



REPUBLICA DE VENEZUELA

MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO

DIRECCION GENERAL SECTORIAL DE EQUIPAMIENTO URBANO



FUNVISIS

NORMA COVENIN 1756-98 (Rev. 2001)

EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES

CARACAS, MARZO DE 2001



NORMA COVENIN 1756-98 (Rev. 2001)

EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES

CARACAS, MARZO DE 2001

PRÓLOGO

El CONSEJO SUPERIOR DE FONDONORMA, en su 11^{ava} reunión del día 09 de Diciembre de 1998, aprobó la presente Norma, elaborada por la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas, FUNVISIS, a solicitud de la Comisión Permanente de Normas para Estructuras de Edificaciones del Ministerio del Desarrollo Urbano, MINDUR, como la Norma Venezolana COVENIN 1756-98 titulada **EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES** que sustituye a la Norma COVENIN 1756-80-82 "Edificaciones Antisísmicas".

La presente norma venezolana (obligatoria) es de carácter provisional por un período de un año, contado a partir de la fecha de su publicación, a fin de obtener y procesar las observaciones que su uso ocasione. Las observaciones y consultas técnicas deberán entregarse por escrito y debidamente documentadas, según las pautas establecidas en la "**Guía para Consultas Técnicas a la Comisión de Normas del MINDUR**", las cuales se detallan al final de esta publicación.

Se agradece dirigir las observaciones, sugerencias y consultas a la Prof. Nuris Orihuela, Presidenta de FUNVISIS, o al Dr. José Grases, Coordinador.

Fax: (0212) 257.99.77
e-mail: funvisis@internet.ve

Dirección postal: FUNVISIS, Prolongación Calle Mara, El Llanito, Caracas 1070 A

Distribución y Venta:

FONDONORMA, Fondo para la Normalización y Certificación de la Calidad
Torre Fondocomún, Piso 12
Av. Andrés Bello, Caracas
Teléfono (desde el extranjero 58212 o desde Venezuela 0212) 575.41.11

PRESENTACIÓN

A fines de 1990, el Ing. César Hernández organizó la revisión de la Norma Convenin 1756, Edificaciones Antisísmicas, en vigencia desde 1982. Para ello se convocó un conjunto de profesionales que se agruparon en diferentes comisiones según sus especialidades; estos fueron: Agustín Mazzeo, Américo Fernández, André Singer, Antonio Güell, Arnaldo Gutiérrez, Arnim De Fries, Carlos Beltrán, Celso Fortoul, Eduardo Celis, Enrique Arnal, Enrique Gajardo, Feliciano De Santis, Franck Audemard, Giovanni Cascante, Heriberto Echezuría, José Grases, Jorge Mendoza, Julio J. Hernández, Manuel Pagá, Mathias Franke, Miguel Lugo, Oscar Andrés López, Pascual Perazzo, Peggy Quijada, Robert Pérez, Roberto Araya, Salvador Safina, Simón Lamar, Víctor Fariñas, William Lobo Quintero.

Con posterioridad al fallecimiento del Ing. César Hernández, su sustituto en la Presidencia de FUNVISIS, el Ing. Nicolás Colmenares, aseguró la continuidad de los trabajos de revisión de la misma entre 1991 y 1996. De igual forma el Dr. André Singer, Presidente de la Fundación hasta finales del año 1999 y a la Profesora Nuris Orihuela actual Presidenta cuyo apoyo incondicional ha facilitado el éxito de este proyecto.

El documento contiene el Articulado de la nueva Norma COVENIN 1756 para Edificaciones Sismorresistentes, que la Comisión ad-hoc designada por FUNVISIS elevó a la consideración de la Comisión de Normas de MINDUR, el 31 de julio de 1998. Su contenido incluye las observaciones y sugerencias de esa Comisión de Normas, y es el resultado de un conjunto de contribuciones coordinadas por FUNVISIS durante los últimos años, entre las cuales destacan las siguientes:

- a) Elaboración de un extenso documento base, preparado por los Ingenieros: Julio J. Hernández, Oscar A. López, Arnaldo Gutiérrez y Ricardo Bonilla, el cual contiene contribuciones de FUNVISIS e INTEVEP, presentado a finales de 1996. En ese documento se incorporaron los análisis y recomendaciones en el área de geotécnica y espectros de respuesta, elaborados por Heriberto Echezuría, José Luis Alonso, Ender Parra, así como observaciones presentadas por Denis Rodríguez, José Bolívar, Robert Pérez y William Lobo Quintero.
- b) Preparación de una versión preliminar del Articulado, fundamentada en el documento anterior, por los Ingenieros: José Grases, Arnaldo Gutiérrez y Robert Pérez, presentada en Agosto de 1997, de la cual se hizo una edición de 100 ejemplares para ser distribuidos en todo el país.
- c) Organización de las observaciones, comentarios y sugerencias recibidas hasta Febrero de 2001, y revisiones del nuevo mapa de zonificación sísmica. Contribuyeron los siguientes profesionales: Alberto Ramos, Alfonso Malaver, Alfredo Morón, André Singer, Andrés Pesti, Antonio Sarco, Arnaldo Gutiérrez, Cesar Vezga, Denis Rodríguez, Eduardo Arnal, Eduardo Celis, Ender Parra,

Enrique Castilla, Franck Audemard, Germán Lozano, Gloria Romero, Gustavo Arias, Henrique Arnal, Herbert Rendón, Heriberto Echezuría, INTEVEP, Jorge González, Joaquín Marín, José Bolívar, José Grases, José Parra, José A. Peña, José A. Rodríguez, José B. Pérez Guerra, José M. Velásquez, Julio J. Hernández, Gustavo Malavé, Leonardo Mata, Manuel Pagá, Mario Mendoza, Mario Paparoni, Oscar A. López, Pedro Rivero, Pietro Di Marco, Ricardo Bonilla, Roberto Ucar, Rosendo Camargo Mora, Sociedad Venezolana de Ingenieros Civiles (SOVINCIV), William Lobo Quintero.

- d) Preparación y discusión del texto del articulado final presentado en Diciembre de 1998, por parte de una Comisión Ad-Hoc designada por FUNVISIS con la participación de los siguientes profesionales: Arnaldo Gutiérrez, Denis Rodríguez, Heriberto Echezuría, Jorge González (Secretario), José Grases (Coordinador), Oscar A. López, William Lobo Q. y Manuel Pagá (Asesores), con sede en el Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME) de la U.C.V. Esta versión se tradujo al inglés y está incluida en la lista de normas sismorresistentes mundiales de la International Association for Earthquake Engineering

- e) Cumplido el período previsto de provisionalidad se procedió a la revisión y actualización de la versión de Diciembre de 1998, esto fue realizado por la siguiente Comisión Ad-Hoc: Arnaldo Gutiérrez, Denis Rodríguez, Heriberto Echezuría, Jorge González (Secretario), José Grases (Coordinador), Oscar A. López, con la colaboración de José Parra y Manuel Pagá. La revisión del Comentario estuvo a cargo de Julio J. Hernández. La Comisión sesionó en la sede de FUNVISIS.

Comisión Ad-Hoc
Caracas, 16 de Marzo de 2001

AGRADECIMIENTOS

Los miembros de la Comisión dejan constancia de su agradecimiento por su aporte y apoyo permanente, a las instituciones que se citan a continuación: Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS), Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME) de la Facultad de Ingeniería, UCV; Centro de Investigación y Apoyo Tecnológico de Petróleos de Venezuela (PDVSA-INTEVEP); Consejo Nacional de la Vivienda (CONAVI); Servicio Autónomo de Geografía y Cartografía Nacional (SAGECAN) del Ministerio del Ambiente y los Recursos Naturales Renovables (MARNR).

Los miembros de la Comisión agradecen también a los ingenieros Salomón Epelboim, Joaquin Marín, Arnaldo Gutiérrez y Carmen Lobo de la Comisión de Normas del Ministerio del Desarrollo Urbano (MINDUR) por la revisión del texto final y sus valiosos aportes al contenido de este documento. Igualmente se agradece la colaboración de la dibujante Marina Peña en la preparación de la parte gráfica de este documento.

Comisión Ad-Hoc

EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES COVENIN-MINDUR 1756-98

INTRODUCCIÓN

La presente NORMA COVENIN 1756-98, Edificaciones Sismorresistentes, aprobada por el Ministerio de Industria y Comercio como de carácter obligatorio de conformidad con los Artículos 10 y 14 de la Ley sobre Normas Técnicas y de Control de Calidad, mediante Resolución No 181 de fecha 20 de enero de 1999, publicada en la Gaceta Oficial de la República de Venezuela No 36.635 de fecha 03 de febrero de 1999, hecha la revisión aprobada en Marzo de 2001, sustituye a la Norma "Edificaciones Antisísmicas" COVENIN-MINDUR 1756-80-82 publicada en la Gaceta Oficial Nro. 32855 de fecha 17-11-83 y editada nuevamente en Julio de 1.988 con el Nro. 1756-87 y declarada de cumplimiento obligatorio en la Gaceta Oficial No. 33982 del 07-06-1988. Se aplicará en conjunción con las Normas COVENIN-MINDUR vigentes y, transitoriamente, con los códigos extranjeros que se indican en las Disposiciones Transitorias de este texto. En caso de alguna contradicción, esta Norma privará en todos los aspectos concernientes a las acciones sísmicas y al diseño sismorresistente a considerar en el proyecto, construcción, inspección y mantenimiento de las edificaciones.

Esta Norma está constituida por el Articulado y su Comentario, organizado en Capítulos, Artículos, Secciones y Subsecciones, identificados con 1 a 4 dígitos. Es criterio general de todas las normas que el Articulado es obligatorio y el Comentario es potestativo. Cuando haya Comentario, el número del articulado es subrayado. En el Comentario, identificado por la inicial C, se encuentran explicaciones que complementan el Articulado y ayudan a su mejor interpretación. En general, los comentarios están respaldados por referencias especializadas.

Los requerimientos para el diseño sismorresistente de edificaciones establecidos en esta Norma, se complementan con otras normativas y especificaciones para la evaluación sísmica de equipos, instalaciones y otras obras, promulgadas en el país desde la primera versión de la Norma COVENIN 1756; una compilación sobre las mismas se encuentra en el libro DISEÑO SISMORRESISTENTE. ESPECIFICACIONES Y CRITERIOS APLICADOS EN VENEZUELA, editado como Vol. XXXIII por la Academia de Ciencias Físicas Matemáticas y Naturales de Julio de 1997.

PRINCIPALES CAMBIOS, REVISIÓN 2001

Los principales cambios hechos a la versión provisional de esta Norma, aprobada en Diciembre de 1998, son los siguientes:

- Artículo 1.3 (nueva redacción)
- Artículo 3.5 (título y ampliación de los fundamentos de la Norma)
- Capítulo 4 (valores de A_0 y ajuste de zonificación por Municipios)
- Capítulo 5 (nueva Tabla 5.1)
- Sección 6.2.2 (modificado)
- Sección 6.3.1 (mejoras en la descripción de tipos estructurales)
- Sección 6.4.1 (modificada)
- Tabla 7.1 (nueva Tabla 7.1)
- Subsección 7.3.2.1 (modificada)
- Artículo 8.5 (fórmula 8.2)
- Artículo 8.6 (mejor definición de criterios de superposición)
- Artículo 8.8 (nuevo)
- Artículo 9.5 (reducción de la excentricidad accidental; fórmulas 9.21 a 9.23)
- Subsección 9.6.2.2 (reducción de la excentricidad accidental)
- Subsección 11.4.5.1 (modificada)
- Artículo 12.2 (mejor definición del campo de aplicación)
- Capítulo 13 (nueva redacción)
- Índice Analítico (revisión y nuevas entradas temáticas)
- Comentario y Referencias (revisado, ampliado y enriquecido con referencias recientes).

Comisión Ad-Hoc
Marzo 2001

ÍNDICE

	Articulado Pág.	Comentario Pág.
PRÓLOGO	i	
PRESENTACIÓN	ii	
AGRADECIMIENTOS	iv	
INTRODUCCIÓN	v	
PRINCIPALES CAMBIOS, REVISIÓN 2001	vi	
 ARTICULADO		
 CAPITULO 1 OBJETIVOS, ALCANCE Y RESPONSABILIDADES		
1.1 OBJETIVOS	1	C-1
1.2 ALCANCE	1	C-2
1.3 RESPONSABILIDADES Y LIMITACIONES	2	C-4
 CAPITULO 2 DEFINICIONES Y NOTACIÓN		
2.1 DEFINICIONES	3	C-8
2.2 NOTACIÓN	7	
 CAPITULO 3 GUÍA DE APLICACIÓN Y FUNDAMENTOS BÁSICOS		
3.1 CLASIFICACIÓN	12	C-11
3.2 ACCIÓN SÍSMICA CRITERIOS, Y MÉTODOS DE ANÁLISIS	12	C-11
3.3 REQUISITOS DE DISEÑO Y DETALLADO	12	C-11
3.3.1 DISPOSICIÓN TRANSITORIA	12	
3.4 OTRAS EDIFICACIONES	13	C-12
3.5 FUNDAMENTOS BÁSICOS	13	C-13
 CAPITULO 4 ZONIFICACIÓN SÍSMICA		
4.1 MAPA DE ZONIFICACIÓN	15	C-15
4.2 MOVIMIENTOS DE DISEÑO	15	C-17
 CAPITULO 5 FORMAS ESPECTRALES TIPIFICADAS DE LOS TERRENOS DE FUNDACIÓN		
5.1 SELECCIÓN DE LA FORMA ESPECTRAL Y EL FACTOR ϕ	21	C-19
5.2 CASOS ESPECIALES	22	C-26
 CAPITULO 6 CLASIFICACIÓN DE EDIFICACIONES SEGÚN EL USO, NIVEL DE DISEÑO, TIPO Y REGULARIDAD ESTRUCTURAL		
6.1 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL USO	23	C-30
6.1.1 GRUPOS	23	C-30
6.1.2 USOS MIXTOS	24	C-32
6.1.3 FACTOR DE IMPORTANCIA	24	C-32
6.2 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL NIVEL DE DISEÑO	25	C-33
6.2.1 NIVELES DE DISEÑO	25	C-33
6.2.2 NIVELES DE DISEÑO REQUERIDOS	26	C-34
6.3 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL TIPO DE ESTRUCTURA	27	C-35
6.3.1 TIPOS DE SISTEMAS ESTRUCTURALES RESISTENTES A SISMOS	27	C-35

6.3.2	COMBINACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES	28	C-41
6.4	FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA	28	C-41
	CASOS DE ESTRUCTURAS IRREGULARES	28	C-44
6.5	CLASIFICACIÓN SEGÚN LA REGULARIDAD DE LA ESTRUCTURA	28	C-45
6.5.1	EDIFICACIÓN DE ESTRUCTURA REGULAR	28	
6.5.2	EDIFICACIÓN DE ESTRUCTURA IRREGULAR	30	
CAPITULO 7 COEFICIENTE SÍSMICO Y ESPECTROS DE DISEÑO		33	C-55
7.1	COEFICIENTE SÍSMICO	33	C-55
7.2	ESPECTROS DE DISEÑO	34	C-57
7.3	FUERZAS SÍSMICAS EN COMPONENTES, APÉNDICES E INSTALACIONES	36	C-58
7.3.1	CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO	36	C-59
7.3.2	COEFICIENTES SÍSMICOS	36	C-59
CAPITULO 8 REQUISITOS GENERALES, CRITERIOS DE ANÁLISIS Y VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD		38	C-62
8.1	GENERALIDADES	38	C-62
8.2	DIRECCIONES DE ANÁLISIS	38	C-62
8.3	REQUISITOS DE ANÁLISIS	38	C-63
8.3.1	HIPÓTESIS PARA EL ANÁLISIS	38	C-63
8.3.2	COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES	38	C-64
8.3.3	RIGIDEZ DE LOS DIAFRAGMAS	39	C-66
8.3.4	EFFECTOS DE LA TABIQUERÍA	39	C-69
8.4	SUPERPOSICIÓN DE EFECTOS TRASLACIONALES Y TORSIONALES	39	C-69
8.5	EFECTOS P- Δ	39	C-69
8.6	COMBINACIÓN DE ACCIONES	40	C-70
8.7	DISPOSITIVOS PARA REDUCIR LA RESPUESTA SÍSMICA	41	C-72
8.8	EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA	41	C-72
CAPITULO 9 MÉTODOS DE ANÁLISIS		42	C-74
9.1	CLASIFICACIÓN DE LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS	42	C-74
9.1.1	ANÁLISIS ESTÁTICO	72	
9.1.2	ANÁLISIS DINÁMICO PLANO	42	
9.1.3	ANÁLISIS DINÁMICO ESPACIAL	42	
9.1.4	ANÁLISIS DINÁMICO ESPACIAL CON DIAFRAGMA FLEXIBLE	42	
9.1.5	OTROS MÉTODOS DE ANÁLISIS	42	
9.2	SELECCIÓN DE LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS	43	C-75
9.3	MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE	44	C-76
9.3.1	FUERZA CORTANTE BASAL	44	C-77
9.3.2	PERÍODO FUNDAMENTAL	45	C-77
9.3.3	DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE LAS FUERZAS DE DISEÑO DEBIDO A LOS EFECTOS TRASLACIONALES	46	C-79
9.4	MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL CON UN GRADO DE LIBERTAD POR NIVEL	47	C-79
9.4.1	MODELO MATEMÁTICO	47	C-80
9.4.2	MODOS	47	C-80
9.4.3	ANÁLISIS	47	C-81
9.4.4	NÚMERO DE MODOS DE VIBRACIÓN	48	C-81
9.4.5	COMBINACIÓN MODAL	49	C-82

