

GACETA OFICIAL

AÑO CI

PANAMÁ, R. DE PANAMÁ LUNES 22 DE NOVIEMBRE DE 2004

Nº 25,181

CONTENIDO

MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
JUNTA TECNICA DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
(LEY 15 DE 26 DE ENERO DE 1959)

RESOLUCION Nº JTIA-639

(De 29 de septiembre de 2004)

"POR MEDIO DE LA CUAL SE ADOPTA EL REGLAMENTO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL
EN LA REPUBLICA DE PANAMA (2004) REP-04)". PAG. 1

AVISOS Y EDICTOS PAG. 230

MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
JUNTA TECNICA DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
(LEY 15 DE 26 DE ENERO DE 1959)
RESOLUCION Nº JTIA-639
(De 29 de septiembre de 2004)

"Por medio de la cual se adopta el REGLAMENTO PARA EL DISEÑO
ESTRUCTURAL EN LA REPUBLICA DE PANAMA 2004 (REP-04)."

La Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

Considerando:

- 1.- Que por medio de la Resolución No.188 del 9 de febrero de 1983, se nombró un Comité Consultivo Permanente para estudiar, reformar y analizar el Reglamento para el Diseño Estructural en la República de Panamá.
- 2.- Que el Comité Consultivo Permanente le entregó a la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura, el Reglamento para el Diseño Estructural en la República de Panamá 2004 (REP-2004), el cual reforma y actualiza el Reglamento para el Diseño Estructural en la República de Panamá 1994 (REP-94).

GACETA OFICIAL

ORGANO DEL ESTADO

Fundada por el Decreto Nº 10 de 11 de noviembre de 1903

MGTER. OTTO ARLES ACOSTA M.
DIRECTOR GENERAL

LCDA. YEXENIA RUIZ
SUBDIRECTORA

OFICINA

Calle Quinta Este, Edificio Casa Alianza, entrada lateral
primer piso puerta 205, San Felipe Ciudad de Panamá,
Teléfono: 227-9833 - Fax: 227-9830

Apartado Postal 2189

Panamá, República de Panamá

LEYES, AVISOS, EDICTOS Y OTRAS

PUBLICACIONES

PRECIO: B/. 6.80

IMPORTE DE LAS SUSCRIPCIONES

Mínimo 6 Meses en la República: B/. 18.00

Un año en la República B/.36.00

En el exterior 6 meses B/.18.00, más porte aéreo

Un año en el exterior, B/.36.00, más porte aéreo

Todo pago adelantado.

Impreso en los talleres de Editora Dominical, S.A.

ANUNCIO

En cumplimiento de un Plan de racionalización del Gasto Público que incluye a la Gaceta Oficial como institución, solicitamos a todos los Ministerios y Entidades del Estado enviar sus publicaciones en letra tipo Times New Roman punto 12 y una configuración de márgenes no mayor de una pulgada ó 2,54 centímetros. Agradecemos de antemano su colaboración.

- 3.- Que la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura, en la reunión No.26 celebrada el día 29 de septiembre de 2004, aprobó con ciertas modificaciones el Reglamento para el Diseño Estructural en la República de Panamá 2004, presentado por el Comité Consultivo Permanente.

RESUELVE:

- 1.- Adoptar el Reglamento para el Diseño Estructural en la República de Panamá 2004 (REP-2004), cuyo texto es el siguiente:

Aquí se insertará el texto para el
DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA REPUBLICA DE 2004 PANAMA
(REP-2004)

Desde el CAPITULO 1, intitulado
PROVISIONES GENERALES

Hasta la página 258
CAPITULO 13 REMODELACIONES DE ESTRUCTURAS Y OTRAS
FACILIDADES

FUNDAMENTO DE DERECHO: Ley 15 de 26 de Enero de 1959, reformada por la Ley 53 de 1963, y sus Decretos Reglamentarios.

Esta Resolución comenzará a regir a partir de su promulgación en la Gaceta Oficial.

Dada en la ciudad de Panamá a los veintinueve (29) días del mes de septiembre de 2004.

PUBLÍQUESE Y CÚMPLASE

ING. ABDIEL B. CAÑO G.
Presidente

Ing. Joaquín Carrasquilla
Representante del Colegio
Colegio de Ingenieros Civiles

Arq. Sonia Gómez G.
Representante
Universidad de Panamá

Arq. José Velarde
Representante del Colegio
de Arquitectos

Ing. Ernesto De León
Representante del Colegio de
Electricistas Mecánicos y de la
Industria y Secretarió, a.i.

Ing. Amador Hassell
Representante de la Universidad
Tecnológica de Panamá

Representante del Ministerio de
Obras Públicas

Sociedad Panameña de Ingenieros y Arquitectos

Colegio de Ingenieros Civiles

Reglamento de Diseño Estructural

para la República de Panamá - 2004

REP 2004

Miembros de la Comisión del Reglamento Estructural:

Ing. César Kiamco, Coordinador
Ing. Luis Alfaro
Ing. Enrique Asensio
Ing. George Berman
Ing. Alvaro Calvo
Ing. Maximiliano DePuy
Ing. Octavio Franco
Ing. Pastora Franceschi
Ing. Fernando Guerra
Ing. Luis García
Ing. Amador Hassel
Ing. Martín Isaac
Ing. Ernesto Ng
Ing. Oscar Ramirez
Ing. Daniel Ulloa
Ing. Juan Vinh

REGLAMENTO ESTRUCTURAL PANAMEÑO 2004

CONTENIDO

CAPÍTULO 1 - PROVISIONES GENERALES	
CAPÍTULO 2 - CARGAS DE GRAVEDAD.....	
CAPÍTULO 3 - CARGAS DE VIENTO	
3.0 Referencia.....	
3.1 Provisiones Generales.	
3.2 Definiciones..	
3.3 Procedimiento Analítico.....	
CAPÍTULO 4 - CARGAS SISMICAS.....	
4.0 Referencias	
4.1 Provisiones generales.....	
4.2 Criterios, análisis y procedimientos de diseño estructural ..	
4.3 Componentes y sistemas arquitectónicos, mecánicos y	
eléctricos.....	
4.4 Requerimientos de diseño de fundaciones..	
4.5 Acero	
4.6 Concreto estructural.....	
4.7 Mampostería.....	
4.8 Madera... ..	
Apéndice A.4 Provisiones complementarias	
CAPÍTULO 5 - GEOTÉCNIA.....	
5.1 General	
5.2 Exploración de sitios	
5.3 Diseño de Cimientos Superficiales.....	
5.4 Diseño de Cimientos Profundos.....	
5.5 Diseño de Estructuras de retén.....	
5.6 Control de Excavaciones.....	
5.7 Referencias.....	
CAPÍTULO 6 - LA VIVIENDA UNIFAMILIAR.....	
6.1 Vivienda unifamiliar.....	
6.2 Diseño para resistir viento.....	
6.3 Diseño para resistir sismo.....	
6.4 Construcción típica.....	
6.5 Requerimientos para la construcción típica.....	
6.6 Sistemas alternativos.....	
CAPÍTULO 7 - CONCRETO REFORZADO.....	
7.1 Diseño estructural.....	
7.2 Viviendas unifamiliares de concreto reforzado.....	
CAPÍTULO 8 - CONCRETO PRE-ESFORZADO.....	
8.1 Generalidades.....	
8.2 Diseño de los elementos.....	
8.3 Sistemas de postensionado.....	

8.4 Detalles constructivos	
CAPITULO 9 - ACERO	
9.1 Acero estructural.....	
9.2 Acero formado en frío.....	
9.3 Viviendas Unifamiliares de acero.....	
CAPITULO 10 - MADERA.....	
10.1 Alcance.....	
10.2 Normas de diseño.....	
10.3 Viviendas Unifamiliares de madera.....	
10.4 Propiedades Mecánicas.....	
CAPITULO 11- MAMPOSTERIA	
11.1 Alcance	
11.2 Normas de diseño.....	
11.3 Viviendas Unifamiliares de mamposteria.....	
CAPITULO 12 - INFRAESTRUCTURAS	
12.0 Alcance.....	
12.1 Normas de diseño.....	
12.2 Aprobaciones.....	
CAPITULO 13 REMODELACIONES DE ESTRUCTURAS Y OTRAS FACILIDADES.....	
13.1 Alcance.....	
Procedimiento para la Aprobación de Sistemas Alternativos de Construcción para la Vivienda Unifamiliar en la República de Panamá	

**El Reglamento para el Diseño Estructural
en la República de Panamá, REP 2004.**

Un comentario.

Por el Ingeniero César Kiamco, coordinador del Comité del Reglamento Estructural de la Sociedad Panameña de Ingenieros y Arquitectos

Del Prologo al REP 84: Víctor Levi

<<Tanto las cargas que usamos para calcular como las resistencias de los materiales utilizados son propiedades aleatorias. Entonces, a través de fijar factores de seguridad, cargas de trabajo, procedimientos para controlar la calidad de los materiales, control de las dimensiones y métodos de trabajo en las construcciones, limitamos normalmente la probabilidad de falla a un valor que, aunque difícil de determinar, es mundialmente aceptado como de 1 en 1,000,000.

Subir o bajar esta probabilidad no debe ser potestad de un ingeniero por idóneo que éste sea. Es por eso que es de vital importancia que un Reglamento convertido en Ley estipule, como decisión de la Sociedad, los factores de seguridad y las cargas mínimas que deben ser utilizados por los calculistas.>>

Introducción

Panamá es un país de grandes contrastes – no solamente en su cultura sino en sus edificaciones. Por una parte, en la Ciudad de Panamá se construyen edificios multipisos como los que se encuentran en ciudades importantes de países de un alto desarrollo humano. Por la otra, en las áreas rurales se construyen las más primitivas de las edificaciones. El REP 2004 intenta apoyar la construcción de cualquier tipo de edificación moderna y, a la vez, fomentar la construcción segura de la vivienda rural más sencilla.

Historia de los reglamentos estructurales panameños

Los reglamentos de diseño estructural encierran los conocimientos que le permiten al Hombre construir estructuras seguras y económicas. El tener claras reglas del juego en el diseño estructural siempre fue aspiración de los ingenieros y arquitectos de Panamá, país en el que los profesionales se forman en muchas partes del mundo.

El primer proyecto patrocinado por la Sociedad Panameña de Ingenieros y Arquitectos fue el *Código Antisísmico de Panamá*. Lo prepararon en 1976 los comisionados Ingenieros Diego Pardo, presidente, Adolfo Quelquejeu y César Kiamco. Era un reglamento para el diseño sísmico – basado en el Código de California – que, no obstante, tenía anexos para atender las cargas de gravedad y de viento.

El primer reglamento estructural que tuvo fuerza de ley en la República de Panamá fue el REP 84. Se publicó en la Gaceta Oficial Número 20.203 del miércoles 23 de enero de 1985. Dejó de ser un código antisísmico con anexos para tratar cargas de gravedad y de viento: había capítulos dedicados a carga – gravedad, suelo, viento y sismo –, por una parte, y, por la otra, los que atendían la resistencia: concreto, acero y suelo.

Ocurren cambios importantes en el reglamento estructural panameño al pasar del REP 84 al REP 94. Por una parte, se le da una nueva organización temática al reglamento. Por otra parte, se calibraron los requisitos de diseño a la práctica de la construcción en Panamá:

Los coeficientes sísmicos de Capítulo 4 se determinaron mediante la proyección de aceleraciones del terreno provenientes de las fuentes de liberación de energía que rodean a la República de Panamá. Quedaron atrás los factores de zona del Código de California.

Nace el Capítulo 6 – la Pequeña Vivienda – que acepta la construcción típica de mampostería hueca pero exige que se confinen los bloques con vigas y columnas de amarre de concreto reforzado.

En el Capítulo 2 – cargas de gravedad – se proveen los resultados de mediciones en el campo de pesos de materiales utilizados en la construcción panameña.

El REP 2004 es el resultado de evolución. Con pocas alteraciones, la estructura del REP 94 servirá para la del REP 2004. Continúa la búsqueda de coeficientes sísmicos y de presiones de viento que correspondan a la geografía de Panamá. Análogamente, en el capítulo de geotécnica, se incorporan disposiciones para hacerle frente a los efectos de los suelos expansivos, ubicuos en el istmo. Independientemente de la calibración a la realidad de la construcción en Panamá, se acepta la conveniencia que utilizar – como paradigmas tanto de carga como de resistencia – las normas del Instituto Americano del Concreto (ACI), el Instituto Americano de Construcción en acero (AISC) y la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE).

Perfil de la Comisión de REP 2004

Forman parte de la Comisión de REP 2004 ingenieros estructurales, geotécnicos y geólogos. Hay diseñadores – tanto de instituciones como de la empresa privada – y educadores – de la Universidad Tecnológica de Panamá (UTP) y de la Universidad Santa María La Antigua (USMA). Por el aporte que pueden hacer los constructores al Capítulo 6, la Pequeña Vivienda, se ha invitado a la Cámara Panameña de la Construcción (CAPAC) para participe en la Comisión.

Con excepción de los representantes de la CAPAC – que también son miembros de la SPIA, la participación en la Comisión es iniciativa personal. Las afiliaciones las hemos presentado para mostrar la gama de conocimiento y experiencia con que dispone el REP a través del trabajo voluntario de profesionales.

Comisionado	Disciplina	Ejercicio	Afiliación
Ing. César Kiamco	Estructuras	Diseño	SPIA
Ing. Luis Alfaro	Geotecnia	Diseño	ACP ¹
Ing. Enrique Asensio	Civil	Construcción	CAPAC
Ing. George Berman	Geotecnia	Diseño	SPIA
Ing. Alvaro Calvo	Estructuras	Diseño	SPIA
Ing. Maximiliano DePuy	Geotecnia	Diseño	ACP
Ing. Octavio Franco	Estructuras	Diseño	ACP
Ing. Pastora Franceschi	Geología	Diseño	ACP
Ing. Fernando Guerra	Estructuras	Diseño	ACP
Ing. Luis García	Estructuras	Docencia y diseño	UTP
Ing. Amador Hassel	Geotecnia	Docencia y diseño	UTP
Ing. Martín Isaac	Estructuras	Docencia y diseño	UTP
Ing. Ernesto Ng	Estructuras	Docencia y diseño	USMA
Ing. Oscar Ramírez	Estructuras	Docencia y diseño	UTP
Ing. Daniel Ulloa	Estructuras	Diseño	ACP
Ing. Juan Vinh	Estructuras	Construcción y diseño	CAPAC

Estructura del REP

El margen de seguridad está contenido no solamente en los factores de carga y los de resistencia sino, también, en las cargas vivas de diseño, que, en vez de ser las de cualquier día, son las máximas en la vida de la estructura. Los factores de carga y de resistencia se encuentran en ACI y AISC. Las cargas de diseño, en ASCE 7.

Los capítulos de REP se agrupan en tres áreas: el cómputo de cargas, el diseño estructural y el tipo de construcción.

