamente afectar también a las fundaciones.

13.3.4. Dimensionamiento de separaciones y juntas sísmicas

La distancia Y_k de la construcción al eje medianero o al eje de la junta sísmica en cada nivel deberá cumplir simultáneamente las condiciones a), b) y c) siguientes:

- a) $Y_k \geq \delta_k + f_s \cdot h_k$
- b) $Y_k \geq 1 \text{ cm} + f_o \cdot h_k$
- c) $Y_k \geq 2,5 \text{ cm}$

siendo:

Y_k la distancia de la construcción al eje medianero o al eje de la junta sísmica en el nivel k considerado;

δ_k el desplazamiento horizontal total correspondiente al nivel k , obtenido como se indica en el artículo 13.1., teniendo en cuenta la incidencia de las acciones torsionales;

f_s un factor que depende del tipo de suelo de fundación, indicado en la Tabla 9;

h_k la altura del nivel considerado medida a partir del nivel basal, expresada en cm para la condición b);

f_o un factor que depende de la zona sísmica y del tipo de suelo de fundación, indicado en la Tabla 10.

Tabla 9. Valores de f_s en función del tipo de suelo de fundación.

Suelo Tipo	I	II	III
f_s	0,001 0	0,001 5	0,002 5

Tabla 10. Valores de f_o en función de la zona sísmica y del tipo de suelo de fundación.

Zonas sísmicas	Suelo tipo		
	I	II	III
1 y 2	0,003	0,004	0,006
3 y 4	0,005	0,007	0,010

13.3.5. Construcción y mantenimiento de separaciones y juntas sísmicas

Se extremarán las precauciones en la ejecución de las zonas de separaciones y juntas sísmicas, disminuyendo las tolerancias geométricas usuales en la construcción de edificios.

Los espacios de separaciones y juntas deben quedar completamente libres de obstáculos, escombros, etc., para permitir los desplazamientos relativos de las construcciones adyacentes, en cualquier dirección. Esta condición debe mantenerse a través del tiempo.

Se admite el relleno de los espacios mencionados utilizando materiales compresibles especiales que garanticen la posibilidad de que se produzca cualquier desplazamiento relativo sin transmisión de fuerzas significativas o interacciones entre las partes adyacentes.

Cuando se empleen cubrejuntas, deberán diseñarse y construirse de manera que permitan los movimientos relativos sin alterar la función específica de la separación o junta.

CAPITULO 14. METODOS DE ANALISIS

Los métodos de análisis para determinar los efectos de las excitaciones sísmicas, son los siguientes:

a) Procedimientos con fuerzas estáticas equivalentes

- Método Estático.
- Procedimientos aproximados indicados en el Capítulo 16.

b) Métodos dinámicos

- Análisis Modal Espectral.
- Superposición Modal Paso a Paso.
- Integración Directa Paso a Paso.

La elección del procedimiento y el nivel mínimo del análisis a utilizar se realizarán teniendo en cuenta las limitaciones indicadas específicamente para cada uno de ellos.

14.1. METODO ESTATICO

El Método Estático consiste en esquematizar la excitación sísmica mediante sistemas de fuerzas estáticas proporcionales a las cargas gravitatorias. Este procedimiento de análisis, en general, es aplicable a estructuras de configuraciones regulares de distribución de rigideces y masas, tanto en elevación como en planta.

14.1.1. Fuerzas sísmicas laterales

El sistema de cargas laterales equivalentes, paralelo a la dirección analizada, se establece determinando primero el valor de la fuerza resultante, a partir de la cual se obtienen las fuerzas componentes correspondientes a los distintos puntos en que se supongan concentradas las masas.

14.1.1.1. Resultante de las fuerzas laterales equivalentes o esfuerzo de corte en la base

El esfuerzo de corte en la base de la construcción V_0 paralelo a la dirección analizada, se determinará mediante la siguiente expresión:

$$V_0 = C \cdot W$$

donde:

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

siendo:

- V_0 el esfuerzo de corte en la base de la construcción paralelo a la dirección analizada;
- C el coeficiente sísmico de diseño;
- W la carga gravitatoria total de la construcción sobre el nivel de base;
- W_i la carga gravitatoria supuesta concentrada en el nivel i , determinada según el Capítulo 9.

14.1.1.2. Coeficiente sísmico de diseño

El valor del coeficiente sísmico de diseño C se obtendrá considerando el período fundamental de la construcción y la influencia del tipo de suelo de fundación.

El período fundamental T_0 se determinará de acuerdo con lo establecido en el Capítulo 12 y el tipo de suelo de fundación se establecerá según lo especificado en el Capítulo 6.

El coeficiente sísmico de diseño se determinará con los espectros de diseño, mediante la siguiente expresión:

$$C = \frac{S_a \cdot \gamma_d}{R}$$

siendo:

- C el coeficiente sísmico de diseño;
- S_a la pseudoaceleración elástica horizontal, establecida según el artículo 7.2.;
- γ_d el factor de riesgo, según el artículo 5.2.;
- R el factor de reducción por disipación de energía, según el artículo 8.1.

14.1.1.3. Distribución en altura de las fuerzas sísmicas laterales

La fuerza sísmica lateral F_k asociada a la carga gravitatoria W_k ubicada en el nivel k , se determinará mediante la siguiente fórmula:

$$F_k = \frac{W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i} \cdot V_0$$

siendo:

F_k la fuerza sísmica lateral en el nivel k ;

W_i, W_k las cargas gravitatorias supuestas concentradas en los niveles i ó k , respectivamente;

h_i, h_k las alturas de los niveles i ó k medidas a partir del nivel basal (nivel 0);

V_0 el esfuerzo de corte en la base de la construcción.

Cuando el coeficiente sísmico de diseño se determine considerando la influencia del período fundamental y éste resulte mayor que $2 T_2$, la distribución en altura se realizará mediante las siguientes expresiones:

- para niveles intermedios:

$$F_k = \alpha \frac{W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i} \cdot V_0$$

- para el último nivel:

$$F_n = \left[\alpha \frac{W_n \cdot h_n}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i} + (1 - \alpha) \right] \cdot V_0$$

siendo:

F_k la fuerza sísmica lateral en el nivel k ;

F_n la fuerza sísmica lateral en el último nivel;

W_i, W_k las cargas gravitatorias supuestas concentradas en los niveles i ó k , respectivamente;

h_i, h_k las alturas de los niveles i ó k medidas a partir del nivel basal;

h_n la altura del último nivel medida a partir del nivel basal;

W_n la carga gravitatoria supuesta concentrada en el último nivel;

V_0 el esfuerzo de corte en la base de la construcción;

α un coeficiente dado por:

$$\alpha = 1 - \frac{T_0 - 2T_2}{10 T_2} \quad \text{con } \alpha \leq 1$$

donde:

T_0 el período fundamental de vibración;

T_2 el período de vibración correspondiente al fin del plató del espectro de pseudoaceleraciones elásticas.

14.1.1.4. Esfuerzo de corte en el nivel k

El esfuerzo de corte en el nivel genérico k, se determinará mediante la siguiente expresión:

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

siendo:

V_k el esfuerzo de corte en el nivel k;

F_i la fuerza horizontal aplicada en el nivel i.

14.1.1.5. Momento de vuelco

En la superficie de contacto suelo fundación, el momento de vuelco M_f se reducirá determinándolo mediante la siguiente expresión:

$$M_f = 0,9 \sum_{i=1}^n F_i \cdot h_i^*$$

siendo:

M_f el momento de vuelco en el nivel de fundación;

F_i la fuerza horizontal aplicada en el nivel i;

h_i^* la altura del nivel i de la construcción medida desde el nivel de fundación.

En los demás niveles del edificio no se admitirán reducciones de los momentos de vuelco.

14.1.1.6. Discretización de cargas gravitatorias en edificios

Para la aplicación de las prescripciones anteriores en edificios, se admitirá que la discretización de cargas gravitatorias operantes se realice agrupándolas en los niveles de pisos, losas y techos.

Los pesos de los apéndices y salientes del último nivel, a los fines del análisis global de la construcción, se supondrán ubicados en el último nivel siempre que su peso no supere el 25% de la carga gravitatoria correspondiente a dicho nivel.

14.1.1.7. Efectos torsionales

14.1.1.7.1. Definiciones

Para determinar los efectos torsionales y elegir el modelo a utilizar en el análisis, es necesario considerar la configuración de las distintas plantas

de la estructura. Con tal objetivo se introducen las siguientes definiciones:

- Centro de Masas (C.M.): baricentro de las cargas gravitatorias operantes.
- Centroides de sistemas sismorresistentes verticales (C.S.): baricentro de los momentos de inercia individuales de la sección transversal de los componentes verticales de los sistemas sismorresistentes (columnas, tabiques) con respecto a su correspondiente eje principal normal a la dirección analizada.
- Centro de rigidez (C.R.): punto de un nivel o planta en el que aplicando una fuerza horizontal cualquiera como acción única, sólo produce una traslación del nivel.
- Excentricidad geométrica: distancia entre C.M. y C.S. medida perpendicularmente a la dirección analizada.
- Excentricidad estructural: distancia entre C.M. y C.R. medida perpendicularmente a la dirección analizada.

14.1.1.7.2. Procedimientos para considerar la torsión

Los efectos torsionales podrán determinarse mediante procedimientos estáticos aproximados, en la siguiente forma:

Caso a): Estructuras con dos ejes de simetría en planta.

Se considerarán como tales todas las estructuras que presenten las siguientes características.

En ninguna planta la excentricidad geométrica supera el 5% de la mayor dimensión en planta medida perpendicularmente a la dirección analizada.

Los centroides de sistemas sismorresistentes correspondientes a los distintos niveles, se encuentran aproximadamente alineados en dirección vertical.

Los centros de masas de los distintos niveles, se encuentran aproximadamente alineados en dirección vertical.

- Cuando se cumplen estas condiciones, el momento torsor en el nivel k se determinará mediante las siguientes fórmulas:

$$M_{tk} = (1,5 e_1 + 0,10 \ell) V_k$$

$$M_{tk} = (e_1 - 0,10 \ell) V_k$$

siendo:

M_{tk} el momento torsor en el nivel k;

V_k el esfuerzo de corte en el nivel k;

- e_i la distancia entre el C.S. del nivel k y la línea de acción del esfuerzo de corte medida perpendicularmente a la dirección considerada;
- ℓ la máxima dimensión en planta medida perpendicularmente a la dirección de V_k .

Se tomarán los valores más desfavorables para las sollicitaciones de los planos verticales sismorresistentes.

- Si el análisis estático se efectúa en forma espacial, las cuplas por piso se determinarán mediante las siguientes expresiones:

$$m_{tk} = (1,5 e_2 + 0,10 \ell) F_k$$

$$m_{tk} = (e_2 - 0,10 \ell) F_k$$

siendo:

- m_{tk} el momento de la cupla por piso;
- e_2 la distancia entre el centro de masas del nivel k y el C.S. del mismo nivel;
- F_k la fuerza sísmica horizontal en el nivel k ;
- ℓ la máxima dimensión en planta medida perpendicularmente a la dirección de V_k .

Se deberán considerar dos estados de cargas independientes según las ecuaciones dadas girando todas las cuplas en el mismo sentido.

Caso b): Estructuras asimétricas constituidas por planos sismorresistentes verticales de comportamiento similar.

Se considerarán como tales, aquellas estructuras formadas por sistemas aporticados puros o sistemas de tabiques sismorresistentes o muros sismorresistentes, sin que haya combinación de los mismos y en las que además, se cumplan las siguientes condiciones:

Los centros de masas de los distintos niveles se encuentran aproximadamente alineados en dirección vertical.

Los centros de rigidez de los distintos niveles se encuentran aproximadamente alineados en dirección vertical.