9.4.6	CONTROL DE CORTANTE BASAL Y VALORES DE DISEÑO	49	C-83
9.5	MÉTODO DE LA TORSIÓN ESTÁTICA EQUIVALENTE	49	C-84
9.6	MÉTODO DE ANÁLISIS DINÁMICO ESPACIAL DE SUPERPOSICIÓN MODAL CON TRES GRADOS DE LIBERTAD POR NIVEL	51	C-91
9.6.1	GENERALIDADES	51	C-91
9.6.2	VALORES DE DISEÑO	51	C-91
9.7	MÉTODO DE ANÁLISIS DINÁMICO ESPACIAL CON DIAFRAGMA FLEXIBLE	53	C-94
9.7.1	CAMPO DE APLICACIÓN	53	C-94
9.7.2	MODELO MATEMÁTICO	53	C-95
9.7.3	ANÁLISIS	54	C-96
9.7.4	TORSIÓN ADICIONAL	54	C-96
9.7.5	COMBINACIÓN DE LA RESPUESTA DINÁMICA Y LA TORSIÓN ADICIONAL	55	C-96
9.7.6	CONTROL DE CORTANTE MÍNIMO	55	C-97
9.7.7	EFECTO P- Δ	55	C-97
9.8	MÉTODO DE ANÁLISIS DINÁMICO CON ACELEROGRAMAS	55	C-97
9.8.1	GENERAL	55	C-97
9.8.2	MODELO ESTRUCTURAL	56	C-98
9.8.3	ANÁLISIS INELÁSTICO	56	C-98
9.8.4	ACELEROGRAMAS	56	C-99
9.9	PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS ESTÁTICO INELÁSTICO	56	C-100
CAPITULO 10 CONTROL DE LOS DESPLAZAMIENTOS		57	C-101
10.1	DESPLAZAMIENTOS LATERALES TOTALES	57	C-101
10.2	VALORES LIMITES	58	C-101
10.3	SEPARACIONES MÍNIMAS	58	C-102
10.3.1	LINDEROS	58	
10.3.2	EDIFICACIONES ADYACENTES	58	
10.3.3	EDIFICACIONES EN CONTACTO	58	
CAPITULO 11 FUNDACIONES, MUROS DE SOSTENIMIENTO Y TERRENOS EN PENDIENTE		59	C-103
11.1	VALIDEZ Y ALCANCE	59	C-103
11.2	PARÁMETROS GEOTÉCNICOS Y MÉTODOS DE ANÁLISIS	59	C-103
11.2.1	PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	59	C-103
11.2.2	MÉTODOS DE ANÁLISIS	59	C-107
11.3	REQUISITOS PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL	59	
11.4	FUNDACIONES	60	
11.4.1	VERIFICACIÓN DEL SISTEMA DE FUNDACIÓN	60	
11.4.2	VIGAS DE RIOSTRA	60	C-107
11.4.3	PEDESTALES	60	C-108
11.4.4	SUPERPOSICIÓN DE EFECTOS	60	C-108
11.4.5	FUNDACIONES SUPERFICIALES	61	C-108
11.4.6	FUNDACIONES CON PILOTES	62	C-109
11.4.7	CRITERIOS DE DISEÑO PARA FUNDACIONES CON PILOTES	64	C-111
11.5	MUROS DE SOSTENIMIENTO	64	C-112
11.5.1	CLASIFICACIÓN	64	C-112
11.5.2	ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO DE LOS MUROS DE SOSTENIMIENTO	64	C-112

11.5.3	SUPERPOSICIÓN DE EFECTOS	64	C-112
11.5.4	VERIFICACIÓN SÍSMICA DE LA ESTABILIDAD DE MUROS	65	C-112
11.6	ESTABILIDAD DE LOS TERRENOS EN PENDIENTE	65	C-113
11.6.1	ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO DE LOS TERRENOS EN PENDIENTE	66	C-113
11.6.2	FACTORES DE SEGURIDAD	66	C-114
11.7	MÉTODOS DE ANÁLISIS ACOPLADOS ESFUERZO-DEFORMACIÓN CON ACELEROGRAMAS	66	
CAPITULO 12 EDIFICACIONES EXISTENTES		67	C-116
12.1	ALCANCE	67	C-116
12.2	CAMPO DE APLICACIÓN	67	C-116
12.3	CLASIFICACIÓN SISMORRESISTENTE	67	C-117
12.3.1	NIVEL DE DISEÑO Y FACTOR DE RESPUESTA, R	67	C-117
12.3.2	TIPO DE ESTRUCTURA	68	
12.4	SISMOS DE DISEÑO Y/O REVISIÓN	68	C-118
12.5	EVALUACIÓN	69	C-118
12.6	ANÁLISIS Y VERIFICACIÓN	69	C-119
CAPITULO 13 INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA		70	C-122
13.1	GENERAL	70	C-122
13.2	TIPO DE INSTRUMENTO	70	C-122
13.3	LOCALIZACIÓN DE LOS INSTRUMENTOS	70	C-123
INDICE ANALÍTICO		73	

COMENTARIO

REFERENCIAS
 GUÍA PARA LAS CONSULTAS TÉCNICAS
 PUBLICACIONES DE LA COMISIÓN

ARTICULADO

CAPITULO 1

OBJETIVOS, ALCANCE Y RESPONSABILIDADES.

1.1 OBJETIVOS

La presente Norma establece los criterios de análisis y diseño para edificaciones situadas en zonas donde pueden ocurrir movimientos sísmicos. No obstante pueden ser modificados siempre que se presenten los resultados de estudios especiales que sean aprobados por una Autoridad Ad-Hoc, sin que los valores de diseño sean inferiores al ochenta por ciento (80%) de los especificados en el Artículo 7.2

Las disposiciones de esta Norma, tienen el objetivo de proteger vidas, y aminorar los daños esperados en las edificaciones. Asimismo, mantener operativas las edificaciones esenciales. Para estas últimas, se realizarán estudios adicionales que aseguren su funcionalidad en caso de sismos extremos.

Esta Norma sustituye a la versión precedente 1756-82 y se aplicará en conjunción con otras normas COVENIN o COVENIN-MINDUR, de proyecto, diseño y construcción de edificaciones tales como: 2002, 2003, 1753, 1618, 1755, y con las que se mencionan en las DISPOSICIONES TRANSITORIAS, que se indican en este texto. En lo referente a los aspectos sismorresistentes, esta Norma priva sobre todas las demás.

El Articulado de esta Norma viene acompañado del Comentario que complementa y facilita su aplicación.

1.2 ALCANCE

Las disposiciones de esta Norma están orientadas al diseño de nuevas edificaciones de concreto armado, de acero o mixtas de acero-concreto, de comportamiento tipificable, en las cuales se pueden utilizar simplificaciones fundamentadas en experiencias previas. La evaluación, adecuación o reparación de construcciones existentes, se ajustará a lo establecido en el Capítulo 12 de esta Norma.

No se establecen aquí los requerimientos para el análisis y diseño de edificaciones cuyos miembros portantes sean prefabricados, ni tampoco de estructuras especiales tales como, aunque no limitadas a: puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas, plantas nucleares, instalaciones eléctricas y mecánicas, tanques, etc. Si no existen otras Normas COVENIN que cubran este aspecto se deberán hacer estudios especiales y consideraciones que complementen los fundamentos básicos (Artículo 3.5) de la presente Norma.

Las autoridades nacionales, estatales o municipales según proceda y determinen las leyes, deberán establecer los lapsos conducentes para la evaluación, mejora o demolición de las construcciones existentes, así como la incorporación de las variables sísmicas en los planes de desarrollo.

1.3 RESPONSABILIDADES Y LIMITACIONES

La presente Norma ha sido preparada con arreglo a los principios, criterios y experiencias de la ingeniería sismorresistente reconocidos para la fecha de su publicación. No constituye una garantía antisísmica, implícita o explícita, ni responsabilidad legal o penal por parte de FONDONORMA, COVENIN, FUNVISIS, ni de los profesionales que participaron en su elaboración. La responsabilidad de la correcta aplicación de esta Norma y las otras citadas en ella, se regirá por lo dispuesto en las leyes venezolanas y, en particular, por el Capítulo V de la **Ley Orgánica de Ordenación Urbanística**.

Conforme con la Norma COVENIN-MINDUR 2002-88, el propietario de la edificación deberá asegurar, además de la calidad de la construcción: una inspección adecuada, respetar el uso previsto en el proyecto y el mantenimiento de la edificación. La documentación del proyecto cumplirá con lo establecido en el Artículo 3.14 de la Norma COVENIN-MINDUR 2002-88.

El contratista de la obra no podrá construir componentes o elementos no estructurales que no estén contemplados en el proyecto, ni modificar los procedimientos constructivos especificados, sin la previa autorización del profesional responsable del proyecto.

CAPITULO 2

DEFINICIONES Y NOTACIÓN

2.1 DEFINICIONES

A continuación se define el significado de términos de uso general en esta Norma, cuya acepción ocasionalmente puede diferir de las adoptadas en otras normas venezolanas COVENIN. Los términos o las equivalencias dadas en este vocabulario van en negrillas o están subrayadas.

acciones permanentes. Representa las cargas gravitatorias debidas al peso de todos los componentes estructurales y no estructurales, tales como muros, pisos, techos, tabiques, equipos de servicio unidos a la estructura y cualquiera otra carga de servicio fija.

acción sísmica. Acción accidental debida a la ocurrencia de sismos, la cual incorpora los efectos traslacionales y los rotacionales respecto al eje vertical.

acciones variables. Carga originada por el uso y ocupación del edificio, excluidas las cargas permanentes, de viento o sismo.

aceleración de diseño. Valor de la aceleración del terreno para el diseño sismorresistente de obras de ingeniería.

acelerógrafo, acelerómetro. Instrumento específicamente diseñado para registrar acelerogramas

acelerograma. Registro de la variación temporal de la aceleración en un sitio dado y en una dirección.

adecuación. Acciones constructivas destinadas a reducir la vulnerabilidad sísmica de una edificación, tales como: modificaciones, rehabilitación, reforzamiento, aislamiento sísmico o uso de disipadores de energía.

amenaza sísmica. Véase peligro sísmico.

análisis dinámico. En sistemas elásticos es un análisis de superposición modal para obtener la respuesta estructural a las acciones dinámicas. En sistemas inelásticos es un análisis en el cual se calcula la historia en el tiempo de la respuesta estructural a las acciones dinámicas.

análisis postsísmico. Análisis estático de la estabilidad con posterioridad a un sismo, tomando en consideración los eventuales cambios de la resistencia del suelo como consecuencia de dicho sismo.

apéndices. Componentes que no forman parte de la estructura de la edificación.

cedencia. Condición del sistema resistente a sismos, caracterizada por aumentos considerables de los desplazamientos, para pequeños incrementos del cortante basal.

centro de cortante. Punto donde actúa la fuerza cortante en un nivel, considerando que las fuerzas horizontales en cada nivel actúan en los centros de masa respectivos.

centro de rigidez de un nivel. Punto del nivel donde al aplicar una fuerza cortante horizontal, el nivel se traslada sin rotar respecto al nivel inferior.

coeficiente de aceleración horizontal. Cociente de la aceleración horizontal máxima entre la aceleración de la gravedad

coeficiente de amortiguamiento. Mide el amortiguamiento de la estructura como una fracción (generalmente expresada en porcentaje) del amortiguamiento crítico. El amortiguamiento crítico es el valor límite por encima del cual el movimiento libre de la estructura no es vibratorio.

coeficiente sísmico. Cociente entre la fuerza cortante horizontal de diseño que actúa en el nivel de base y el peso total por encima del mismo.

conexión. Combinación de juntas para transmitir fuerzas entre dos o mas miembros.

confiabilidad. Probabilidad de no excedencia de un determinado estado límite.

demanda de ductilidad. Cociente entre el máximo valor del desplazamiento alcanzado por un sistema durante su respuesta sísmica y el desplazamiento cedente.

deriva. Diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles o pisos consecutivos.

diafragma. Parte de la estructura, generalmente horizontal, con suficiente rigidez en su plano, diseñada para transmitir las fuerzas a los elementos verticales del sistema resistente a sismos.

ductilidad. Capacidad que poseen los componentes de un sistema estructural de hacer incursiones alternantes en el dominio inelástico, sin pérdida apreciable en su capacidad resistente.

edificación. Es una estructura que posee diafragmas, que compatibilizan los desplazamientos horizontales de los miembros que llegan a ese nivel.

efecto de columna corta. Marcada reducción de la longitud libre de columnas por efecto de restricciones laterales.

efecto P- Δ . Efecto producido por las cargas axiales y los desplazamientos laterales sobre los momentos flectores en los miembros.

entrepiso. Espacio entre dos pisos consecutivos.

entrepiso blando. Configuración caracterizada por una marcada diferencia de rigideces entre niveles adyacentes.

entrepiso débil. Configuración caracterizada por una marcada diferencia de resistencias entre niveles adyacentes.

espectro de diseño. Espectro que incorpora el factor de reducción de respuesta correspondiente al sistema resistente a sismos adoptado.

espectro de respuesta. Representa la respuesta máxima de osciladores de un grado de libertad y de un mismo coeficiente de amortiguamiento, sometidos a una historia de aceleraciones dada, expresada en función del período.

estudios de sitio. Evaluación del peligro sísmico tomando en consideración las condiciones locales del sitio.

excentricidad accidental. Valor adicional a la excentricidad estática que toma en cuenta los efectos debidos a: irregularidades en la distribución de masas y rigideces, y a la excitación rotacional del terreno.

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

excentricidad estática. Distancia entre la línea de acción de la fuerza cortante y el centro de rigidez.

factor de amplificación dinámico. Cociente entre la excentricidad dinámica y la excentricidad estática.

factor de reducción de respuesta. Factor que divide las ordenadas del espectro de respuesta elástica para obtener el espectro de diseño.

fuerzas de diseño. Fuerzas que representan la acción sísmica sobre la edificación o sus componentes; están especificadas a nivel de cedencia.

fuerzas sísmicas. Fuerzas externas, capaces de reproducir los valores extremos de los desplazamientos y las sollicitaciones internas causadas por la excitación sísmica actuando en el nivel de base.

licuación. Ver suelo licuable.

momento torsor. Suma de los pares torsores en cada nivel por encima del nivel considerado, incluido éste, mas el momento torsor normal a ese nivel, producto de la fuerza cortante del nivel multiplicada por su excentricidad.

movimientos de diseño. Movimientos del terreno seleccionados en forma tal que su probabilidad de excedencia sea suficientemente pequeña durante la vida útil de la edificación; están caracterizados por sus espectros de respuesta.

muros estructurales. Muros especialmente diseñados para resistir combinaciones de cortes, momentos y fuerzas axiales inducidas por los movimientos sísmicos y/o las acciones gravitacionales.

nivel de base. Nivel de la edificación donde se admite que las acciones sísmicas se transmiten a la estructura.

nivel de diseño. Conjunto de requisitos normativos asociadas a un determinado factor de reducción de respuesta, que se aplica en el diseño de miembros del sistema resistente a sismos, tipificados en esta Norma.

par torsor. Vector momento normal al plano del nivel considerado y referido a su centro de rigidez.

perfil geotécnico. Es la representación bidimensional de las condiciones geotécnicas de un lugar que incluye la estratigrafía y la geometría de los depósitos de suelos, además de los parámetros mínimos necesarios para su caracterización.

peligro sísmico. Cuantifica la probabilidad de ocurrencia de eventos sísmicos futuros que pueden afectar en forma adversa la integridad de edificaciones y sus ocupantes.

piso. Cada uno de las plantas que integran la edificación.

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

radio de giro inercial. Es la raíz cuadrada del cociente entre la inercia rotacional respecto al centro de cortante y la masa, para cada planta de la edificación.

radio de giro torsional. Es la raíz cuadrada del cociente entre la rigidez torsional respecto al centro de cortante y la rigidez lateral en la dirección considerada, para cada planta de la edificación.

reforzamiento. Acciones constructivas para mejorar la capacidad sismorresistente de la edificación mediante la modificación de su resistencia y rigidez.

rehabilitación. Véase adecuación.

reparación. Restitución de la capacidad sismorresistente de una edificación dañada por sismos, sin incrementar su capacidad sismorresistente más allá de su condición inicial. Este vocablo también incluye daños debidos a otras causas, tales como: deterioro, fuego, viento, etc., para restituir a la edificación su capacidad sismorresistente original.

resistencia lateral de un entrepiso. Es la suma de las máximas fuerzas cortantes que puedan ser transmitidas por los miembros de ese entrepiso.

rigidez lateral de un entrepiso. Resultado de dividir la fuerza cortante y la diferencia de desplazamientos laterales elásticos entre los dos pisos del entrepiso en consideración.

sensibilidad. Cociente entre las resistencias al corte no drenadas pico y la residual.

sistema resistente a sismos. Parte del sistema estructural que se considera suministra a la edificación la resistencia, rigidez y ductilidad necesarias para soportar las acciones sísmicas.

sobrerresistencia. Valor real de la capacidad resistente, incluidos los elementos estructurales y no estructurales, la cual excede la resistencia nominal de cálculo.

suelo licuable. Aquel que puede experimentar la reducción temporal de su resistencia al corte durante un sismo.

vida útil. Tiempo o duración en la cual se supone que una edificación se va a utilizar para el propósito que fue diseñada. En esta Norma se supone una vida útil de 50 años.

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

2.2 NOTACIÓN

Los subíndices x ó y denotan las correspondientes direcciones X ó Y. Los subíndices i, j, k son utilizados para indicar niveles cualesquiera; para el último nivel se reserva la letra N.

A = Área de contacto (Subsección 11.4.5.2).

- Ad = Ordenada del espectro de diseño expresada como fracción de la aceleración de la gravedad (Artículo 7.2).
- Ao = Coeficiente de aceleración horizontal. (Artículo 4.2).
- B_i = Ancho de la planta en la dirección normal a la dirección analizada (Artículo 9.5).
- C = Coeficiente Sísmico (Artículo 7.1).
- Cp = Coeficiente sísmico de elementos o partes de estructuras; (Tabla 7.2).
- CP = Efectos debidos a cargas permanentes (Subsección 7.3.2.1).
- CV = Efectos debidos a cargas variables (Subsección 7.3.2.1).
- ED = Efecto debido al empuje del suelo u otro material bajo condiciones dinámicas (Artículo 11.4).
- F_i = Fuerza lateral (Sección 9.3.3).
- Fp = Fuerzas debidas a la acción sísmica sobre elementos o partes de estructuras (Sección 7.3.2).
- F_t = Fuerza lateral concentrada en el último nivel considerado (Sección 9.3.3).
- M_a = Momentos actuantes (Subsección 11.5.4.2).
- M_r = Momentos resistentes (Subsección 11.5.4.2).
- M_t = Momento torsor (Artículo 9.5).
- N_a = Fuerza normal al área de contacto (Subsección 11.4.5.2).
- N = Número de niveles de una edificación (Sección 9.3.1).
- N₁ = Número de modos a considerar en el análisis dinámico con un grado de libertad por planta (Sección 9.4.4) y (Sección 9.6.2).
- N₃ = Número de modos a considerar en el análisis dinámico con tres grados de libertad por planta (Subsección 9.6.2.1).
- P = Fuerza vertical (Artículo 8.5).
- P-Δ = Efecto de segundo orden (Artículo 8.5).