Cómputo de cargas

Gravedad (Capítulo 2)
Viento (Capítulo 3)
Sismo (Capítulo 4)
Suelo (Capítulo 5)

¹ Autoridad del Canal de Panamá

Diseño estructural

Suelo (Capítulo 5)
Concreto reforzado (Capítulo 7)
Concreto pre-esforzado (Capítulo 8)
Acero (Capítulo 9)
Madera (Capítulo 10)
Mampostería (Capítulo 11)

Tipo de construcción

Vivienda unifamiliar (Capítulo 6)
Infraestructura (Capítulo 12)
Remodelaciones (Capítulo 13)

Cargas

Las cargas de gravedad para un tipo de ocupación dado son, para propósitos prácticos, iguales en todo el mundo. Las cargas de viento y de sismo dependen de la ubicación geográfica.

Las cargas vivas del Capítulo 2 son las de ASCE 7. Las cargas muertas son casi todas las que se mencionan en el Comentario de ASCE 7.

Para cargas de viento, a parte de mediciones de velocidades en el aeropuerto, no hay información que sea útil para diseño de ingeniería. Por ahora, se distinguen entre los dos lados de la cordillera: las velocidades de viento son mayores en el sector atlántico que en el pacífico.

Para sismo, hay bastante más información. Los factores sísmicos reflejan la variación en la sismicidad de la República de Panamá. El mayor riesgo existe en las fronteras con Colombia y Costa Rica. El menor, aunque lejos de ser despreciable, en las inmediaciones de la Ciudad de Panamá.

El Capítulo 3, Viento, es una traducción de las disposiciones de viento de ASCE 7-97 y el Capítulo 4, Sismo, de las provisiones sísmicas de ASCE 7-95. Se prevé que los capítulos de viento y sismo de futuras versiones del REP serán abreviados: se incorporarán las secciones de viento y sismo de ASCE por referencia. El aporte del REP será las distribuciones, por una parte, de velocidades de viento en diferentes zonas del país y, por la otra, de coeficientes sísmicos a través del istmo de Panamá.

El Capítulo 5, Geotécnica, especifica tanto las cargas producidas por el suelo como, también, la resistencia provista. El Capítulo 5 tiene visas de ser manual de diseño. Se consideró que era una oportunidad de recoger información en otrora dispersa y ponerla a disposición de los profesionales de diseño. La justificación de una estructura propia para el Capítulo 5 es la siguiente:

La mayor incertidumbre en conocer las propiedades del suelo cuando se le compara con la de los materiales de construcción de la superestructura.

La necesidad de una evaluación confiable de las acciones y resistencias de estructuras que retienen o son soportadas por suelos debido, por una parte, a lo complejo de la geología del istmo de Panamá. Por la otra, a las magnitudes de las cargas impuestas por los edificios de gran altura.

Diseño

Los de capítulos de diseño – el Capítulo 7 (Concreto reforzado), Capítulo 8 (Concreto Pre-esforzado), Capítulo 9 (Acero), Capítulo 10 (Madera) y Capítulo 11 (Mampostería) – incorporan, por referencia, normas reconocidas.

En futuras versiones del REP, podemos esperar que los Capítulos 7 y 8 se fundan en uno, como lo es en ACI 318: Concreto Estructural. Por otra parte, se prevé la necesidad de agregar un capítulo para el diseño en aluminio – para el que hay referencias reconocidas – y otro para materiales compuestos – para el que se deberá seleccionar las normas que promueva la práctica del momento.

Tipo de construcción

El Capítulo 6 permite que la pequeña vivienda de mampostería se pueda construir sin tener que llenar los requisitos del resto del REP. A cambio de la excepción, los bloques deberán estar confinados por columnas y vigas de amarre de concreto reforzado. Los sistemas de vivienda distintos al de la construcción de mampostería deberán someterse a pruebas para obtener un certificado de aceptación.

Con el Capítulo 12, Infraestructura, el REP adquiere otra dimensión: vela no solamente por los edificios, sino por estructuras mayores – en particular, los puentes – y de propiedad pública.

El Capítulo 13, Remodelaciones, aparece por primera vez en el REP. Exige que la estructura modificada no solo cumpla con el diseño sísmico según el Capítulo 4 sino con el diseño para resistir fuerzas de gravedad y viento.

El próximo REP

La investigación sobre seguridad estructural se lleva a cabo en un número reducido de países de desarrollo humano avanzado. Afortunadamente, la información se comparte con el resto del mundo. A medida que se va conociendo más sobre cómo hacer las estructuras más seguras, deberemos cambiar el REP. Sin embargo, importar tecnología es solo una parte de nuestro trabajo.

A los profesionales panameños le corresponden investigaciones propias de nuestra geografía:

Medir presiones de viento a través del país

Llevar a cabo una interpretación más avanzada de la sismicidad de Panamá para determinar la amenaza sísmica

Estudiar nuestros edificios – tanto su diseño como su construcción – para comprobar que el comportamiento es el mismo que supone ACI, AISC y ASCE.

Determinar analítica y experimentalmente la seguridad estructural de la vivienda típica que autoriza el REP.

Promover cambios a la construcción típica para hacerla más segura y, en la medida que la seguridad lo permita, más económica.

Panamá, junio de 2004.

CAPÍTULO 1- PROVISIONES GENERALES

1.1 Alcance.

El Reglamento de Diseño Estructural para la República de Panamá, Versión 2004, rige en todo en territorio de la República de Panamá.

1.2 Propósito.

Los requisitos del Reglamento tienen como intención asegurar contra el colapso de la estructura o contra fallas estructurales mayores, y, en este sentido, son requerimientos *mínimos*. La protección contra daños a elementos no-estructurales podría requerir el diseño de estructuras de mayor resistencia y rigidez que las que resulten de la aplicación del Reglamento.

1.3 Cargas de Diseño

1.3.1 Gravedad. Los efectos de gravedad en las estructuras se evaluarán utilizando las cargas muertas y las cargas vivas del Capítulo 2.

1.3.2 Viento. Los efectos de viento en las estructuras se evaluarán utilizando las cargas derivadas del Capítulo 3 y la clasificación de edificios y estructuras según la Tabla 1-1.

1.3.3 Sismo. Los efectos de sismo en las estructuras se evaluarán utilizando las cargas derivadas del Capítulo 4 y la clasificación de edificios y estructuras según la Tabla 1-1.

1.3.4 Suelo. Los efectos del suelo en las estructuras se evaluarán utilizando los principios de la geomecánica presentados en el Capítulo 5.

1.4 Resistencia de los suelos.

La resistencia de los suelos que soporten estructuras se determinará utilizando los principios de la geomecánica presentados en el Capítulo 5.

1.5 La Vivienda Unifamiliar.

La estructura de la vivienda unifamiliar de una sola planta que se soporta directamente sobre el suelo cumplirá con los requerimientos del Capítulo 6.

1.6 Infraestructuras y vialidad terrestre.

El diseño estructural de obras de infraestructura y vialidad terrestre cumplirá con los requerimientos del Capítulo 12.

1.7 Remodelaciones y rehabilitaciones de estructuras.

El diseño estructural de remodelaciones y rehabilitaciones cumplirá con los requerimientos del Capítulo 13.

1.8 Métodos de Diseño Estructural.

1.8.1 Concreto reforzado. El diseño de estructuras de concreto reforzado se llevará a cabo según lo especifica el Capítulo 7 y las referencias allí citadas para resistir los efectos de carga de gravedad, viento, sismo, y suelo determinados según los Capítulos 2, 3, 4 y 5, respectivamente.

1.8.2 Concreto pre-esforzado. El diseño de estructuras de concreto pre-esforzado se llevará a cabo según lo especifica el Capítulo 8 y las referencias allí citadas para resistir los efectos de carga de gravedad, viento, sismo, y suelo determinados según los Capítulos 2, 3, 4 y 5, respectivamente.

1.8.3 Acero. El diseño de estructuras de acero estructural y acero formado en frío se llevará a cabo según lo especifica el Capítulo 9 y las referencias allí citadas para resistir los efectos de carga de gravedad, viento, sismo, y sismo determinados según los Capítulos 2, 3, 4 y 5, respectivamente.

1.8.4 Madera. El diseño de estructuras de madera se llevará a cabo según lo especifica el Capítulo 10 y las referencias allí citadas para resistir los efectos de carga de gravedad, viento, sismo, y sismo determinados según los Capítulos 2, 3, 4 y 5, respectivamente.

1.8.5 Mampostería. El diseño de estructuras de mampostería se llevará a cabo según lo especifica el Capítulo 11 y las referencias allí citadas para resistir los efectos de carga de gravedad, viento, y sismo determinados según los Capítulos 2, 3, 4 y 5, respectivamente.

1.9 Análisis y Diseño Mediante Computadoras

1.9.1 General. Los métodos de análisis y diseño estructural por computadora no son un sustituto para la competencia y el buen juicio ingenieril. Consecuentemente, estos métodos deberán emplearse de una manera responsable. El Ingeniero deberá tener control total de sus decisiones, comprender las bases técnicas de las mismas, y evaluar de una manera independiente y personal cada renglón de información en el cual base su diseño.

1.9.2 Consideraciones Generales. Es responsabilidad del Ingeniero Estructural cumplir con lo siguiente:

Emplear sólo aquellos programas de computadora cuyo funcionamiento y limitaciones son conocidas.

Basar sus decisiones de diseño sólo en aquellos programas de computadora y datos numéricos cuya validez haya sido verificada.

Emplear en sus cálculos sólo aquellos programas de computadora aplicables al tipo de problema que analiza.

Asegurar que las aplicaciones comerciales que usa tengan la documentación adecuada. En particular, la documentación debe describir los métodos analíticos empleados y las limitaciones impuestas al programa.

Asegurar que las aplicaciones comerciales que use correspondan a una versión verificada y autorizada para el uso por el autor de la aplicación.

Verificar los resultados obtenidos. Esto lo realizará ya sea analizando el mismo problema con uno o más programas independientes o mediante métodos aproximados que ofrezcan un orden de magnitud realista.

1.9.3 Presentación de los Cálculos Estructurales. La memoria de cálculos estructurales constará de cálculos manuales, data de entrada y salida de programas de computadora, dibujos y esquemas que contribuyan a documentar el diseño estructural.

1.10 Instrumentación Sísmica de Edificios

1.10.1 Instrumentación mínima. Todo edificio de más de quince pisos ó 5000 m² de construcción estará dotado de acelerógrafos de movimiento fuerte con registros en tres componentes.

1.10.2 Ubicación. Se instalará un acelerógrafo al nivel de la base en todo edificio nuevo. Para edificios de más de 20 pisos, se instalará un acelerógrafo adicional, interconectado al primero, en la azotea o en el nivel inferior al techo.

1.10.3 Adquisición de la Instrumentación. El dueño del edificio comprará la instrumentación sísmica.

1.10.4 Mantenimiento. El mantenimiento y coordinación de la instrumentación sísmica correrá a cargo de las Universidades e Instituciones que realicen trabajos de investigación sísmica.

1.10.5 Reglamentación. La Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura reglamentará la compra, instalación y administración de la instrumentación.

TABLA 1-1	
Clasificación de Edificios y Otras Estructuras para Cargas de Viento y Sismo	
Naturaleza de la Ocupación	Categoría
Edificios y otras estructuras que representan poca amenaza a la vida humana en caso de falla, incluyendo, pero sin limitarse a: Facilidades agrícolas Facilidades temporales Facilidades de almacenamiento temporales	I
Todos los edificios y otras estructuras excepto las de las Categorías I, III y IV	II
Edificios y otras estructuras que representan una amenaza significativa a la vida humana en caso de falla, incluyendo, pero sin limitarse a: Edificios y otras estructuras donde se reúnen más de 300 personas en un área Edificios y otras estructuras con escuela primaria, escuela secundaria, o facilidades parvularias con capacidad de más de 250 Edificios y otras estructuras para universidades o facilidades para educación de adultos con una capacidad mayor que 500 Facilidades para cuidado de salud con una capacidad de 50 o más pacientes residentes pero sin facilidades para cirugía o tratamiento de urgencia Cárceles y facilidades de detención Estaciones de generación de electricidad y otras facilidades de utilidades públicas no incluidas en la Categoría IV Edificios y otras estructuras que contienen suficientes cantidades de sustancias tóxicas o explosivas que pueden ser peligrosas para el público si se dejan escapar	III
Edificios y otras estructuras designadas como facilidades esenciales, incluyendo pero no limitadas a: Hospitales y otras facilidades de cuidado de salud que tengan cirugía o facilidades de tratamiento de urgencia Estaciones de bomberos, rescate y policía y garajes de vehículos de urgencia Albergues designados para terremotos, huracanes y otras urgencias Centros de comunicación y otras facilidades requeridas para respuesta de urgencia Estaciones de generación de electricidad y otras facilidades de utilidades públicas requeridas durante una urgencia Edificios y otras estructuras que tengan funciones críticas para la seguridad nacional	IV

CAPITULO 2 - CARGAS DE GRAVEDAD.

2.1 Provisiones generales.

Esta sección proporciona los requerimientos mínimos de cargas muertas y vivas para el diseño de edificios y otros tipos de estructuras. Las cargas aquí especificadas son apropiadas para ser usadas con los esfuerzos y factores de carga recomendados en las especificaciones de uso internacional para el diseño de concreto reforzado y pre-esforzado, acero, madera y mampostería.

2.2 Cargas Muertas

2.2.1 General. Las cargas muertas comprenden el peso de todas las construcciones permanentes, incluyendo techos, cielorrasos, paredes, pisos, escaleras y equipos fijos.

2.2.2 Peso de los Materiales y Tipos de Construcción. Para determinar las cargas muertas, se deberán emplear los pesos reales de los materiales o tipo de construcción. Los pesos no deberán ser menores que los valores dados en las Tablas 2.1 a 2.4, salvo que se presente evidencia debidamente documentada para sustentar valores menores. De ser inferiores, los valores supuestos deberán estar sujetos a la aprobación de la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura.

2.2.3 Peso de paredes y particiones. El peso de paredes y particiones que soportan losas, vigas y columnas se determinará tomando en cuenta la distribución de paredes y particiones en torno a los elementos estructurales, el sentido de acción del sistema de piso, la altura libre entre pisos y el peso unitario de proyección horizontal de las paredes, particiones y acabados dado por las Tablas 2.2 a 2.4. La carga uniformemente distribuida equivalente así computada no será inferior a 1.50 KN/m^2 .

2.2.4 Peso de Equipo Fijo. Al proyectar las cargas muertas para propósitos de diseño, se deberá incluir el peso de equipo de servicio fijo, tal como bajantes de plomería, alimentación eléctrica, y sistemas de calefacción, ventilación, y aire acondicionado, siempre y cuando dicho equipo sea soportado por miembros estructurales.

2.2.5 Consideraciones especiales. Se le advierte a los ingenieros, arquitectos, y dueños que deberán considerar factores que puedan resultar en diferencias entre las cargas actuales y las calculadas.