La excentricidad estructural en ningún nivel supera el 25% de la mayor dimensión en planta medida perpendicularmente a la dirección considerada.

- El momento torsor en el nivel k , se determinará mediante las expresiones:

$$M_{tk} = (1,5 e_3 + 0,07 \ell) V_k$$

$$M_{tk} = (e_3 - 0,07 \ell) V_k$$

siendo:

M_{tk} el momento torsor en el nivel k ;

V_k el esfuerzo de corte en el nivel k ;

e_3 la distancia entre el centro de rigidez del nivel k y la línea de acción del esfuerzo de corte, medida perpendicularmente a la dirección considerada;

ℓ la máxima dimensión en planta medida perpendicularmente a la dirección de V_k .

Se tomarán los valores más desfavorables para las solicitaciones en los planos verticales sismorresistentes.

- Si el análisis estático se realiza en forma espacial las cuplas por piso equivalentes a las expresiones anteriores, se determinarán mediante las siguientes fórmulas:

$$m_{tk} = (1,5 e_4 + 0,07 \ell) F_k$$

$$m_{tk} = (e_4 - 0,07 \ell) F_k \leq 0$$

siendo:

m_{tk} el momento de la cupla por piso;

e_4 la distancia entre el centro de masas y el centro de rigidez del nivel k ;

F_k la fuerza sísmica horizontal en el nivel k ;

ℓ la máxima dimensión en planta medida perpendicularmente a la dirección de V_k .

Se deberán considerar dos estados de carga independientes según las ecuaciones dadas girando todas las cuplas en el mismo sentido. Cuando la cupla dada por la segunda ecuación resulte mayor que cero, se considerará un valor nulo en ese nivel.

Caso c): Estructuras asimétricas constituidas por planos sismorresistentes verticales de comportamiento diferente.

Se considerarán como tales aquellas estructuras que presenten las siguientes

características:

En ninguna planta la excentricidad geométrica es menor que el 5% ni mayor que el 25% de la mayor dimensión de la planta medida perpendicularmente a la dirección analizada.

Los C.S. de todos los niveles se encuentran aproximadamente alineados en dirección vertical.

Los C.M. de todos los niveles se encuentran aproximadamente alineados en dirección vertical.

En este caso deberá procederse a un análisis espacial estático acoplando traslaciones y torsiones. En dicho análisis deberá considerarse, la influencia de las fuerzas estáticas equivalentes, correspondientes a los componentes de la construcción determinadas según el artículo 15.1.

Las torsiones accidentales se tendrán en cuenta aplicando en cada nivel una cupla torsora de valor:

$$m_{tk} = \pm 0,12 \cdot \ell \cdot F_k$$

siendo:

m_{tk} el momento de la cupla por piso;

ℓ la máxima dimensión de la estructura en planta medida en dirección perpendicular a la analizada;

F_k la fuerza sísmica horizontal en el nivel k.

Las cuplas así definidas se supondrán actuando todas con el mismo sentido de giro, pero se examinarán dos estados de carga independientes con sentidos de giro.

Caso d): Estructuras no encuadradas dentro de los casos anteriores.

Deberá realizarse un análisis dinámico considerando el acoplamiento de traslación y torsión.

14.1.2. Fuerzas sísmicas verticales

Generalmente no es necesario considerar la componente vertical de la excitación sísmica, excepto en los siguientes componentes estructurales o estructuras:

Caso a) Voladizos, balcones y aleros.

Caso b) Cubiertas de edificios industriales de luces considerables. Miem-

bros horizontales de estructuras de Hormigón Pretensado.

Caso c): Estructuras especiales, estructuras con salientes, etc.

Las estructuras o componentes estructurales se supondrán sometidas a fuerzas verticales proporcionales a los pesos, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$F_v = \pm C_v \cdot \gamma_d \cdot W$$

siendo:

F_v la fuerza sísmica vertical asociada a la carga gravitatoria W ;

C_v el coeficiente sísmico vertical, indicado en la Tabla 11;

γ_d un factor de riesgo, según el artículo 5.2.;

W la carga gravitatoria, operante en la estructura o componente estructural considerado.

En el Caso a) la fuerza vertical resultante hacia arriba (calculada superponiendo el valor dado por la expresión anterior con la carga gravitatoria) no deberá ser menor que la determinada mediante la siguiente fórmula:

$$F_{vn} = -0,25 \cdot C_v \cdot W$$

siendo:

F_{vn} la fuerza vertical neta, no superpuesta a la carga gravitatoria;

C_v el coeficiente sísmico vertical indicado en la Tabla 11;

W la carga gravitatoria operante en la estructura o componente estructural (ver el Capítulo 9).

Los valores del coeficiente sísmico vertical C_v se indican en la Tabla 11 en función de la zona sísmica para los casos a) y b).

Tabla 11. Valores del coeficiente sísmico vertical C_v en función de la zona sísmica, para los casos a) y b).

Zona sísmica	C_v	
	Caso a)	Caso b)
4	1,20	0,65
3	0,86	0,47
2	0,52	0,28
1	0,24	0,13

Para estructuras correspondientes al caso c), los valores del coeficiente sísmico vertical se determinarán mediante la utilización de los espectros de respuestas.

14.1.3. Estructuras tipo péndulo invertido

Son aquellas en que por lo menos la mitad de la carga gravitatoria operante se encuentre en el tercio superior de su altura total, y tengan un solo elemento de soporte en la dirección que se analiza.

En este tipo de estructuras, además de las solicitaciones provocadas por las fuerzas sísmicas definidas en el artículo 14.1.1., se deberá considerar el efecto de las aceleraciones verticales provocadas por la rotación de la masa superior alrededor del eje horizontal normal a la dirección que se analiza y ubicado en la unión del soporte vertical con dicha masa. Este efecto se puede tener en cuenta aproximadamente, aplicando una cupla de eje horizontal en el extremo superior del soporte, determinada por la siguiente expresión:

$$M_c = 1,5 \cdot F_s \cdot \rho^2 \cdot \frac{\omega}{\delta_s}$$

siendo:

- M_c el momento de la cupla de eje horizontal aplicada en el extremo superior del soporte;
- F_s la fuerza sísmica horizontal operante sobre la masa superior;
- ρ el radio de giro de la masa superior con relación al eje horizontal que pasa por la unión de la masa y el soporte y es perpendicular a la dirección analizada;
- ω el giro del extremo superior del soporte provocado por la fuerza F_s actuando estáticamente;
- δ_s el desplazamiento del extremo superior del soporte provocado por la fuerza F_s actuando estáticamente.

No se considerarán valores del M_c inferiores a la mitad del momento de vuelco en la base determinado bajo la acción del sistema de cargas sísmicas horizontales solamente.

14.1.4. Control de deformaciones y efectos P-Delta

Se realizará de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 13.

14.1.5. Componentes de la construcción

El análisis de estabilidad, resistencia, anclajes y conexiones de los componen

tes de la construcción se efectuará de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 15.

14.1.6. Límites de aplicación del Método Estático

El método estático será aplicable siempre que se cumplan las siguientes condiciones:

- a) La altura total de la construcción medida desde el nivel basal no supera los valores indicados en la Tabla 12.

Tabla 12. Límite de altura total de la construcción para la aplicación del Método Estático.

Zona sísmica	Construcción según destino y funciones		
	Grupo A ₀	Grupo A	Grupo B
4 y 3	12 m	30 m	40 m
2 y 1	16 m	40 m	55 m

- b) Las estructuras del Grupo A₀ cuyas fallas puedan tener consecuencias catastróficas sobre la población (depósitos de gases y líquidos tóxicos, depósitos de materias radiactivas, grandes depósitos de líquidos inflamables) no podrán ser analizadas por el Método Estático.
- c) El período fundamental de vibración T₀ debe ser menor que el triple del valor de T₂ correspondiente al perfil de suelo y zona sísmica considerada:

$$T_0 < 3 T_2$$

siendo:

T₀ el período fundamental de vibración;

T₂ el período de vibración correspondiente al fin del plafón, según el artículo 7.2.

- d) La estructura debe encuadrarse dentro de los casos a), b) y c) de los procedimientos para considerar la torsión (ver el artículo 14.1.1.7.2.)
- e) En elevación la estructura no presenta cambios bruscos de rigideces ni de masas.

14.2. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

El Análisis Modal Espectral es un procedimiento de análisis dinámico aproximado en el que la respuesta de la estructura se obtiene mediante una combinación adecuada de las contribuciones modales, las cuales están caracterizadas por la máxima respuesta de cada modo afectadas por un factor denominado coeficiente de participación modal, el cual indica la extensión en que cada modo contribuye a la respuesta total de la estructura.

La aplicación del método se efectuará considerando los siguientes lineamientos:

14.2.1. La excitación sísmica se supondrá actuando translacionalmente en los apoyos del modelo vibratorio, independientemente en las direcciones indicadas en el Capítulo 11.

14.2.2. Para la determinación de los modos naturales de vibración, se admitirá que los materiales se comportan en forma lineal elástica. A tal fin, las características mecánicas de los materiales, rigideces y secciones de la estructura se adoptarán de acuerdo con lo establecido en el artículo 12.1.

Las ordenadas espectrales de diseño se determinan en base a la aplicación de las indicaciones del Capítulo 7 y de la consideración del factor de riesgo γ_d (según el artículo 5.2.), expresadas en la siguiente forma:

$$\text{Ordenada espectral} = S_a \cdot \gamma_d$$

14.2.3. Reducción por disipación de energía (ductilidad)

14.2.3.1. Para la determinación de esfuerzos se podrá considerar la capacidad de disipación de energía por deformaciones anelásticas de la estructura, empleando las ordenadas espectrales anteriormente indicadas reducidas por el factor R según lo indicado en el artículo 8.1. En tal caso las ordenadas espectrales se obtienen según la siguiente expresión:

$$\text{Ordenada espectral} = \frac{S_a \cdot \gamma_d}{R}$$

Las deformaciones totales calculadas empleando este criterio de reducción deberán ser amplificadas multiplicándolas por la ductilidad global μ (según el Capítulo 8).

14.2.3.2. La aplicación del Análisis Modal Espectral considerando el desarrollo de deformaciones anelásticas como se indica en el punto anterior, implica

admitir un desarrollo simultáneo de rótulas plásticas que disipen energía con una distribución espacial similar a las correspondientes distribuciones de energía cinética y/o de deformación. En consecuencia, este procedimiento no será aplicable cuando existan posibilidades de concentración de deformaciones anelásticas en sólo algunas zonas de la estructura.

14.2.4. Modelo vibratorio de análisis

Deberá incluir un número de grados de libertad dinámica acorde con las características de la estructura para representar convenientemente los modos naturales más significativos de la respuesta dinámica. Las masas asociadas a los grados de libertad se determinarán según lo establecido en el Capítulo 9.

Para estructuras de edificios las masas se podrán discretizar en los niveles de losas de entrepiso y techo, y cuando se considere la interacción suelo-estructura, a nivel de platea y manto de fundación.

Los grados de libertad dinámicos asociados con rotaciones alrededor de ejes horizontales deberán ser especialmente tenidos en cuenta en las estructuras tipo péndulo invertido y otros casos que como éste requieran la consideración del acoplamiento dinámico entre desplazamientos verticales y horizontales.