- Q = Solicitaciones para la verificación de la capacidad portante de las fundaciones (Sección 11.4.4).
- Q_{ult} = Carga de agotamiento de una fundación (Subsección 11.4.6.3).
- R = Factor de reducción de respuesta (Sección 6.4.2).
- S = Efectos debidos a las acciones sísmicas (Artículo 11.2).
- S_e = Sensibilidad del suelo (Subsección 11.4.5.1).
- S_u = Resistencia al corte no drenada del suelo (Artículo 11.2).
- S_{us} = Resistencia residual no drenada del suelo (Subsección 11.4.5.1).
- T = Período fundamental de la edificación, en segundos.
- T_a = Período fundamental de la edificación estimado en base a relaciones empíricas, en segundos (Subsección 9.3.2.2)
- T_o = Valor del período a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante, en segundos (Artículo 7.2).
- T^* = Valor máximo del período en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante, en segundos (Artículo 7.2).
- T^+ = Período característico de variación de respuesta dúctil, en segundos (Artículo 7.2).
- V = Fuerza cortante en la base. (Artículo 7.1).
- V_o = Fuerza cortante en la base (Sección 7.1).
- V_s = Velocidad de propagación de ondas de corte. (Artículo 5.1).
- V_{sp} = Velocidad promedio de las ondas de corte. (Artículo 5.1).
- W = Peso total de la edificación por encima del nivel de base (Artículo 7.1).
- W_p = Peso de elementos o partes de estructuras (Sección 7.3.2).
- c = Adhesión entre el terreno y la fundación (Subsección 11.4.5.2).
- e = Excentricidad estática, igual a la distancia entre el centro de rigidez y la línea de acción del cortante en la dirección analizada (Artículo 9.5).

g	=	Aceleración de gravedad igual a 9.81 m/seg^2 .
h	=	Altura.
p	=	Exponente que define la rama descendente del espectro (Artículo 7.2).
q	=	Esfuerzos de compresión máximos transferidos por la fundación al terreno (Subsección 11.4.5.1).
Q_{ult}	=	Capacidad portante o de soporte última del suelo. Capacidad de agotamiento resistente del suelo (Sección 11.4.5).
r	=	Radio de giro inercial (Artículo 9.5).
r_t	=	Radio de giro torsional (Artículo 9.5).
Δ	=	Desplazamiento lateral total incluidos los efectos inelásticos; cuando se use con el subíndice e denota la parte elástica del mismo (Artículo 10.1).
θ	=	Coefficiente de estabilidad (Artículo 8.5).
ϕ	=	Factor de reducción de resistencia.
Φ_{im}	=	Coordenada modal del nivel i en el modo m (Sección 9.4.5).
α	=	Factor de importancia (Sección 6.1.3).
β	=	Factor de magnificación promedio (Artículo 7.2).
Ω	=	Valor representativo de r_t/r (Artículo 9.5).
δ	=	Deriva (Artículo 10.1).
δ_{ei}	=	Diferencia de los desplazamientos laterales elásticos entre dos niveles consecutivos, con sus correspondientes centros de masa (Artículo 8.5).
μ	=	Factor de modificación de cortantes (Sección 9.3.1).
μ_f	=	Coefficiente de fricción terreno-fundación (Subsección 11.4.5.2).
ρ	=	Rigidez relativa del sistema suelo-estructura (C-8.8).
φ	=	Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal. (Artículo 5.1).
τ	=	Factor de amplificación dinámica del momento torsor (Artículo 9.5).

- τ' = Factor de control de diseño en la zona más rígida de la planta, para la dirección considerada (Artículo 9.5).
- ξ = Coeficiente de amortiguamiento (Comentario C-7.2).
- ε = Valor representativo de e/r (Artículo 9.5).

CAPITULO 3

GUÍA DE APLICACIÓN Y FUNDAMENTOS BÁSICOS

3.1 CLASIFICACIÓN

A los fines de la aplicación de esta Norma, toda edificación debe quedar asignada a una de las zonas sísmicas establecidas en el Capítulo 4 y debidamente clasificada según el Capítulo 6. La respuesta dinámica de los terrenos de fundación deberá clasificarse de acuerdo con las formas espectrales tipificadas en el Capítulo 5.

3.2 ACCIÓN SÍSMICA, CRITERIOS Y MÉTODOS DE ANÁLISIS

La acción sísmica se caracteriza mediante espectros de diseño que se especifican en el Capítulo 7, los cuales toman en cuenta: la zonificación sísmica, los perfiles geotécnicos, el coeficiente de amortiguamiento y la ductilidad. Los criterios de análisis se dan en el Capítulo 8 y los métodos de análisis se establecen en el Capítulo 9 para la superestructura y en el Capítulo 11 para la infraestructura.

Los desplazamientos máximos no excederán los límites establecidos en el Capítulo 10.

3.3 REQUISITOS DE DISEÑO Y DETALLADO

La calidad de los materiales a emplear, el diseño y detallado de los miembros resistentes y sus uniones, deberán satisfacer las Normas COVENIN vigentes. En particular, las uniones del sistema resistente a sismos, deben poseer una capacidad resistente que exceda la de los miembros.

Cuando excepcionalmente y sujeto a la aprobación de la autoridad Ad-Hoc se utilicen procedimientos de diseño diferentes a los establecidos en las Normas COVENIN vigentes, deberán garantizarse niveles de seguridad equivalentes.

3.3.1 DISPOSICIÓN TRANSITORIA

Hasta tanto no se actualice la Norma COVENIN-MINDUR 1753-85, se autoriza el uso de la última versión del Código ACI 318, complementada con las disposiciones indicadas en este documento.

3.4 OTRAS EDIFICACIONES

En el análisis y diseño de edificaciones que no puedan clasificarse en alguno de los Tipos descritos en esta Norma, deberán seguirse consideraciones especiales, según el caso, que complementen los fundamentos básicos de la presente Norma, previa aprobación de la Autoridad Ad-Hoc.

3.5 FUNDAMENTOS BÁSICOS

En adición a lo establecido en los Artículos 3.1 a 3.3 y en el Capítulo 8, la presente Norma se regirá de acuerdo a los siguientes fundamentos:

- a) Las solicitaciones de diseño presuponen que el sistema resistente a sismos está en capacidad de absorber y disipar energía bajo acciones de tipo alternante, en el rango inelástico, sin pérdida apreciable de su resistencia;
- b) Los mecanismos de absorción y disipación de energía no deben comprometer la estabilidad de la edificación. El diseño presupone que las zonas de disipación de energía se distribuyen entre los diversos miembros que constituyen la estructura, predominantemente en vigas o dinteles;
- c) Los factores de reducción de respuesta R , están sustentados por abundante información experimental y de campo;
- d) Los espectros de diseño se dan a nivel cedente, por tanto el factor de mayoración de las solicitaciones sísmicas es igual a 1.0, con excepción de las consideraciones de diseño con factores de mayoración en exceso de 1.0 establecidas para evitar las fallas frágiles;
- e) La acción sísmica se considera como una acción accidental y no se combina con otras acciones accidentales de similar probabilidad de ocurrencia. Cuando las acciones debidas al viento sean mayores que las del sismo, deben mantenerse las disposiciones de esta Norma;
- f) Esta Norma incorpora los efectos de los elementos no estructurales, en lo que se refiere a rigidez, resistencia y ductilidad del sistema resistente a sismos;
- g) El diseño considera la acción de las tres componentes traslacionales del sismo y la rotacional de eje vertical;
- h) Esta Norma presupone que los miembros estructurales, están unidos entre sí, de manera que permiten la transmisión de las solicitaciones debidas a sismos;
- i) Los modelos matemáticos describen en forma adecuada la respuesta estructural esperada. Cuando proceda, en el cálculo de los desplazamientos del sistema resistente a sismos deben incluirse los efectos de la rotación de los nodos, las deformaciones por corte y por flexión de los miembros, así como sus deformaciones axiales. Cuando se modelen brazos rígidos su longitud se limitará a una fracción del mismo;

- j) La confiabilidad final de la edificación, depende del cumplimiento de esta Norma y de las de diseño, además de la correcta ejecución, inspección y mantenimiento.

CAPITULO 4

ZONIFICACIÓN SÍSMICA

4.1 MAPA DE ZONIFICACIÓN

A los fines de la aplicación de esta Norma, el país ha sido dividido en ocho zonas. Estas se indican en el Mapa de la Figura 4.1 y en la Tabla 4.2. La zonificación de regiones adyacentes a embalses de más de 80 metros de altura se regirá por estudios especiales.

4.2 MOVIMIENTOS DE DISEÑO

Los parámetros que caracterizan los movimientos de diseño dependen de las condiciones geotécnicas locales definidas en el Capítulo 5. El coeficiente de la aceleración horizontal para cada zona se da en la Tabla 4.1. El coeficiente de la aceleración vertical, se tomará como 0.7 veces los valores de A_0 dados en la Tabla 4.1.

TABLA 4.1

VALORES DE A_0

ZONAS SÍSMICAS	PELIGRO SÍSMICO	A_0
7	Elevado	0.40
6		0.35
5		0.30
4	Intermedio	0.25
3		0.20
2	Bajo	0.15
1		0.10
0		--

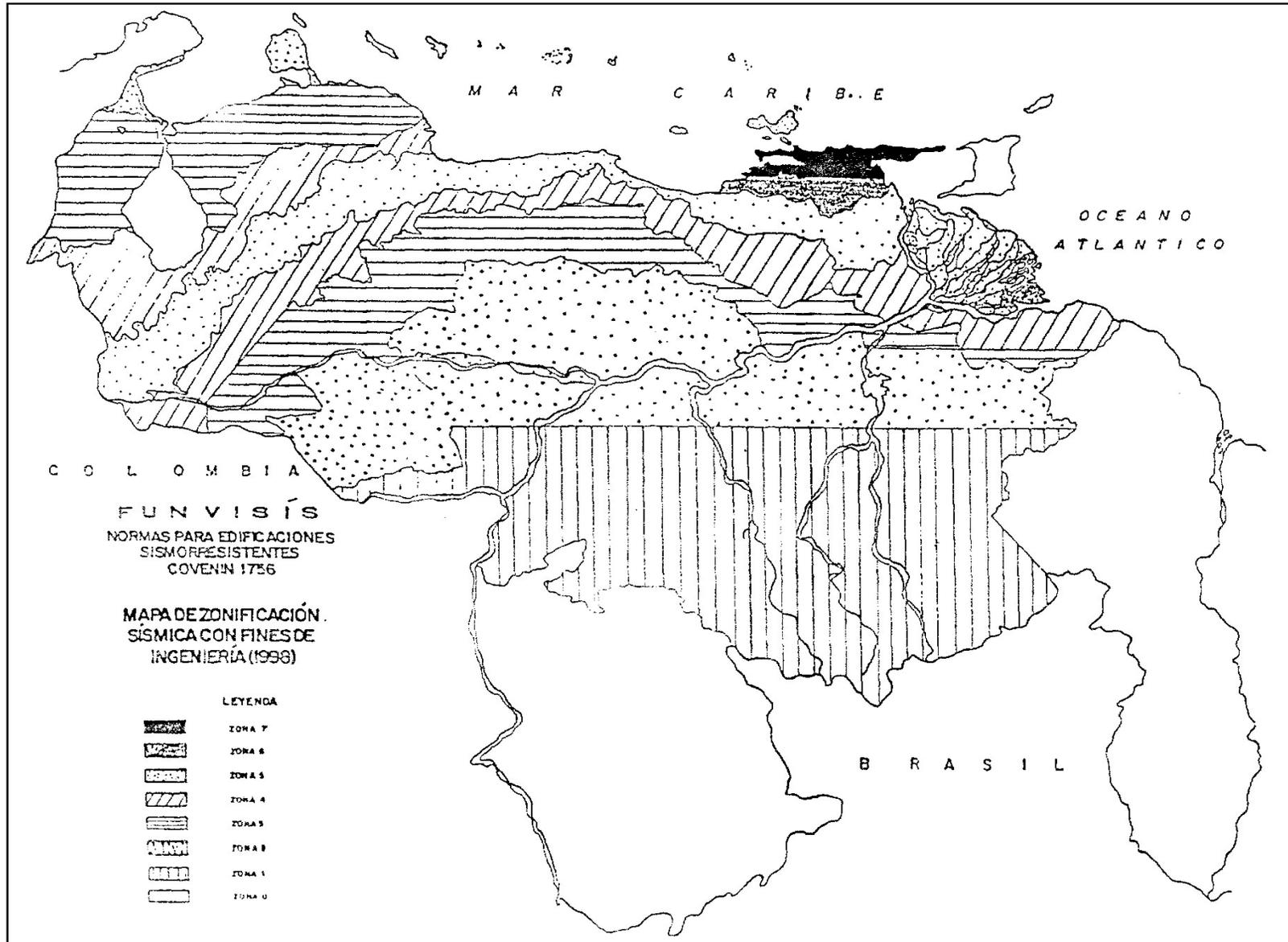


FIGURA 4.1 MAPA DE ZONIFICACIÓN

TABLA 4.2
ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE VENEZUELA

ESTADO	
AMAZONAS	<p>Zona 1: Municipio Atures</p> <p>Zona 0: Municipios: Autana, Manapiare, Atabapo, Alto Orinoco, Guainia, Río Negro.</p>
ANZOATEGUI	<p>Zona 6: Municipios: Guanta, Juan Antonio Sotillo, Turístico Diego Bautista Urbaneja.</p> <p>Zona 5: Municipios: Píritu, Libertad, Fernando de Peñalver, San Juan de Capistrano, Simón Bolívar y Área del Municipio Pedro María Freites al Norte de la Carretera La Encrucijada-La Ceiba-El Tejero.</p> <p>Zona 4: Municipios: San José de Guanipa, Simón Rodríguez, Aragua, Santa Ana, Anaco, Juan Manuel Cajigal, Francisco del Carmen Carvajal, Manuel Ezequiel Bruzual, Área del Municipio Pedro María Freites, al Sur de la Carretera La Encrucijada-La Ceiba-El Tejero.</p> <p>Zona 3: Municipios: Sir Arthur Mc Gregor, Francisco de Miranda, Independencia.</p> <p>Zona 2: Municipio José Gregorio Monagas.</p>
APURE	<p>Zona 4: Área del Municipio Páez, al Oeste del meridiano 71°W.</p> <p>Zona 3: Municipio Páez, excluida el área al Oeste del meridiano 71° W.</p> <p>Zona 2: Municipios: Rómulo Gallegos, Muñoz, Achaguas, Biruaca, San Fernando, y Área del Municipio Pedro Camejo ubicada al Norte del paralelo 7° N</p> <p>Zona 1: Área del Municipio Pedro Camejo ubicada al Sur del paralelo 7° N.</p>
ARAGUA	<p>Zona 5: Municipios: Tovar, Santiago Mariño, Mario Briceño Iragorry, Girardot, Francisco Linares Alcántara.</p> <p>Zona 4: Municipios: Santos Michelena, Bolívar, Sucre, Rivas, Zamora, San Sebastián, San Casimiro, Libertador, José Angel Lamas, José Rafael Revenga.</p> <p>Zona 3: Municipios: Camatagua, Urdaneta.</p>

TABLA 4.2 (Cont.)

ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE VENEZUELA

ESTADO	
BARINAS	<p>Zona 4: Municipios: Alberto Arvelo Torrealba, Municipio Cruz Paredes, Bolívar, y Áreas al Noroeste de los Municipios Ezequiel Zamora, Antonio José de Sucre, Peraza, Barinas y Obispos, limitadas por una línea paralela a la carretera Santa Bárbara-Boconoito, unos 10 km. al sureste de ésta.</p> <p>Zona 3: Resto del Estado, excluidas las áreas en Zona 4 y el Municipio Arismendi.</p> <p>Zona 2: Municipio Arismendi.</p>
BOLÍVAR	<p>Zona 3: Municipios: Caroní, Padre Pedro Chien, y Área del Municipio Piar al Norte del paralelo 8° N.</p> <p>Zona 2: Municipio Heres, Áreas de los Municipios Cedeño, Sucre, Raúl Leoni, Sifontes, Roscio y El Callao, ubicadas al Norte del paralelo 7° N, y Área del Municipio Piar al Norte de paralelo 7° N y al Sur del paralelo 8° N.</p> <p>Zona 1: Municipio Gran Sabana, y Áreas de los Municipios Cedeño, Sucre, Raúl Leoni, Sifontes, José Tadeo Monagas, Piar y El Callao ubicadas al Sur del paralelo 7° N.</p> <p>Zona 0: Resto del Estado</p>
CARABOBO	<p>Zona 5: Municipios: Guacara, San Diego, Naguanagua, Montalbán, Miranda, Los Guayos, Juan José Mora, Puerto Cabello, Bejuma, San Joaquín, Diego Ibarra, Lago de Valencia, y Áreas de los Municipios Valencia y Libertador al Norte del paralelo 10° N.</p> <p>Zona 4: Municipio Carlos Arvelo, y Áreas de los Municipios, Valencia y Libertador al Sur del paralelo 10° N.</p>
COJEDES	<p>Zona 4: Municipios: Anzoategui, San Carlos, Lima Blanco, Falcón.</p> <p>Zona 3: Municipios: Girardot, Ricaurte, Rómulo Gallegos, Tinaco, Pao de San Juan Bautista.</p>
DELTA AMACURO	<p>Zona 5: Municipios: Pedernales, Tucupita, y Áreas del Municipio Antonio Díaz ubicadas en el Delta al Norte del Río Orinoco.</p> <p>Zona 4: Municipio Casacoima, y Áreas del Municipio Antonio Díaz ubicadas Sur del Río Orinoco.</p> <p>Zona 3: Áreas del Municipio Antonio Díaz ubicadas Sur del paralelo 8° N.</p>
DTO. FEDERAL	<p>Zona 5: Todo el Distrito.</p>

TABLA 4.2 (Cont.)

ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE VENEZUELA

ESTADO	
FALCÓN	<p>Zona 4: Municipios: Monseñor Iturriza, Silva.</p> <p>Zona 3: Resto del Estado.</p> <p>Zona 2: Municipios: Falcón, Carirubana, Los Taques.</p>
GUARICO	<p>Zona 3: Municipios: Ortíz, Juan Germán Roscio, Julián Mellado, Chaguaramas, José Tadeo Monagas, San José de Guaribe, José Félix Ribas, Pedro Zaraza, y Área del Municipio Leonardo Infante al Norte del paralelo 9° N.</p> <p>Zona 2: Municipios: Camaguan, San Gerónimo de Guayabal, Francisco de Miranda, El Socorro, Santa María de Ipire, Las Mercedes, y Área del Municipio Leonardo Infante al Sur del paralelo 9° N.,.</p>
LARA	<p>Zona 5: Municipios: Morán, Andrés Eloy Blanco, Jiménez, Iribarren, Palavecino, Simón Planas, Crespo.</p> <p>Zona 4: Municipios: Torres y Urdaneta.</p>
MÉRIDA	<p>Zona 5: Municipios: Tovar, Antonio Pinto Salinas, Guaraque, Sucre, Andrés Bello, Caracciolo Parra Olmedo, Justo Briceño, Miranda, Rangel, Libertador, Campo Elías, Arzobispo Chacón, Aricagua, Zea, Rivas Dávila, Julio Cesar Salas, Pueblo Llano, Cardenal Quintero, Santos Marquina y Padre Noguera.</p> <p>Zona 4: Municipios: Alberto Adriani, Obispo Ramos de Lora, Tulio Febres Codero y Julio César Salas.</p>
MIRANDA	<p>Zona 5: Municipios: Andrés Bello, Buroz, Brión, Zamora, Plaza, Sucre, Chacao, Guaicaipuro, El Hatillo, Baruta, Los Salias, Carrizal, y Áreas de los Municipios Páez y Pedro Gual al Norte de la Autopista de Oriente.</p> <p>Zona 4: Municipios: Urdaneta, Paz Castillo, Lander, Acevedo, Cristóbal Rojas, Simón Bolívar, Independencia, y Áreas de los Municipios Páez y Pedro Gual al Sur de la Autopista de Oriente.</p>
MONAGAS	<p>Zona 6: Municipios: Acosta, Piar, Caripe, Bolívar, Punceres</p> <p>Zona 5: Municipios: Cedeño, Ezequiel Zamora, Santa Bárbara, y Área del Municipio Maturín al Norte del paralelo 9° N.</p> <p>Zona 4: Municipios: Aguasay, Libertador, Uracoa, Sotillo, y Área del Municipio Maturín al Sur del paralelo 9° N.</p>
NUEVA ESPARTA	Zona 5: Todo el Estado

TABLA 4.2 (Cont.)
ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE VENEZUELA

ESTADO	
PORTUGUESA	<p>Zona 4: Municipios: San Jenaro de Boconoito, Sucre, Guanare, Monseñor José Vicente de Unda, Ospino, Esteller, Araure, Páez, Agua Blanca, San Rafael de Onoto.</p> <p>Zona 3: Municipios: Guanarito, Papelón, Santa Rosalía, Turén.</p>
SUCRE	<p>Zona 7: Municipios y Areas situados al Norte del paralelo que pasa por la costa Norte del Golfo de Santa Fe (aproximadamente a 10° 20' N).</p> <p>Zona 6: Resto del Estado.</p>
TACHIRA	<p>Zona 5: Municipios: Simón Rodríguez, Antonio Rómulo Costa, Seboruco, José María Vargas, Michelena, Andrés Bello, Guasimos, Independencia, Lobatera, Pedro María Ureña, Libertad, Bolívar, Rafael Urdaneta, Junín, Torbes, San Cristóbal, Cadenas, Sucre, Francisco de Miranda, Córdoba, Fernández Feo, Libertador, Ayacucho, Jauregui, Uribante y Samuel Darío Maldonado.</p> <p>Zona 4: Municipios: García de Hevia, Panamericano.</p>
TRUJILLO	<p>Zona 5: Municipios: Valera, Urdaneta, Boconó, Carache, Trujillo, Pampan, Candelaria, Pampanito, San Rafael de Carvajal, Juan Vicente Campo Elías.</p> <p>Zona 4: Municipios: La Ceiba, Monte Carmelo, Bolívar, Sucre, Miranda, Andrés Bello, José Felipe Marquez Cañizales, Motatán, Rafael Rangel, Escuque.</p>
YARACUY	<p>Zona 4: Municipios: Bolívar, Manuel Monge.</p> <p>Zona 5: Municipios: Veroes, San Felipe, Bruzual, Peña, Nirgua, Independencia, Cocorote, Sucre, Aristides Bastidas, La Trinidad, Urachiche, José Antonio Páez.</p>
VARGAS	Zona 5: Todo el Estado.
ZULIA	<p>Zona 4: Municipios: Jesús María Semprún, Catatumbo, Colón, Francisco Javier Pulgar, Sucre.</p> <p>Zona 3: Municipios: Mara, Jesús Enrique Lossada, Maracaibo, San Francisco, La Cañada de Urdaneta, Rosario de Perijá, Machiques de Perijá, Baralt, Valmore Rodríguez, Lagunillas, Cabimas, Santa Rita, Miranda, Simón Bolívar.</p> <p>Zona 2: Municipios: Páez, Almirante Padilla</p>
ISLAS DEL CARIBE	Zona 5: Todas las islas de la región del Caribe

CAPITULO 5

FORMAS ESPECTRALES TIPIFICADAS DE LOS TERRENOS DE FUNDACIÓN

Esta Norma considera cuatro formas espectrales tipificadas (S1 a S4) y un factor de corrección para el coeficiente de aceleración horizontal (ϕ), los cuales dependen de las características del perfil geotécnico del terreno de fundación.

5.1 SELECCIÓN DE LA FORMA ESPECTRAL Y DEL FACTOR ϕ

La selección de la forma espectral y el factor ϕ se hará con arreglo a la Tabla 5.1.

TABLA 5.1 FORMA ESPECTRAL Y FACTOR DE CORRECCIÓN ϕ

Material	V _{sp} (m/s)	H (m)	Zonas Sísmicas 1 a 4		Zonas Sísmicas 5 a 7	
			Forma Espectral	ϕ	Forma Espectral	ϕ
Roca sana/fracturada	>500	-	S1	0.85	S1	1.00
Roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy densos	>400	<30	S1	0.85	S1	1.00
		30-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.70	S2	0.90
Suelos duros o densos	250-400	<15	S1	0.80	S1	1.00
		15-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.75	S2	0.90
Suelos firmes/medio densos	170-250	≤ 50	S3	0.70	S2	0.95
		>50	S3 ^(a)	0.70	S3	0.75
Suelos blandos/sueltos	<170	≤ 15	S3	0.70	S2	0.90
		>15	S3 ^(a)	0.70	S3	0.80
Suelos blandos o sueltos ^(b) intercalados con suelos más rígidos	-	H ₁	S3 ^(c)	0.65	S2	0.70

a) Si $A_o \leq 0.15$ úsese S4

b) El espesor de los estratos blandos o sueltos ($V_s < 170$ m/s) debe ser mayor que $0.1 H$.

c) Si $H_1 \geq 0.25 H$ y $A_o \leq 0.20$ úsese S4.

En la Tabla 5.1:

V_{sp} = Velocidad promedio de las ondas de corte en el perfil geotécnico.

H = Profundidad a la cual se consigue material cuya velocidad de las ondas de corte, V_s , es mayor que 500 m/s.

Φ = Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal.

H_1 = Profundidad desde la superficie hasta el tope del estrato blando.

Las formas espectrales se dan en la Tabla 7.1, Figuras 7.1 y C-7.1.

5.2 CASOS ESPECIALES

En aquellos casos en los cuales la selección de la forma espectral con arreglo a la Tabla 5.1 resulte dudosa, se utilizará la forma espectral que conduzca a las acciones sísmicas más desfavorables.

Cuando en el perfil geotécnico existan suelos que bajo la acción sísmica sean susceptibles a licuar, o que su resistencia al corte se degrade o que experimenten cambios volumétricos importantes, se deberán realizar estudios particulares para evaluar la respuesta dinámica del perfil y establecer la forma espectral y el coeficiente de aceleración horizontal a utilizar en el diseño. Los modelos utilizados para los análisis deberán reflejar los cambios en las propiedades de dichos suelos por el efecto de la carga cíclica.

CAPITULO 6

CLASIFICACIÓN DE EDIFICACIONES SEGÚN EL USO, NIVEL DE DISEÑO, TIPO Y REGULARIDAD ESTRUCTURAL

Para los efectos de la aplicación de esta Norma, las edificaciones quedarán clasificadas según su uso, nivel de diseño, tipo y regularidad estructural.

6.1 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL USO

6.1.1 GRUPOS

La edificación deberá quedar clasificada en uno de los siguientes Grupos:

GRUPO A

Edificaciones que albergan instalaciones esenciales, de funcionamiento vital en condiciones de emergencia o cuya falla pueda dar lugar a cuantiosas pérdidas humanas o económicas, tales como, aunque no limitadas a:

- Hospitales: Tipo IV, Tipo III y Tipo II, definidos en la tabla C- 6.1
- Edificios gubernamentales o municipales de importancia, monumentos y templos de valor excepcional.
- Edificios que contienen objetos de valor excepcional, como ciertos museos y bibliotecas.
- Estaciones de bomberos, de policía o cuarteles.
- Centrales eléctricas, subestaciones de alto voltaje y de telecomunicaciones. Plantas de bombeo.
- Depósitos de materias tóxicas o explosivas y centros que utilicen materiales radioactivos.
- Torres de control; hangares; centros de tráfico aéreo.
- Edificaciones educacionales.
- Edificaciones que puedan poner en peligro alguna de las de este Grupo.

GRUPO B1

Edificaciones de uso público o privado, densamente ocupadas, permanente o temporalmente, tales como:

- Edificios con capacidad de ocupación de más de 3 000 personas o área techada de más de 20 000 m².
- Centros de salud no incluidos en el Grupo A.
- Edificaciones clasificadas en los Grupos B2 o C que puedan poner en peligro las de este Grupo.

GRUPO B2

Edificaciones de uso público o privado, de baja ocupación, que no excedan los límites indicados en el Grupo B1, tales como:

- Viviendas.
- Edificios de apartamentos, de oficinas u hoteles.
- Bancos, restaurantes, cines y teatros.
- Almacenes y depósitos.
- Toda edificación clasificada en el Grupo C, cuyo derrumbe pueda poner en peligro las de este Grupo.

GRUPO C

Construcciones no clasificables en los grupos anteriores, ni destinadas a la habitación o al uso público y cuyo derrumbe no pueda causar daños a edificaciones de los tres primeros Grupos.

En las edificaciones del Grupo C, se podrá obviar la aplicación de esta Norma siempre y cuando se adopten disposiciones constructivas que aseguren su estabilidad ante las acciones sísmicas previstas en el Capítulo 4

6.1.2 USOS MIXTOS

Las edificaciones que contengan áreas que pertenezcan a más de un Grupo, serán clasificadas en el Grupo más exigente.

6.1.3 FACTOR DE IMPORTANCIA

De acuerdo con la anterior clasificación se establece un factor de importancia α conforme a la Tabla 6.1.

TABLA 6.1
FACTOR DE IMPORTANCIA

GRUPO	α
A	1.30
B1	1.15
B2	1.00

6.2 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL NIVEL DE DISEÑO

A los fines de la aplicación de esta Norma, se distinguen los tres niveles de diseño que se especifican en la Sección 6.2.1.

6.2.1 NIVELES DE DISEÑO

NIVEL DE DISEÑO 1

El diseño en zonas sísmicas no requiere la aplicación de requisitos adicionales a los establecidos para acciones gravitacionales.

NIVEL DE DISEÑO 2

Requiere la aplicación de los requisitos adicionales para este Nivel de Diseño, establecidos en las Normas COVENIN-MINDUR.

NIVEL DE DISEÑO 3

Requiere la aplicación de todos los requisitos adicionales para el diseño en zonas sísmicas establecidos en las Normas COVENIN-MINDUR.

6.2.2 NIVELES DE DISEÑO REQUERIDOS

Se usará uno de los Niveles de Diseño ND indicados en la Tabla 6.2. En el detallado de elementos que formen parte de estructuras irregulares,

independientemente de la zona sísmica, se aplicará el ND3 en los siguientes casos: (i) donde excepcionalmente se presenten las irregularidades anotadas en la Tabla 6.3 y (ii) en los sistemas Tipo I de redundancia limitada, tales como: edificios con menos de tres líneas resistentes en una de sus direcciones y edificios con columnas discontinuas.

TABLA 6.2
NIVELES DE DISEÑO ND

GRUPO	ZONA SÍSMICA		
	1 y 2	3 y 4	5,6 y 7
A; B1	ND2 ND3	ND3	ND3
B2	ND1 (*) ND2 ND3	ND2 (*) ND3	ND3 ND2 (**)

(*) Válido para edificaciones de hasta de 10 pisos ó 30 m de altura.

(**) Válido para edificaciones de hasta de 2 pisos u 8 m de altura.

TABLA 6.3

AREAS Y/O COMPONENTES EN LOS CUALES DEBE EXTENDERSE EL CUMPLIMIENTO DE LOS REQUERIMIENTOS DE DISEÑO ND3

TIPO DE IRREGULARIDAD SEGÚN LA SECCIÓN 6.5.2		ÁREAS O COMPONENTES
VERTICAL	a.1: Entrepiso blando.	Todos los componentes del entrepiso y de los dos entrepisos adyacentes.
	a.2: Entrepiso débil.	
	a.7: Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales.	Los componentes donde ocurre la discontinuidad y todos los componentes adyacentes.
	a.9: Columnas cortas.	
EN PLANTA	b.2: Riesgo torsional elevado.	Toda la estructura.
	b.4: Diafragma flexible.	Todos los componentes que se vinculan al diafragma en referencia.

6.3 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL TIPO DE ESTRUCTURA

A los fines de esta Norma, se establecen los tipos de sistemas estructurales en función de los componentes del sistema resistente a sismos, descritos en la Sección 6.3.1.

Una estructura puede clasificarse en tipos diferentes, en sus dos direcciones ortogonales de análisis.

Todos los tipos de estructuras, con excepción del Tipo IV, deberán poseer diafragmas con la rigidez y resistencias necesarias para distribuir eficazmente las acciones sísmicas entre los diferentes miembros del sistema resistente a sismos. En las Zonas Sísmicas de la 3 a la 7, ambas incluidas, no se permiten los sistemas de pisos sin vigas, ni pisos donde todas las vigas sean planas del mismo espesor de las losas.

6.3.1 TIPOS DE SISTEMAS ESTRUCTURALES RESISTENTES A SISMOS

TIPO I: Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante sus vigas y columnas, tales como los sistemas estructurales constituidos por pórticos. Los ejes de columnas deben mantenerse continuos hasta su fundación.

TIPO II: Estructuras constituidas por combinaciones de los Tipos I y III, teniendo ambos el mismo Nivel de Diseño. Su acción conjunta debe ser capaz de resistir la totalidad de las fuerzas sísmicas. Los pórticos por sí solos deberán estar en capacidad de resistir por lo menos el veinticinco por ciento (25%) de esas fuerzas.

TIPO III: Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante pórticos diagonalizados o muros estructurales de concreto armado o de sección mixta acero-concreto, que soportan la totalidad de las cargas permanentes y variables. Los últimos son los sistemas comúnmente llamados de muros. Se considerarán igualmente dentro de este Grupo las combinaciones de los Tipos I y III, cuyos pórticos no sean capaces de resistir por sí solos por lo menos el veinticinco por ciento (25%) de las fuerzas sísmicas totales, respetando en su diseño, el Nivel de Diseño adoptado para toda la estructura. Se distinguen como Tipo IIIa los sistemas conformados por muros de concreto armado acoplados con dinteles o vigas dúctiles, así como los pórticos de acero con diagonales excéntricas acopladas con eslabones dúctiles.

TIPO IV: Estructuras que no posean diafragmas con la rigidez y resistencia necesarias para distribuir eficazmente las fuerzas sísmicas entre los diversos miembros verticales. Estructuras sustentadas por una sola columna. Edificaciones con losas sin vigas.

6.3.2 COMBINACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES

En el caso de que en alguna dirección de análisis se utilice más de un sistema estructural, en esa dirección se empleará el menor valor R de los correspondientes valores dados en la Tabla 6.4. Cuando en la combinación vertical de dos sistemas, uno de los componentes soporte un peso igual o menor que el diez por ciento (10%) del peso total de la edificación, no es necesario satisfacer este requisito.

6.4 FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA

Los máximos valores del factor de reducción R, para los distintos tipos de estructuras y Niveles de Diseño, están dados en la Tabla 6.4, la cual debe ser aplicada en concordancia con la Sección 6.2.2.

6.4.1 CASO DE ESTRUCTURAS IRREGULARES

Para las irregularidades tipificadas como a.4, b.1 y b.2 en la Sección 6.5.2, así como en los sistemas estructurales Tipo I con columnas articuladas en su base, los valores de R serán minorados multiplicando los valores de la Tabla 6.4 por 0.75, sin que sean menores que 1.0. En el caso de las irregularidades a.1, a.2, a.7, a.8 y a.9 las solicitaciones obtenidas del análisis serán multiplicadas por 1.3 en todos los elementos del entrepiso donde se localice la irregularidad, y los de los entrepisos inferiores.

6.5 CLASIFICACIÓN SEGÚN LA REGULARIDAD DE LA ESTRUCTURA

Toda edificación será clasificada como regular o irregular de acuerdo a las definiciones siguientes:

6.5.1 EDIFICACIÓN DE ESTRUCTURA REGULAR

Se considerará regular la edificación que no esté incluida en ninguno de los apartados de la Sección 6.5.2.