2.3 Cargas Vivas

2.3.1 General Las cargas vivas son aquellas producidas por el tipo de uso u ocupación de la edificación o estructura y no incluyen las cargas muertas ni las cargas ambientales tales como las cargas debidas a viento, lluvia, o sismo. Las cargas vivas en un techo pueden ser producidas (1) por los trabajadores, equipo y materiales durante operaciones de mantenimiento del techo y (2) durante la vida de la estructura por objetos móviles tales como maceteros y personas.

2.3.2 Cargas Uniformemente Distribuidas

2.3.2.1 Cargas Vivas Requeridas. Las cargas vivas supuestas en el diseño de edificaciones y otras estructuras serán las cargas máximas susceptibles de ser producidas por el uso u ocupación mismas pero en ningún caso serán menores que las cargas unitarias distribuidas mínimas de la Tabla 2.5.

2.3.2.2 Provisión para Divisiones Internas Móviles. En los edificios de oficinas donde las divisiones están sujetas a ser movidas, se aumentará la carga viva para tomar en cuenta la carga de particiones, independientemente de si los planos muestran o no particiones. Esta provisión se obviará si la carga viva especificada excede 4.0 KN/m^2 .

2.3.3 Cargas Concentradas. Los pisos u otras superficies similares se diseñarán para soportar de una manera segura las cargas vivas uniformemente distribuidas de la Sección 2.3.2 o las cargas concentradas dadas en la Tabla 2.5, cualesquiera produzca los mayores esfuerzos. A menos que se indique en otra forma, las cargas concentradas se supondrán distribuidas sobre un área de 750 mm por 750 mm y colocadas donde produzcan los mayores esfuerzos.

2.3.3.1 Miembros que soportan techos con acceso. Los nudos de las cuerdas inferiores de cerchas de techo o cualquier punto de otros miembros estructurales que soporten techos sobre pisos de manufactura, almacenamiento comercial, o garajes comerciales deberán soportar de manera segura una carga concentrada suspendida de por los menos 9 KN, además de la carga muerta. Para los demás tipos de ocupación, se utilizará una carga de 1 KN en vez de 9 KN.

2.3.4 Cargas en Sistemas de pasamanos y guardaraíles. Un pasamanos es un riel que se agarra por la mano para guiarse y soportarse. Un sistema de guardaraíles es un sistema de componentes de edificio cerca de los lados abiertos de una superficie elevada cuyo propósito es el de minimizar la posibilidad de una caída desde la superficie elevada.

2.3.4.1 Cargas. Los sistemas de pasamanos y guardaraíles se diseñarán para resistir una carga vertical y otra horizontal de 750 N/m aplicadas simultáneamente en su parte superior y para transferir estas cargas, a través de sus soportes, a la estructura. La carga horizontal se aplicará perpendicularmente al plano del pasamanos o guardaraíles. Para residencias de una y dos familias, esta carga se podrá reducir a 450 N/m.

Los pasamanos y guardaraíles deberán ser capaces de resistir una carga concentrada de 900 N actuando en cualquier dirección y aplicada sobre cualquier punto de la parte superior y tendrán dispositivos de fijación y estructura de soporte para transferir esta carga a los elementos estructurales apropiados del edificio. No será necesario suponer que la carga actúa concurrentemente con las cargas especificadas en el párrafo anterior.

Los rieles intermedios (excepto los de los pasamanos), los balaústres, y cualquier panel intermedio deberán diseñarse para resistir una carga horizontal normalmente aplicada de 1.25 KN/m² actuando sobre toda su área tributaria, incluyendo aberturas y espacios entre los rieles. No será necesario suponer que esta carga actúa simultáneamente con las cargas de los dos párrafos anteriores.

2.3.5 Cargas No-especificadas. Para los usos o tipo de ocupación que no estén especificados en las Secciones 2.3.2 ó 2.3.3, la carga viva de diseño deberá determinarse de una manera satisfactoria ante la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura.

2.3.6 Cargas Parciales. Se considerará la posibilidad de que la carga viva apropiadamente reducida aplicada sobre solo una parte de la estructura o miembro produzca un efecto más desfavorable que el que se produciría si la misma intensidad se aplicara sobre la estructura o miembro completo.

2.3.7 Cargas de Impacto. Se considerará que las cargas de la Sección 2.3.2.1 toman en cuenta condiciones ordinarias de impacto. El diseño estructural deberá tomar en cuenta condiciones de uso o cargas que incluyan vibraciones o fuerzas de impacto fuera de lo común.

2.3.7.1 Ascensores. Todas las cargas de ascensores se incrementarán en un 100% para impacto. Los soportes se diseñarán dentro de los límites de reflexión prescritos por ANSI/ASME A17.1 Y ANSI/ASME A17.2.

2.3.7.2 Maquinaria. El peso de maquinaria y cargas móviles se incrementará para considerar los efectos de impacto, como sigue: (1) maquinada de ascensores, 100%; (2) maquinaria ligera movida por eje o por motor, 20%; (3) maquinaria movida por motor maquinaria alternativa o unidades mandadas a potencia, 50%; (4) tensores o colgadores para pisos o balcones, 33%. Estos porcentajes deberán incrementarse cuando así lo recomiende el fabricante.

2.3.7.3 Vías para Grúas. La carga de diseño de los soportes de grúa, excepto aquellos en donde se use sólo grúas manuales, se incrementarán para efectos de impacto como sigue: (1) una fuerza vertical igual a 25% de la carga máxima por rueda. (2) una fuerza lateral igual a 20% del peso del carro de grúa más la carga, solamente, aplicada en dos mitades a la parte superior de cada riel; (3) una fuerza longitudinal igual a 10% de la carga máxima por rueda de la grúa, aplicada en la parte superior del riel.

Excepción: Estas cargas se podrán reducir si se presentan datos técnicos de sustentación que sean aceptables para la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura.

2.3.8 Reducción de la Carga Viva

2.3.8.1 Área de Influencia y Reducción Permisible. Los miembros que tengan un área de influencia de 40 m² o más, podrán ser diseñados para una carga viva reducida determinada por la siguiente ecuación:

$$L = L_o \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{A_i}} \right)$$

donde L es la carga viva reducida soportada por el miembro en kN/m², L_o es la carga viva sin reducir soportada por el miembros en kN/m² de la Tabla 2.12 y A_i es el área de influencia en m².

El área de influencia se define como el área de piso sobre el cual la superficie de influencia para efectos estructurales es significativamente distinta a cero. El área de influencia para una columna es cuatro veces el área tributaria; para una viga, es dos veces su área tributaria, y para una losa en dos direcciones es igual al área de una franja. Las áreas de influencia para miembros que soportan más de un piso se suman.

Concretamente, el área de influencia para una columna interior es el área de las cuatro naves que la rodean. Para columnas exteriores no-esquineras, el área de dos naves.

Para columnas esquineras, el área de una nave. Para una viga interior, el área de las naves de ambos lados. Para vigas exteriores, el área de una nave.

La carga viva reducida no deberá ser menor que 50% de la carga viva unitaria L_o , para aquellos miembros que soporten un piso ni menos de 40% de la carga viva unitaria L_o en otros casos.

2.3.8.2 Limitaciones: Para cargas vivas de 5.0 kN/m² o menos, no se permitirá reducción en áreas para reuniones, garajes, losas en una dirección o techos excepto según lo permita la Sección 2.3.11. Para cargas que excedan 5.0 kN/m² y para garajes para vehículos de pasajeros únicamente, se permitirá una reducción de 20% para los miembros que soportan más de un piso.

2.3.9 Cargas Vivas Mínimas para Techos

2.3.9.1 Los techos planos, inclinados o curvos se diseñarán para las cargas vivas obtenidas con la siguiente ecuación:

$$L_r = R_1 R_2 \geq 0.6 \text{ KN/m}^2$$

donde L_r es la carga viva en el techo en kN/m² de proyección horizontal. Los factores de reducción R_1 y R_2 se determinan como sigue

$$R_1 = 1.0 \text{ para } A_i \leq 20 \text{ m}^2$$

$$R_1 = 1.2 - 0.011A_i \text{ para } 20 < A_i < 60 \text{ m}^2$$

$$R_1 = 0.6 \text{ para } A_i \geq 60 \text{ m}^2$$

donde A_t es el área tributaria, en metros cuadrados, del miembro y

$$R_2 = 1.0 \text{ para } F \leq 1/3$$

$$R_2 = 1.2 - 0.6F \text{ para } 1/3 < F < 1$$

$$R_2 = 0.6 \text{ para } F \geq 1$$

donde F es la inclinación del techo en mm/mm o la razón alto/luz multiplicada por 32 para un arco o domo.

2.3.9.2 Para techos planos, inclinados o curvos en los que las cuadrillas de mantenimiento se limiten a cuatro personas y solamente se utilice equipo de mano liviano, la carga viva L_r mínima en KN/m^2 será de 0.25 m^2 si el área tributaria no excede 5 m^2 . Para áreas tributarias A_t mayores de 5 m^2 , la carga viva mínima será

$$L_r = \frac{3.75 + 0.25(A_t - 5)}{A_t} \geq 0.25 \text{ KN/m}^2$$

2.3.9.3 Techos especiales. Techos utilizados para paseo se diseñarán para una carga viva mínima de 3.0 KN/m^2 . Techos utilizados para jardines de techo o para propósito de reunión se diseñarán para una carga viva mínima de 5.0 KN/m^2 . Techos utilizados para otros propósitos especiales se diseñarán para las cargas apropiadas, según indique o apruebe la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura.

2.4 Referencias.

Las siguientes normas se han citado en este capítulo:

Práctica Estándar Nacional Americana para la Inspección de Ascensores, Escaleras Mecánicas, y Ascensores Mecánicos (Manual del Inspector), ANSI A17.2-1985
Código de Seguridad Estándar Nacional Americano para Ascensores y Escaleras Mecánicas, ANSI/ASME A17.1-1984.
Norma Nacional Americana para Lugares de Asambleas, Pabellones y Estructuras Sustentadas por Aire, ANSI/NFPA 102-1986.

TABLA 2.1 Pesos unitarios de cubiertas de techo		
	KN/m ²	Lb/ft ²
Tejas		
Asbesto-cemento	0.200	4
Asfalto	0.150	3
Cemento	0.800	16
Arcilla		
Bloques de 50 mm	0.600	12
Bloques de 750 mm	1.000	20
Ludowici	0.500	10
Romanas	0.600	12
Españolas	0.950	19
Madera	0.100	2
Pizarra de 5 mm	0.350	7
Pizarra de 6.5 mm	0.500	10
Techo corrugado		
Acero	0.100	2
Asbesto-cemento	0.200	4
Techos de felpa		
Tres capas de felpa y grava	0.275	5.5
Cinco capas de felpa y grava	0.325	6.5
Prearmado de tres capas de felpa, sin grava	0.150	3
Prearmado de cinco capas de felpa, sin grava	0.200	4
Membrana impermeable		
Bituminosa, cubierta con grava	0.275	5.5
Bituminosa, de superficie lisa	0.075	1.5
Aplicada en líquido	0.050	1
Lámina de una capa	0.035	0.7
Cubierta de metal		
Acero, calibre 20	0.125	2.5
Acero, calibre 18	0.150	3
Cobre o estaño	0.050	1
Cubierta de madera		
Pino de Pacífico (abeto Douglas) de 50 mm	0.250	5
Pino de Pacífico (abeto Douglas) de 75 mm	0.400	8
Forro		
Yeso de 13 mm	0.100	2
Madera de 25 mm	0.1500	3
Carton de fibra de 13 mm	0.038	0.75
Madera laminada de 22 mm	0.140	2.8
Aislamiento		
Láminas de 25 mm		

Vidrio celular	0.03500	0.7
Vidrio fibroso	0.00650	1.1
Cartón de fibra	0.00886	1.5
Perlita	0.00472	0.8
Espuma de poliuretano	0.00118	0.2
Espuma de ueretano forrada	0.00295	0.5
Rigido de 13 mm	0.0375	0.75
Concreto aislante (cada 25 mm)	0.1500	3
Claraboya de marco de metal y vidrio alambrado de 6 mm	0.400	8

TABLA 2.2
Pesos unitarios de cielorrasos

	KN/m ²	lb/ft ²
Repello inferior en losas		
Losa de sólida de concreto reforzado	0.30	
Losa de sólida de concreto postensionado	0.00	
Losa de viguetas de concreto reforzado y bloques de Blokmigón	0.25	
Losa de viguetas de concreto reforzado y bloques huecos de concreto	0.30	
Losa de viguetas de concreto reforzado y bloques huecos de arcilla	0.35	
Losa de viguetas pretensionadas y bloques huecos de concreto	0.40	
Repello (directamente sobre concreto, sin listón)		
Cemento de 13 mm	0.25	5
Yeso de 13 mm	0.13	2.5
Sistema de suspensión		
Canales de acero	0.10	2
Enrasillado de madera	0.13	2.5
Cartón de fibra acústico	0.05	1
Láminas de yeso		
Espesor de 13 mm	0.10	2
Espesor de 16 mm	0.13	2.5
Madera machihembrada 25 mm x 150 mm (no incluye de listones)	0.20	4
Listón de metal y repello de cemento	0.40	8
Listón de metal suspendido y repello de cemento	0.75	15
Listón de metal suspendido y repello de yeso	0.50	10
Agregar para peso ductos mecánicos	0.20	4

TABLA 2.3
Pesos unitarios de pisos

		lb/ft ²
Relleno		
Arena de 25 mm	0.40	8
Mortero o concreto de 25 mm	0.60	12
Mosiacos sobre relleno de mortero		
250 mm x 250 mm	1.45	29
300 mm x 300 mm	1.50	30
500 mm x 500 mm	1.80	36
Revestimientos (No incluye el relleno)		
Baldosas de cerámica o de gres de 20 mm	0.50	10
Azulejos de cerámica de 5 mm	0.13	2.5
Pizarra de 25 mm	0.75	15
Terrazo de 25 mm	0.65	13
Baldosas de linóleo o asfalto de 6 mm	0.05	1
Baldosas de vinil	0.10	2
Mastique de 20 mm	0.45	9
Alfonbras	0.04	0.8
Madera dura de 22 mm	0.20	4
Madera suave de 20 mm	0.13	2.5
Bloques de madera de 75 mm sobre mástique	0.50	10
Membrana impermeabilizante	0.03	0.5

TABLA 2.4
Pesos unitarios de paredes

		KN/m ²
Bloques huecos de concreto de peso normal (No incluye repello)		
Espesor de 75 mm	1.05	21
Espesor de 100 mm	1.40	28
Espesor de 150 mm	1.80	36
Espesor de 200 mm	2.55	51
Bloques huecos de arcilla (No incluye repello)		
Espesor de 75 mm	0.85	17
Espesor de 100 mm	0.90	18
Espesor de 150 mm	1.40	28
Espesor de 200 mm	1.70	34
Ladrillos de arcilla (No incluye repello)		
Espesor de 100 mm	2.00	40
Espesor de 200 mm	4.00	80
Espesor de 300 mm	6.00	120
Repello de cemento y arena (Cada cara)	0.25	5
Ventanas, vidrio y marco	0.40	8
Particiones móviles de metal	0.20	4
Particiones de entramado de madera o acero con láminas de yeso de 15 mm de ambos lados	0.40	8
Bloques de vidrio de 100 mm	0.90	18
Piedra de 100 mm	2.75	55
Vidrio estructural de 25 mm	0.75	15