14.2.5. Cuando sea posible considerar un sólo grado de libertad (traslación en la dirección de análisis) asociado a cada masa, y no se tenga en cuenta la interacción suelo-estructura, el procedimiento de análisis podrá ajustarse a los siguientes lineamientos:

- Los períodos asociados a cada modo y las formas modales correspondientes se determinarán mediante métodos reconocidos de la mecánica estructural considerando perfectamente empotrada la base del edificio a nivel de fundación.
- La parte del esfuerzo de corte en la base correspondiente al modo emésimo se determinará mediante la siguiente fórmula:

$$V_m = \frac{\gamma_d \cdot S_{am} \cdot \bar{W}_m}{R}$$

siendo:

V_m la parte del esfuerzo de corte en la base correspondiente al modo emésimo;

γ_d el factor de riesgo según el artículo 5.2.;

S_{am} la pseudoaceleración elástica horizontal correspondiente al modo emésimo, obtenida según el artículo 7.2. en función del período

T_m del modo emésimo;

R el factor de reducción por disipación de energía, según el artículo 8.1.;

\bar{W}_m la carga gravitatoria modal efectiva, determinada según la siguiente expresión:

$$\bar{W}_m = \frac{\left[\sum_{i=1}^n W_i \cdot \phi_{im} \right]^2}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \phi_{im}^2}$$

con:

W_i la carga gravitatoria supuesta concentrada en el nivel i ;
 ϕ_{im} el desplazamiento en el nivel i correspondiente a la forma modal asociada al modo m ésimo.

- Los esfuerzos de corte modales V_m se distribuirán en altura de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$F_{km} = \frac{W_k \cdot \phi_{km}}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \phi_{im}} V_m$$

siendo:

F_{km} la fuerza sísmica en el nivel k asociada al modo m ésimo;
 W_k la carga gravitatoria supuesta concentrada en el nivel k ;
 ϕ_{km} el desplazamiento en el nivel k correspondiente a la forma modal asociada al modo m ésimo.

- El esfuerzo de corte en el nivel k correspondiente al modo m ésimo se determinará mediante la siguiente expresión:

$$V_{km} = \sum_{i=k}^n F_{km}$$

siendo:

V_{km} el esfuerzo de corte en el nivel k correspondiente al modo m ésimo.

- El momento de vuelco en la superficie de contacto suelo-fundación, asociado al modo m ésimo, se determinará de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$M_{fm} = \sum_{i=1}^n F_{im} \cdot h_i^*$$

siendo:

M_{fm} el momento de vuelco en la superficie de contacto suelo-fundación, asociado al modo emésimo;

F_{im} la fuerza sísmica en el nivel i , asociada al modo emésimo;

h_i^* la altura del nivel i de la construcción medida desde el nivel de fundación.

14.2.6. Modos a considerar

Se incluirán, por lo menos, todos aquellos modos cuya contribución a los efectos totales superen el 5% de la contribución correspondiente del modo fundamental. Pero no podrán considerarse menos de 3 modos, excepto en el caso que el modelo presente sólo 2 grados de libertad.

14.2.7. Superposición modal

Para obtener el efecto total en una dirección de análisis, se tomará la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los efectos modales. Cuando existan modos cuyos períodos difieran entre sí en menos del 10%, sus efectos se sumarán en valores absolutos y se elevarán al cuadrado como grupo, según la siguiente expresión:

$$E_t = \sqrt{E_1^2 + E_2^2 + \dots + (|E_k| + |E_{k+1}| + \dots + |E_m|)^2 + \dots + E_n^2}$$

siendo:

E_t el efecto total (esfuerzo o desplazamiento);

$E_1; E_2; \dots; E_n$ las contribuciones modales de esfuerzos o desplazamientos correspondientes a los modos 1, 2, ..., n ;

$k; k + 1; \dots; m$ los modos cuyos períodos no difieren entre sí más del 10%.

14.2.8. Se controlará que el esfuerzo de corte en la base en cada una de las direcciones, determinado según el Análisis Modal Espectral no resulte inferior al 75% del esfuerzo de corte en la base determinado por el Método Estático utilizando el correspondiente período fundamental. Si esto no se cumple se incrementarán todos los efectos del análisis modal multiplicando por el cociente entre el 75% del corte basal estático y el corte basal obtenido.

14.2.9. La aplicación del Análisis Modal Espectral se realizará de acuerdo con las condiciones de simetría estructural de la siguiente manera:

14.2.9.1. Caso a). Estructuras con dos ejes de simetría en planta.

Deben cumplirse las condiciones indicadas en el Método Estático (ver el artículo 14.1.1.7.2.).

En este caso se determinarán dos grupos de modos de vibración traslacionales independientes entre sí para sendas direcciones de análisis.

Los efectos torsionales serán considerados en cada dirección según lo especificado en el Método Estático para este tipo de estructuras y se sumarán algebraicamente a la respuesta dinámica total en la dirección respectiva.

El modelo vibratorio de análisis tendrá como mínimo un grado de libertad traslacional en los niveles en que se encuentran las masas.

14.2.9.2. Caso b). Estructuras asimétricas constituidas por planos sismorresistentes verticales de comportamiento similar.

Deben cumplirse las condiciones indicadas en el Método Estático para este tipo de estructuras (ver el artículo 14.1.1.7.2.).

Los efectos traslacionales y torsionales se podrán determinar según las siguientes alternativas.

14.2.9.2.1. Se determinarán dos grupos de modos de vibración traslacionales para sendas direcciones de análisis sin acoplar a ellos la torsión dinámica.

La torsión se tendrá en cuenta en forma estática según lo indicado en el Método Estático (ver el artículo 14.1.1.7.2.) y se sumarán algebraicamente a la respuesta dinámica total en la dirección respectiva.

El modelo vibratorio de análisis incluirá, en cada nivel, por lo menos un grado de libertad traslacional en los niveles en que se encuentren las masas.

14.2.9.2.2. Según especificaciones del caso c).

14.2.9.3. Caso c). Estructuras asimétricas no incluidas en los casos a) y b)

Se determinarán los modos de vibración que incluyan efectos traslacionales y rotacionales alrededor de un eje vertical.

El modelo vibratorio de análisis tendrá como mínimo, en cada nivel, un grado de libertad traslacional en cada dirección horizontal de análisis y un grado de libertad rotacional alrededor de un eje vertical.

14.2.10. Si se tiene en cuenta la influencia de la deformabilidad del suelo, la ordenada espectral de diseño correspondiente al modo fundamental no deberá

ser inferior a la que corresponde a 1,3 veces el período fundamental determinado en la hipótesis de base fija.

14.2.11. El control de la Distorsión Horizontal del Piso y de los Efectos P-Delta se realizará de acuerdo con lo indicado en los artículos 13.1. y 13.2.

14.3. SUPERPOSICION MODAL PASO A PASO

El procedimiento de Superposición Modal Paso a Paso consiste en integrar a través del tiempo las ecuaciones desacopladas de movimiento de la estructura según los modos naturales de vibración, sumando directamente las contribuciones de cada modo instante a instante, adoptándose como resultado la envolvente de máximas sollicitaciones y deformaciones, obtenidas en la duración del movimiento excitatriz. Para tal fin se admitirá que la estructura funciona en campo elástico lineal.

La excitación sísmica se define mediante la aplicación de movimientos reales o artificiales, en los apoyos de la construcción.

14.3.1. Acelerogramas a utilizar

Las características de cada acelerograma a emplear serán tales que se satisfagan las siguientes condiciones:

- a) La aceleración máxima será por lo menos igual al producto siguiente:

$$\gamma_d \cdot a_s$$

siendo:

γ_d el coeficiente de riesgo, según el artículo 5.2.;

a_s la ordenada al origen del espectro de pseudoaceleraciones especificado en el artículo 7.2. que depende de la zona sísmica y del tipo de suelo.

- b) El espectro elástico de respuesta para amortiguamiento del 5% obtenido del acelerograma considerado deberá tener igual área entre 0,05 segundo y el valor del período fundamental de la construcción analizada, que el correspondiente espectro elástico establecido en el artículo 7.1. amplificado por γ_d .

Las ordenadas espectrales obtenidas no podrán ser menores que el 70% de la ordenada espectral establecida en el artículo 7.2. amplificada por γ_d .

- c) Cuando se trate de estructuras que puedan desarrollar disipación de energía mediante deformaciones anelásticas, la condición anterior se referirá al correspondiente espectro de respuesta elastoplástico.

14.3.2. La excitación sísmica se supondrá actuando traslacionalmente en los apoyos del modelo vibratorio, independientemente según las direcciones indicadas en el artículo 11.5.

14.3.3. Para el modelo vibratorio de análisis se aplicarán las especificaciones del artículo 14.2.4.

14.3.4. Para las construcciones de los grupos A y B, se considerarán los resultados de la aplicación de por lo menos 3 acelerogramas independientes, mientras que para el grupo A₀ se tendrán en cuenta los resultados de por lo menos 4 acelerogramas independientes.

14.3.5. Para diseño y verificaciones se adoptarán los valores de solicitaciones y deformaciones que resulten de promediar los correspondientes de las envolventes obtenidas por la aplicación de cada acelerograma. Pero en dicho promedio no se incluirán valores que sean inferiores al 85% del máximo encontrado.

14.3.6. Reducción de solicitaciones por capacidad de disipación de energía en campo anelástico (Ductilidad)

Se podrá considerar, sobre las solicitaciones, la influencia de la capacidad de disipación de energía por deformaciones anelásticas. Para ello se reducirán las solicitaciones obtenidas del análisis elástico, dividiéndolas por el factor de reducción R establecido en el artículo 8.1. Sin embargo, deberán tenerse en cuenta las limitaciones correspondientes a las posibilidades de concentraciones de deformaciones anelásticas en sólo algunas partes de la estructura de acuerdo con lo especificado en el artículo 14.2.3.2.

14.3.7. Se verificará que el esfuerzo de corte en la base en cada una de las direcciones analizadas no resulte inferior al 70% del esfuerzo de corte en la base determinado por el Método Estático utilizando el correspondiente valor del período fundamental. Si resulta inferior se amplificarán los efectos obtenidos multiplicando por el cociente entre el 70% del corte basal estático y el corte basal obtenido.

14.4. INTEGRACION DIRECTA PASO A PASO

Este procedimiento consiste en la integración directa paso a paso de las ecua

ciones de movimiento acopladas de todos los grados de libertad dinámica.

La excitación sísmica se define mediante la aplicación de movimientos reales o artificiales, en los apoyos de la construcción.

14.4.1. Acelerogramas a utilizar

Se deberán cumplir las especificaciones del artículo 14.3.1. Cuando el análisis se efectúe en campo no-lineal y la construcción se ubique en zonas epicentrales, se deberán incluir en los acelerogramas pulsos largos e intensos de aceleraciones.

14.4.2. Número de acelerogramas a aplicar

Según lo especificado en el artículo 14.3.4.

14.4.3. Efectos resultantes

- a) Cuando se realice el análisis admitiendo comportamiento elástico lineal, para diseño y verificaciones se adoptarán los valores de solicitaciones y deformaciones que resulten de promediar los correspondientes de las envolventes obtenidas por la aplicación de cada acelerograma. Pero en dicho promedio no se incluirán valores que sean inferiores al 80% del máximo.
- b) Cuando el análisis se realice considerando el comportamiento no-lineal, se deberá comprobar que las envolventes de efectos resultantes y ductilidades requeridas por la aplicación de cada acelerograma sean satisfechas por el diseño y dimensionamiento.

14.4.4. Reducción de solicitaciones por capacidad de disipación de energía en campo anelástico

Cuando el análisis dinámico se realice admitiendo comportamiento elástico lineal, si la estructura posee capacidad de disipación de energía, podrá tenerse en cuenta su influencia sobre la reducción de solicitaciones a través del factor R establecido en el artículo 8.1., pero con las limitaciones señaladas en el artículo 14.2.3.2.

CAPITULO 15. COMPONENTES DE LA CONSTRUCCION

Todo componente (arquitectónica o mecánica) de la construcción que no forma parte de la estructura principal, deberá ser diseñada para resistir las fuerzas que la excitación sísmica induce sobre ella, y además deberá vincularse directa o indirectamente a la estructura principal para transferir las fuerzas anteriormente señaladas.