TABLA 6.4

FACTORES DE REDUCCIÓN R

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO				
	TIPO DE ESTRUCTURA (SECCIÓN 6.3.1)				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0	5.0	4.5	5.0	2.0
ND2	4.0	3.5	3.0	3.5	1.5
ND1	2.0	1.75	1.5	2.0	1.25

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE ACERO				
	TIPO DE ESTRUCTURA (SECCIÓN 6.3.1)				
	I ⁽¹⁾	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0 ⁽²⁾	5.0	4.0	6.0 ⁽³⁾	2.0
ND2	4.5	4.0	-	-	1.5
ND1	2.5	2.25	2.0	-	1.25

- (1) Para sistemas con columnas articuladas en su base el valor de R será multiplicado por 0.75
- (2) En pórticos con vigas de celosía se usará 5.0 limitado a edificios de no más de 30 metros de altura
- (3) En aquellos casos donde la conexión viga colectora-columna sea del Tipo PR, según la Norma COVENIN 1618-98, úsese 5.0.

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS MIXTAS ACERO-CONCRETO				
	TIPO DE ESTRUCTURA (SECCIÓN 6.3.1)				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0	5.0	4.0	6.0 ⁽¹⁾	2.0
ND2	4.0	4.0	-	-	1.5
ND1	2.25	2.50	2.25	-	1.0

Para muros estructurales reforzados con planchas de acero y miembros de borde de sección mixta acero-concreto, úsese 5.0

6.5.2 EDIFICACIÓN DE ESTRUCTURA IRREGULAR

Se considera irregular la edificación que en alguna de sus direcciones principales presente alguna de las características siguientes:

a) Irregularidades Verticales

a.1.) Entrepiso blando

La rigidez lateral de algún entrepiso, es menor que 0.70 veces la del entrepiso superior, o 0.80 veces el promedio de las rigideces de los tres entrepisos superiores. En el cálculo de las rigideces se incluirá la contribución de la tabiquería; en el caso de que su contribución sea mayor para el piso inferior que para los superiores, esta se podrá omitir.

a.2.) Entrepiso débil

La resistencia lateral de algún entrepiso, es menor que 0.70 veces la correspondiente resistencia del entrepiso superior, o 0.80 veces el promedio de las resistencias de los tres entrepisos superiores. En la evaluación de la resistencia de los entrepisos se incluirá la contribución de la tabiquería; en el caso de que su contribución sea mayor para el piso inferior que para los superiores, esta se podrá omitir.

a.3.) Distribución irregular de masas de uno de los pisos contiguos

Cuando la masa de algún piso exceda 1.3 veces la masa de uno de los pisos contiguos. Se exceptúa la comparación con el último nivel de techo de la edificación. Para esta verificación la masa de los apéndices se añadirán al peso del nivel que los soporta.

a.4.) Aumento de las masas con la elevación

La distribución de masas de la edificación crece sistemáticamente con la altura. Para esta verificación la masa de los apéndices se añadirán al peso del nivel que los soporta.

a.5.) Variaciones en la geometría del sistema estructural

La dimensión horizontal del sistema estructural en algún piso excede 1.30 la del piso adyacente. Se excluye el caso del último nivel.

a.6.) Esbeltez excesiva

El cociente entre la altura de la edificación y la menor dimensión en planta de la estructura a nivel de base exceda a 4. Igualmente cuando esta situación se presente en alguna porción significativa de la estructura.

a.7.) Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales

De acuerdo con alguno de los siguientes casos:

- i) Columnas o muros que no continúan al llegar a un nivel inferior distinto al nivel de base.

- ii) El ancho de la columna o muro en un entrepiso presenta una reducción que excede el veinte por ciento (20%) del ancho de la columna o muro en el entrepiso inmediatamente superior en la misma dirección horizontal.
- iii) El desalineamiento horizontal del eje de un miembro vertical, muro o columna, entre dos pisos consecutivos, supera 1/3 de la dimensión horizontal del miembro inferior en la dirección del desalineamiento.

a.8) Falta de conexión entre miembros verticales

Alguno de los miembros verticales, columnas o muros, no está conectado al diafragma de algún nivel.

a.9) Efecto de columna corta

Marcada reducción en la longitud libre de columnas, por efecto de restricciones laterales tales como paredes, u otros elementos no estructurales.

b) Irregularidades en Planta

b.1) Gran excentricidad

En algún nivel la excentricidad entre la línea de acción del cortante en alguna dirección, y el centro de rigidez supera el veinte por ciento (20%) del radio de giro inercial de la planta.

b.2) Riesgo torsional elevado

Si en algún un piso se presenta cualquiera de las siguientes situaciones:

- i) El radio de giro torsional r_t en alguna dirección es inferior al cincuenta por ciento (50%) del radio de giro inercial r .
- ii) La excentricidad entre la línea de acción del cortante y el centro de rigidez de la planta supera el treinta por ciento (30%) del valor del radio de giro torsional r_t en alguna dirección.

b.3) Sistema no ortogonal

Cuando una porción importante de los planos del sistema sismorresistente no sean paralelos a los ejes principales de dicho sistema.

b.4) Diafragma flexible

- i)** Cuando la rigidez en su plano sea menor a la de una losa equivalente de concreto armado de 4 cm de espesor y la relación largo/ancho no sea mayor que 4.5.
- ii)** Cuando un número significativo de plantas tenga entrantes cuya menor longitud exceda el cuarenta por ciento (40%) de la dimensión del menor rectángulo que inscribe a la planta, medida paralelamente a la dirección del entrante; o cuando el área de dichos entrantes supere el treinta por ciento (30%) del área del citado rectángulo circunscrito.
- iii)** Cuando las plantas presenten un área total de aberturas internas que rebasen el veinte por ciento (20%) del área bruta de las plantas.
- iv)** Cuando existan aberturas prominentes adyacentes a planos sismorresistentes importantes o, en general, cuando se carezca de conexiones adecuadas con ellos.
- v)** Cuando en alguna planta el cociente largo/ancho del menor rectángulo que inscriba a dicha planta sea mayor que 5.

CAPITULO 7

COEFICIENTE SÍSMICO Y ESPECTROS DE DISEÑO

7.1 COEFICIENTE SÍSMICO PARA EDIFICACIONES

El coeficiente sísmico definido como V_o/W no será menor que $(\alpha A_o) / R$, donde:

α = Factor de importancia (Tabla 6.1).

A_o = Coeficiente de la aceleración horizontal para cada zona (Tabla 4.1)

R = Factor de reducción (Tabla 6.4).

V_o = Fuerza cortante a nivel de base, obtenida utilizando los procedimientos de análisis del Capítulo 9, incluidas las combinaciones establecidas en el Artículo 8.6.

W = Peso total de la edificación por encima del nivel de base. Para la determinación del peso total W , a las acciones permanentes deberán sumarse los porcentajes de las acciones variables establecidas en la Norma COVENIN 2002, según se indica a continuación:

- a) Recipientes de líquidos: cien por ciento (100%) de la carga de servicio, con el recipiente lleno.
- b) Almacenes y depósitos en general, donde la carga tenga el carácter de permanente tales como bibliotecas o archivos: cien por ciento (100%) de la carga de servicio.
- c) Estacionamientos públicos: en ningún caso el valor que se adopte será menor que el cincuenta por ciento (50%) de la carga variable de servicio establecida en las normas respectivas, considerando el estacionamiento lleno.
- d) Edificaciones donde pueda haber concentración de público, más de unas 200 personas, tales como: educacionales, comerciales, cines e industrias, así como escaleras y vías de escape: cincuenta por ciento (50%) de la carga variable de servicio.
- e) Entrepisos de edificaciones, no incluidos en (d) tales como: viviendas y estacionamientos distintos de c): veinticinco por ciento (25%) de la carga variable de servicio.
- f) Techos y terrazas no accesibles: cero por ciento (0%) de la carga variable.

7.2 ESPECTROS DE DISEÑO

Las ordenadas A_d de los espectros de diseño, quedan definidas en función de su período T tal como se indica en la Figura 7.1, en la forma siguiente:

$$T < T^+ \quad A_d = \frac{\alpha \varphi A_o \left[1 + \frac{T}{T^+} (\beta - 1) \right]}{1 + \left(\frac{T}{T^+} \right)^c (R - 1)} \quad (7.1)$$

$$T^+ \leq T \leq T^* \quad A_d = \frac{\alpha \varphi \beta A_o}{R} \quad (7.2)$$

$$T > T^* \quad A_d = \frac{\alpha \varphi \beta A_o}{R} \left(\frac{T^*}{T} \right)^p \quad (7.3)$$

donde:

A_d = Ordenada del espectro de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de gravedad.

α = Factor de importancia (Tabla 6.1).

A_o = Coeficiente de aceleración horizontal (Tabla 4.1).

φ = Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal (Tabla 5.1).

β = Factor de magnificación promedio (Tabla 7.1).

T_o = $0.25T^*$ Período a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante (seg).

T^* = Máximo período en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante (Tabla 7.1).

$T^+ \geq T_o$ Período característico de variación de respuesta dúctil (seg) (Tabla 7.2).

$$c = \sqrt[4]{R/\beta}$$

R = Factor de reducción de respuesta (Artículo 6.4).

p = Exponente que define la rama descendente del espectro.

TABLA 7.1
VALORES DE T^* , β y p

FORMA ESPECTRAL	T^* (seg)	β	p
S1	0.4	2.4	1.0
S2	0.7	2.6	1.0
S3	1.0	2.8	1.0
S4	1.3	3.0	0.8

TABLA 7.2
VALORES DE T^+ ⁽¹⁾

CASO	T^+ (seg)
$R < 5$	$0.1 (R-1)$
$R \geq 5$	0.4

⁽¹⁾ $T_0 \leq T^+$

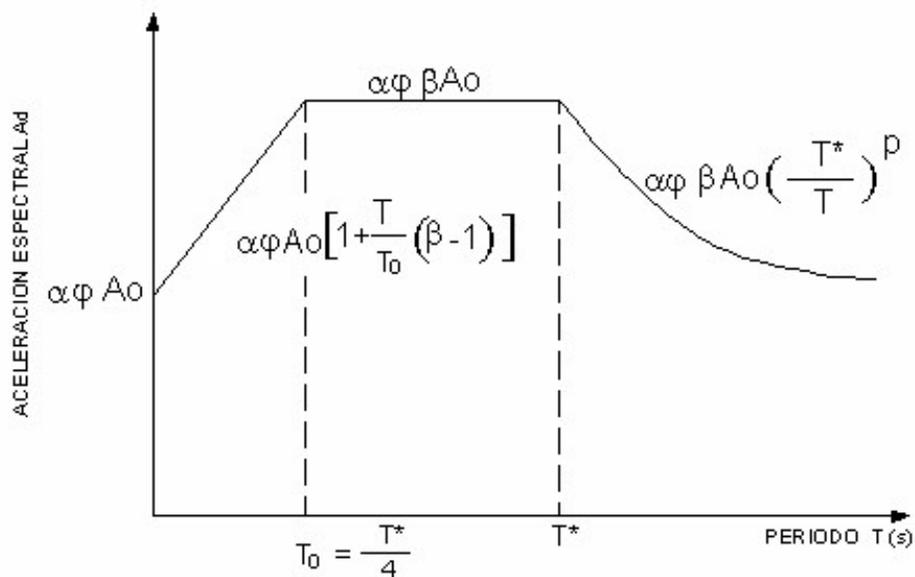


FIGURA 7.1 ESPECTRO DE RESPUESTA ELASTICO (R=1)

7.3 FUERZAS SÍSMICAS EN COMPONENTES, APÉNDICES E INSTALACIONES

7.3.1 CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

Los componentes que no formen parte integrante de la estructura del edificio, las estructuras menores ligadas a ella, sus conexiones con la estructura principal, así como los elementos flexibles que pueden oscilar verticalmente referidos en la Subsección 7.3.2.1, deberán diseñarse para resistir las acciones sísmicas que resulten de la aplicación de uno de los siguientes criterios:

- a) Las acciones que resulten de aplicar los métodos del Capítulo 9, suponiendo que forman parte de la estructura.
- b) Las que se deduzcan de aplicar las acciones especificadas en la Sección 7.3.2. En este caso, para el análisis sísmico de la estructura principal, el peso de las partes se añadirá al peso del nivel que corresponda.

Las acciones sobre los componentes arquitectónicos, apéndices, sistemas mecánicos y eléctricos que se consideren vitales o esenciales, deberán evaluarse tomando en consideración la respuesta dinámica del sistema.

7.3.2 COEFICIENTES SÍSMICOS

Los componentes y partes de estructuras referidos en la Sección 7.3.1 deberán diseñarse para resistir las fuerzas sísmicas horizontales F_p en la dirección más desfavorable, calculadas de acuerdo a la fórmula:

$$F_p = (F_i / W_i) C_p W_p \quad (7.4)$$

donde:

- (F_i / W_i) = Cociente entre la fuerza lateral en el nivel i donde se encuentra ubicado el componente o parte estructural y el peso de ese mismo nivel. Este cociente no será menor que $\alpha \phi A_o$.
- A_o = Coeficiente de aceleración horizontal (Tabla 4.1).
- C_p = Coeficiente sísmico de elementos o partes de estructuras (Tabla 7.3).
- W_p = Peso del componente o elemento considerado.
- W_i = Peso del nivel i de la edificación.
- α = Factor de importancia (Tabla 6.1).
- ϕ = Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal (Tabla 5.1).

TABLA 7.3
VALORES DE C_p

COMPONENTES, APÉNDICES E INSTALACIONES	C_p
Subestructuras en voladizo; salas de máquina; estanques con su contenido	6/R
Paredes:	
- Enmarcadas (confinadas)	1.0
- No enmarcadas (no confinadas)	1.5
- En voladizo	4.0
Paneles de vidrio	2.0
Equipos mecánicos o eléctricos	2.0
Sistemas contra incendio y/o de restitución de energía eléctrica	3.0
Conexiones de: componentes prefabricados; paneles de vidrio; otros componentes frágiles	4.0
Antepechos; parapetos verticales; ornamentos; vallas publicitarias; chimeneas	4.0

7.3.2.1 VOLADIZOS

El diseño de voladizos de edificaciones en cuyo análisis no se haya incorporado la componente vertical, se realizará con arreglo al Artículo 8.6 (iv).

CAPITULO 8

REQUISITOS GENERALES, CRITERIOS DE ANÁLISIS Y VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD

8.1 GENERALIDADES

El sistema resistente a sismos debe concebirse de forma tal que la falla prematura de unos pocos elementos no amenace la estabilidad de la edificación.

8.2 DIRECCIONES DE ANÁLISIS

Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes sísmicas horizontales actuando simultáneamente según dos direcciones ortogonales. Estas dos direcciones deberán corresponder a las direcciones asociadas a los planos resistentes significativos del edificio.

8.3 REQUISITOS DE ANÁLISIS

El análisis de los efectos de las acciones sísmicas debe satisfacer los siguientes requisitos:

8.3.1 HIPÓTESIS PARA EL ANÁLISIS

Los efectos de las acciones sísmicas se podrán analizar suponiendo comportamiento elástico lineal de acuerdo con los principios de la Teoría de Estructuras.

Las masas se considerarán ubicadas en los correspondientes centros de masa, incorporando los grados de libertad y las propiedades inerciales que sean significativas en la respuesta sísmica.

8.3.2 COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES

Se verificará que las deformaciones de los miembros estructurales sean compatibles entre sí, sin exceder su capacidad resistente.

8.3.3 RIGIDEZ DE LOS DIAFRAGMAS

En los métodos de análisis dados en esta Norma se presupone que los pisos, techos y sus conexiones actúan como diafragmas indeformables en su plano, y están diseñados para transmitir las fuerzas a los elementos verticales del sistema resistente a sismos. Si los diafragmas no poseen la rigidez necesaria deberá considerarse su flexibilidad en el análisis y diseño.

Estos diafragmas deberán estar en capacidad de transmitir en su plano las fuerzas laterales F_i que se obtengan de aplicar los métodos dados en el Capítulo 9, pero no menos de 0.15 veces el peso del piso o del techo.

Los pisos o techos prefabricados podrán aceptarse como diafragmas, siempre que se demuestre la efectividad de la unión entre los diversos miembros.

8.3.4 EFECTOS DE LA TABIQUERÍA

Se prestará particular atención a la eventual interacción de la estructura portante con la tabiquería. En particular cuando se generen irregularidades como las señaladas en los apartados: a.1, a.2, a.9, b.1, ó b.2 de la Sección 6.5.2

8.4 SUPERPOSICIÓN DE EFECTOS TRASLACIONALES Y TORSIONALES

Los métodos de análisis indicados en el Capítulo 9 superponen los efectos traslacionales y torsionales debidos a la acción de sismos, así como la torsión adicional, debida a las excitaciones rotacionales del terreno y las incertidumbres en la distribución de masas y rigideces.

8.5 EFECTOS P-Δ

Se tomarán en cuenta los efectos P-Δ cuando en cualquier nivel el coeficiente de estabilidad θ_i , dado en la fórmula (8.1) exceda el valor 0.08.

$$\theta_i = \frac{\delta_{ei} \sum_{j=i}^N W_j}{V_i (h_i - h_{i-1})} \quad (8.1)$$

donde:

δ_{ei} = Diferencia de los desplazamientos laterales elásticos entre dos niveles consecutivos, en sus correspondientes centros de masa.

W_j = Peso del nivel j de la edificación (Artículo 7.1).

V_i = Cortante de diseño en el nivel i.

h_i = Altura del nivel i.

La estructura deberá ser redimensionada cuando en algún nivel, el valor θ_i exceda $\theta_{\text{máx}}$ dado por la fórmula (8.2).

$$\theta_{\text{máx}} = \frac{0.625}{R} \leq 0.25 \quad (8.2)$$

8.6 COMBINACIÓN DE EFECTOS

I) Las estructuras deberán diseñarse para la acción simultánea de las dos componentes sísmicas horizontales. En los miembros estructurales, cada solicitación debida a una componente sísmica horizontal, incluidos los efectos de la torsión accidental, se combinará con la misma solicitación debida a la componente sísmica ortogonal, de acuerdo con uno de los criterios de combinación siguientes:

- a) La raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las solicitaciones correspondientes a cada dirección del sismo.
- b) El valor absoluto de las solicitaciones debidas a sismo en una dirección más 0.30 del valor absoluto de las solicitaciones debidas a sismo en la dirección ortogonal, y viceversa.
- c) Opcionalmente, se puede utilizar el criterio CQC3, descrito en la literatura técnica, la cual incorpora la dirección más desfavorable del movimiento sísmico.