TABLA 2.5
Cargas Vivas Distribuidas y Concentradas Mínimas

Ocupación o uso	Uniforme		Concentradas	
	KN/m ²	Notas	KN	Notas
Abanicos, cuarto de	7.5	8		
Aceras, vías de acceso vehicular, y patios sometidos al paso de camiones	12.5	5	35.50	6
Aire acondicionado, área de máquinas	10.0	8		
Almacenamiento, áreas encima de cielorraso	1.0			
Almacenamiento, edificios de				
Ligero	6.0			
Pesado	12.5			
Almacenamiento de granos o heno	15.0	8		
Altílo no residencial				
Sin almacenamiento	1.25			
Almacenamiento	4.0	8		
Asamblea y teatros				
Asientos fijos (sujetados al piso)	3.0			
Vestibulos	5.0			
Asientos movibles	5.0			
Plataformas (asamblea)	5.0			
Escenario	7.5			
Archivos, cuarto de				
Equipo de duplicado	7.5	8		
Tarjetas	6.0	8		
Cartas	4.0	8		
Armerías y salones de práctica	7.5			
Ascensores				
Piso de cuarto de máquina	7.5	8		
Enrejado			1.33	sobre 2 580 mm ²
Balcones				
Exteriores	5.0			
Residencias de 1 ó 2 familias, sin exceder 10 m ²	3.0			
Barreras vehiculares				
Bibliotecas				
Salones de lectura	3.0			4.5

Estanterías	7.5	3	4.5
Pasillos	4.0	8	4.5
Bóvedas de seguridad en oficinas	12.5	8	
Caseta de botes	5.0	8	
Central telefónica	7.50	8	
Calderas, cuarto de	15.0	8	
Cielorraso accesible para almacenaje ligero, no para personas	0.5	12	
Cocinas, exceptuando las domésticas	7.5	8	
Combustible, cuarto de	20.0		
Comedores			
Computadoras, equipo de	7.5	8	
Cuarto frío sin sistema de techo	12.5	9	
Cuarto frío con sistema de techo			
Piso	7.5		
Techo	12.5		
Dormitorios			
Sin particiones	4.0		
Con particiones	2.0		
Escaleras y salidas	5.0		7
Escaleras de incendio			
Viviendas unifamiliares	2.0		
Otras	5.0		
Escuelas			
Salones de clase	2.0		4.50
Pasillos del primer piso	5.0		4.50
Pasillos por encima del primer piso	4.0		4.50
Estadios y arenas			
Graderías	5.0	4	
Asientos fijos (sujetados al piso)	3.0	4	
Estudio de transmisión radial, televisora	5.0		
Escotillas, tragaluces removibles, cielorrasos accesibles			4.50
Fábrica de hielo	15.0		
Fundiciones	30.0	8	

Garajes			
Automóviles de pasajeros únicamente	2.5		1
Camiones y buses		10	
Gimnasios			
Pisos principales y balcones	5.0	4	
Graderías de ceremonias	5.0	4	
Hangares	7.5	2	
Hospitales			
Salas de operación, laboratorios	3.0		4.50
Cuartos privados	2.0		4.50
Salas	2.0		4.50
Pasillos por encima del primer piso	4.0		4.50
Hoteles			
Habitaciones privadas y sus pasillos	2.0		
Habitaciones públicas y sus pasillos	5.0		
Imprentas, plantas			
Composición	5.0		
Linotipo	5.0		
Almacenamiento de papel		11	
Imprentas	7.5	8	
Instituciones penales			
Celdas	2.0		
Pasillos	5.0		
Incineradores, piso para cargar	5.0		
Invernaderos	7.5		
Juzgados, tribunales	2.5-5.0		
Laboratorios científicos	5.0		
Lavanderías	7.5	8	
Manufactura			
Ligera	6.0		9.0
Pesada	12.5		13.5
Marquesinas	3.75		
Morgue	6.0		
Oficinas, edificios de			
Computadoras		Cargas de uso anticipado	
Archivo		Ver archivo, cuarto de	
Máquinas de oficina	5.0	8	
Vestibulos y pasillos del primer piso	5.0		4.5
Oficinas	2.5		4.5

Pasillos por encima del primer piso	4.0	4.5
Panadería	7.5	
Parque de diversiones, estructura de	5.00	8
Pasarelas elevadas (Catwalks)	1.25	
Pasillos		
Primer piso	5.0	
Los otros pisos	Igual a ocupación	
Pasillos y plataformas elevadas (que no sean salidas)	3.0	
Patios y terrazas peatonales	5.0	
Pistas		
Patinaje sobre hielo	12.5	
Patinaje sobre ruedas	5.0	
Público, cuartos o salones	5.0	
Residencias de una o dos familias		
Toda área excepto balcones y altillos	2.0	
Altillos no-habitables sin almacenamiento	0.5	
Altillos no-habitables con almacenamiento	1.0	
Altillos habitables	1.5	
Residencias multifamiliares		
Habitaciones privadas y sus pasillos	2.0	
Habitaciones públicas y sus pasillos	5.0	
Restaurantes	5.0	
Recreacional: Canchas de boliche, salones de billar y similares	3.75	
Salones de baile	5.0	
Servicios sanitarios	3.0	
Sistemas de pisos de acceso		
Oficina	2.5	9.00
Computadoras	5.0	9.00
Terrazas (patio y azoteas)	Igual a ocupación	
Teatro		
Vestidores	5.0	
Telar		
Emparrillado	3.0	
Vigas de pozo, 3.7 KN/m por par		

Vigas de cabecera, 14.6 KN/m		
Riel de pasador, 3.7 KN.m		
Proyección	5.0	
Transformadores, cuartos de	10.0	8
Ventas, tiendas, al detal		
Primer piso	5.0	4.5
Pisos superiores	3.75	4.5
Ventas, tiendas, al por mayor (Todos los pisos)	6.0	4.5
Viviendas unifamiliares		
Atillos no habitables sin almacenamiento	0.5	
Atillos no habitables con almacenamiento	1.0	
Atillos habitables y áreas de dormitorio	1.5	
Las otras áreas excepto balcones	2.0	

CAPITULO 3 - CARGAS DE VIENTO

3.0 Referencia.

El Capítulo 3 está basado en el texto, tablas y figuras de la Sección 6 de ASCE 7-98 - Cargas de diseño mínimas para edificios y otras estructuras.

3.1 Provisiones Generales.

3.1.1 Alcance. Los letreros y edificios, incluyendo los marcos y sistemas estructurales primarios, componentes y fachadas, deberán diseñarse para resistir las presiones mínimas causadas por el viento y provistas en este capítulo.

3.1.2 Clasificación de edificios y otras estructuras. Los edificios y otras estructuras se clasifican de acuerdo a su tendencia de albergue, de acuerdo a la Tabla 3-1. Las categorías varían del I al IV, en donde la categoría I representa edificios y otras estructuras que poseen un bajo peligro para las vidas humanas en el caso de una eventual falla, mientras que la categoría IV representa estructuras esenciales que requieren un mayor factor de seguridad.

3.1.3 Procedimientos permitidos. El diseño de cargas de viento para letreros y edificios, incluyendo los marcos y sistemas estructurales primarios, componentes y fachadas, se determinarán por el Procedimiento Analítico especificado en 3.3.

3.1.4 Presiones de viento en caras opuestas de cada superficie de un edificio. En el cálculo de cargas de viento para sistemas primarios, así como para componentes y fachadas, deberá tomarse en cuenta la suma algebraica de las presiones en lados opuestos de cada superficie del edificio.

3.1.5 Carga mínima de viento. La carga mínima de viento será determinada utilizando una presión neta de 0.48 KN/m^2 . Se entiende por presión neta la suma algebraica de las presiones en lados opuestos de cada superficie del edificio.

3.2 Definiciones.

Las siguientes definiciones aplican a las provisiones de esta sección.

Acantilado: en relación a los efectos topográficos de 3.3.7, una pendiente pronunciada que generalmente separa dos niveles o áreas de poca inclinación.

Altura promedio del techo, h: promedio de la altura del alero del techo y del punto más alto del techo, a excepción de techos con inclinación menor de 10 grados en donde la altura promedio del techo será la altura del alero.

Área efectiva de viento: área usada para determinar GC_p . Para componentes y fachadas, el área efectiva de viento en las Figuras 3-3 a 3-6 es la luz multiplicada por un ancho efectivo que no tiene que ser menor que un tercio de la luz. Para pernos de componentes, el área efectiva de viento no será mayor que el área tributaria de un perno individual.

Carga de diseño, F: carga estática equivalente usada para determinar cargas de viento en edificios abiertos y otras estructuras.

Cerro: en relación a los efectos topográficos de 3.3.7, terreno caracterizado por un pronunciado relieve en cualquier dirección.

Colina: en relación a los efectos topográficos de 3.3.7, una cima alargada de un cerro caracterizada por un pronunciado relieve en dos direcciones.

Componentes y fachadas: elementos de cubiertas de edificio que no califican como parte del sistema primario del edificio.

Cubiertas de edificios: techos, paredes exteriores, armazones de puertas y ventanas, tragaluces, y otros componentes que cubren el edificio.

Edificios, abiertos: edificios que tienen cada pared al menos 80% abiertos. Esta condición para cada pared es dada por la ecuación $A_o \geq 0.8A_g$, donde:

A_o = área total de aberturas en una pared que recibe presión externa positiva, en m^2
 A_g = área bruta de la pared, en m^2

Edificios, cerrados: edificios que no cumplen con las especificaciones de los edificios abiertos o parcialmente cerrados.

Edificios, parcialmente cerrados: edificios que cumplen con:

1. El área total de las aberturas en una pared que recibe presión externa positiva excede la suma de las áreas de las aberturas de las paredes y techo del edificio en más de 10%, y
2. El área total de las aberturas en una pared que recibe presión externa positiva excede $0.37 m^2$ ó 1% del área de esa pared, el valor que sea menor, y el porcentaje de aberturas de las paredes y techo del edificio no excede 20%.

Estas condiciones están dadas por las siguientes ecuaciones:

1. $A_o > 1.1A_g$
2. $A_o > 0.37 m^2$ ó $0.01A_g$, el menor de los dos valores, y $A_o/A_g \leq 0.20$, donde:

A_o , A_g son las áreas definidas para edificios abiertos

A_{oi} = la suma de las áreas de aberturas en paredes y techo sin incluir A_o , en m^2

A_{gi} = la suma de las áreas brutas en paredes y techo sin incluir A_g , en m^2

Edificios y otras estructuras, flexibles: edificios esbeltos y otras estructuras con una frecuencia natural menor que 1 Hz.

Edificios y otras estructuras, forma regular: edificios y otras estructuras que no poseen formas geométricas inusuales.

Edificios y otras estructuras, rígidos: edificios y otras estructuras con una frecuencia natural mayor o igual a 1 Hz.

Factor de importancia: factor usado para medir el nivel de peligro para las vida humanas y daños a la propiedad.

Presión de diseño: presión estática equivalente usada para determinar cargas de viento en edificios.

Sistema primario: conjunto de elementos estructurales diseñados para proveer soporte y estabilidad a la estructura de manera global. El sistema primario generalmente recibe cargas de viento desde más de una superficie.

Velocidad básica de viento, V : velocidad de ráfaga de 3 segundos a 10 metros de altura en Exposición C (ver sección 3.3.6.1) calculada según se especifica en la sección 3.3.4.

3.3 Procedimiento Analítico.

3.3.1 Alcance. El procedimiento descrito en esta sección podrá utilizarse para edificios u otras estructuras que cumplan los siguientes requisitos:

El edificio u otra estructura tiene forma regular, tal como se define en 3.2, y
El edificio u otra estructura no tiene características de respuesta que los haga propensos a fenómenos aeroelásticos como cargas cruzadas de viento, desprendimientos de vórtices, inestabilidad a causa de ondulaciones; o su ubicación no los hace vulnerables a otros tipos de fenómenos que requieran especial atención.

3.3.2 Limitaciones. Las disposiciones de 3.3 toman en cuenta el efecto de magnificación de carga causado por ráfagas en resonancia con vibraciones en la dirección del viento de edificios u otras estructuras flexibles. Edificios u otras estructuras que no cumplan con los requisitos de 3.3.1, o que tengan formas geométricas o características de respuesta inusuales deberán diseñarse usando publicaciones que contemplen dichos efectos de carga o túneles de viento.

3.3.2.1 Protección al viento. No habrá reducciones en presiones de velocidad debido a protección al viento en edificios u otras estructuras o características del terreno.

3.3.3 Procedimiento de diseño.

La velocidad básica de viento V y el factor de dirección de viento K_d se determinarán en conformidad con 3.3.4.

El factor de importancia se determinará en conformidad con 3.3.5.

La categoría de exposición y el coeficiente de presión de velocidad K_z o K_h , según sea el caso, se determinarán en conformidad con 3.3.6.

El factor topográfico K_{zt} se determinará en conformidad con 3.3.7.

El factor de ráfaga G o G_r , según sea el caso, se determinará en conformidad con 3.3.8.

La clasificación de encierro del edificio se determinará en conformidad con 3.3.9.
La presión de velocidad q_z o q_n , según sea el caso, se determinará en conformidad con 3.3.10.

El coeficiente de presión interna GC_{pi} se determinará en conformidad con 3.3.11.1.

El coeficiente de presión externa C_p y el coeficiente de fuerza C_f se determinarán en conformidad con 3.3.11.2 y 3.3.11.3, respectivamente.

Las cargas de diseño se determinarán en conformidad con 3.3.12 y 3.3.13.

3.3.4 Velocidad básica de viento. La velocidad básica de viento, V , usada para calcular las cargas de viento en edificios u otras estructuras se tomarán de la Tabla 3-2. El viento se presumirá que viene de cualquier dirección horizontal.

3.3.4.1 Limitaciones. Los tornados no fueron considerados para determinar la velocidad básica de viento.

3.3.4.2 Factor de dirección de viento. El factor de dirección de viento, K_d , se tomará de la Tabla 3-3. Este factor solo será aplicado cuando se usen las combinaciones de carga especificadas en el ASCE 7-98, el cual actualizó el factor de seguridad para cargas de viento de 1.3 a 1.6. Si se utilizan las combinaciones de carga del ACI 318-02 ó de la Segunda Edición del LRFD, se tomará $K_d = 1$.

3.3.5 Factor de importancia. El factor de importancia, I , para el edificio u otra estructura se tomará de la Tabla 3-4 basado en las categorías de edificios y otras estructuras de la Tabla 3-1.