15.1. FUERZA ESTÁTICA EQUIVALENTE

Para la comprobación de la propia estabilidad y resistencia de un componente ubicada en el nivel k, como asimismo de sus anclajes y/o conexiones con la estructura principal, se deberá considerar una fuerza estática equivalente F_p aplicada en su centro de gravedad, determinada mediante la siguiente expresión:

$$F_p = C_{pk} \cdot W_p$$

siendo:

F_p la fuerza estática equivalente;

W_p el peso del componente considerado;

C_{pk} el coeficiente sísmico correspondiente al componente ubicado en el nivel k de la construcción.

El coeficiente sísmico C_{pk} se determinará mediante la siguiente expresión:

$$C_{pk} = \gamma_p \cdot \gamma_r \cdot \left(1,5 \frac{F_k}{W_k} + a_s \right)$$

siendo:

C_{pk} el coeficiente sísmico correspondiente al componente ubicado en el nivel k de la construcción;

γ_p el coeficiente del tipo de componente indicado en la Tabla 13;

γ_r el coeficiente de ubicación del componente indicado en la Tabla 13;

F_k la fuerza sísmica horizontal operante en el nivel k de la construcción ;

Tabla 13. Componentes de la construcción.

Caso	Componentes de la construcción	Dirección a considerar	γ_p	γ_r ubicación	
				a) ⁽¹⁾	b) ⁽²⁾
1	Cornisas, parapetos, marquesinas, letreos, acondicionadores de aire, paneles de fachada, balcones, antepechos, ornamentos, accesorios y elementos no clasificados.	cualquiera	2,1	1,5	1,0
2	Muros, tabiques, cerramientos, paneles divisorios, vinculados en todo su contorno a la estructura.	normal a su plano	1,0	1,3	1,0
3	Escaleras que no forman parte de la estructura.	cualquiera	⁽³⁾ γ_d	1,3	1,3
4	Tanques, torres, antenas, casillas de ascensores y apéndices cuyas estructuras sean de configuración y naturaleza diferente a la estructura principal y con período propio inferior a 0,4 ó mayor que 1,6 del período fundamental de la estructura.	cualquiera	1,0	1,3	1,0
5	Idem caso 4, pero con período fundamental comprendido entre 0,4 y 1,6 del período fundamental de la estructura.	cualquiera	2,0	1,3	1,0

(1) La ubicación a) indicada en la Tabla 13 corresponde a las siguientes posibilidades:

- Elementos que al fallar puedan precipitarse fuera de la construcción con riesgo para gran número de personas, otras estructuras o bienes.
- Elementos cuyo colapso o desprendimiento afecten a: circulaciones interiores o exteriores del edificio, accesos, vías de comunicación, sistemas de emergencia, etc.

(2) La ubicación b) corresponde a las posibilidades no comprendidas en a).

(3) Factor de riesgo, según el artículo 5.2., correspondiente al grupo al que sea asignada la construcción.

Nota: Cuando no se determine el período de los apéndices correspondientes al caso 4, se tomarán los valores de γ_p y γ_r correspondientes al caso 5.

W_k la carga gravitatoria supuesta concentrada en el nivel k de la construcción (determinada según el Capítulo 9);

a_s la ordenada al origen del espectro de pseudoaceleraciones especificado en el artículo 7.2., que depende de la zona sísmica y del tipo de suelo de fundación.

15.1.1. En la Tabla 13 se consignan asimismo las direcciones en que se considerará la fuerza estática equivalente operante sobre el componente.

15.2. Las fuerzas friccionales derivadas de las acciones gravitatorias no se tomarán en consideración para el diseño y verificación de anclajes y conexiones.

15.3. Cuando se apliquen los métodos de análisis dinámico o cuando se trate de casos especiales, se podrán analizar los efectos de la excitación sísmica sobre los componentes de la construcción mediante la determinación de los correspondientes espectros de piso, pero los valores obtenidos no serán inferiores al 70 % de los correspondientes determinados según el artículo 15.1.

CAPITULO 16. PROCEDIMIENTOS APROXIMADOS PARA LA DETERMINACION DE ACCIONES SISMICAS Y DE ANALISIS ESTRUCTURAL

16.1. CAMPO DE VALIDEZ

Las estructuras de las construcciones, cuyas características se establecen en el artículo 16.2., deberán satisfacer los requerimientos de los Capítulos 1 a 15 de este Reglamento que no sean expresamente modificados por el presente Capítulo 16.

16.2. LIMITES DE APLICACION

Los procedimientos aproximados para la determinación de las acciones sísmicas y de análisis estructural que se establecen en este Capítulo 16, son aplicables a las construcciones de tipo edificio que cumplan simultáneamente todas las condiciones siguientes:

16.2.1. La altura total de la estructura, medida a partir del nivel basal, no excederá de 14 m, ni el número de pisos será superior a 4.

16.2.2. La estructura será de hormigón armado colado in situ y estará formada por planos verticales sismorresistentes de alguno de los siguientes tipos o por combinaciones de ellos, pórticos, tabiques sismorresistentes y pórticos rigidizados por mampostería.

Los requerimientos establecidos en este Capítulo 16 serán también aplicables, en la dirección de análisis correspondiente, a las construcciones cuya estructura esté conformada por planos verticales sismorresistentes de hormigón armado colado in situ en una dirección, y por planos verticales sismorresistentes de mampostería de ladrillos macizos en la dirección perpendicular.

Dichos requerimientos no serán aplicables a estructuras que presenten planos verticales sismorresistentes de configuración mixta en la dirección de análisis considerada.

16.2.3. Para el dimensionamiento de las secciones de hormigón armado se aplicarán, como mínimo, los requerimientos correspondientes a Hormigón Armado Sismorresistente Convencional, establecidos en la Parte II del presente Reglamento.

16.2.4. La construcción deberá poseer una configuración regular, considerándose se como tal, cuando presente las siguientes características:

a) Configuración en planta

- La planta de la construcción tiene forma compacta y es aproximadamente simétrica respecto de dos ejes horizontales ortogonales.

Si la planta presenta entrantes, como por ejemplo se indica en la Figura 6, su dimensión total no excederá el 25% de la dimensión externa correspondiente de la planta.

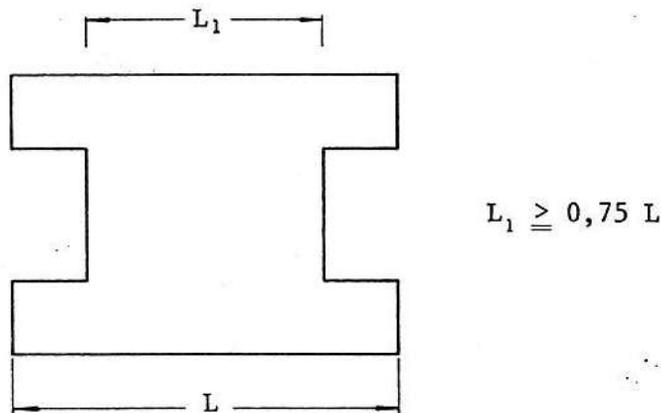


Figura 6

No se considerarán como de forma compacta las plantas de forma de L, T, H, E, etc., que no cumplan con el requisito anterior.

- En todos los pisos, la distancia entre el centro de masas C.M. (baricentro de las cargas gravitatorias operantes) y el centroide de sistemas sismorresistentes verticales C.S. (ver el artículo 14.1.1.7.1.) en cada una de las direcciones de análisis, no deberá exceder el 10% de la dimensión externa correspondiente de la planta del piso considerado.
- La construcción no presenta variaciones bruscas de la planta entre niveles sucesivos.

b) Configuración en elevación

- Los centroides C.S. de los sistemas sismorresistentes verticales de todos los niveles se encuentran aproximadamente alineados en dirección vertical.
- Los centros de masas C.M. de todos los niveles se encuentran aproximadamente alineados en dirección vertical.

- La distribución vertical de masas, rigideces y resistencias no cambia bruscamente entre un piso y el sucesivo.

16.2.5. La estructura de la construcción deberá estar conformada por planos sismorresistentes verticales dispuestos según dos direcciones ortogonales.

16.2.6. La relación entre la altura total h_n de la construcción y la menor dimensión b_0 del rectángulo que circunscribe a la planta no deberá ser mayor que 3.

16.2.7. La relación entre la dimensión mayor y la menor del rectángulo que circunscribe a la planta de la construcción no deberá ser mayor que 2,3.

16.2.8. Las losas de entrepisos y techos deberán conformar diafragmas rígidos y resistentes a fuerzas en su plano.

16.3. ACCIONES SISMICAS DE DISEÑO

16.3.1. Las acciones sísmicas de diseño se esquematizarán convencionalmente como sistemas de fuerzas horizontales estáticas equivalentes.

Se admitirá que dichas fuerzas horizontales actúan independientemente (no simultáneamente) según las dos direcciones ortogonales de la estructura en que se disponen los planos verticales sismorresistentes.

Sin embargo, los elementos verticales comunes a dos planos verticales sismorresistentes perimetrales, deberán verificarse a flexión compuesta oblicua, considerando las sollicitaciones más desfavorables que se obtengan combinando los correspondientes efectos de: cargas gravitatorias, la componente horizontal de la acción sísmica según una dirección y el 30% de los efectos de la componente horizontal de la acción sísmica según la otra dirección de análisis.

Gravitatoria + Sismo Dirección 1 + 0,3 Sismo Dirección 2

Gravitatoria + Sismo Dirección 2 + 0,3 Sismo Dirección 1

16.3.2. Consideración de las cargas gravitatorias

Las cargas gravitatorias que se deberán considerar para la determinación de las acciones sísmicas, estarán compuestas por las cargas permanentes y una fracción de las sobrecargas de servicio, según se indica en el Capítulo 9.

Dichas cargas gravitatorias podrán ser reemplazadas por un conjunto de cargas concentradas que, en general, pueden suponerse aplicadas a nivel de los entrepisos y techo de la construcción.

La carga gravitatoria W_k que se supone concentrada en un determinado nivel k de la construcción se obtendrá sumando a las cargas correspondientes a dicho nivel (peso propio de vigas, losas, pisos, contrapisos, capas aislantes, cielorrasos, etc., y la fracción correspondiente de las sobrecargas de servicio), el peso propio de los elementos estructurales y no estructurales (muros, tabiques, columnas, etc.) que resulten comprendidos dentro del sector determinado por dos planos horizontales ubicados a la mitad de la altura de los dos pisos contiguos al nivel k considerado, según se indica en la Figura 7.