Cuando se apliquen los criterios (a) ó (b), ambas componentes ortogonales se tomarán de igual intensidad. En caso de aplicar el criterio (c) se utilizará una relación de intensidades no menor que 0.7.

II) La solicitación se considerará alternadamente con los signos + y -, para efectos de su posterior combinación con las solicitaciones debidas a las cargas gravitatorias según se especifica en la correspondiente norma de diseño.

III) En el caso de miembros cuyo diseño esté gobernado por la acción simultanea de varias solicitaciones, se deberán considerar los signos relativos correspondientes a las distintas solicitaciones máximas, o en su defecto considerar el caso con los signos más desfavorables de las mismas.

IV) En las combinaciones de diseño indicadas en la Sección 11.4.4 de esta Norma y en las Normas de Diseño, se considerará S como la suma del efecto de las componentes sísmicas horizontales combinadas (S_H) mas los efectos alternantes de la componente sísmica vertical, como se indica a continuación:

$S=S_H \pm (0.2\alpha\phi\beta A_0)CP$, tomándose el signo más desfavorable en el diseño. Adicionalmente en los voladizos debe considerarse una acción vertical neta hacia arriba de $(0.2\alpha\phi\beta A_0)CP$. Este criterio puede sustituirse si se realizan análisis dinámicos de respuesta a la componente vertical y se combinan sus resultados con los de las componentes horizontales.

V) En las combinaciones especiales de las Normas de Diseño que incorporan el factor de sobrerresistencia, puede tomarse S_H como el efecto de la componente sísmica más desfavorable.

8.7 DISPOSITIVOS PARA REDUCIR LA RESPUESTA SÍSMICA

Se autoriza el empleo de sistemas de control pasivo debidamente justificados, analítica y experimentalmente para reducir la respuesta sísmica, tales como los sistemas de aislamiento sísmico y amortiguamiento.

8.8 EFECTOS DE LA INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA

En las edificaciones clasificadas como regulares se podrán incorporar los efectos de la interacción suelo–estructura en la determinación de las fuerzas sísmicas y los correspondientes desplazamientos.

CAPITULO 9

MÉTODOS DE ANÁLISIS

9.1 CLASIFICACIÓN DE LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS

Cada edificación deberá ser analizada tomando en consideración los efectos traslacionales y torsionales, por uno de los métodos descritos a continuación, los cuales han sido organizados por orden creciente de refinamiento.

9.1.1 ANÁLISIS ESTÁTICO

Los efectos traslacionales se determinan con el Método Estático Equivalente (Artículo 9.3). Los efectos torsionales se determinan con el Método de la Torsión Estática Equivalente (Artículo 9.5).

9.1.2 ANÁLISIS DINÁMICO PLANO

Los efectos traslacionales se determinan según el Método de Superposición Modal con un Grado de Libertad por nivel (Artículo 9.4) . Los efectos torsionales se determinan con el Método de la Torsión Estática Equivalente (Artículo 9.5).

9.1.3 ANÁLISIS DINÁMICO ESPACIAL

Los efectos traslacionales y los efectos torsionales se determinan según el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por nivel (Artículo 9.6).

9.1.4 ANÁLISIS DINÁMICO ESPACIAL CON DIAFRAGMA FLEXIBLE

Los efectos traslacionales y los efectos torsionales se determinan según lo indicado en el Artículo 9.7 en el cual se incluye la flexibilidad del diagrama.

9.1.5 OTROS MÉTODOS DE ANÁLISIS

En el Artículo 9.8 se presenta un método alternativo a los métodos anteriormente descritos, recomendable para el caso de estructuras no tipificadas en esta Norma.

En el Artículo 9.9 se presenta un procedimiento de análisis estático inelástico que puede ser utilizado opcionalmente en conjunto con los métodos de análisis descritos previamente.

9.2 SELECCIÓN DE LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS

En las Tablas 9.1 y 9.2 se establecen los métodos de análisis que como mínimo deben ser empleados, respectivamente para las edificaciones regulares y las irregulares, según la clasificación del Artículo 6.5.

Los métodos especificados pueden sustituirse por otros más refinados según el orden dado en el Artículo 9.1.

TABLA 9.1

SELECCIÓN DEL MÉTODO DE ANÁLISIS PARA EDIFICIOS DE ESTRUCTURA REGULAR

ALTURA DE LA EDIFICACIÓN	REQUERIMIENTO MÍNIMO
No excede 10 pisos ni 30 metros	ANÁLISIS ESTÁTICO (Sección 9.1.1)
Excede 10 pisos ó 30 metros	ANÁLISIS DINÁMICO PLANO (Sección 9.1.2)

TABLA 9.2

SELECCIÓN DEL MÉTODO DE ANÁLISIS PARA EDIFICIOS DE ESTRUCTURA IRREGULAR

TIPO DE IRREGULARIDAD (SECCIÓN 6.5.2)		REQUERIMIENTO MÍNIMO
VERTICAL	a.1; a.2; a.4; a.7; a.8	ANÁLISIS DINÁMICO ESPACIAL (Sección 9.1.3)
	a.3; a.5; a.6	ANÁLISIS DINÁMICO PLANO (Sección 9.1.2)
EN PLANTA	b.1; b.2; b.3	ANÁLISIS DINÁMICO ESPACIAL (Sección 9.1.3)
	b.4	ANÁLISIS DINÁMICO ESPACIAL CON DIAFRAGMA FLEXIBLE (Sección 9.1.4)

9.3 MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE

9.3.1 FUERZA CORTANTE BASAL

La fuerza cortante basal V_0 , en cada dirección de análisis, se determinará de acuerdo con la expresión:

$$V_0 = \mu A_d W \quad (9.1)$$

donde:

A_d = Ordenada del espectro de diseño definida en el Artículo 7.2, para el período T dado en la Sección 9.3.2.

W = Peso total de la edificación por encima del nivel de base (Artículo 7.1).

μ = Mayor de los valores dados por:

$$\mu = 1.4 \left[\frac{N + 9}{2N + 12} \right] \quad (9.2)$$

$$\mu = 0.80 + \frac{1}{20} \left[\frac{T}{T^*} - 1 \right] \quad (9.3)$$

donde:

N = Número de niveles.

T = Período fundamental.

T^* = Período dado en la Tabla 7.1.

El valor $\frac{V_0}{W}$ debe ser mayor o igual que el coeficiente sísmico mínimo establecido en el Artículo 7.1.

9.3.2 PERIODO FUNDAMENTAL

9.3.2.1 En cada dirección de análisis el período fundamental T se calculará según se establece en la fórmula siguiente:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N W_i (\delta_{ei})^2}{g \sum_{i=1}^N Q_i \delta_{ei}}} \quad (9.4)$$

Donde:

Q_i = Fuerza lateral aplicada en el centro de masas del nivel i del edificio y dada por:

$$Q_i = W \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j} \quad (9.5)$$

W = Peso total de la edificación.

W_i = Peso del nivel i.

h_i = Altura del nivel medida desde la base.

δ_{ei} = Desplazamiento elástico lateral del nivel i, bajo la acción de las cargas laterales Q_i .

N = Número de niveles de la edificación.

g = Aceleración de la gravedad.

El valor T del período fundamental calculado según la fórmula 9.4 no excederá el valor $1.4 T_a$, donde T_a está dado en la Subsección 9.3.2.2.

9.3.2.2 Como alternativa al método descrito en la Subsección 9.3.2.1, el período fundamental T podrá tomarse igual al período estimado T_a , obtenido a partir de las expresiones siguientes:

a) Para edificaciones Tipo I

$$T_a = C_t h_n^{0.75} \quad (9.6)$$

donde:

$C_t = 0.07$ para edificios de concreto armado o mixtos de acero-concreto.

$C_t = 0.08$ para edificios de acero.

h_n = Altura de la edificación medida desde el último nivel, hasta el primer nivel cuyos desplazamientos estén restringidos total o parcialmente.

b) Para edificaciones Tipo II, III y IV

$$T_a = 0.05 h_n^{0.75} \quad (9.7)$$

9.3.3 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE LAS FUERZAS DE DISEÑO DEBIDO A LOS EFECTOS TRASLACIONALES

Las fuerzas laterales de diseño en cada nivel y para cada dirección de análisis se obtendrán al distribuir verticalmente la fuerza cortante basal V_o , determinada con la fórmula (9.1), de acuerdo con la siguiente expresión:

$$V_o = F_t + \sum_{i=1}^N F_i \quad (9.8)$$

donde:

F_t = Fuerza lateral concentrada en el nivel N calculada de acuerdo con la siguiente expresión:

$$F_t = \left(0.06 \frac{T}{T^*} - 0.02 \right) V_o \quad (9.9)$$

y acotada entre los límites siguientes:

$$0.04 V_o \leq F_t \leq 0.10 V_o \quad (9.10)$$

F_i = Fuerza lateral correspondiente al nivel i, calculada según la siguiente fórmula:

$$F_i = (V_o - F_t) \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j} \quad (9.11)$$

W_j = Peso del nivel j de la edificación.

h_j = Altura medida desde la base hasta el nivel j de la edificación.

Las fuerzas F_i y F_t se aplicarán en los centros de masas del respectivo nivel.

Cuando sobre el último nivel N haya estructuras tales como salas de máquina, avisos luminosos y otras similares, se aplicarán los criterios del Artículo 7.3. Excepcionalmente este también podría ser el caso cuando exista un estanque de agua.

9.4 MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL CON UN GRADO DE LIBERTAD POR NIVEL

9.4.1 MODELO MATEMÁTICO

Para la aplicación de este método, la edificación deberá ser modelada como un sistema de masas concentradas en cada nivel, teniendo cada una de ellas un grado de libertad correspondiente al desplazamiento lateral en la dirección considerada.

9.4.2 MODOS

Las formas modales y sus correspondientes períodos de vibración en la dirección analizada se calculan utilizando las rigideces elásticas y las masas del sistema.

9.4.3 ANÁLISIS

El factor de participación γ_j de cada modo de vibración está dado por:

$$\gamma_j = \frac{\sum_{k=1}^N M_k \Phi_{kj}}{\sum_{k=1}^N M_k \Phi_{kj}^2} \quad (9.12)$$

El desplazamiento máximo u_{kj} y la fuerza lateral F_{kj} en el piso k del modo j están dados por:

$$u_{kj} = \Phi_{kj} \cdot \gamma_j \cdot A_{dj} \cdot g \cdot \left[\frac{T_j}{2\pi} \right]^2 \quad (9.13)$$

$$F_{kj} = M_k \cdot \Phi_{kj} \cdot \gamma_j \cdot A_{dj} \cdot g \quad (9.14)$$

El cortante V_{oj} en la base del edificio, en el modo j , está dado por:

$$V_{oj} = \beta_j \cdot M \cdot A_{dj} \cdot g \quad (9.15)$$

Siendo:

$$\beta_j = \frac{1}{M} \frac{\left[\sum_{k=1}^N M_k \Phi_{kj} \right]^2}{\sum_{k=1}^N M_k \Phi_{kj}^2} \quad (9.16)$$

Donde:

- Φ_{kj} = Coordenada modal del piso k en el modo j .
- M_k = Masa del piso k .
- N = Número total de pisos.
- A_{dj} = Ordenada del espectro de diseño para el modo de período T_j (Artículo 7.2).
- T_j = Período de vibración del modo j .
- g = Aceleración de la gravedad.
- M = Masa total del edificio = W/g (Artículo 7.1).
- β_j = Fracción de la masa total del edificio, o masas participativas, asociada con la respuesta en el modo j .

9.4.4 NUMERO DE MODOS DE VIBRACIÓN

En cada dirección, el análisis debe por lo menos incorporar el número de modos N_1 que se indica a continuación:

a) para edificios con menos de 20 pisos:

$$N_1 = \frac{1}{2} \left(\frac{T_1}{T^*} - 1.5 \right) + 3 \geq 3 \quad (9.17)$$

b) para edificios con 20 pisos o más:

$$N_1 = \frac{2}{3} \left(\frac{T_1}{T^*} - 1.5 \right) + 4 \geq 4 \quad (9.18)$$

donde:

T_1 = período del modo fundamental.

Los valores N_1 deben redondearse al entero inmediato superior. Para estructuras de menos de 3 pisos, el número de modos a incorporar es igual al número de pisos.

9.4.5 COMBINACIÓN MODAL

El corte basal y la fuerza cortante en cada nivel se determinarán por combinación de los respectivos valores modales. La combinación se llevará a cabo tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de cada valor modal o por la combinación cuadrática completa. A partir de las fuerzas cortantes se obtendrán las fuerzas concentradas en cada nivel, las cuales se aplicarán en los respectivos centros de masa.

9.4.6 CONTROL DE CORTANTE BASAL Y VALORES DE DISEÑO

El corte basal V_0 deberá compararse con el calculado según la Sección 9.3.1 con un período $T = 1.6 T_a$, el cual se denota aquí por V_0^* . Cuando V_0 sea menor que V_0^* los valores para el diseño deberán multiplicarse por V_0^* / V_0 . El cociente V_0 / W de diseño no será menor que el mínimo coeficiente sísmico dado en el Artículo 7.1.

Posteriormente se considerarán los efectos P- Δ según el Artículo 8.5 para obtener los incrementos eventuales de fuerzas cortantes, desplazamientos y derivas. Finalmente se considerarán los efectos torsionales según el Artículo 9.5 y se añadirán sus efectos a los resultados del análisis anterior.

9.5 MÉTODO DE LA TORSIÓN ESTÁTICA EQUIVALENTE

En cada nivel y en cada dirección se incorporarán los efectos de los momentos torsores indicados, añadidos a las fuerzas cortantes aplicadas en los centros de rigidez. Para cada miembro resistente se seleccionarán las sollicitaciones más desfavorables derivadas de las combinaciones de fuerza cortante y los distintos momentos torsores indicados.

En cada nivel y en cada dirección los momentos torsores se obtendrán por medio de las siguientes fórmulas:

$$M_{ti} = V_i (\tau e_i + 0.06 B_i) \quad (9.19)$$

$$M_{ti} = V_i (\tau' e_i - 0.06 B_i) \quad (9.20)$$

donde:

V_i = Fuerza cortante de diseño en el nivel i para la dirección analizada, calculada según el Artículo 9.3 o el Artículo 9.4.

e_i = Excentricidad estática en el nivel i , entre el centro de rigidez y la línea de acción del cortante en la dirección analizada, se tomará siempre positiva en las fórmulas (9.19) y (9.20).

B_i = Ancho de la planta en la dirección normal a la dirección analizada.

τ = Factor de amplificación dinámica torsional para la dirección considerada.

τ' = Factor de control de diseño de la zona más rígida de la planta, para la dirección considerada.

Los factores de modificación de la excentricidad, para cada dirección, se pueden calcular según las siguientes expresiones:

$$\tau = 1 + [4 - 16\varepsilon] \Omega \quad \text{para } 0.5 \leq \Omega \leq 1 \quad (9.21)$$

$$\tau = 1 + [4 - 16\varepsilon(2 - \Omega)](2 - \Omega)^4 \quad \text{para } 1 \leq \Omega \leq 2 \quad (9.22)$$

$$\tau = 1 \quad \text{para } 2 \leq \Omega \quad (9.23)$$

$$\tau' = 6(\Omega - 1) - 0.6 \quad \text{pero acotando } -1 \leq \tau' \leq 1 \quad (9.24)$$

donde:

ε = Valor representativo del cociente e / r , no mayor que 0.2.

Ω = Valor representativo del cociente r_t / r , no menor que 0.5.

e = Valor representativo de las excentricidades entre el centro de rigidez y la línea de acción del cortante de las plantas de la edificación, en la dirección analizada.

r = Valor representativo del radio de giro inercial de las plantas de la edificación.

r_t = Valor representativo del radio de giro torsional del conjunto de las plantas de la edificación, en la dirección considerada.

Alternativamente, los valores de τ y τ' se pueden determinar mediante un análisis dinámico con tres grados de libertad de un sistema de un piso con los valores representativos indicados.

Cuando no puedan establecerse valores representativos de e , r o r_t , por tomar valores muy disímiles entre las diferentes plantas, deberá aplicarse el Método del Artículo 9.6. Igualmente se hará así cuando se excedan las limitaciones de ε u Ω .

9.6 MÉTODO DE ANÁLISIS DINÁMICO ESPACIAL DE SUPERPOSICIÓN MODAL CON TRES GRADOS DE LIBERTAD POR NIVEL

9.6.1 GENERALIDADES

Este método toma en cuenta el acoplamiento de las vibraciones traslacionales y torsionales de la edificación y considera tres grados de libertad para cada nivel.

9.6.2 VALORES DE DISEÑO

9.6.2.1 RESPUESTA DINÁMICA

El número mínimo de modos de vibración (N_3) a utilizar en el análisis dinámico, será el mayor entre los dos siguientes valores:

- i) $N_3 = 3N_1$, donde N_1 está dado por las fórmulas (9.17) y (9.18) de la Sección 9.4.4.
- ii) N_3 = Número de modos que garantice que la sumatoria de las masas participativas de los primeros N modos exceda el noventa por ciento (90%) de la masa total del edificio, para cada una de las direcciones de análisis.

El máximo de cualquier valor de respuesta dinámica de interés para la acción de una componente sísmica en la dirección X (R_x) ó en la dirección Y (R_y), se obtiene combinando los valores modales según el criterio de la combinación cuadrática completa, que toma en cuenta el acoplamiento entre modos de frecuencia cercanas.

En cada dirección, el corte basal V_o deducido de la combinación modal deberá compararse con el calculado según la Sección 9.3.1 con un período $T = 1.6 T_a$, el cual se denota aquí por \overline{V}_o . Cuando V_o sea menor que \overline{V}_o , los valores para el diseño deberán multiplicarse por \overline{V}_o/V_o . El cociente V_o/W de diseño no será menor que el mínimo

coeficiente sísmico dado en el Artículo 7.1. Los efectos $P-\Delta$ se incorporarán en forma similar a como se establece en la Sección 9.4.6.