3.3.6 Categorías de exposición.

3.3.6.1 General. Para cada dirección de viento considerada, una categoría de exposición que refleje adecuadamente las características de las irregularidades del terreno se determinará para el sitio en donde se vaya a construir el edificio o estructura. Para sitios ubicados en zonas de transición entre categorías, se utilizará la categoría que resulte con las cargas de viento mayores. Se tomarán en cuenta irregularidades del terreno a causa de la topografía del sitio y de construcciones en el área. Para cualquier dirección de viento, la exposición donde se construirá el edificio o estructura se tomará de una de las siguientes categorías:

1. Exposición A. Zonas con grandes concentraciones de estructuras donde más del 50% de los edificios tienen una altura de más de 21 metros. Esta categoría no aplica en la República de Panamá.
2. Exposición B. Zonas urbanas y barriadas, zonas boscosas, y en general terrenos con gran cantidad de obstáculos del tamaño de pequeñas viviendas o mayores, cercanos los unos a los otros. El uso de esta categoría se limitará a aquellas zonas en donde el terreno es representativo de la exposición B en la dirección hacia barlovento por una distancia de al menos 460 metros ó 10 veces la altura del edificio o estructura, el mayor de los dos valores.
3. Exposición C. Terreno abierto con esporádicas obstrucciones cuyas alturas en su mayoría son menores de 9 metros.
4. Exposición D. Zonas planas y sin obstrucciones expuestas a vientos provenientes de mar abierto por una distancia de al menos 1.6 kilómetros. La exposición D se extiende una distancia de 460 metros ó 10 veces la altura del edificio o estructura, el mayor de los dos valores, desde la costa hacia tierra adentro.

3.3.6.2 Coeficiente de presión de velocidad. Basado en la categoría de exposición determinada en 3.3.6.1, el coeficiente de presión de velocidad, K_z o K_h , según sea el caso, se tomará de la Tabla 3-5.

3.3.7 Efectos topográficos.

3.3.7.1 Aceleraciones del viento sobre cerros, colinas y acantilados. Los efectos de aceleración del viento en cerros, colinas y acantilados que constituyen cambios repentinos de la topografía general del área, ubicados en cualquier categoría de exposición, deberán ser incluidos en el diseño cuando los edificios y la topografía cumplan con las siguientes condiciones:

El cerro, colina o acantilado está aislada y libre de obstrucciones hacia barlovento por otras características topográficas similares por una distancia de 100 veces la altura del cerro, colina o acantilado (100H) ó 3.2 kilómetros, el menor de los dos valores. Esta distancia se medirá horizontalmente desde el punto en donde la altura H del cerro, colina o acantilado se determina, y

El cerro, colina o acantilado sobresale por encima de la altura de cualquier accidente geográfico hacia barlovento dentro de un radio de 3.2 kilómetros por un factor de 2 ó más, y

La estructura está ubicada como muestra la Figura 3-1, y

$H/L_h \geq 0.2$, y

H es mayor o igual a 4.5 metros para exposiciones C y D, y 18 metros para exposiciones A y B.

3.3.7.2 Factor topográfico. El efecto de aceleración del viento se incluirá en el cálculo de las cargas de diseño utilizando el factor K_{zt} :

$$K_{zt} = (1 + K_1 K_2 K_3)^2 \quad (3-1)$$

donde K_1 , K_2 , y K_3 se obtienen de la Figura 3-1

3.3.8 Factor de ráfaga.

3.3.8.1 Estructuras rígidas. Para estructuras rígidas según definición en 3.2, el factor de ráfaga se tomará como 0.85 ó se calculará con la ecuación:

$$G = 0.925 \left(\frac{1 + 1.7g_q I_z Q}{1 + 1.7g_v I_z} \right) \quad (3-2)$$

$$I_z = c \left(\frac{33}{3.28\bar{z}} \right)^{1/6} \quad (3-3)$$

donde I_z es la intensidad de turbulencia a una altura $\bar{z}$; $\bar{z}$ es la altura equivalente de la estructura definida como $0.6h$, en metros, pero no menor que z_{min} para toda altura de edificio h ; z_{min} y c se definen para cada categoría en la Tabla 3-6; g_q y g_v se tomarán igual a 3.4. La respuesta de fondo Q está dada por:

$$Q = \frac{1}{\sqrt{1 + 0.63 \left(\frac{3.28B + 3.28h}{L_z} \right)^{0.63}}} \quad (3-4)$$

donde B es la dimensión horizontal del edificio medida perpendicular a la dirección del viento en metros, h es la altura promedio del techo de un edificio en metros (para techos con inclinación menor de 10 grados se utilizará la altura del alero), y L_z es la escala de longitud integral de turbulencia a la altura equivalente:

$$L_z = \ell \left(\frac{3.28\bar{z}}{33} \right)^{\epsilon} \quad (3-5)$$

donde I y $\bar{E}$ son factores de la escala de longitud integral y están dadas en la Tabla 3-6.

3.3.8.2 Estructuras flexibles o dinámicamente sensitivas al viento. Para estructuras flexibles o dinámicamente sensitivas al viento de acuerdo a su definición en 3.2, el factor de ráfaga se calculará de la siguiente manera:

$$G_r = 0.925 \left(\frac{1 + 1.7I_z \sqrt{g_Q^2 Q^2 + g_R^2 R^2}}{1 + 1.7g_v I_z} \right) \quad (3-6)$$

donde g_Q y g_v se tomarán igual a 3.4 y g_R es:

$$g_R = \sqrt{2 \ln(3600n_1)} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \ln(3600n_1)}} \quad (3-7)$$

R es el factor de respuesta resonante, el cual es dado por:

$$R = \sqrt{\frac{1}{\beta} R_n R_h R_B (0.53 + 0.47R_L)} \quad (3-8)$$

$$R_n = \frac{7.47N_1}{(1 + 10.3N_1)^{5/3}} \quad (3-9)$$

$$N_1 = \frac{n_1 L_z}{\bar{V}_z} \quad (3-10)$$

$$R_t = \frac{1}{\eta} - \frac{1}{2\eta^2} (1 - e^{-2\eta}) \quad \text{para } \eta > 0 \quad (3-11a)$$

$$R_t = 1 \quad \text{para } \eta = 0 \quad (3-11b)$$

donde aparece el subíndice l en la ecuación 3-11, deberá tomarse como h , B , y L respectivamente.

$$R_t = R_h \quad \text{con } \eta = 15.1 \frac{n_1 h}{\bar{V}_z}$$

$$R_t = R_B \quad \text{con } \eta = 15.1 \frac{n_1 B}{\bar{V}_z}$$

$$R_t = R_L \quad \text{con } \eta = 50.5 \frac{n_1 L}{\bar{V}_z}$$

n_1 = frecuencia natural del edificio

β = relación de amortiguamiento crítico, en porcentaje

h = altura promedio del techo de un edificio, en metros

B = dimensión horizontal del edificio perpendicular a la dirección del viento, en metros

L = dimensión horizontal del edificio paralelo a la dirección del viento, en metros

I_z , Q , y L_z están definidas en 3.3.8.1

$\bar{V}_z$ = velocidad de viento promedio para un período de una hora (pies/segundo) a una altura $\bar{z}$ determinada con la ecuación:

$$\bar{V}_z = \bar{b} \left(\frac{3.28z}{33} \right)^{\bar{a}} V(0.911) \quad (3-12)$$

donde $\bar{b}$ y $\bar{a}$ son constantes dadas en la Tabla 3-6 y V es la velocidad básica de viento en km/hr.

3.3.8.3 Análisis racional. En sustitución de los procedimientos descritos en 3.3.8.1 y 3.3.8.2, el factor de ráfaga de podrá determinar utilizando cualquier método racional definido en publicaciones reconocidas por la comunidad de la ingeniería de vientos.

3.3.8.4 Limitaciones. Cuando los factores de ráfaga y los coeficientes de presión se den de forma combinada en figuras y tablas (GC_p y GC_{pi}), los factores de ráfaga no se calcularán separadamente.

3.3.9 Clasificación de encierro.

3.3.9.1 General. Para determinar los coeficientes de presión interna, los edificios se clasificarán como cerrados, parcialmente cerrados, o abiertos, según sus definiciones dadas en 3.2.

3.3.9.2 Clasificaciones múltiples. Si por definición un edificio se puede catalogar como abierto y parcialmente cerrado, se considerará que el edificio es abierto. Un edificio que no cumpla con las definiciones de edificios abiertos o parcialmente cerrados, se considerará que el edificio es cerrado.

3.3.10 Presión de velocidad. La presión de velocidad, q_z , evaluada a una altura z se calculará con la siguiente ecuación:

$$q_z = 0.0473 K_z K_{zt} K_d V^2 \quad (\text{N/m}^2) \quad (3-13)$$

en donde K_z es el coeficiente de presión de velocidad definido en 3.3.6.2, K_{zt} es el factor topográfico definido en 3.3.7, K_d es el factor de dirección de viento definido en 3.3.4.2, V es la velocidad básica de viento (en km/hr) definida en 3.3.4, e I es el factor de importancia definido en 3.3.5.

q_n es la presión de velocidad calculada usando la ecuación 3-13 a la altura promedio del techo.

3.3.11 Coeficientes de presión y fuerza.

3.3.11.1 Coeficientes de presión interna. Los coeficientes de presión interna, GC_{pi} , se determinarán de la Tabla 3-7 basado en la clasificación de encierro del edificio de 3.3.9.

3.3.11.2 Coeficientes de presión externa.

3.3.11.2.1 Sistemas primarios. Los coeficientes de presión externa para sistemas primarios, C_p , están dadas en las Figuras 3-2.

3.3.11.2.2 Componentes y fachadas. Los coeficientes de ráfaga y los coeficientes de presión externa para componentes y fachadas, GC_p , están dadas de manera combinada en las Figuras 3-3 a 3-6. Estos coeficientes de ráfaga y de presión externa no deberán separarse.

3.3.11.3 Coeficientes de fuerza. Los coeficientes de fuerza, C_f , están dados en las Tablas 3-8 a 3-11.

3.3.11.4 Aleros.

3.3.11.4.1 Sistemas primarios. Los aleros de barlovento se diseñarán de la siguiente manera: en la parte superior del alero la presión se determinará como si fuera la presión del techo de barlovento pero sin incluir la presión interna, y en la parte inferior del alero la presión se determinará como si fuera la pared de barlovento a la altura máxima de la pared pero sin incluir la presión interna. Los aleros de sotavento se diseñarán de la siguiente manera: en la parte superior del alero la presión se determinará como si fuera la presión del techo de sotavento pero sin incluir la presión interna, y en la parte inferior del alero la presión se tomará como cero.

3.3.11.4.2 Componentes y fachadas. Para todos los edificios, los aleros se diseñarán para presiones determinadas con los coeficientes de presión de la Figura 3-4.

3.3.12 Cargas de diseño para edificios cerrados y parcialmente cerrados.

3.3.12.1 General.

3.3.12.1.1 Convención de signos. La presión positiva actúa en dirección a la superficie y la presión negativa actúa en dirección opuesta a la superficie.

3.3.12.1.2 Condición crítica de carga. Las presiones externas e internas deberán combinarse algebraicamente para determinar la condición más crítica de carga.

3.3.12.1.3 Áreas tributarias mayores de 65 m². Componentes y fachadas con áreas tributarias mayores de 65 m² podrán diseñarse usando las provisiones para sistemas primarios.

3.3.12.2 Sistemas primarios.

Edificios rígidos. Las presiones de diseño para los sistemas primarios de edificios rígidos de cualquier altura se determinarán con la siguiente ecuación:

$$p = qGC_p - q_i(GC_{pi}) \quad (3-14)$$

donde,

$q = q_z$ para paredes de barlovento evaluadas a una altura z sobre el nivel del suelo
 $q = q_h$ para paredes de sotavento, paredes laterales y techos, evaluados a la altura promedio del techo, h

$q_i = q_h$ para paredes de barlovento, paredes laterales, paredes de sotavento y techos

G = factor de ráfaga según 3.3.8

C_p = coeficiente de presión externa de la Figura 3-2

(GC_{pi}) = coeficiente de presión interna de la Tabla 3-7

3.3.12.2.2 Edificios flexibles. Las presiones de diseño para los sistemas primarios de edificios flexibles de cualquier altura se determinarán con la siguiente ecuación:

$$p = qG_f C_p - q_i(GC_{pi}) \quad (\text{N/m}^2) \quad (3-15)$$

donde q , q_i , C_p y (GC_{pi}) corresponden con las definiciones de 3.3.12.2.1, y G_f es el factor de ráfaga correspondiente con 3.3.8.2.

3.3.12.3 Cargas totales y parciales. Los sistemas primarios de edificios con altura promedio del techo mayores de 18 metros deberán diseñarse para momentos torsionales calculados con las cargas de diseño obtenidas de 3.3.12 actuando en las combinaciones indicadas en la Figura 3-7.

3.3.12.4 Componentes y fachadas.

3.3.12.4.1 Edificios con $h \leq 18$ metros. El diseño de las presiones de los componentes y fachadas de edificios con altura promedio del techo menores de 18 metros se determinarán con la siguiente ecuación:

$$p = q_h [(GC_p) - (GC_{pi})] \quad (N/m^2) \quad (3-16)$$

donde,

q_h = presión de velocidad evaluada a la altura promedio del techo, h ,
(GC_p) = coeficiente de presión externa dada en las Figuras 3-3 a 3-5
(GC_{pi}) = coeficiente de presión interna dada en la Tabla 3-7

3.3.12.4.2 Edificios > 18 metros. El diseño de las presiones de los componentes y fachadas de edificios con altura promedio del techo mayores de 18 metros se determinarán con la siguiente ecuación:

$$p = q(GC_p) - q_i(GC_{pi}) \quad (N/m^2) \quad (3-17)$$

donde,

$q = q_z$ para paredes de barlovento evaluadas a una altura z sobre el nivel del suelo
 $q = q_h$ para paredes de sotavento, paredes laterales y techos, evaluados a la altura promedio del techo, h
 $q_i = q_h$ para paredes de barlovento, paredes laterales, paredes de sotavento y techos
(GC_p) = coeficiente de presión externa de la Figura 3-6
(GC_{pi}) = coeficiente de presión interna de la Tabla 3-7

3.3.13 Cargas de diseño para edificios abiertos y otras estructuras. Las cargas de diseño para edificios abiertos y otras estructuras se determinarán con la siguiente ecuación:

$$F = q_z GC_f A_f \quad (N) \quad (3-18)$$

donde,

q_z = presión de velocidad evaluada a una altura z del centroide del área A_f
 G = factor de ráfaga según 3.3.8
 C_f = coeficiente de fuerza neta dada en las Tablas 3-8 a 3-11.