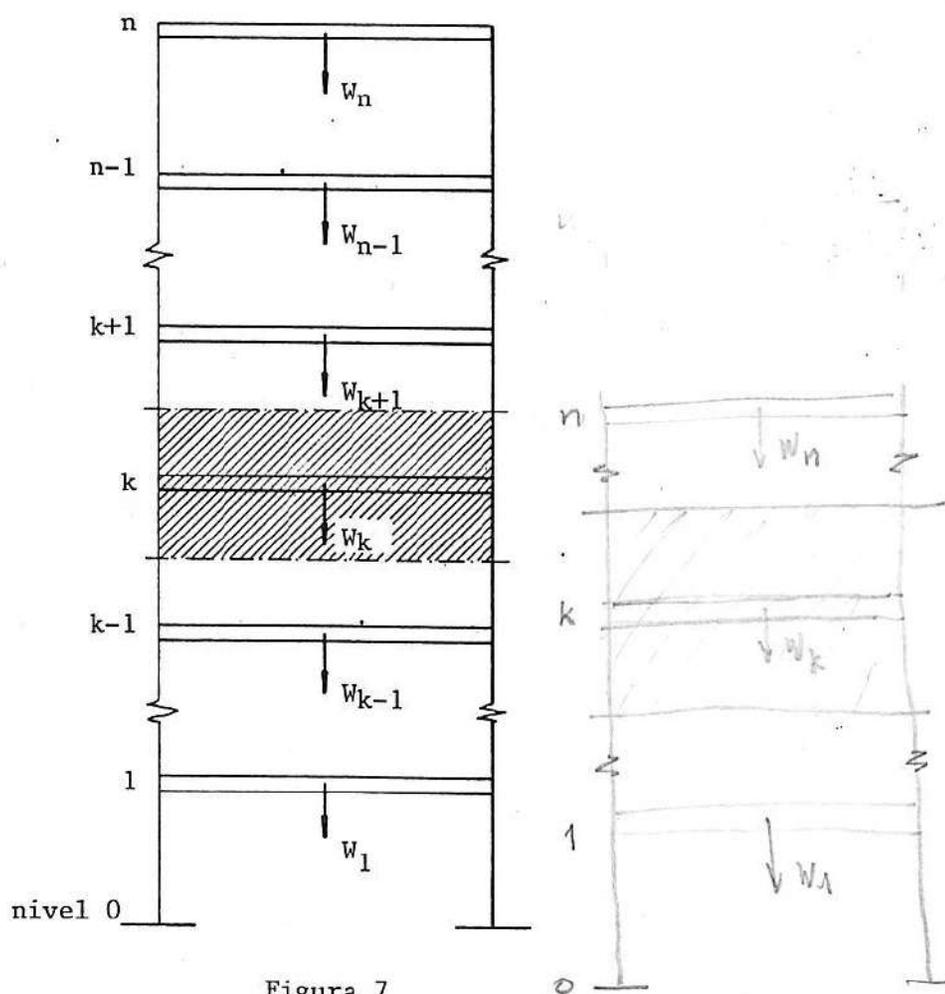


Figura 7

Los pesos de los tanques, apéndices y otros elementos emergentes del nivel n (techo) se supondrán concentrados en dicho nivel, siempre que, en total, no superen el 25% de la carga gravitatoria correspondiente al mismo nivel.

16.3.3. Superposición de efectos traslacionales y torsionales

Los efectos traslacionales y torsionales originados por la acción sísmica ac

tuante según la dirección de análisis considerada, se superpondrán aplicando, según dicha dirección, un sistema de fuerzas horizontales establecido de acuerdo con el artículo 16.3.4. y un momento torsor acumulado, establecido como se indica en el artículo 16.3.5.

16.3.4. Fuerzas sísmicas horizontales

El sistema de fuerzas horizontales equivalentes a la acción sísmica, que se aplica según la dirección de análisis considerada, se establece determinando primero el valor de la fuerza sísmica horizontal resultante (esfuerzo de corte en la base de la construcción), a partir de la cual se determinan luego las fuerzas componentes del sistema, las que, a su vez, se suponen concentradas a nivel de entresijos y techo de la construcción, en los que se han supuesto concentradas las cargas gravitatorias.

16.3.4.1. Resultante de las fuerzas horizontales equivalentes o esfuerzo de corte en la base de la construcción

La resultante de las fuerzas horizontales equivalentes a la acción sísmica (o esfuerzo de corte en la base de la construcción) operante según la dirección de análisis considerada, se determinará mediante la siguiente expresión:

$$V_0 = C \cdot W$$

donde:

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

siendo:

- V_0 la resultante de las fuerzas horizontales equivalentes o esfuerzo de corte en la base de la construcción;
- C el coeficiente sísmico de diseño, determinado según se indica en el artículo 16.3.4.2.;
- W la carga gravitatoria total sobre el nivel de base de la construcción;
- W_i la carga gravitatoria supuesta concentrada en el nivel i , determinada según el Capítulo 9.

16.3.4.2. Coeficiente sísmico de diseño

El coeficiente sísmico de diseño podrá determinarse en forma simplificada

(sin considerar explícitamente las características dinámicas del edificio ni la influencia del tipo de suelo de fundación), mediante la fórmula siguiente:

$$C = C_n \cdot \gamma_d$$

siendo:

C el coeficiente sísmico de diseño;

C_n el coeficiente sísmico normalizado que depende de la zona sísmica y cuyos valores se indican en la Tabla 14;

γ_d el factor de riesgo, según el artículo 5.2.

Tabla 14. Coeficiente sísmico normalizado C_n en función de la zona sísmica.

Zona sísmica	C_n
1	0,10
2	0,18
3	0,25
4	0,35

16.3.4.3. Distribución de la resultante de las fuerzas horizontales equivalentes, en función de la altura de la construcción

La resultante V_0 de las fuerzas sísmicas horizontales equivalentes (o esfuerzo de corte en la base) se distribuye en función de la altura de la construcción, según fuerzas horizontales que se suponen concentradas a nivel de los entresijos y techo. Para un entresijo o nivel k determinado, la fuerza sísmica horizontal correspondiente se calculará mediante la siguiente expresión:

$$F_k = \frac{W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i} V_0$$

siendo:

F_k la fuerza sísmica horizontal operante en el nivel k ;

W_i ; W_k las cargas gravitatorias supuestas concentradas en los niveles i o k ;

h_i ; h_k las alturas de los niveles i o k medidas a partir del nivel de base de la construcción;

V_0 la resultante de las fuerzas sísmicas horizontales equivalentes (o esfuerzo de corte en la base de la construcción).

16.3.4.4. Esfuerzo de corte en el nivel k

El esfuerzo de corte en un determinado nivel k de la construcción, se obtendrá mediante la siguiente expresión:

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

siendo:

V_k el esfuerzo de corte sísmico en el nivel k ;

F_i la fuerza sísmica horizontal operante en el nivel genérico i de la construcción.

16.3.5. Efectos torsionales

Los efectos torsionales se establecerán considerando la no coincidencia entre el centro de rigidez C.R. de un nivel determinado y la recta de acción del esfuerzo de corte en dicho nivel. Dicha excentricidad estática se modificará como luego se indica, con el propósito de tener en cuenta la amplificación dinámica correspondiente y las incertidumbres sobre la distribución real de las cargas gravitatorias y la posición efectiva del centro de rigidez C.R. En cada nivel de la construcción, a los esfuerzos de corte traslacionales originados por las fuerzas sísmicas horizontales equivalentes definidas en el artículo 16.3.4.3., se superpondrán los esfuerzos de corte rotacionales originados por el momento torsor acumulado hasta dicho nivel. El momento torsor acumulado en el nivel k , se determinará aplicando las siguientes expresiones:

$$M_{tk} = (2e_3 + 0,10 \ell) V_k$$

$$M_{tk} = (e_3 - 0,10 \ell) V_k$$

siendo:

M_{tk} el momento torsor acumulado en el nivel k ;

V_k el esfuerzo de corte en el nivel k , determinado según el artículo 16.3.4.4.;

e_3 la excentricidad estática. Distancia entre centro de rigidez C.R. del nivel k y la recta de acción del esfuerzo de corte V_k , medida perpendicularmente a la dirección de análisis considerada;

ℓ la máxima dimensión en planta medida perpendicularmente a la dirección de V_k .

Para determinar el esfuerzo de corte rotacional (producido por el efecto torsional) en cada plano vertical sismorresistente, se empleará la fórmula de M_{tk} que origine sollicitaciones más desfavorables.

Se considerarán solamente los aumentos de esfuerzo de corte por efecto de la torsión. Las disminuciones no deberán tenerse en cuenta.

16.3.5.1. Limitación de los efectos torsionales

Los planos verticales sismorresistentes se dispondrán en forma tal que, en todos los niveles, el esfuerzo de corte rotacional sobre cada plano vertical sismorresistente no sea mayor que el correspondiente esfuerzo de corte traslacional originado por las fuerzas sísmicas horizontales.

16.3.6. Fuerzas sísmicas verticales

Generalmente no es necesario considerar la componente vertical de la excitación sísmica, excepto en el caso de voladizos, balcones y aleros. En tal caso, la estructura o elemento estructural se supondrá sometido a fuerzas verticales proporcionales a los pesos, determinadas según la siguiente expresión:

$$F_v = \pm C_v \cdot \gamma_d \cdot W$$

siendo:

- F_v la fuerza sísmica vertical asociada a la carga gravitatoria;
- W la carga gravitatoria operante en la estructura o componente estructural considerada;
- C_v el coeficiente sísmico vertical, indicado en la Tabla 15;
- γ_d el factor de riesgo, según el artículo 5.2.

Tabla 15. Coeficiente sísmico vertical C_v en función de la zona sísmica.

Zona Sísmica	C_v
1	0,25
2	0,50
3	0,90
4	1,20

Poner superposición de corte y efectos torsionales

La fuerza vertical resultante en sentido ascendente (calculada superponiendo el valor dado por la expresión anterior con la carga gravitatoria) no deberá ser menor que la determinada mediante la siguiente fórmula:

$$F_{vn} = - 0,25 C_v \cdot W$$

siendo:

F_{vn} la fuerza vertical ascendente no superpuesta a la carga gravitatoria;

C_v el coeficiente sísmico vertical indicado en la Tabla 15;

W la carga gravitatoria operante en la estructura o componente estructural considerada.

16.3.7. Componentes de la construcción

Los componentes y partes de la construcción que no integran la estructura principal, deberán diseñarse para resistir las fuerzas que la acción sísmica induce sobre ellos. Las vinculaciones directas o indirectas de estas componentes y partes con la estructura de la construcción, deberán también diseñarse para permitir la transferencia de las fuerzas precedentemente señaladas.

16.3.7.1. Fuerza estática equivalente

Para verificar la estabilidad y resistencia propias de un componente o parte de la construcción, como asimismo sus anclajes y/o conexiones con la estructura principal, se considerará, como mínimo, una fuerza estática equivalente F_p aplicada en su baricentro y determinada mediante la siguiente expresión:

$$F_p = \gamma_c \cdot C \cdot W_p$$

siendo:

F_p la fuerza estática equivalente a la acción sísmica sobre el componente o parte de la construcción;

γ_c el coeficiente que depende del tipo de componente, indicado en la Tabla 16;

C el coeficiente sísmico de diseño determinado según el artículo 16.3.4.2.;

W_p el peso del componente o parte considerada de la construcción.

En la Tabla 16 se indican también las direcciones en que se considerará aplicada la fuerza estática equivalente, operante sobre el componente o parte de

la construcción. Las acciones sísmicas sobre los componentes o partes de la construcción se considerarán como solicitaciones últimas o de rotura.

Tabla 16. Componentes de la construcción.

Componentes o partes de la construcción	Dirección a considerar	γ_c
Cornisas, parapetos, marquesinas, letreros, acondicionadores de aire, paneles de fachada, balcones, antepechos, ornamentos, accesorios y otros elementos no clasificados	cualquiera	8
Muros, tabiques, cerramientos, paneles divisorios, etc., vinculados en todo su contorno a la estructura	normal a su plano	3,5
Escaleras que no forman parte de la estructura	cualquiera	3,5
Tanques, torres, antenas, casillas de ascensores, apéndices cuya estructura sea de configuración y naturaleza diferente a la estructura principal	cualquiera	4

16.4. CRITERIOS DE ANALISIS ESTRUCTURAL

16.4.1. Distribución de solicitaciones

La distribución en planta de las solicitaciones globales en cada nivel se realizará proporcionalmente a las rigideces relativas de los planos verticales sismorresistentes dispuestos según la dirección de análisis considerada, siempre que se cumpla la condición de rigidez y resistencia a fuerzas en su plano, de las losas de entrepisos y techo de la construcción.

16.4.1.1. Determinación de rigideces

La determinación de rigideces de los planos verticales sismorresistentes se realizará admitiendo un comportamiento elástico lineal.

Las áreas y momentos de inercia de las secciones transversales de los elementos estructurales se determinarán considerando dichas secciones en Estado I (no fisuradas).