9.6.2.2 TORSIÓN ADICIONAL

Los efectos de la componente rotacional del terreno y de las incertidumbres en la ubicación de centros de masa y rigidez, se incluyen en el diseño añadiendo a los resultados del análisis dinámico, las solicitaciones más desfavorables que resulten de aplicar estáticamente sobre la edificación los siguientes momentos torsores:

Para sismo X:

$$Mt_{kx} = \pm V_{kx} (0.06B_{ky}) \quad (9.25)$$

Para sismo Y:

$$Mt_{ky} = \pm V_{ky} (0.06B_{kx}) \quad (9.26)$$

donde:

V_{kx} = Fuerza cortante de piso del nivel k de la edificación, en dirección X debida a la componente sísmica X.

V_{ky} = Fuerza cortante de piso del nivel k de la edificación, en dirección Y debida a la componente sísmica Y.

B_{kx} = Mayor dimensión horizontal de la edificación en dirección X, en el nivel k.

B_{ky} = Mayor dimensión horizontal de la edificación en dirección Y, en el nivel k.

Mt_{kx} = Momentos torsores adicionales a aplicar en el piso k, para el caso de sismo en la dirección X.

Mt_{ky} = Momentos torsores adicionales a aplicar en el piso k, para el caso de sismo en la dirección Y.

El momento torsor en un piso cualquiera no podrá ser menor que en ninguno de los pisos superiores.

Para sismo en la dirección X, la aplicación estática de los torques de piso obtenidos de Mt_{kx} , conducen a una sollicitación genérica que se denota por R_{tx} . Para sismo Y, la aplicación estática de los torques de piso obtenidos de Mt_{ky} , conducen a una sollicitación genérica que se denota por R_{ty} .

9.6.2.3 COMBINACIÓN DE LA RESPUESTA DINÁMICA Y LA TORSIÓN ADICIONAL

A los valores absolutos de las respuestas dinámicas $|R_x|$ y $|R_y|$ obtenidas de aplicar la Subsección 9.6.2.1, para sismo en la dirección X y para sismo en la dirección Y, respectivamente, se les añade el valor absoluto obtenido de las solicitaciones resultantes de aplicar la torsión adicional, $|R_{tx}|$ y $|R_{ty}|$ obtenidas de aplicar la Subsección 9.6.2.2, para determinar las solicitaciones sísmicas completas en cada dirección R_x^* y R_y^* , en cada miembro o plano resistente.

Para sismo X:

$$R_x^* = |R_x| + |R_{tx}| \quad (9.27)$$

Para sismo Y:

$$R_y^* = |R_y| + |R_{ty}| \quad (9.28)$$

9.7 MÉTODO DE ANÁLISIS DINÁMICO ESPACIAL CON DIAFRAGMA FLEXIBLE

9.7.1 CAMPO DE APLICACIÓN

En esta Sección se presenta una alternativa de análisis para el caso de edificaciones que posean las irregularidades en planta definidas como b.4 en la Sección 6.5.2, o cuando las características mecánicas del sistema de piso no garanticen un comportamiento equivalente al del diafragma infinitamente rígido.

9.7.2 MODELO MATEMÁTICO

El sistema de piso se modelará mediante técnicas de elementos finitos o similares. El tipo y número de elementos a usar será el requerido para representar adecuadamente su flexibilidad, tomando en cuenta sus características de geometría, conectividad y rigidez. Los grados de libertad de cada elemento deben definirse obligatoriamente en las direcciones asociadas a los desplazamientos en su propio plano.

La masa de cada piso se distribuirá entre los diversos elementos que lo conforman, simulando la distribución real de masa sobre el mismo. La distribución de masa deberá corresponder a la masa total del piso y a su inercia rotacional.

9.7.3 ANÁLISIS

9.7.3.1 GENERAL

El edificio será analizado por medio de métodos de análisis dinámico bajo la acción de las dos componentes horizontales del sismo dadas por el espectro de diseño especificado en el Artículo 7.2.

9.7.3.2 NÚMERO DE MODOS

El número de modos de vibración a utilizar en el análisis es aquel que garantice que la suma de las masas participativas de los modos en cada una de las direcciones horizontales del sismo, excede el noventa por ciento (90%) de la masa total del edificio.

9.7.3.3 COMBINACIÓN MODAL

La combinación de los máximos valores de respuesta en cada modo, se hará según el criterio de la combinación cuadrática completa tal como se indica en la Subsección 9.6.2.1, para cada dirección del sismo.

9.7.4 TORSIÓN ADICIONAL

Los efectos de excentricidades accidentales y de la componente rotacional del terreno se incluyen en el diseño considerando los siguientes cuatro casos adicionales de análisis dinámico. En cada caso, se modificará la distribución de masa de cada piso, de manera gradual, tal que el centro de masa se desplace una distancia dx en dirección X y una distancia dy en dirección Y, dadas por:

- 1) + dx ; + dy
- 2) + dx ; - dy
- 3) - dx ; + dy
- 4) - dx ; - dy

donde:

$$dx = 0.03 B_x$$

$$dy = 0.03 B_y$$

B_x = La mayor dimensión horizontal en cada nivel en dirección X.

B_y = La mayor dimensión horizontal en cada nivel en dirección Y.

En cada uno de estos casos, los centros de masa para todos los pisos se desplazarán la misma magnitud, dirección y sentido.

9.7.5 COMBINACIÓN DE LA RESPUESTA DINÁMICA Y LA TORSIÓN ADICIONAL

Las solicitaciones sísmicas de diseño para cada miembro estructural, son las más desfavorables de las obtenidos al comparar los resultados de los cuatro análisis descritos en la Sección 9.7.4 con los resultados del análisis dinámico del edificio sin modificar la posición de los centros de masa.

9.7.6 CONTROL DE CORTANTE MÍNIMO

Los cortes basales V_{ox} y V_{oy} serán los correspondientes al análisis con los centros de masa no desplazados en cada una de las direcciones principales X, Y del edificio, deberán compararse con los calculados según la Sección 9.3.1 con un período $T=1.6 T_a$, los cuales se denotan aquí por V_{ox}^* y V_{oy}^* , respectivamente. Las solicitaciones sísmicas de diseño y los desplazamientos para cada dirección del sismo deberán multiplicarse por los factores (V_{ox}^* / V_{ox}) y (V_{oy}^* / V_{oy}) respectivamente, los cuales no serán menores que la unidad.

El coeficiente V_o/W de diseño no será menor que el mínimo coeficiente sísmico dado en el Artículo 7.1 para ambas direcciones X e Y del edificio.

9.7.7 EFECTO P- Δ

Con las solicitaciones de piso y los desplazamientos obtenidos en la Sección 9.7.6, se debe verificar el cumplimiento de los establecido en el Artículo 8.5.

9.8 MÉTODO DE ANÁLISIS DINÁMICO CON ACELEROGRAMAS

9.8.1 GENERAL

El método es de aplicación general. En particular se requiere para estructuras no tipificadas entre lo Tipos Estructurales definidos en el Artículo 6.3. En estas estructuras se recomienda un análisis inelástico que suministre valores realistas de las demandas de ductilidad de la estructura y sus componentes. Puede ser utilizado en sustitución de los métodos de análisis basados en modelos elásticos del edificio, descritos en los Artículos 9.3 a 9.7.

9.8.2 MODELO ESTRUCTURAL

La estructura será modelada considerando un comportamiento inelástico representativo de sus características mecánicas. El diagrama de restitución adoptado deberá ser respaldado por información experimental.

9.8.3 ANÁLISIS INELÁSTICO

La estructura será analizada mediante procedimientos de integración directa (paso a paso) para acelerogramas representativos de la acción sísmica esperada en el sitio. Si el análisis incluye la acción simultánea de las dos componentes horizontales del sismo, el par de acelerogramas a usar deberá tener un coeficiente de correlación adecuado.

Para el análisis se utilizarán al menos cuatro acelerogramas o pares de acelerogramas. La respuesta dinámica probable se obtendrá de promediar las respuestas obtenidas para todos los acelerogramas del conjunto.

En el análisis se deberán incluir los efectos P- Δ .

9.8.4 ACELEROGRAMAS

Los movimientos sísmicos a utilizar en el análisis podrán ser acelerogramas registrados o simulados mediante procedimientos reconocidos.

El espectro elástico promedio de los acelerogramas del conjunto deberá aproximarse conservadoramente al espectro de diseño dado en el Artículo 7.2 para el valor $R=1.0$, en el rango de los períodos propios de la estructura.

9.9 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS ESTÁTICO INELÁSTICO

Este procedimiento constituye una opción adecuada para ser utilizada en conjunto con el método de análisis del Artículo 9.3, a fin de obtener información sobre los mecanismos de falla, las demandas locales y globales de ductilidad, y la identificación de zonas críticas. La distribución de cargas estáticas laterales a aplicar se obtendrá empleando el método del Artículo 9.3, actuando en forma monótonica y creciente, hasta alcanzar la falla o estado de agotamiento de la estructura.

La estructura será modelada considerando un comportamiento inelástico representativo de sus características mecánicas.

CAPITULO 10

CONTROL DE LOS DESPLAZAMIENTOS

10.1 DESPLAZAMIENTOS LATERALES TOTALES

El desplazamiento lateral total Δ_i del nivel i se calculará como:

$$\Delta_i = 0.8 R \Delta_{ei} \quad (10.1)$$

donde:

R = Factor de reducción dado en el Artículo 6.4, incluidas las eventuales modificaciones establecidas en la Sección 6.4.1.

Δ_{ei} = Desplazamiento lateral del nivel i calculado para las fuerzas de diseño, suponiendo que la estructura se comporta elásticamente, incluyendo: los efectos traslacionales, de torsión en planta y P- Δ .

Se denomina deriva δ_i a la diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles consecutivos:

$$\delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1} \quad (10.2)$$

10.2 VALORES LIMITES

La verificación del cumplimiento de los valores límites de la Tabla 10.1 se hará en cada línea resistente o en los puntos más alejados del centro de rigidez. El cociente que sigue, no excederá en ningún nivel los valores dados en la Tabla 10.1:

$$\frac{\delta_i}{(h_i - h_{i-1})} \quad (10.3)$$

donde:

$(h_i - h_{i-1})$ = Separación entre pisos o niveles consecutivos.

TABLA 10.1

VALORES LIMITES DE: $\frac{\delta_i}{(h_i - h_{i-1})}$

TIPO Y DISPOSICION DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	EDIFICACIONES		
	GRUPO A	GRUPO B1	GRUPO B2
Susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.012	0.015	0.018
No susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.016	0.020	0.024

10.3 SEPARACIONES MÍNIMAS

10.3.1 LINDEROS

Toda edificación deberá separarse de su lindero una distancia mayor que:

$$\left(\frac{R + 1}{2}\right) \Delta_{en} \quad (10.4)$$

Donde:

Δ_{en} = Máximo desplazamiento lateral elástico del último nivel en la dirección considerada, pero no menor que 3.5 cm en los primeros 6 metros más el cuatro por mil (4 ‰) de la altura que exceda esta última.

10.3.2 EDIFICACIONES ADYACENTES

Para determinar la separación entre edificaciones adyacentes se utilizarán los valores provenientes de aplicar los criterios dados en la Sección 10.3.1. La separación mínima entre edificaciones adyacentes será igual a la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de estos valores.

10.3.3 EDIFICACIONES EN CONTACTO

Dos edificaciones adyacentes pueden quedar adosadas siempre que todas las losas o placas estén al mismo nivel y se compruebe que su interacción no da lugar a efectos desfavorables.

CAPITULO 11

FUNDACIONES, MUROS DE SOSTENIMIENTO Y TERRENOS EN PENDIENTE.

11.1 VALIDEZ Y ALCANCE

Este Capítulo contiene los requisitos mínimos para el diseño sismorresistente de la infraestructura de edificaciones, constituida por las fundaciones y sus respectivos arriostramientos. Adicionalmente, se incluyen las especificaciones para el diseño de los muros de sostenimiento, y los criterios para evaluar la estabilidad de los terrenos en pendiente tales como laderas naturales, taludes de rellenos y áreas cuya superficie esté inclinada moderada o suavemente.

11.2 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS Y MÉTODOS DE ANÁLISIS

11.2.1 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

En caso de que existan suelos cohesivos cuya resistencia se degrade por la acción sísmica, tales como arcillas sensibles o suelos licuables, se deberá determinar la resistencia degradada por el efecto de la carga cíclica y aplicar esas propiedades para la evaluación de la estabilidad estática y las deformaciones inmediatamente después del sismo. Este análisis se denominará postsísmico.

Cuando existan discontinuidades en la estructura del suelo o de la roca, tales como planos de estratificación, de agrietamiento, diaclasas, foliaciones o de cualquier otra naturaleza, se utilizará el valor de la resistencia representativo para la masa total considerando la presencia de dichas discontinuidades. En estas condiciones, también es necesario verificar la estabilidad para aquellos mecanismos de falla controlados por la resistencia a lo largo de dichas discontinuidades.

11.2.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS

Se podrán utilizar métodos pseudoestáticos y métodos de análisis acoplados de esfuerzo-deformación con acelerogramas. Las especificaciones para los métodos pseudoestáticos se dan en los Artículos 11.4, 11.5 y 11.6, mientras que las correspondientes a los métodos acoplados de esfuerzo-deformación con acelerogramas se dan en el Artículo 11.7.

11.3 REQUISITOS PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL

Los componentes estructurales de las fundaciones y los muros de sostenimiento serán diseñados respetando el nivel de diseño correspondiente y siguiendo las disposiciones de la Norma COVENIN 1753 para estructuras de concreto. El diseño estructural de los pilotes se complementará con lo especificado en la Sección 11.4.6. de la presente Norma.

11.4 FUNDACIONES

11.4.1 VERIFICACIÓN DEL SISTEMA DE FUNDACIÓN

El diseño del sistema de fundación deberá asegurar que la resistencia estructural de cada uno de sus componentes sea capaz de soportar las solicitaciones transmitidas por la superestructura, que el terreno pueda soportar las acciones transferidas por las fundaciones y que la rigidez del conjunto terreno-fundación sea suficiente para que no se experimenten desplazamientos excesivos que comprometan la funcionalidad de la fundación o de la superestructura. Queda entendido que se deberán satisfacer los requerimientos sismorresistentes expresados en este Artículo, además de aquellos necesarios para soportar otras cargas a las que pudiera quedar sometida la fundación durante su vida útil.

Cuando sea necesario el uso de un sistema de fundación mixto, y/o de rigideces muy desiguales, deberá verificarse el comportamiento del conjunto bajo la acción sísmica, utilizando un modelo adecuado para los sistemas de fundación empleados.

Cuando las condiciones de fundación no sean homogéneas por la variabilidad horizontal o vertical del perfil geotécnico, se verificará la capacidad de soporte y los asentamientos diferenciales admisibles entre los componentes del sistema de fundación.

11.4.2 VIGAS DE RIOSTRA

Las fundaciones se conectarán entre sí en dos direcciones preferiblemente ortogonales, con miembros estructurales capaces de soportar axialmente la mayor carga en las columnas que enlaza la riostra multiplicada por un coeficiente igual a $(\alpha A_0)/3$, pero no menor que el diez por ciento (10%) de dicha carga.

En caso de que las vigas de riostra formen parte del sistema de carga para las losas de su nivel, las mismas se diseñarán considerando todas las solicitaciones actuantes, sin obviar los requerimientos anteriores.

11.4.3 PEDESTALES

Los pedestales se diseñarán para las solicitaciones resultantes del análisis. La armadura mínima de cada pedestal será la indicada en la Norma COVENIN-MINDUR 1753 para estructuras de concreto.

11.4.4 SUPERPOSICIÓN DE EFECTOS

Los casos de carga a considerar para los análisis de fundaciones superficiales y pilotes se definen en la Tabla 11.1:

TABLA 11.1

SUPERPOSICIÓN DE EFECTOS

CASO DE ANÁLISIS	Q
Con solicitaciones sísmicas	1.1 CP + CV ± S 0.9 CP ± S
Postsísmico	1.1 CP + CV

donde:

- Q = Solicitaciones para la verificación de la capacidad portante de las fundaciones.
 CP = Efecto debido a cargas permanentes.
 CV = Efecto debido a cargas variables.
 S = Efecto debido a las acciones sísmicas, calculado según lo estipulado en el Artículo 8.6.

11.4.5 FUNDACIONES SUPERFICIALES

Para la verificación de la seguridad de una fundación bajo las acciones sísmicas, se permitirá que los esfuerzos máximos transmitidos al terreno sean mayores que los admisibles bajo cargas estáticas según se establece en la Subsección 11.4.5.1.

Es necesario verificar la compatibilidad de los asentamientos diferenciales esperados como consecuencia de la acción sísmica, con aquellos permitidos en el caso estático, particularmente, cuando se funde sobre suelos no cohesivos.

Bajo las condiciones más desfavorables que contemplan las solicitaciones sísmicas, se aceptará que en una fundación ocurra un levantamiento parcial que no exceda del veinticinco por ciento (25%) del área total de apoyo.

Solo se permitirá el uso de fundaciones superficiales en terrenos potencialmente licuables cuando estos hayan sido debidamente tratados y se compruebe que los asentamientos totales y/o diferenciales u otros efectos como empujes laterales no comprometan el desempeño de la estructura.

11.4.5.1 VERIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD DE SOPORTE

El esfuerzo de compresión máximo transferido al terreno (q) para las combinaciones de carga dadas en la Tabla 11.1, debe cumplir con lo siguiente:

$$q \leq 0.6(q_{ult}/S_e) \quad (11.1)$$

donde:

- q = Esfuerzo de compresión máximo impuesto por la fundación al terreno para los casos de carga indicados en la Sección 11.4.4.
 q_{ult} = Capacidad de soporte última del suelo utilizando factores de capacidad de carga estáticos. Para suelos licuables, calcúlese q_{ult} utilizando la resistencia residual no drenada S_{us} del suelo como si se tratase de suelos con ángulo de fricción interna nulo.
 S_e = Sensibilidad del suelo a considerar solo en el análisis postsísmico. Tómesese $S_e=1$ cuando se incluyan las acciones sísmicas. Tómesese también $S_e=1$

cuando se analicen los suelos licuables y se utilice la resistencia residual del suelo.