Tabla 3-1
Clasificación de Edificios y Otras Estructuras para Cargas de Viento

CARACTERÍSTICAS DE OCUPACIÓN	CATEGORÍA
Edificios y otras estructuras que representan un bajo peligro para la vida humana en el evento de falla incluyendo, pero sin limitarse a: • Instalaciones agrícolas • Ciertas instalaciones temporales • Instalaciones de almacenajes menores	I
Todos los edificios y otras estructuras no contempladas en las Categorías I, III, y IV	II
Edificios y otras estructuras que representan un peligro considerable para la vida humana en el evento de falla incluyendo, pero sin limitarse a: • Edificios y otras estructuras donde se reúnen más de 300 personas en un área • Edificios y otras estructuras con escuelas primarias, secundarias, o guarderías con capacidad para 150 personas o más • Edificios y otras estructuras para centros de educación superior con capacidad para 500 personas o más • Hospitales con capacidad para 50 pacientes residentes o más pero sin instalaciones quirúrgicas ni de urgencia • Cárceles e instalaciones penitenciarias • Plantas generadoras de energía y otras instalaciones públicas no incluidas en la Categoría IV	III
Edificios y otras estructuras que contengan suficientes cantidades de sustancias tóxicas, explosivas, o similares que sean peligrosas para el ser humano en caso de ser expuestas al medio ambiente debido a una falla incluyendo, pero sin limitarse a: • Instalaciones petroquímicas • Instalaciones de almacenamiento de combustible • Instalaciones para la manufactura o almacenaje de químicos peligrosos • Instalaciones para la manufactura o almacenaje de explosivos	
Edificios y otras estructuras consideradas como instalaciones esenciales incluyendo, pero sin limitarse a: • Hospitales con instalaciones quirúrgicas y de urgencia • Estaciones de policía, bomberos, y rescate y estacionamientos para vehículos de emergencia • Centros de comunicación y otras instalaciones necesarias para asistir a la comunidad en casos de emergencia • Estaciones generadoras de energía y otras instalaciones públicas necesarias en casos de emergencia • Estructuras necesarias para la operación de las instalaciones listadas en la Categoría IV (torres de comunicación, tanques de almacenaje de combustible, torres de enfriamiento, subestaciones eléctricas) • Torres de control aéreo, hangares de aviones de emergencia • Edificios y otras estructuras críticas para la defensa nacional	IV

Tabla 3-2
Velocidad de Diseño, V

REGIÓN	VELOCIDAD EN 3 SEGUNDOS (km/h)
Pacífico	115
Atlántico	140

Tabla 3-3
Factor de Dirección del Viento, K_d

TIPO DE ESTRUCTURA	FACTOR DE DIRECCIÓN, K_d
Edificios	
Sistemas Primarios	0.85
Componentes y fachadas	0.85
Tanques y Estructuras Similares	
Cuadrados	0.90
Hexagonales	0.95
Redondos	0.95
Letreros Cerrados	0.85
Letreros Abiertos	0.85

Nota: El factor de dirección del viento ha sido calibrado con combinaciones de carga especificadas en el ASCE 7. Este factor solo deberá utilizarse cuando se use con las combinaciones de carga especificadas en el ASCE 7. Si se utilizan las combinaciones de carga del ACI 318-02 ó de la Segunda Edición del LRFD, se tomará $K_d = 1$.

Tabla 3-4
Factor de Importancia, I

CATEGORÍA	FACTOR DE IMPORTANCIA
I	0.87
II	1.00
III	1.15
IV	1.15

Nota: Las categorías de esta tabla son consistentes con las categorías de la Tabla 3-1.

Tabla 3-5
Coefficientes de Presión de Velocidad, K_h y K_z

Altura sobre el nivel del suelo, z		EXPOSICIÓN (Observación 1)					
		A		B		C	D
m	(pies)	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2	Casos 1 y 2	Casos 1 y 2
0 - 4.6	(0 - 15)	0.68	0.32	0.70	0.57	0.85	1.03
6.1	(20)	0.68	0.36	0.70	0.62	0.90	1.08
7.6	(25)	0.68	0.39	0.70	0.66	0.94	1.12
9.1	(30)	0.68	0.42	0.70	0.70	0.98	1.16
12.2	(40)	0.68	0.47	0.76	0.76	1.04	1.22
15.2	(50)	0.68	0.52	0.81	0.81	1.09	1.27
18.0	(60)	0.68	0.55	0.85	0.85	1.13	1.31
21.3	(70)	0.68	0.59	0.89	0.89	1.17	1.34
24.4	(80)	0.68	0.62	0.93	0.93	1.21	1.38
27.4	(90)	0.68	0.65	0.96	0.96	1.24	1.40
30.5	(100)	0.68	0.68	0.99	0.99	1.26	1.43
36.6	(120)	0.73	0.73	1.04	1.04	1.31	1.48
42.7	(140)	0.78	0.78	1.09	1.09	1.36	1.52
48.8	(160)	0.82	0.82	1.13	1.13	1.39	1.55
54.9	(180)	0.86	0.86	1.17	1.17	1.43	1.58
61.0	(200)	0.90	0.90	1.20	1.20	1.46	1.61
76.2	(250)	0.98	0.98	1.28	1.28	1.53	1.68
91.4	(300)	1.05	1.05	1.35	1.35	1.59	1.73
106.7	(350)	1.12	1.12	1.41	1.41	1.64	1.78
121.9	(400)	1.18	1.18	1.47	1.47	1.69	1.82
137.2	(450)	1.24	1.24	1.52	1.52	1.73	1.86
152.4	(500)	1.29	1.29	1.56	1.56	1.77	1.89

Observaciones:

1. **Caso 1:** Todos los componentes y fachadas.
Caso 2: Todos los sistemas primarios de edificios y otras estructuras.
2. El coeficiente de presión de velocidad, K_z , se podrá determinar con la siguiente ecuación:

$$K_z = 2.01 \left(\frac{z}{z_g} \right)^{\frac{2}{\alpha}} \quad \text{para } 4.6 \text{ m} \leq z \leq z_g$$

$$K_z = 2.01 \left(\frac{4.6}{z_g} \right)^{\frac{2}{\alpha}} \quad \text{para } z < 4.6 \text{ m}$$

- Nota: z no será menor de 30.5 m para el Caso 1 en exposición A ó menor de 9.1 m para el Caso 1 en exposición B.
3. α y z_g con constantes de exposición de terreno dadas en la Tabla 3-6.
4. Se permite la interpolación lineal para valores intermedios de z .
5. Las categorías de exposición están definidas en 3.3.6.

Tabla 3-6
Constantes de Exposición de Terreno

Exposición	α	z_g (m)	a	b	$\bar{\alpha}$	$\bar{b}$	C	ℓ (m)	$\bar{\epsilon}$	z_{min} (m)
A	5.0	457	1/5. 0	0.64	1/3. 0	0.30	0.45	55	1/2	18.3
B	7.0	366	1/7. 0	0.84	1/4. 0	0.45	0.30	98	1/3	9.2
C	9.5	274	1/9. 5	1.00	1/6. 5	0.65	0.20	153	1/5	4.6
D	11.5	213	1/11. 5	1.07	1/9. 0	0.80	0.15	198	1/8	2.2

Observaciones:

1. Clave:
- Exposición: categoría del terreno según definiciones de 3.3.6.
- θ : ángulo de la pendiente horizontal del techo, en grados.
- z_g : altura nominal del perfil de viento utilizadas en el ASCE 7.
- a : inverso del exponente de la ecuación de potencia de la velocidad de ráfaga de 3 segundos, α .
- b : factor de ráfaga de 3 segundos.
- $\bar{\alpha}$: exponente de la ecuación de potencia para vientos promediados en un periodo de 1 hora.
- $\bar{b}$: factor de velocidad de vientos promediados en un periodo de 1 hora.
- c : factor de intensidad de turbulencia.
- ℓ : factor de la escala de longitud integral.
- $\bar{\epsilon}$: exponente de la ecuación de potencia de la escala de longitud integral.
- z_{min} : constante de exposición.

Tabla 3-7
Coeficientes de Presión Interna para Edificios, GC_{pi}

CLASIFICACIÓN DE ENCIERRO	GC_{pi}
Edificios abiertos	0.00
Edificios parcialmente cerrados	+0.55 -0.55
Edificios cerrados	+0.18 -0.18

Observaciones:

1. Los signos positivos y negativos indican presiones ejercidas hacia y fuera de las superficies internas, respectivamente.
2. Los valores de GC_{pi} deberán utilizarse con q_z o q_h según se especifica en 3.3.12.
3. Se deberán considerar dos casos para determinar las cargas críticas:
 - (i) el valor positivo de GC_{pi} aplicado en todas las superficies internas
 - (ii) el valor negativo de GC_{pi} aplicado en todas las superficies internas

Tabla 3-8
Coefficientes de Fuerza, C_f
Techos con una sola pendiente constante

Inclina- ción del techo, θ	L/B						
	5	3	2	1	1/2	1/3	1/5
10	0.2	0.25	0.3	0.45	0.55	0.7	0.75
15	0.35	0.45	0.5	0.7	0.85	0.9	0.85
20	0.5	0.6	0.75	0.9	1	0.95	0.9
25	0.7	0.8	0.95	1.15	1.1	1.05	0.95
30	0.9	1	1.2	1.3	1.2	1.1	1

Inclinación del techo, θ	CENTRO DE PRESIÓN, X/L		
	L/B		
	2 a 5	1	1/5 a 1/2
10 a 20	0.35	0.3	0.3
25	0.35	0.35	0.4
30	0.35	0.4	0.45

Observaciones:

1. Las fuerzas de viento actúan perpendicular a la superficie. Deben considerarse 2 casos: (1) fuerzas de viento hacia adentro, y (2) fuerzas de viento hacia afuera.
2. La inclinación del techo debe suponerse que varía $\pm 10^\circ$ de su ángulo actual y deberá utilizarse el ángulo que resulte en el mayor coeficiente de fuerza.
3. Clave:
 - B: dimensión del techo medido perpendicular a la dirección del viento, en metros.
 - L: dimensión del techo medido paralelo a la dirección del viento, en metros.
 - X: distancia al centro de presión desde el borde del techo a barlovento, en metros.
 - θ : ángulo de la pendiente horizontal del techo, en grados.

Tabla 3-9
Coefficientes de Fuerza, C_f
Chimeneas, tanques, y estructuras similares

Área transversal	Superficie	h/D		
		1	7	25
Cuadrada (viento perpendicular a la cara)	Todas	1.3	1.4	2.0
Cuadrada (viento en dirección a la diagonal)	Todas	1.0	1.1	1.5
Hexagonal u octagonal	Todas	1.0	1.2	1.4
Redondo $D\sqrt{q_z} > 5.3$	Moderadamente liso	0.5	0.6	0.7
	Áspero ($D'/D = 0.02$)	0.7	0.8	0.9
	Muy áspero ($D'/D = 0.08$)	0.8	1.0	1.2
Redondo $D\sqrt{q_z} \leq 5.3$	Todas	0.7	0.8	1.2

Observaciones:

1. La fuerza de diseño deberá calcularse en base al área de la estructura proyectada sobre un plano perpendicular a la dirección del viento. La fuerza se presumirá que actúa paralela a la dirección del viento.
2. Se permite la interpolación lineal para valores de h/D no mostrados en la tabla.
3. Clave:
 - D: diámetro de la sección transversal circular y la dimensión horizontal más pequeña de las secciones transversales cuadradas, hexagonales, u octagonales a la altura deseada, en metros.
 - D': profundidad de los elementos proyectados, en metros.
 - h: altura de la estructura, en metros.
 - q_z : presión de velocidad evaluada a una altura z sobre el nivel del suelo, en N/m^2 .

Tabla 3-10
Coeficientes de Fuerza, C_f
Paredes en canto libre y letreros sólidos

A NIVEL DEL SUELO		SOBRE EL NIVEL DEL SUELO	
N	C_f	M/N	C_f
≤ 3	1.2	≤ 6	1.2
5	1.3	10	1.3
8	1.4	16	1.4
10	1.5	20	1.5
20	1.75	40	1.75
30	1.85	60	1.85
≥ 40	2.0	≥ 80	2.0

Observaciones:

1. El término "letreros" en las observaciones aplica también a "paredes en canto libre."
2. Letreros con aberturas que totalicen menos del 30% del área bruta se considerarán letreros sólidos.
3. Letreros cuya distancia del nivel del suelo a la parte inferior de su borde es menor que 0.25 veces su dimensión vertical se considerarán que están a nivel del suelo.
4. Para considerar direcciones de viento perpendiculares y diagonales, se deben considerar 2 casos:
 - (i) que la fuerza resultante actúa perpendicular a la cara del letrero sobre una línea vertical que pasa a través del centro geométrico, y
 - (ii) que la fuerza resultante actúa perpendicular a la cara del letrero a una distancia de la línea vertical que pasa a través del centro geométrico igual a 0.2 veces el promedio del ancho del letrero.
5. Clave:
 - v: relación altura/ancho.
 - M: la dimensión mayor del letrero, en metros.
 - N: la dimensión menor del letrero, en metros.

Tabla 3-11
Coefficientes de Fuerza, C_f
Letreros abiertos

ϵ	Elementos planos	Elementos redondeados	
		$D\sqrt{q_z} \leq 5.3$	$D\sqrt{q_z} > 5.3$
≤ 0.1	2.0	1.2	0.8
0.1 a 0.29	1.8	1.3	0.9
0.3 a 0.7	1.6	1.5	1.1

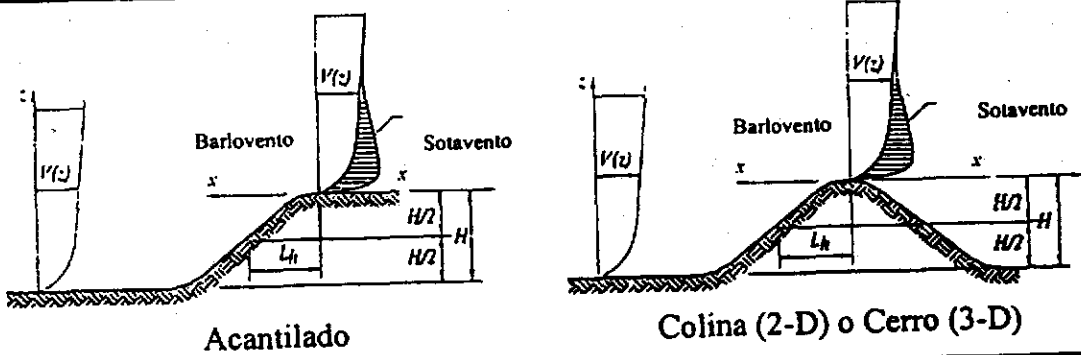
Observaciones:

1. Letreros con aberturas que totalicen 30% ó más del área bruta se considerarán letreros abiertos.
2. El cálculo de las fuerzas de diseño se basarán en el área de todos los elementos expuestos proyectados sobre un plano perpendicular a la dirección del viento. Las fuerzas se presumirán que actúan paralelas a la dirección del viento.
3. El área A_f consistente con estos coeficientes de fuerza es el área sólida proyectada perpendicular a la dirección del viento.
4. Clave:
 ϵ : relación área sólida/área bruta.
 D : diámetro de un elemento típico redondeado, en metros.
 q_z : presión de velocidad evaluada a una altura z sobre el nivel del suelo, en N/m^2 .