Para la distribución de esfuerzos entre los planos verticales sismorresisten-

tes y la determinación de efectos torsionales se admitirá un análisis aproximado piso a piso, según los criterios que a continuación se establecen para los siguientes casos:

- a) Si la estructura está conformada solamente por pórticos y se verifica que la rigidez de las columnas es prácticamente despreciable frente a la rigidez de las vigas ubicadas en los niveles superior e inferior del piso considerado, la distribución de esfuerzos se hará en forma proporcional a los momentos de inercia de las columnas que integran cada pórtico.

Si la rigidez de las columnas no es despreciable frente a la rigidez de las vigas, la distribución de esfuerzos deberá efectuarse teniendo en cuenta la flexibilidad de las vigas.

- b) Si la estructura está conformada solamente por tabiques sismorresistentes, la distribución de esfuerzos se hará en forma proporcional a los momentos de inercia de los tabiques que integran cada plano vertical sismorresistente, siempre que se verifique la siguiente relación:

$$\frac{H}{l_0} \geq 3$$

siendo:

- H la altura total del tabique, medida desde el nivel de base de la construcción hasta el nivel extremo superior;
 l_0 la longitud del tabique.

En este caso, para la determinación de los momentos de inercia de los tabiques sismorresistentes se considerará la colaboración de los tabiques sismorresistentes transversales. El ancho efectivo del ala hacia cada lado del tabique considerado no excederá de 4 veces el espesor del tabique ni de 1/16 de la altura del tabique, medida desde el nivel considerado hasta el nivel extremo superior.

Si las dimensiones del tabique considerado son tales que se verifica la siguiente relación:

$$\frac{H}{l_0} < 3$$

la rigidez absoluta de dicho tabique deberá determinarse considerando las deformaciones originadas por las sollicitaciones de flexión y corte.

- c) Si la estructura está conformada de modo que en la dirección de análisis existen algunos planos verticales sismorresistentes constituidos exclusivamente por tabiques y el resto solamente por pórticos, la distribución de esfuerzos se hará de manera tal que el esfuerzo total correspondiente al piso considerado sea absorbido por los tabiques de acuerdo con sus rigideces relativas. Los pórticos, en este caso, deberán absorber un esfuerzo adicional mínimo del 25% del esfuerzo total correspondiente al piso considerado. Dicho esfuerzo adicional mínimo se distribuirá proporcionalmente a las rigideces relativas de los pórticos.

16.5. ANALISIS DE DEFORMACIONES

No será necesario, en general, verificar la distorsión horizontal de piso según lo establecido en el artículo 13.1.1., excepto en el caso en que las condiciones estructurales indiquen la posibilidad de que se produzcan daños considerables sobre los elementos no estructurales.

Además, en general, no será necesario tener en cuenta los efectos P-Delta según lo establecido en el artículo 13.2., a menos que las condiciones estructurales indiquen que dichos efectos de segundo orden tengan una importancia considerable.

16.5.1. Separaciones y juntas sísmicas

La mínima distancia desde la construcción al eje medianero o al eje de la junta sísmica en cada nivel se determinará mediante las siguientes expresiones:

$$\text{Para zonas sísmicas 1 y 2: } Y_k \text{ (cm)} = 1 \text{ cm} + \frac{h_k}{150}$$

$$\text{Para zonas sísmicas 3 y 4: } Y_k \text{ (cm)} = 1 \text{ cm} + \frac{h_k}{100}$$

siendo:

Y_k la mínima distancia desde la construcción al eje medianero o al eje de la junta sísmica, expresada en cm;

h_k la altura del nivel k considerado, medida desde el nivel de base y expresada en cm.

Los valores de Y_k determinados mediante las expresiones anteriores deberán cumplir, además, la siguiente condición:

$$Y_k \geq 2,5 \text{ cm}$$

CAPITULO 17. SUELOS Y FUNDACIONES

17.1. CAMPO DE VALIDEZ

El presente capítulo incluye solamente aspectos fundamentales y específicos sobre suelos y fundaciones, relacionados con las previsiones sismorresistentes. No se indican aquí los requisitos necesarios para asegurar la resistencia y estabilidad de la construcción bajo acciones gravitatorias y fuerzas laterales de naturaleza diversa a la sísmica.

17.2. COMPORTAMIENTO DE SUELOS

Debe reconocerse la fundamental incidencia que tiene el suelo de fundación sobre el que se asienta la construcción, tanto en su respuesta dinámica como en el nivel de daños provocados por las acciones sísmicas.

Con el objeto de guiar la formulación de requerimientos sismorresistentes, se distinguen dos tipos básicos de suelos según su comportamiento dinámico:

a) Suelos "dinámicamente estables"

Son aquellos en que los niveles de excitaciones sísmicas previstos no provocan deformaciones permanentes considerables, pérdidas momentáneas de la capacidad resistente, roturas manifiestas en la superficie, ni modificaciones sensibles de la topografía. Las características del perfil de estos suelos tienen una marcada influencia en las vibraciones transmitidas a las estructuras por las modificaciones que producen en su respuesta con relación al suelo Tipo I considerado como referencia.

b) Suelos "dinámicamente inestables"

Son aquellos que bajo los niveles de excitación sísmica especificados dejan de constituir un medio adecuado para el apoyo de la construcción a causa de sufrir notables deformaciones y desplazamientos relativos o a consecuencia de la pérdida transitoria de su capacidad portante, o que sufren fenómenos tales que implican cambios en la configuración topográfica de la zona.

Se deberá estudiar el riesgo potencial de desarrollo de problemas derivados de la "inestabilidad dinámica de suelos", así como también disponer, cuando resulte posible, las medidas adecuadas para eliminar o mitigar sus efectos.

17.3. PROBLEMAS EN SUELOS "DINAMICAMENTE INESTABLES"

Cuando los antecedentes y condiciones generales del sitio en que se emplazará una construcción o grupo de construcciones, indiquen la posibilidad de un comportamiento inestable del suelo como consecuencia de los niveles de acciones sísmicas previstas en el presente Reglamento, se deberán realizar estudios e investigaciones específicas para determinar los riesgos potenciales de que se produzcan algunos de los fenómenos siguientes:

- Considerables desplazamientos y asentamientos diferenciales permanentes a causa del decaimiento de la respuesta frente a acciones cíclicas de origen sísmico.
- Licuefacción de suelos saturados predominantemente granulares (arenas y limos poco a medianamente densos).
- Inestabilidad de taludes, laderas y terraplenes. Avalanchas. Desprendimientos.
- Roturas en la superficie del terreno como consecuencia de movimientos producidos en fallas o fracturas próximas, situadas en la base del perfil de suelo considerado.

Los estudios e investigaciones precedentemente indicados, se efectuarán según los procedimientos de la Sismología, Geología y Geotecnia, y abarcarán un área conveniente que puede extenderse fuera de la zona de la construcción.

17.3.1. Se evitará ubicar construcciones del grupo A_0 en zonas donde se presenten fallas o fracturas generadas por fenómenos sísmicos anteriores o preexistentes que puedan ser activadas por futuros movimientos tectónicos.

Para las construcciones correspondientes a los grupos restantes, se evitarán emplazamientos sobre fallas o fracturas potencialmente peligrosas o en su inmediata vecindad.

17.3.2. Se evitarán emplazamientos de construcciones al pie de laderas potencialmente inestables, o se tomarán las medidas adecuadas para eliminar dicha posibilidad.

17.3.3. Problemas de licuefacción

Licuefacción es el fenómeno que se produce en un suelo granular saturado que disminuye notablemente su resistencia al corte con desarrollo de elevadas presiones de poros y grandes deformaciones como consecuencia de la perturbación dinámica inducida por una acción sísmica.

Se evaluarán las posibilidades de que se produzca el fenómeno de licuefacción así como sus consecuencias y se establecerán los márgenes de seguridad correspondientes. Para ello, se comenzará por realizar un análisis preliminar utilizando los datos geotécnicos convencionales (perfiles estratigráficos, análisis granulométricos, límites de plasticidad, número de golpes del ensayo de penetración normalizado, etc.). Si como consecuencia de este análisis preliminar resulta que puede excluirse toda posibilidad de licuefacción, en general no son necesarios estudios posteriores. Por el contrario, si se encuentran posibilidades de desarrollo de fenómenos de licuefacción, resulta necesario efectuar estudios ulteriores.

17.3.3.1. Análisis preliminar

Las alternativas que deben considerarse como consecuencia de un análisis preliminar son las siguientes:

a) Licuefacción muy probable

Se supondrá que existen elevadas probabilidades de licuefacción bajo los niveles de excitación sísmica prescritos, cuando se presentan simultáneamente las condiciones siguientes:

- Existen mantos completos o lentes de arena o limos saturados (o que puedan saturarse en el futuro), cuyo techo se encuentra a profundidades menores que 25 m.
- El análisis granulométrico indica que el diámetro medio D_{50} de los granos se encuentra comprendido entre 0,07 mm y 1,2 mm.
- El número de golpes del ensayo de penetración normalizado resulta igual o menor que:

$$A_1 + A_2 \cdot z$$

siendo:

A_1 y A_2 las constantes que dependen de la zona sísmica considerada y se obtienen de la Tabla 17;

z la profundidad expresada en metros, medida desde el nivel del terreno al techo del manto o lente de arena o limo saturado.

b) Licuefacción improbable

Se admitirá que razonablemente pueden excluirse probabilidades de li-

licuefacción cuando se presente alguna de las siguientes condiciones:

- No existen mantos o lentes de arena o limos saturados cuyo techo se encuentra a una profundidad menor que 25 m.
- El diámetro medio de los granos es mayor que 3,5 mm (gravas) o menor que 0,01 mm (arcillas).
- El número de golpes del ensayo de penetración normalizado resulta igual o mayor que:

$$B_1 + B_2 \cdot z$$

siendo:

- B_1 y B_2 las constantes que se obtienen de la Tabla 17 en función de la zona sísmica correspondiente;
- z la profundidad expresada en metros, medida desde el nivel del terreno al techo del manto o lente de arena o limo saturado.

c) Probabilidades intermedias de licuefacción

Corresponde a situaciones que no resultan incluidas en las alternativas a) y b) precedentemente señaladas. Es decir, cuando existen mantos o lentes de arena o limos saturados con profundidades de techo menores que 25 m, y se cumple alguna de las condiciones siguientes:

- El diámetro medio D_{50} de los granos está comprendido entre 0,07 mm y 1,2 mm y el número de golpes del ensayo de penetración normalizado está comprendido entre:

$$A_1 + A_2 \cdot z$$

y

$$B_1 + B_2 \cdot z$$

siendo:

- A_1 y A_2 las constantes que se obtienen de la Tabla 17, en función de la zona sísmica correspondiente;
- B_1 y B_2 las constantes que se obtienen de la Tabla 17, en función de la zona sísmica correspondiente;
- z la profundidad expresada en metros, medida desde el nivel

del terreno al techo del manto o lente de arena o limo saturado.

- El diámetro medio D_{50} de los granos está comprendido entre 0,01 mm y 0,07 mm o entre 1,2 mm y 3,5 mm, y además, el número de golpes del ensayo de penetración normalizado es menor que:

$$B_1 + B_2 \cdot z$$

siendo:

B_1 y B_2 las constantes que se obtienen de la Tabla 17 en función de la zona sísmica correspondiente;

z la profundidad expresada en metros, medida desde el nivel del terreno al techo del manto o lente de arena o limo saturado.

Cuando se verifique esta alternativa, se aplicará el procedimiento indicado en el artículo 17.3.3.2.

Tabla 17. Valores de las constantes A_1 , A_2 , B_1 y B_2 para el análisis preliminar de licuefacción.