11.4.5.2 VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Se verificará que en el área de contacto efectiva entre la fundación y el terreno, la fuerza de corte, V , inducida por las solicitaciones calculadas según la Sección 11.4.4, no exceda la fuerza resistente al deslizamiento dada por la fórmula (11.2):

$$V \leq (\mu_f N_a + cA) 0.8 \quad (11.2)$$

donde:

- μ_f = Coeficiente de fricción terreno-fundación.
- N_a = Fuerza normal al área de contacto que actúa simultáneamente con V , incorporando el efecto de la componente vertical del sismo.
- c = Adhesión entre el terreno y la fundación.
- A = Área de contacto de la fundación.

11.4.6 FUNDACIONES CON PILOTES

En general, los requerimientos de esta Sección están dirigidos a pilotes o pilas de concreto reforzado, pretensado o postensado, y de acero o similares. Se considerarán aptos los pilotes de madera, siempre y cuando se asegure un comportamiento sismorresistente acorde con lo establecido en esta Norma.

Para el diseño de los pilotes se deberá satisfacer lo establecido en la Sección 11.4.4 en relación con los análisis que consideran las solicitaciones sísmicas y el caso postsísmico.

11.4.6.1 CABEZALES

Para pilotes, aislados o en grupo, se emplearán cabezales interconectados mediante vigas de riostra. El dimensionamiento y detallado de los cabezales debe asegurar que el pilote desarrolle su capacidad resistente en la conexión. En aquellos pilotes que necesiten refuerzo de confinamiento en su tope, dicho refuerzo será extendido dentro de la longitud del cabezal (Véase la Sección 11.4.7).

11.4.6.2 CONSIDERACIONES SOBRE EL MÉTODO CONSTRUCTIVO

El método constructivo debe considerar las características del terreno, para evitar daños o discontinuidades en el pilote durante el proceso de instalación.

Se deberá considerar la influencia del método de construcción en la capacidad de carga del pilote y en la rigidez del conjunto terreno-pilote. También se considerarán los esfuerzos residuales en el pilote asociados con el método de construcción en el pilote, si éstos existieran.

11.4.6.3 CAPACIDAD DE CARGA AXIAL

Para la determinación de la capacidad de carga axial del pilote, bien sea a compresión o a tracción, se deberá verificar la siguiente expresión:

$$Q \leq Q_{ult} \phi \quad (11.3)$$

donde:

Q = Carga máxima de compresión o tracción obtenida de los casos de carga establecidos en la Sección 11.4.4.

Q_{ult} = Capacidad de carga al agotamiento resistente por compresión o tracción del sistema terreno-pilote.

ϕ = Factor de reducción de resistencia de acuerdo con lo establecido en la Subsección 11.4.6.4.

En pilotes construidos por secciones la fuerza máxima de tracción no excederá el setenta y cinco por ciento (75%) de la resistencia de las conexiones.

11.4.6.4 FACTORES DE REDUCCIÓN

En la Tabla 11.2 se dan los factores de reducción de resistencia, tanto a la tracción como a la compresión. En la misma, se distinguen los casos en los cuales se hayan ejecutado pruebas de carga para la verificación de la capacidad real.

TABLA 11.2
FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA MÁXIMA, ϕ , PARA
CAPACIDAD DE CARGA AXIAL DE PILOTES.

CASO DE ANÁLISIS			
TIPO DE CARGA	PRUEBA DE CARGA	CON SOLICITACIONES SISMICAS	POSTSÍMICO
COMPRESIÓN	Sí	0.9	0.75
	No	0.7	0.75
TRACCIÓN	Sí	0.9	0.75
	No	0.6	0.75

11.4.6.5 EFECTO DE GRUPO

En grupos de pilotes cuya separación centro a centro sea menor que 8 veces el diámetro de un pilote, se deberá evaluar la disminución en la capacidad de carga total del grupo, respecto a la calculada como la suma de las capacidades de los pilotes individuales. También debe considerarse la variación en la rigidez del terreno en dirección lateral y axial.

11.4.7 CRITERIOS DE DISEÑO PARA FUNDACIONES CON PILOTES

El diseño de los cabezales y de la conexión entre el cabezal y el pilote debe asegurar que el pilote desarrolle su capacidad resistente máxima. Adicionalmente, en los casos donde se requiera asegurar una zona dúctil en la parte superior del pilote, el diseño de dicha zona se realizará con las mismas consideraciones que las de una columna. En estos casos, el cabezal y la conexión deben diseñarse para asegurar que se logre el comportamiento dúctil.

El diseño estructural de los pilotes será realizado con base en el estado de deformaciones impuesto por las acciones generadas por el sismo, considerando la interacción entre el terreno y los pilotes, bajo solicitaciones axiales y laterales.

11.5 MUROS DE SOSTENIMIENTO

11.5.1 CLASIFICACIÓN

A los fines de la verificación de la estabilidad, los muros de sostenimiento se clasificarán en los siguientes tipos:

- a) Gravedad
- b) Voladizo
- c) Anclados
- d) Tierra reforzada

11.5.2 ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO DE LOS MUROS DE SOSTENIMIENTO

Cuando se utilicen métodos basados en equilibrio de fuerzas, el empuje dinámico deberá calcularse considerando el comportamiento entre el muro y el material sostenido. Adicionalmente, si el material detrás del muro está saturado durante las condiciones de servicio, se incluirá el efecto hidrodinámico en el análisis.

Cuando se utilicen métodos de desplazamientos admisibles, se debe contar con estimados representativos de las velocidades máximas del terreno.

11.5.3 SUPERPOSICIÓN DE EFECTOS

Los casos de carga a considerar con los métodos de análisis que utilicen el equilibrio de fuerzas se definen en la Tabla 11.3.

**TABLA 11.3
SUPERPOSICIÓN DE EFECTOS**

CASO DE ANÁLISIS	Q
Con solicitaciones sísmicas	1.1 CP + CV + ED ± S 0.9 CP + ED ± S
Postsísmico	1.1CP + CV

donde: Q = Solicitaciones para la verificación de la capacidad.

CP = Efecto debido a cargas permanentes.

CV = Efecto debido a cargas variables.

ED = Empuje dinámico de la cuña de terreno movilizada detrás del muro.

S = Efecto debido a las acciones sísmicas diferente al empuje del terreno, pero considerando las fuerzas inerciales del muro, calculadas con un coeficiente sísmico igual a $0.75 \phi A_o$.

11.5.4 VERIFICACIÓN SÍSMICA DE LA ESTABILIDAD DE MUROS

Para la estabilidad sísmica de los muros se evaluará: la estabilidad global, la capacidad de soporte y el deslizamiento, cualquiera que sea el tipo de muro. En muros anclados y/o de tierra reforzada, además se verificará la estabilidad interna y los elementos de sujeción.

11.5.4.1 REQUISITOS PARA LA VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD GLOBAL, LA CAPACIDAD DE SOPORTE Y EL DESLIZAMIENTO.

La verificación de la estabilidad global se realizará de acuerdo con lo estipulado en el Artículo 11.6.

La verificación de la capacidad de soporte del terreno de fundación debajo del muro y del deslizamiento, se hará con arreglo a las combinaciones de la Tabla 11.3, de acuerdo con lo establecido en las Subsecciones 11.4.5.1 y 11.4.5.2. Igualmente, en caso de que el muro esté fundado sobre pilotes, se deberá satisfacer lo establecido en la Sección 11.4.6.

11.5.4.2 REQUISITOS PARA LA VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO.

Para la verificación de la estabilidad al volcamiento se utilizarán las combinaciones de la Tabla 11.3, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\Sigma M_a \leq 0.7 \Sigma M_r \quad (11.4)$$

donde:

ΣM_a = Sumatoria de momentos actuantes provenientes de los casos de carga establecidos en la Sección 11.5.3.

ΣM_r = Sumatoria de momentos resistentes.

11.6 ESTABILIDAD DE TERRENOS EN PENDIENTE

La estabilidad de terrenos en pendiente se verificará obligatoriamente en los siguientes casos:

- a) Cuando las condiciones geológicas regionales y locales indiquen inestabilidad potencial de la zona.
- b) Cuando el área esté afectada por modificaciones en su topografía original, incluyendo terracedos, en especial donde existan zonas con línea de drenaje alta y cuerpos de relleno no confinados en bordes de laderas.

- c) Lugares en condiciones geotécnicas desfavorables como: altas presiones de poros o suelos cuya resistencia se degrade durante la acción sísmica.
- d) Cuando la superficie de falla pueda estar controlada por discontinuidades geológicas, en cuyo caso deben considerarse superficies potenciales de falla a lo largo de dichas discontinuidades.

11.6.1 ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO DE TERRENOS EN PENDIENTE

Para el caso de los métodos pseudoestáticos de equilibrio inercial, la máxima fuerza de inercia horizontal se calculará con un coeficiente sísmico no menor que $0.5\phi A_0$, la cual actuará en la dirección más desfavorable. Asimismo, se utilizará la resistencia al corte sin degradar.

Cuando se prevean reducciones de resistencia al corte del suelo, se evaluará la estabilidad postsísmica del terreno en pendiente utilizando la resistencia degradada.

Para el caso de métodos basados en desplazamientos admisibles, se deberá contar con valores representativos de las velocidades máximas del terreno.

11.6.2 FACTORES DE SEGURIDAD

Para todos los casos de análisis pseudoestáticos de equilibrio inercial; i) con acciones sísmicas y ii) postsísmicas, el factor de seguridad mínimo a la falla deberá ser mayor o igual que 1.2.

11.7 MÉTODOS DE ANÁLISIS ACOPLADOS ESFUERZO-DEFORMACIÓN CON ACELEROGRAMAS

Estos métodos pueden ser utilizados en el análisis de fundaciones, muros de sostenimiento y terrenos en pendiente, siempre y cuando los mismos incorporen adecuadamente el comportamiento no lineal del suelo y, en el caso de fundaciones y muros, la interacción entre éstas y el terreno.

Para el análisis se utilizarán al menos cuatro (4) acelerogramas representativos de la acción sísmica esperada en el sitio. Dichos acelerogramas podrán ser eventos ya registrados o bien simulados mediante procedimientos reconocidos. El espectro elástico promedio de los acelerogramas seleccionados deberá aproximarse conservadoramente al espectro de diseño dado en el Artículo 7.2 para el valor $R=1$.

La respuesta dinámica para el diseño se obtendrá del análisis de las respuestas obtenidas para todos los casos con el conjunto de acelerogramas.

CAPITULO 12

EDIFICACIONES EXISTENTES

12.1 ALCANCE

En este Capítulo se establecen los lineamientos para la evaluación, adecuación o reparación de una edificación existente. Deben aplicarse conjuntamente con el resto de las disposiciones de esta Norma, salvo las modificaciones aquí indicadas.

12.2 CAMPO DE APLICACIÓN

Las disposiciones de este Capítulo se aplicarán en las situaciones que puedan afectar el comportamiento sismorresistente de obras existentes, tales como, aún cuando no restringidas a:

- a) Edificaciones que clasifican en el Grupo A, cuyo sistema estructural incumpla los requisitos de la Tabla 6.2 ó que no tenga la rigidez y resistencia adecuada.
- b) Edificaciones que presenten daños debidos a la ocurrencia de un sismo.
- c) Cambios de uso, o ampliación de una edificación.
- d) Modificaciones sustanciales de la estructura portante, eliminación total o parcial de diafragmas, supresión o adición de tabiques de mampostería, u otras situaciones donde se modifique la respuesta esperada de la edificación a sismos intensos.
- e) Evidentes manifestaciones de deterioro en la estructura portante de carácter global y/o falta de mantenimiento.
- f) Incumplimiento de las disposiciones establecidas en el Capítulo 11.
- g) Edificaciones que hayan excedido o que estén próximas a cumplir su vida útil.

12.3 CLASIFICACIÓN SISMORRESISTENTE

12.3.1 NIVEL DE DISEÑO Y FACTOR DE RESPUESTA R

A cada edificación existente se le asignará un Nivel de Diseño (ND) con base en el cumplimiento de los requerimientos normativos de incidencia sismorresistente en los componentes del sistema resistente a sismos, establecidos en las Normas COVENIN-MINDUR vigentes. Su análisis se hará con el correspondiente valor de R.

Cuando no se satisfagan los requisitos normativos de incidencia sismorresistente, contemplados en las Normas vigentes y anotadas en la Tabla 12.1, se utilizará el valor $R = 1.0$.

TABLA 12.1
REQUISITOS NORMATIVOS DE INCIDENCIA SISMORRESISTENTE

ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO	
a)	Las longitudes de desarrollo para anclaje y empalme de las barras con resaltos de refuerzo. Para barras lisas se duplicarán las longitudes exigidas en la Norma COVENIN-MINDUR 1753.
b)	Las cuantías mínimas y máximas de refuerzo, para corte, flexión y flexocompresión.
c)	Los diámetros mínimos y separaciones máximas de la armadura transversal para: resistir corte, arriostrar barras comprimidas y confinar el concreto.
d)	Las limitaciones de los ensayos a tracción y de doblado en frío para las barras o mallas de refuerzo, establecido en las Normas COVENIN o COVENIN-MINDUR.
ESTRUCTURAS DE ACERO	
a)	Las máximas relaciones ancho/espesor de las alas o almas de los perfiles.
b)	Las máximas relaciones de esbeltez en miembros comprimidos.
c)	Las limitaciones de espesor y longitudes de soldaduras y las de espaciamientos de pernos, remaches y soldaduras.
d)	Los rigidizadores de las columnas en las conexiones a momento.
e)	Los arriostramientos laterales de las vigas y cerchas.

12.3.2 TIPO DE ESTRUCTURA

La edificación en consideración se asignará a uno de los Tipos Estructurales previstos en la Sección 6.3.1 de esta Norma. En el caso de estructuras aporticadas, que carezcan de vigas en alguna dirección principal, se adoptará el Tipo IV a menos que pueda incorporarse la colaboración parcial de la losa de piso, en cuyo caso se puede tomar como Tipo I pero con Nivel de Diseño ND1 ó R=1. Para la clasificación de estructuras cuyo sistema resistente a sismos está formado solamente por losas y muros en una única dirección, se aplicarán las mismas consideraciones que en la dirección carente de muros.

12.4 SISMOS DE DISEÑO Y/O REVISIÓN

En general, se tomará como coeficiente de aceleración horizontal el valor $\alpha \phi$ A_0 establecido en esta Norma. La ordenada para período cero del espectro de diseño podrá reducirse si se llevan a cabo estudios de sitio, pero en ningún caso los valores finales serán inferiores a $0.8 \alpha \phi A_0$.

12.5 EVALUACIÓN

En la evaluación de una edificación existente deben utilizarse los datos correspondientes a su proyecto y construcción, la resistencia de los materiales, la calidad de la ejecución, el estado de mantenimiento y analizar su comportamiento, tomando en cuenta las incertidumbres presentes. La evaluación de los materiales deberá contar con el aval de un laboratorio o instituto especializado.

Los resultados de la evaluación de la edificación debe justificar la toma de decisiones en los siguientes aspectos:

- a) La clasificación sismorresistente en los términos establecidos en el Artículo 12.3.
- b) La selección del nivel de base y tipo de fundación.
- c) El modelo estructural con arreglo a los lineamientos establecidos en el Capítulo 8 de esta Norma.
- d) La selección del método de análisis entre los que se establecen en el Capítulo 9.
- e) La eventual incidencia desfavorable que la ubicación de la tabiquería existente pueda tener en la respuesta. Se prestará particular atención a los siguientes aspectos:
 - i) Discontinuidad de la densidad de tabiquería entre los diferentes niveles, especialmente las que conduzcan a irregularidades del Tipo a1) ; a2) y a.9) descritos en la Sección 6.5.2.
 - ii) Concentración de tabiquería en alguna zona de la planta que pueda generar efectos torsionales acentuados.

12.6 ANÁLISIS Y VERIFICACIÓN

El análisis y verificación de la edificación, así como el proyecto de adecuación, se llevará a cabo siguiendo los procedimientos establecidos en los once primeros Capítulos de esta Norma, con las modificaciones establecidas en los Artículos precedentes de este Capítulo.

En el caso de que se añadan estructuras de reforzamiento de ductilidad distinta a la de la estructura existente, se tendrá particular cuidado en no exceder la capacidad de desplazamiento de ésta, considerando la compatibilidad de deformaciones y los efectos $P-\Delta$.

CAPITULO 13

INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA

13.1 GENERAL

Las autoridades nacionales, estatales o municipales, según proceda y establezcan las leyes, determinarán la necesidad de instrumentar una edificación para conocer su respuesta a las acciones sísmicas. FUNVISIS es la entidad gubernamental que opera la Red Nacional de Acelerógrafos y por tanto le corresponde coordinar la elección y distribución de sitios de registro. La instrumentación sísmica se hará de acuerdo con los siguientes lineamientos:

- Edificaciones con más de seis niveles de altura o un área construida de al menos 6 000 m² debe ser instrumentada con dos acelerógrafos.
- Edificaciones con más de 10 niveles de altura sin importar el área construida se instrumentarán como mínimo con tres acelerógrafos.
- En cualquier caso deberá colocarse por lo menos un instrumento en campo libre en un área representativa del perfil geotécnico en el cual se encuentre fundada la edificación.

13.2 TIPO DE INSTRUMENTO

Los tipos de instrumentos que se coloquen en las edificaciones que así lo requieran deberán contar con la aprobación de FUNVISIS, quien será copropietaria de la información generada independientemente de quien sea el propietario del instrumento. En la instrumentación sísmica de edificaciones, deben emplearse acelerógrafos digitales para el registro de movimientos fuertes.

13.3 LOCALIZACIÓN DE LOS INSTRUMENTOS

Cuando se requieran dos equipos, estos se ubicarán en la base y en el tope de la edificación. Para el caso en que se requieran tres equipos, el tercero se ubicará a media altura. Estos acelerógrafos deberán estar interconectados entre sí para garantizar registros simultáneos.

Los instrumentos deben colocarse en sitios alejados de las áreas de circulación y de fácil acceso para su mantenimiento. Los planos arquitectónicos mostrarán los espacios o

recintos para alojar los acelerógrafos. Los planos de instalaciones eléctricas y telecomunicaciones mostrarán las acometidas para los acelerógrafos

13.4 COSTOS Y MANTENIMIENTO

Para cubrir los costos de adquisición, instalación, área de instalación y mantenimiento, se llegará a un acuerdo con el o los propietarios de la edificación. El mantenimiento debe realizarse con la frecuencia que requiera el fabricante del instrumento; no obstante, se recomienda una periodicidad no menor de seis meses.

COMENTARIO