Tabla 3-12
Deformaciones Límites Debidas al Viento

TIPO DE ESTRUCTURA	DEFORMACIÓN/ALTURA
Estructuras de acero	0.00200 (1/500)
Estructuras de hormigón	0.00278 (1/360)

Factor Topográfico, K_{zt}
Figura 3-1



Multiplicadores Topográficos para Exposición C

H/L_h	Multiplicador K_1			x/L_h	Multiplicador K_2		z/L_h	Multiplicador K_3		
	Colina 2-D	Acantil. 2-D	Cerro 3-D		Acantil. 2-D	Colina o Cerro		Colina 2-D	Acantil. 2-D	Cerro 3-D
0.20	0.29	0.17	0.21	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00
0.25	0.36	0.21	0.26	0.50	0.88	0.67	0.10	0.74	0.78	0.67
0.30	0.43	0.26	0.32	1.00	0.75	0.33	0.20	0.55	0.61	0.45
0.35	0.51	0.30	0.37	1.50	0.63	0.00	0.30	0.41	0.47	0.30
0.40	0.58	0.34	0.42	2.00	0.50	0.00	0.40	0.30	0.37	0.20
0.45	0.65	0.38	0.47	2.50	0.38	0.00	0.50	0.22	0.29	0.14
0.50	0.72	0.43	0.53	3.00	0.25	0.00	0.60	0.17	0.22	0.09
				3.50	0.13	0.00	0.70	0.12	0.17	0.06
				4.00	0.00	0.00	0.80	0.09	0.14	0.04
							0.90	0.07	0.11	0.03
							1.00	0.05	0.08	0.02
							1.50	0.01	0.02	0.00
							2.00	0.00	0.00	0.00

Observaciones:

- Para valores de H/L_h , x/L_h y z/L_h diferentes a los mostrados, se permite interpolar linealmente.
- Para $H/L_h > 0.5$, utilizar $H/L_h = 0.5$ para evaluar K_1 y sustituir $2H$ por L_h para evaluar K_2 y K_3 .
- Los multiplicadores se basan en la presunción de que el viento se dirige hacia el cerro o acantilado en la dirección de la máxima pendiente.
- Clave:
 - H : altura del cerro o acantilado relativo al terreno hacia barlovento, en metros.
 - L_h : distancia de la cima hacia barlovento hasta donde la diferencia de altura del terreno es la mitad de la altura del cerro o acantilado, en metros.
 - K_1 : factor para tomar en cuenta las características topográficas y el efecto del máximo aumento de velocidad.
 - K_2 : factor para tomar en cuenta la reducción del aumento de velocidad en función de la distancia a barlovento o sotavento de la cima.
 - K_3 : factor para tomar en cuenta la reducción del aumento de velocidad en función de la altura sobre el terreno en donde está ubicado el edificio.
 - x : distancia (hacia barlovento o sotavento) desde la cima hasta el edificio, en metros.
 - z : altura sobre el nivel del suelo sobre el cual está ubicado el edificio, en metros.
 - μ : factor de atenuación horizontal.
 - γ : factor de atenuación vertical.

Factor Topográfico, K_z

Figura 3-1 (cont.)

Ecuaciones:

$$K_z = (1 + K_1 K_2 K_3)^2$$

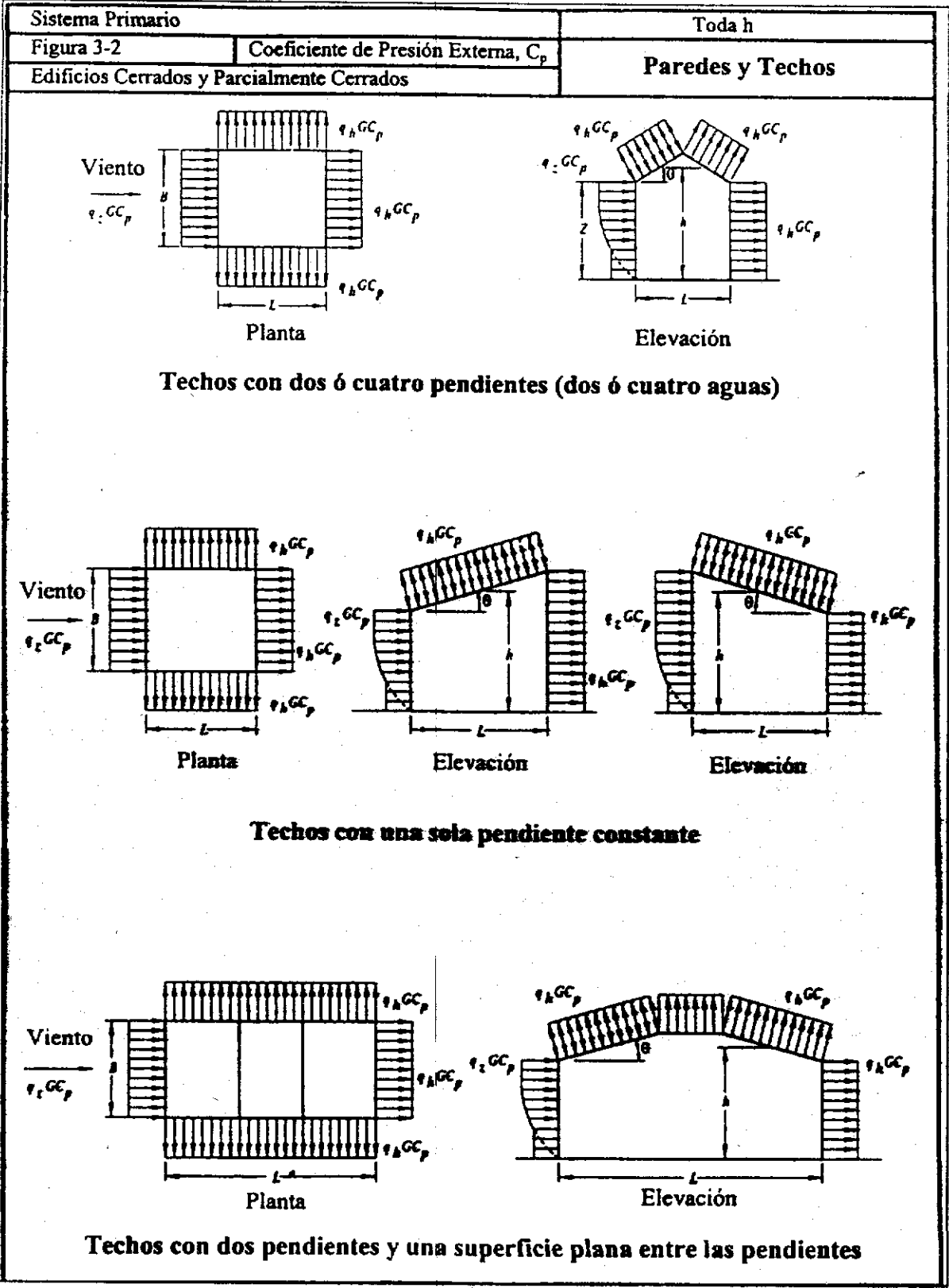
K_1 se determina de la tabla

$$K_2 = \left(1 - \frac{|x|}{\mu L_h} \right)$$

$$K_3 = e^{-\gamma/L_s}$$

Parámetros para la Aceleración sobre Colinas, Cerros y Acantilados

Topografia	$K_1/(H/L_s)$			γ	μ	
	Exposición				Barlovento	Sotavento
	B	C	D			
Colina (2-D)	1.30	1.45	1.55	3	1.5	1.5
Acantilado (2-D)	0.75	0.85	0.95	2.5	1.5	4
Cerro (3-D)	0.95	1.05	1.15	4	1.5	1.5



Sistema Primario

Figura 3-2 (cont.)

Edificios Cerrados y Parcialmente Cerrados

Toda h

Paredes y Techos

Coefficiente de Presión para Pared, C_p

Superficie	L/B	C_p	Usar con
Pared Barlovento	Todos los valores	0.8	q_z
Pared Sotavento	0-1	-0.5	q_h
	2	-0.3	
	≥ 4	-0.2	
Pared Lateral	Todos los valores	-0.7	q_h

Coefficiente de Presión para Techo, C_p , para usar con q_h

Dirección del Viento	Barlovento									Sotavento			
	Ángulo, θ									Ángulo, θ			
	h/L	10	15	20	25	30	35	45	$\geq 60^\circ$	10	15	≥ 20	
Perpend. al Caballete	≤ 0.25	-0.7	-0.5	-0.3	-0.2	-0.2	0.0*	0.4	0.4	0.01 θ	-0.3	-0.5	-0.6
$\theta \geq 10^\circ$	0.5	-0.9	-0.7	-0.4	-0.3	-0.2	0.0*	0.3	0.4	0.01 θ	-0.5	-0.5	-0.6
	≥ 1.0	-1.3**	-1.0	-0.7	-0.5	-0.3	-0.2	0.0*	0.3	0.01 θ	-0.7	-0.6	-0.6
Perpend. al Caballete	≤ 0.5	Dist. horizontal del borde de barlovento			C_p	* valor dado para interpolación ** valor puede reducirse linealmente dependiendo del área del techo (B)(h/2):							
$\theta < 10^\circ$ y Paralelo al Caballete todo θ		0 a h/2			-0.9								
		h/2 a h			-0.9								
		h a 2h			-0.5								
$\theta \geq 10^\circ$	≥ 1.0	0 a h/2			-1.3**	Área (m ²)		Factor de Reducción					
						≤ 9.3		1.0					
						23.2		0.9					
		$> h/2$			-0.7	≥ 92.9		0.8					

Observaciones:

- Los signos positivos y negativos indican presiones ejercidas hacia y fuera de las superficies, respectivamente.
- Se permite interpolar linealmente para valores L/B, h/L y θ diferentes a los mostrados en la tabla. Solo se podrá interpolar entre valores con el mismo signo. En los casos en que uno de los valores no es dado, se utilizará cero para propósitos de interpolación.
- Cuando se dan dos valores de C_p , es porque el techo de barlovento puede ser sometido a presiones positivas o negativas y la estructura del techo deberá diseñarse para ambas condiciones. En este caso, solo se podrá interpolar relaciones intermedias de h/L entre valores C_p que tengan el mismo signo.
- Para techos con una sola pendiente constante, toda la superficie del techo estará expuesta a barlovento o sotavento.
- Para edificios flexibles se utilizará G_r calculado por 3.3.8.2 ó 3.3.8.3.
- Clave:

B: dimensión horizontal del edificio, en metros, medido perpendicular a la dirección del viento.

L: dimensión horizontal del edificio, en metros, medido paralelo a la dirección del viento.

h: altura promedio del techo, en metros, con la excepción que la altura del alero se utilizará para techos con $\theta \leq 10^\circ$.

z: altura sobre el nivel del suelo, en metros.

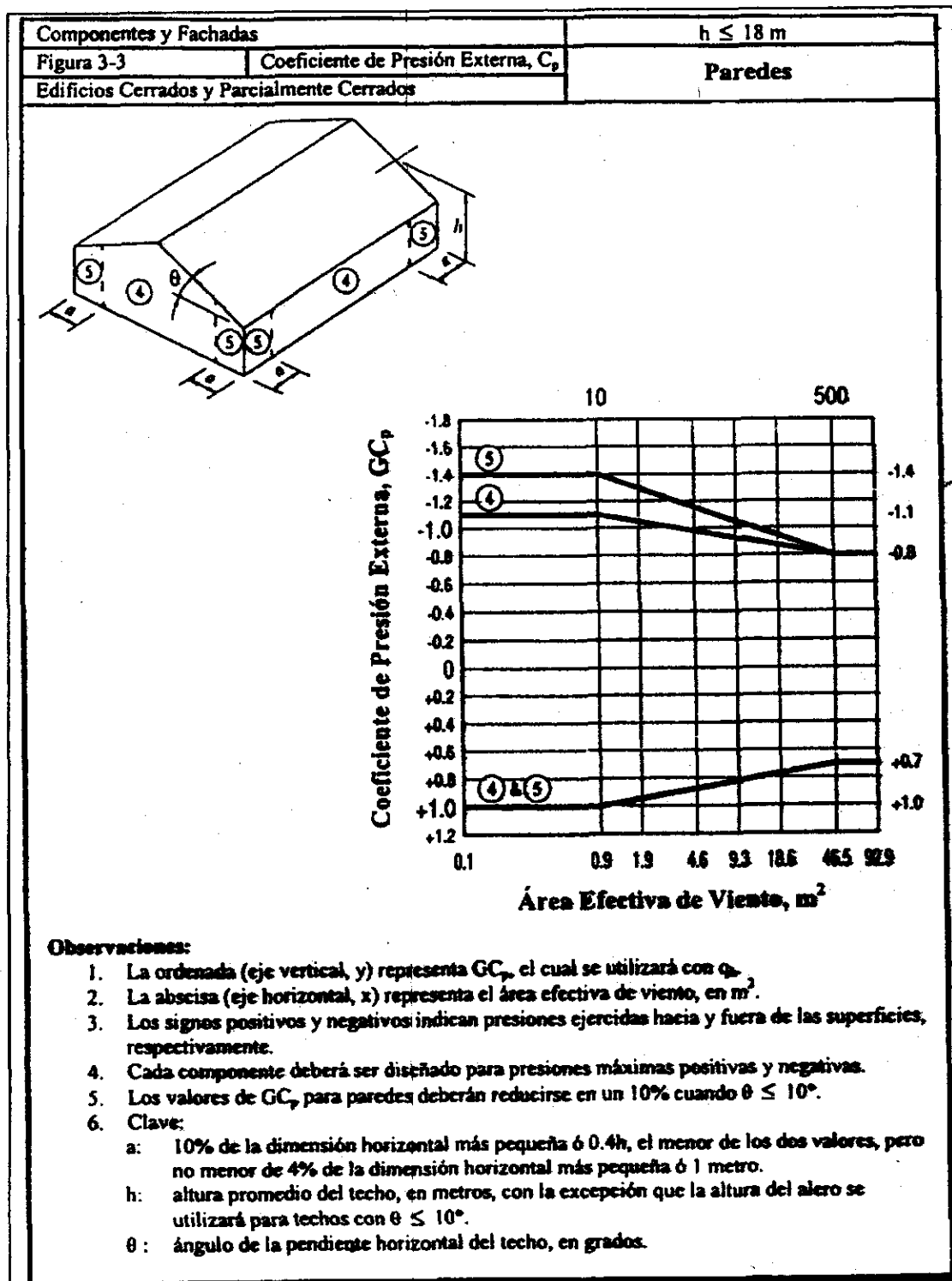
G: factor de ráfaga.