ZONA SISMICA	A_1	A_2	B_1	B_2
4	10	1	20	1,60
3	9	0,95	18,5	1,50
2	6	0,60	12	1,20
1	3,5	0,35	7	0,7

17.3.3.2. Procedimiento de evaluación del potencial de licuefacción

En general, se aplicará este procedimiento cuando se presente la alternativa c) del análisis preliminar, y en todos aquellos casos de construcciones correspondientes al grupo A_0 que vayan a emplazarse sobre suelos que presenten mantos o lentes de arenas o limos saturados y que se ubiquen en las zonas sísmicas 4, 3 ó 2.

La evaluación del potencial de licuefacción consiste en comparar la tensión de corte τ_g inducida por la excitación sísmica de diseño, con la tensión cíclica τ_L que produce la licuefacción del suelo.

La determinación de la tensión τ_g inducida por la excitación sísmica se realizará mediante el análisis dinámico de la respuesta de estratos de suelos.

La respuesta se transformará posteriormente a un número de ciclos equivalentes de tensiones de corte de amplitud constante en el tiempo.

Una forma aproximada de establecer el valor de la tensión de corte τ_S inducida, consiste en aplicar la siguiente expresión:

$$\tau_S = 0,65 \cdot \gamma \cdot z \cdot r_d \cdot a_S$$

siendo:

- τ_S la tensión de corte inducida;
- γ el peso específico del suelo considerado;
- r_d el factor de reducción de tensiones determinado mediante la siguiente expresión:

$$r_d = 1 - 0,01 \cdot z$$

- z la profundidad expresada en metros, del nivel analizado con respecto a la superficie libre del terreno;
- a_S la máxima aceleración del terreno en la zona sísmica considerada, expresada como fracción de la gravedad.

Las tensiones cíclicas que producen la licuefacción de un suelo determinado, pueden establecerse mediante ensayos cíclicos de laboratorio que reproduzcan razonablemente las condiciones del sitio o mediante correlaciones entre dichas condiciones y comportamientos observados utilizando, por ejemplo, el ensayo de penetración normalizado.

El factor de seguridad, definido como el cociente entre la tensión de corte cíclica τ_L que produce la licuefacción y la tensión de corte τ_S inducida por el sismo de diseño, será por lo menos igual a 1,4 cuando se empleen datos basados en ensayos de laboratorio para la evaluación de τ_L , y por lo menos 1,6 cuando se utilicen correlaciones fundamentadas en observaciones directas.

Podrán adoptarse valores menores de dicha relación sólo si se realizan detallados estudios geológicos, sismológicos y geotécnicos, y además se efectúan minuciosos análisis de la respuesta.

17.3.3.3. Medidas a adoptar

Si los análisis anteriormente especificados indicaran la posibilidad de licuefacción o que los márgenes de seguridad no son suficientes, se adoptarán las medidas necesarias para prevenirla o para evitar sus consecuencias.

Las medidas tendientes a evitar el fenómeno de licuefacción pueden consistir en compactación del manto o lente peligroso, su excavación y reemplazo, o una combinación de dichos procedimientos.

Cuando sea posible, podrá emplearse el sistema de fundaciones por pilotes que sobrepasen la profundidad crítica encontrada. En tal eventualidad, los pilotes deberán diseñarse en la hipótesis de ausencia de restricciones en la zona de terreno potencialmente crítica para la licuefacción y teniendo en cuenta eventuales empujes del suelo sobre los pilotes.

17.4. ASENTAMIENTOS

Se evaluará la posibilidad de asentamientos diferenciales que surjan como consecuencia de heterogeneidades del suelo sometido a las excitaciones sísmicas.

En este tipo de problemas, no siempre resulta posible cuantificar precisamente acciones o deformaciones para el diseño, por lo que se enfatiza la necesidad de prever adecuadas medidas y dispositivos resistentes de manera que las deformaciones impuestas a la estructura puedan ser resistidas.

17.5. FUNDACIONES

17.5.1. Criterios fundamentales de proyecto

- El sistema de fundación deberá ser capaz de transferir al suelo las acciones sísmicas y gravitatorias indicadas en el presente Reglamento sin que supere la capacidad portante del suelo correspondiente al nivel de excitación sísmica previsto y sin que se produzcan movimientos relativos entre los elementos de fundación que puedan originar inaceptables deformaciones impuestas en la estructura.
- Para la comprobación de la seguridad (verificación de tensiones y equilibrios) no se considerarán tracciones entre fundaciones y terreno. Sin embargo podrán admitirse esfuerzos de tracción entre la subestructura y elementos tales como pilotes, pozos, cilindros, etc., siempre que los mismos hayan sido especialmente diseñados para soportar dichas tracciones.
- El estado tensional inducido en el suelo deberá resultar compatible con las características resistentes del terreno bajo los niveles de excitación sísmica considerados, debiéndose tener en cuenta las fluctuaciones del nivel freático que presumiblemente puedan desarrollarse a través del tiempo.

- Los desplazamientos relativos que eventualmente pueden sufrir los distintos elementos de fundación, deberán ser tales que no comprometan la estabilidad y funcionalidad de la estructura.
- Cada uno de los bloques estructuralmente independientes en que una construcción pueda estar fraccionada, tendrá un sistema de fundación único (homogéneo). No se admitirán sistemas diversos dentro de una misma unidad (por ejemplo: algunas columnas sobre pilotes y otras sobre bases directas).
- Si el suelo presenta discontinuidades, las fundaciones se dispondrán en forma tal que las situadas a cada lado de la discontinuidad sean unidades independientes.
- Se adoptarán especiales precauciones cuando la cota de fundación se encuentre en una zona en que resulten apreciables las variaciones de humedad estacionales del suelo.
- La resistencia conferida a la fundación considerando los efectos de cargas gravitatorias y acciones sísmicas, no deberá resultar menor que la requerida por las demás combinaciones de cargas cuando incluyan acciones sísmicas.

17.5.2. Fundaciones superficiales. Comprobación de tensiones verticales

Para los estados de carga especificados en el Capítulo 10 que incluyen las acciones sísmicas, se comprobará que las tensiones obtenidas no superen los valores límites σ_s lfm correspondientes.

Los valores de las tensiones límites se establecerán teniendo en cuenta la incidencia de los siguientes factores:

- a) Comportamiento del suelo bajo los niveles de excitación dinámica provocada por los sismos de diseño.
- b) Corta duración y accidentalidad de la acción sísmica prescrita.

En ausencia de datos precisos, corroborados por pruebas dinámicas específicas, los valores de las tensiones límites se obtendrán de la siguiente manera:

Se partirá de las tensiones admisibles del suelo σ_{sadm} determinadas por los procedimientos usuales empleados para los estados de carga estática y se multiplicarán por el factor f_t que tiene en cuenta el comportamiento dinámico del suelo así como la corta duración y accidentalidad de la acción sísmica:

$$\sigma_{sl\acute{m}} = f_t \cdot \sigma_{sadm}$$

siendo:

$\sigma_{sl\acute{m}}$ la tensión límite;

f_t un factor que depende de las características del suelo de fundación y de la zona sísmica correspondiente indicado en la Tabla 18;

σ_{sadm} la tensión admisible del suelo.

17.5.3. Arriostramiento de apoyos

Los apoyos de la estructura deben vincularse entre sí mediante un sistema de riostras o losa que asegure el movimiento conjunto de todos los elementos, evitando apreciables desplazamientos diferenciales entre ellos que impliquen deformaciones impuestas a la estructura.

Tabla 18. Valores del factor f_t en función de las características del suelo de fundación y de la zona sísmica.

S U E L O	Número de Gol- ₍₁₎ pes de la P.P.N. N	Z O N A S I S M I C A			
		4	3	2	1
Rocas y suelos cohesivos muy rígidos (cohesión mayor que 0,2 MN/m ²)	≥ 30	1,8	1,8	1,8	1,8
Suelos cohesivos duros (cohesión entre 0,07 y 0,2 MN/m ²)	15 a 30	1,6	1,7	1,8	1,8
Suelos cohesivos blandos (cohesión menor que 0,05 MN/m ²)	< 8	1,2	1,3	1,4	1,5
Arenas muy densas (densidad relativa mayor que 85%)	> 25	1,4	1,5	1,6	1,7
Arenas densas (densidad relativa entre 65% y 85%)	15 a 25	1,1	1,2	1,3	1,4
Arenas poco a medianamente densas (densidad relativa menor que 65%)	< 15	0,9	0,9	1,0	1,1

(1) P.P.N. (prueba de penetración normalizada)

17.5.3.1. Procedimiento general para diseño de arriostramientos de fundaciones superficiales (bases, plateas, etc.).

Los elementos arriostrantes o losa del plano de fundación se dimensionarán teniendo en cuenta las siguientes fuerzas:

- a) Esfuerzo de corte en cada elemento vertical, transmitido por la estructura como consecuencia de las acciones sísmicas prescriptas.
- b) Fuerzas horizontales friccionales en la interfase suelo-fundación.

Para determinar las solicitaciones de cada componente o zona del sistema de arriostramiento se considerarán diversas hipótesis sobre la presencia de las fuerzas friccionales. Para ello se supondrán anuladas las fuerzas friccionales en bases o sectores de platea de manera de obtener los valores máximos de solicitaciones sobre cada componente o zona del sistema de arriostramiento.

En cada hipótesis de análisis, se limitará la fuerza friccional que pueda desarrollar cada base o zona de platea al valor de:

$$\text{tg } \phi^* \cdot N_{\text{máx}}$$

siendo:

ϕ^* el ángulo de fricción entre suelo y material de la base, indicado en la Tabla 19 ;

$N_{\text{máx}}$ el valor máximo del esfuerzo normal al plano de fundación en la base o sector de platea considerado.

Si la anterior limitación se hace efectiva para el dimensionamiento de los elementos arriostrados, las fuerzas de corte indicadas en a) se reducirán proporcionalmente a la capacidad friccional total de la hipótesis considerada. Los valores de solicitaciones obtenidos mediante este procedimiento no podrán ser inferiores al 80% de los resultantes del procedimiento aproximado indicado en el artículo 17.5.3.3.

17.5.3.2. Procedimiento general para el diseño de arriostramientos de fundaciones profundas

Los elementos arriostrantes se dimensionarán considerando las solicitaciones que surgen de las siguientes fuerzas:

- a) Esfuerzo de corte en cada elemento vertical, transmitido por la estructura como consecuencia de las acciones sísmicas prescriptas.

b) Reacciones horizontales del sistema de fundación determinadas en función de las rigideces de los grupos suelo-pilotes.

Los valores obtenidos mediante este procedimiento no podrán ser inferiores al 80% de los resultantes del procedimiento aproximado indicado en el artículo 17.5.3.3.

Tabla 19. Angulos de fricción entre suelos y estructura de hormigón (1) .

Características del suelo	Angulos de fricción ϕ^* (1)
Roca sana.	35° a 45°
Gravas. Gravas arenosas. Arenas gruesas.	28° a 32°
Arenas medianas. Arenas limosas medianas a gruesas. Gravas limosas. Gravas arcillosas.	24° a 29°
Arenas finas. Arenas limosas o arcillosas medianas a finas.	19° a 24°
Limos arenosos. Limos no plásticos.	17° a 19°
Arcillas muy duras preconsolidadas.	22° a 26°
Arcillas medianamente duras a duras. Limos arcillosos.	16° a 19°

(1) Los valores indicados suponen que la superficie de contacto suelo-hormigón se origina mediante hormigonado masivo directo sobre la superficie del suelo. Los valores de fricción para superficies de hormigón coladas en encofrados, en contacto con alguno de estos suelos, son considerablemente menores.

17.5.3.3. Procedimiento aproximado para el diseño de riostras

Los elementos estructurales de sistemas discontinuos de fundación (bases aisladas, cabezales de pilotes, pozos romanos, etc.) se vincularán entre sí mediante un sistema de riostras dispuestas preferentemente según dos direcciones perpendiculares y que sean capaces de resistir por lo menos un esfuerzo de tracción o compresión determinado mediante la siguiente expresión:

$$N_{RU} \geq \gamma_t \cdot C \cdot N^*$$

siendo:

N_{RU} el esfuerzo de tracción o compresión;

- C el coeficiente sísmico de diseño según el artículo 14.1.1.2. ;
 γ_t el coeficiente que depende del tipo de suelo indicado en la Tabla 20;
 N^* la máxima carga vertical operante en el elemento menos cargado de los dos que se interconectan.

Tabla 20. Valores del coeficiente γ_t en función del tipo de suelo.

Suelo Tipo	I	II	III
γ_t	1,0	1,1	1,3

En el caso de bases superficiales aisladas, adicionalmente se comprobará que la riostra sea capaz de soportar un esfuerzo de tracción o compresión determinado por la siguiente expresión:

$$N_{ru} \geq \text{tg } \phi^* \cdot N^*$$

siendo:

- N_{ru} el esfuerzo de tracción o compresión;
 ϕ^* el ángulo de fricción entre base y suelo dado en la Tabla 19;
 N^* la máxima carga vertical operante en el elemento menos cargado de los dos que se interconectan.

- Las riostras se dispondrán preferentemente en un nivel tal que interconecten los cuerpos de bases o cabezales de pilotes o pozos.
- Cuando por su ubicación y/o rigidez el elemento arriostrante pueda estar sometido a flexiones considerables derivadas de las acciones laterales, dichas flexiones deberán ser tenidas en cuenta en el dimensionamiento.

En los sistemas de fundaciones continuas (plateas) se tendrán en cuenta fuerzas de compresión y tracción equivalentes a las indicadas precedentemente.

- En las Zonas Sísmicas 3 y 4 con suelos del tipo III, el sistema de arriostramiento debe ser tal que el plano definido por los puntos de apoyo sea rígido. En tales casos, se recurrirá a riostras diagonales o losas que aseguren la indeformabilidad indicada anteriormente.

17.5.3.4. Dimensiones y armaduras mínimas de riostras de Hormigón Armado

Las riostras indicadas en el artículo 17.5.3.3. serán preferentemente de hor-

migón armado. Según las zonas sísmicas y el tipo de suelo, se adoptarán los valores mínimos de dimensiones y armaduras indicados en la Tabla 21.

Tabla 21. Valores mínimos de dimensiones y armaduras de las riostras (1).

Zona sísmica	Suelo	Sección Hormigón (cm x cm)	Armadura Longitudinal	Estribos
1 y 2	Tipo I	20 x 20	4 d _s = 10 mm	d _s = 4,2 c/12 cm
	Tipos II y III	20 x 20	4 d _s = 12 mm	d _s = 6 c/15 cm
3 y 4	Tipo I	20 x 20	4 d _s = 12 mm	d _s = 6 c/15 cm
	Tipos II y III	25 x 25	4 d _s = 14 mm	d _s = 6 c/15 cm

1) Los valores indicados corresponden a aceros con límite de fluencia de 420 N/mm²; para aceros con tensión de fluencia de 220 N/mm² se adoptarán secciones 1,5 veces mayores.

La separación entre estribos se reducirá a la mitad de la indicada, en las zonas próximas a los nudos, en una longitud igual a tres veces la mayor dimensión de la sección transversal de la riostra.

17.5.3.5. Prescindencia de arriostramientos

Cuando la estructura posea apoyos muy separados (por ejemplo en construcciones industriales, salones, etc.) los arriostramientos precedentemente especificados pueden resultar ineficaces o imposibles de construir. En tal caso se procederá a verificar que la estructura soporte adecuadamente desplazamientos relativos horizontales entre los puntos de apoyo, y en la dirección en que se prescinde del arriostramiento.

El posible desplazamiento relativo entre puntos de apoyo, que deberá considerarse como deformación impuesta a la estructura, se evaluará en función de las características del suelo, de la estructura y del nivel de excitación sísmica prescrita para la zona.

Como valor aproximado del desplazamiento relativo entre apoyos, para suelos con características geotécnicas prácticamente uniformes, se adoptarán los valores mínimos que resultan de la siguiente expresión:

$$\Delta L = \frac{L}{K_d} \quad \text{con } \Delta L \geq 2 \text{ cm}$$

siendo:

L la distancia entre los puntos de apoyo considerados;

ΔL el desplazamiento relativo a considerar como deformación impuesta a la estructura. No se tomarán valores inferiores a 2 cm;

K_d el coeficiente que depende de la zona sísmica y del tipo de suelo sobre el que se emplaza la construcción, y cuyos valores se indican en la Tabla 22.

Tabla 22. Valores del coeficiente K_d .

ZONA SISMICA	SUELO TIPO I	SUELO TIPO II	SUELO TIPO III
4	1 000	750	650
3	1 100	850	750
2	1 200	950	850
1	1 300	1 050	950

Para valores de L mayores que 120 m, se tomará $L = 120$ m en el cálculo del desplazamiento relativo.

Las longitudes de apoyo de elementos de la superestructura serán, como mínimo, igual a cuatro veces los valores de ΔL anteriormente indicados.

Cuando se planteen incertidumbres sobre la efectividad de arriostramientos, ya sea por sus dimensiones o por sus características constructivas, se procederá a verificar la estructura según las deformaciones impuestas, anteriormente especificadas.

17.5.4. Arriostramiento de apoyos en zona sísmica 0

En la zona sísmica 0, los elementos estructurales de sistemas discontinuos de fundaciones superficiales sobre suelos tipos II y III, se vincularán entre sí mediante un sistema de riostras dispuestas preferentemente según dos direcciones perpendiculares, las cuales serán capaces de resistir en tracción o compresión un esfuerzo igual al 7% de la carga axial en el elemento arriostrado.

Los elementos de fundaciones profundas tales como cabezales de pilotes, pozos romanos, etc., se vincularán mediante un sistema de riostras dispuestas preferentemente según dos direcciones perpendiculares, y serán capaces de resistir en tracción o compresión un esfuerzo igual al 10% de la carga axial en el elemento arriostrado.

La sección mínima de hormigón será de 20 cm x 20 cm, con armadura longitudinal mínima de 4 barras de $d_s = 10$ mm (d_s es el diámetro de las barras de acero) y estribos de $d_s = 6$ mm cada 20 cm como mínimo.

17.5.5. Requerimientos especiales para pilotes

- Se determinarán las cargas límites de cada pilote y del conjunto, evaluando el efecto de la disminución de la resistencia friccional a causa de las vibraciones provocadas por el sismo.
- El dimensionamiento y la verificación de los pilotes, se realizará con siderando las acciones verticales y horizontales que transmite la estructura y la interacción suelo-pilote.
- Se prescindirá de la contribución de las estructuras de cabezales y riostras que se apoyen sobre el terreno para la evaluación de la capacidad portante a cargas verticales y horizontales.
- Las deformaciones de pilotes sometidos a fuerzas horizontales se deter minarán mediante la teoría de viga sobre fundación elástica adoptando valores adecuados de las características del suelo. La capacidad portante de los pilotes y/o suelo bajo las acciones horizontales transmitidas por la estructura se comprobará aplicando métodos basados en esquemas de rotura producidos por agotamiento del suelo y/o pilotes. Pa ra la aplicación del procedimiento de rotura se requiere un coeficiente de seguridad no menor que 2,1 en la comparación entre la acción resistente última y la sollicitación derivada de la aplicación de las acciones sísmicas prescriptas en el presente Reglamento.
- Se verificará que los pilotes puedan resistir en cualquier punto de su desarrollo, considerando el esfuerzo axial que resulte más desfavorable, un momento último cuyo valor no resulte inferior a:

a) 0,7 del momento de agotamiento correspondiente a la zona superior del pilote

b) $M_u = 1,8 \cdot d \cdot H_u$

siendo:

M_u el momento último;

D el diámetro del pilote considerado;

H_u la fuerza horizontal correspondiente al pilote considerado, determinada en base a las acciones de diseño que incluyen la acción sísmica.

17.5.5.1. Métodos de dimensionamiento y verificación

Se aplicarán los procedimientos de cálculo de resistencia seccional a soliciu

taciones normales y a esfuerzos de corte indicados en la Parte II: "Construcciones de Hormigón Armado y Pretensado".

17.5.5.2. Ductilidad

El dimensionamiento y disposición de las armaduras se realizará de manera que el pilote resulte provisto de adecuada ductilidad. Se densificarán las armaduras en zonas críticas tales como cabeza, punta y separaciones de estratos de suelos de distinta consistencia.

17.5.5.3. Armaduras mínimas

Según las zonas sísmicas, se adoptarán los valores que se indican a continuación:

17.5.5.3.1. Zonas Sísmicas 1 y 2

- a) El diámetro mínimo de la armadura longitudinal será de 12 mm.
- b) La cuantía mínima de la armadura longitudinal para pilotes in situ será de 0,003 con un mínimo de 6 barras de $d_s = 12$ mm o equivalentes. Para pilotes prefabricados, la cuantía mínima de la armadura longitudinal será de 0,01 con un mínimo de 6 barras de $d_s = 12$ mm o equivalentes.
- c) En general, se adoptarán como estribos mínimos, barras de $d_s = 8$ mm con separación no mayor de 12 veces el diámetro de la armadura longitudinal, ni mayor que 25 cm.
- d) Densificación de estribos

A los efectos de conferir adecuada ductilidad, se densificarán las armaduras transversales en las zonas de cabeza y punta de pilote. Para ello, en una longitud igual al diámetro del pilote pero no menor de 70 cm, se colocarán, como mínimo, estribos de $d_s = 8$ mm con separación no mayor de 10 cm.

La densificación de estribos en la punta, se aplicará a los pilotes hincados y a los pilotes in situ que trabajen predominantemente de punta.

17.5.5.3.2. Zonas Sísmicas 3 y 4

- a) El diámetro mínimo de la armadura longitudinal será de 14 mm.
- b) La cuantía mínima de la armadura longitudinal para pilotes in situ será de 0,005 con un mínimo de 6 barras de $d_s = 14$ mm o equivalentes.

Para pilotes prefabricados, la cuantía mínima de la armadura longitudinal será de 0,012 con un mínimo de 6 barras de $d_s = 14$ mm o equivalentes.

- c) En general, el diámetro mínimo de los estribos será $d_s = 8$ mm con separación no mayor de 10 veces el diámetro de la armadura longitudinal, ni mayor que 20 cm.
- d) Densificación de estribos

A los efectos de conferir adecuada ductilidad se densificarán las armaduras transversales en las zonas de cabeza del pilote. Para ello, en una longitud igual al doble del diámetro del pilote pero no menor de 140 cm, se colocarán como mínimo estribos de $d_s = 8$ mm con separación no mayor de 8 cm. Cuando el diámetro del pilote supere los 70 cm, los estribos precedentemente indicados serán por lo menos de $d_s = 10$ mm.

En la zona de cabeza de los pilotes hincados y de los pilotes in situ que trabajen predominantemente de punta, en una longitud igual a una vez y media el diámetro, pero no menor de un metro, se colocarán como mínimo estribos de $d_s = 8$ mm con separación no mayor de 8 cm.

17.5.5.4. Pilotes traccionados

Cuando por la posición relativa del pilote con respecto al centroide del conjunto, puedan aparecer esfuerzos de tracción, deberá verificarse la capacidad portante del pilote a dicho esfuerzo, considerando el comportamiento del suelo que rodea al pilote bajo la excitación sísmica.

Impreso en Noviembre de 1983
en el Departamento de Ediciones del INTI, Avda. General Paz entre Albarellos y Avda. de los Constituyentes, Miguelete, provincia de Buenos Aires.

Edición de 1000 ejemplares.