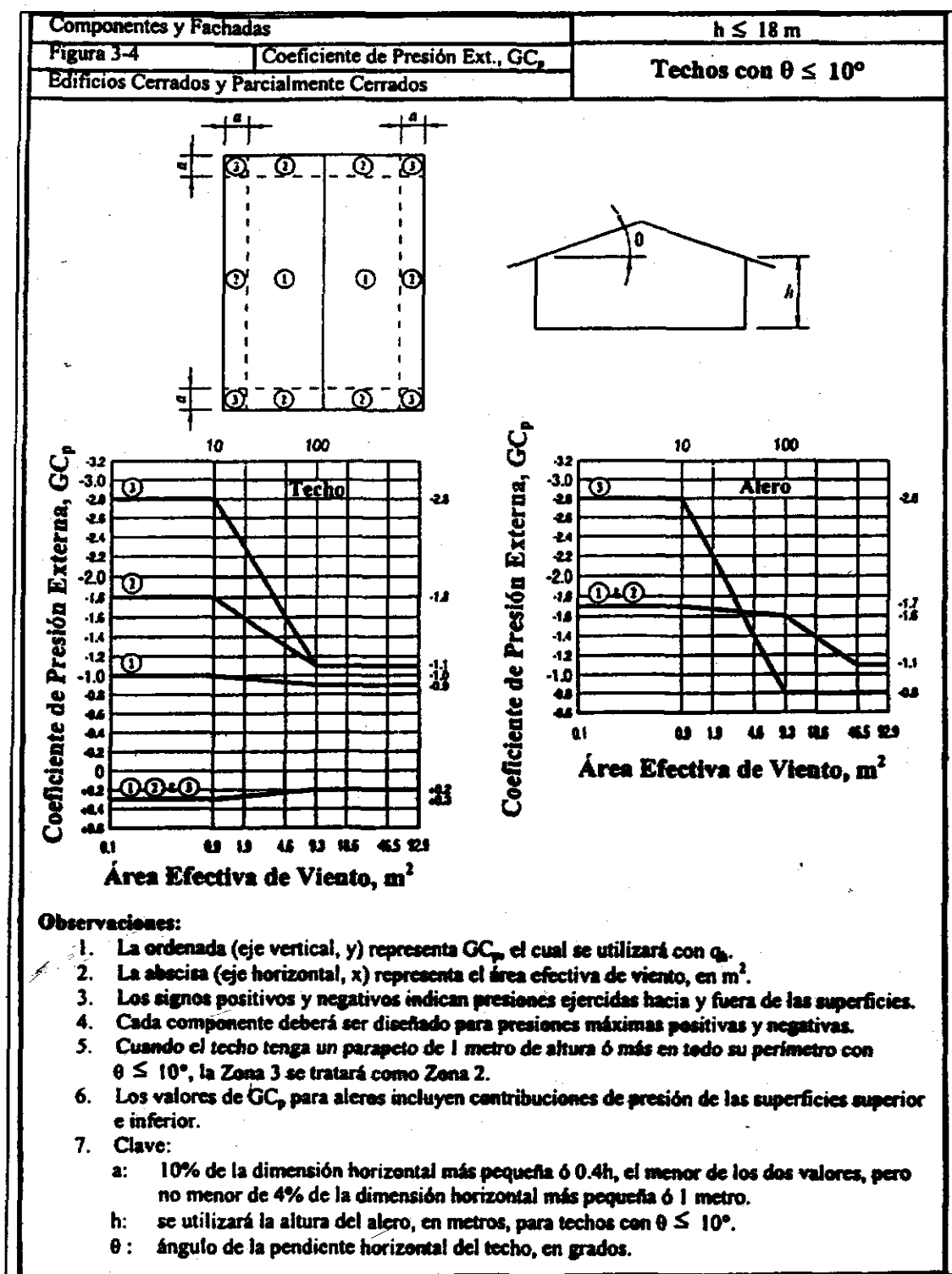
q_z : presión de velocidad, en N/m², evaluado a la altura correspondiente.

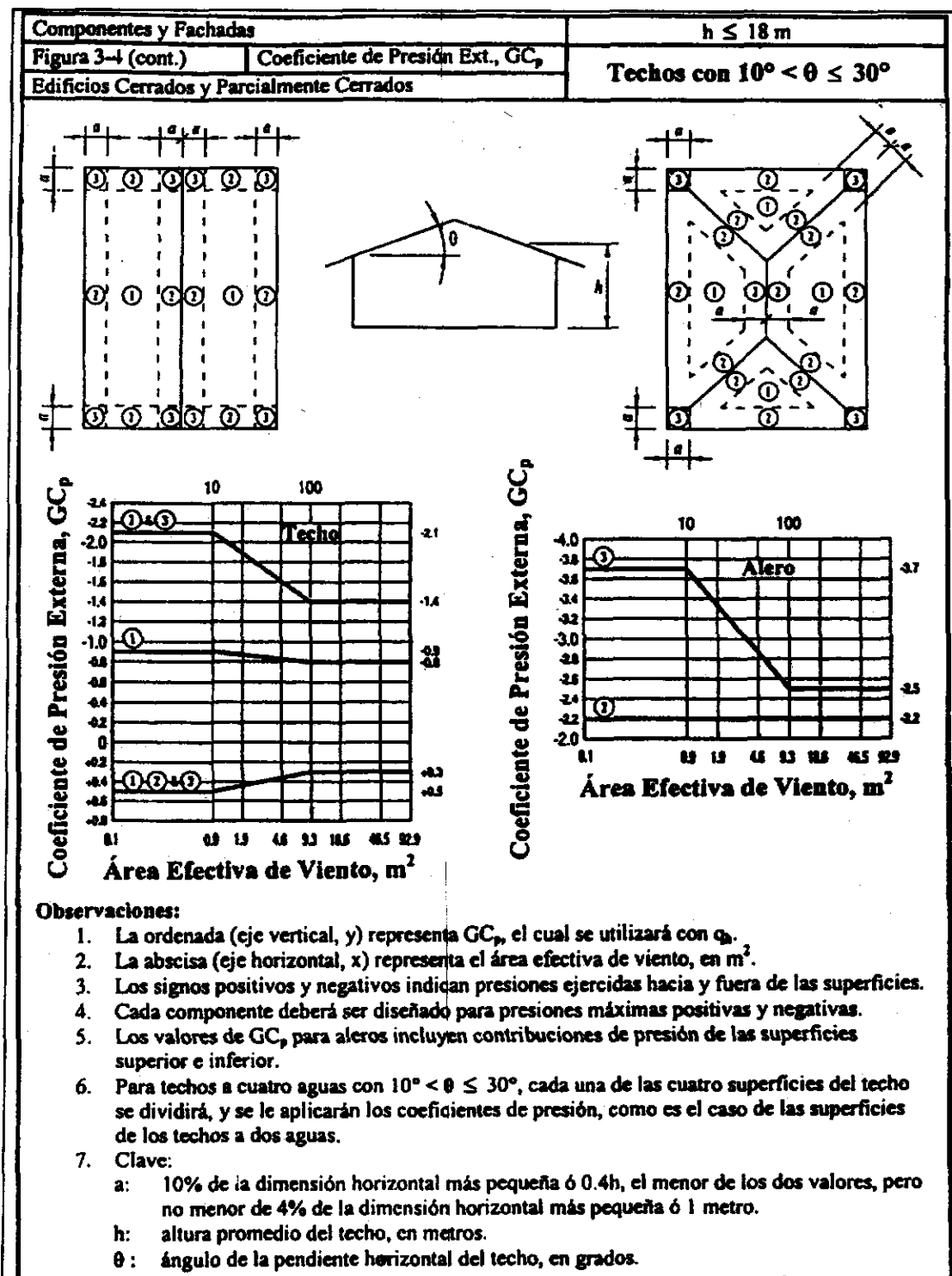
q_h : presión de velocidad, en N/m², evaluado a la altura h.

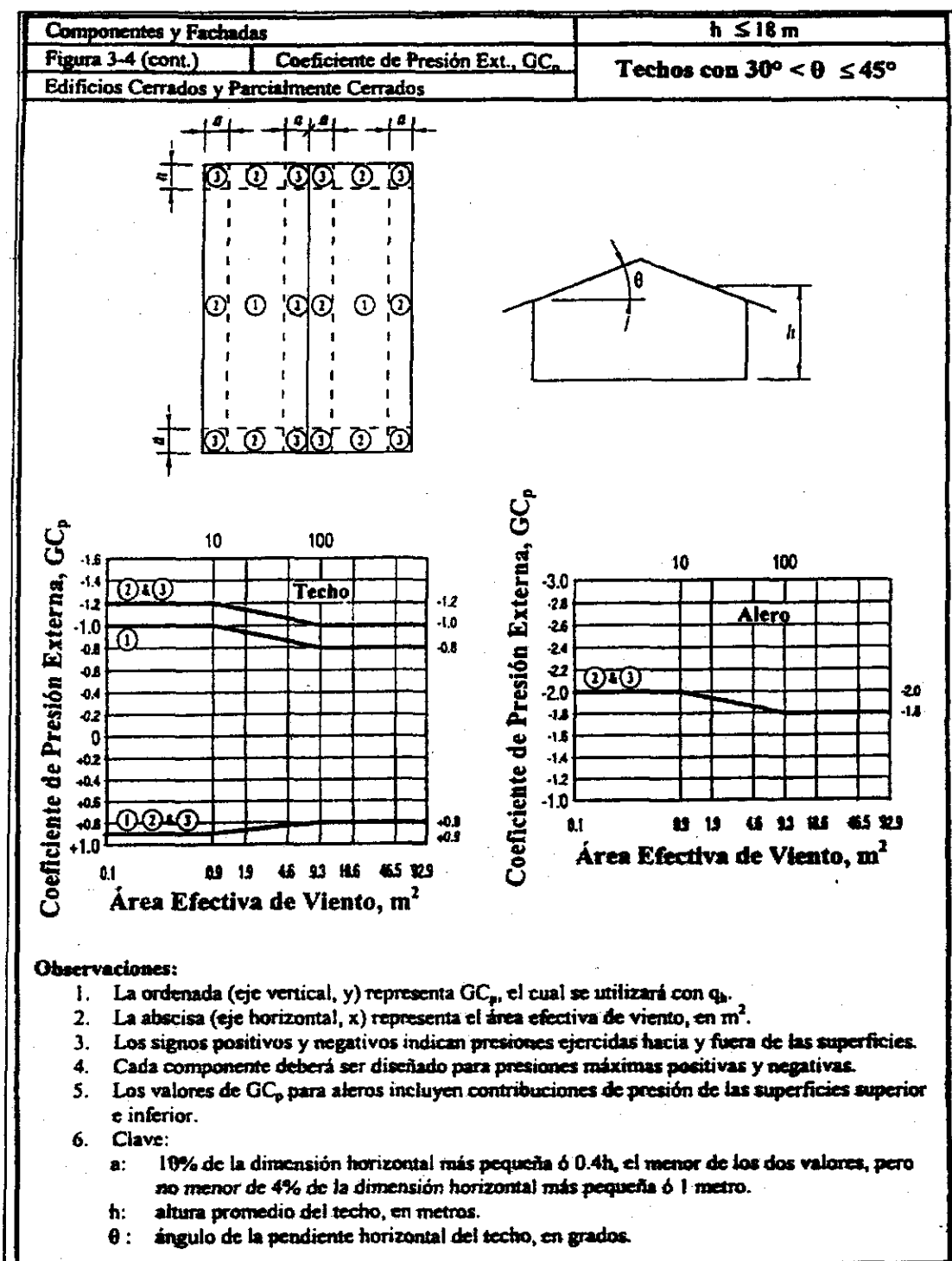
θ : ángulo de la pendiente horizontal del techo, en grados.
- Para techos con dos pendientes y una superficie plana entre las pendientes (ver dibujo), la superficie plana del techo y la pendiente a sotavento se analizarán como superficies a sotavento dadas en la tabla.

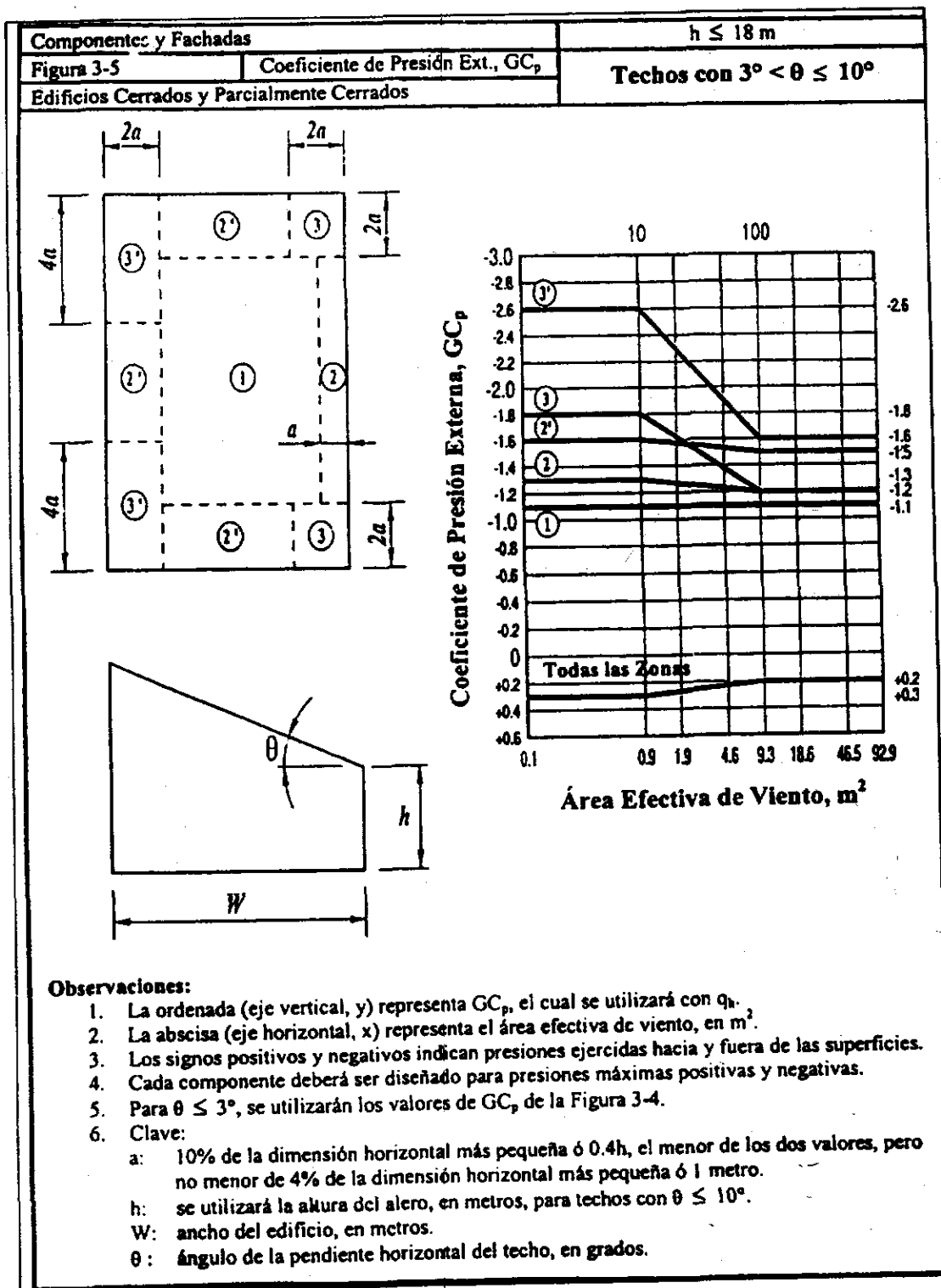
Para techos con pendientes mayores de 80° , utilizar $C_p = 0.8$.

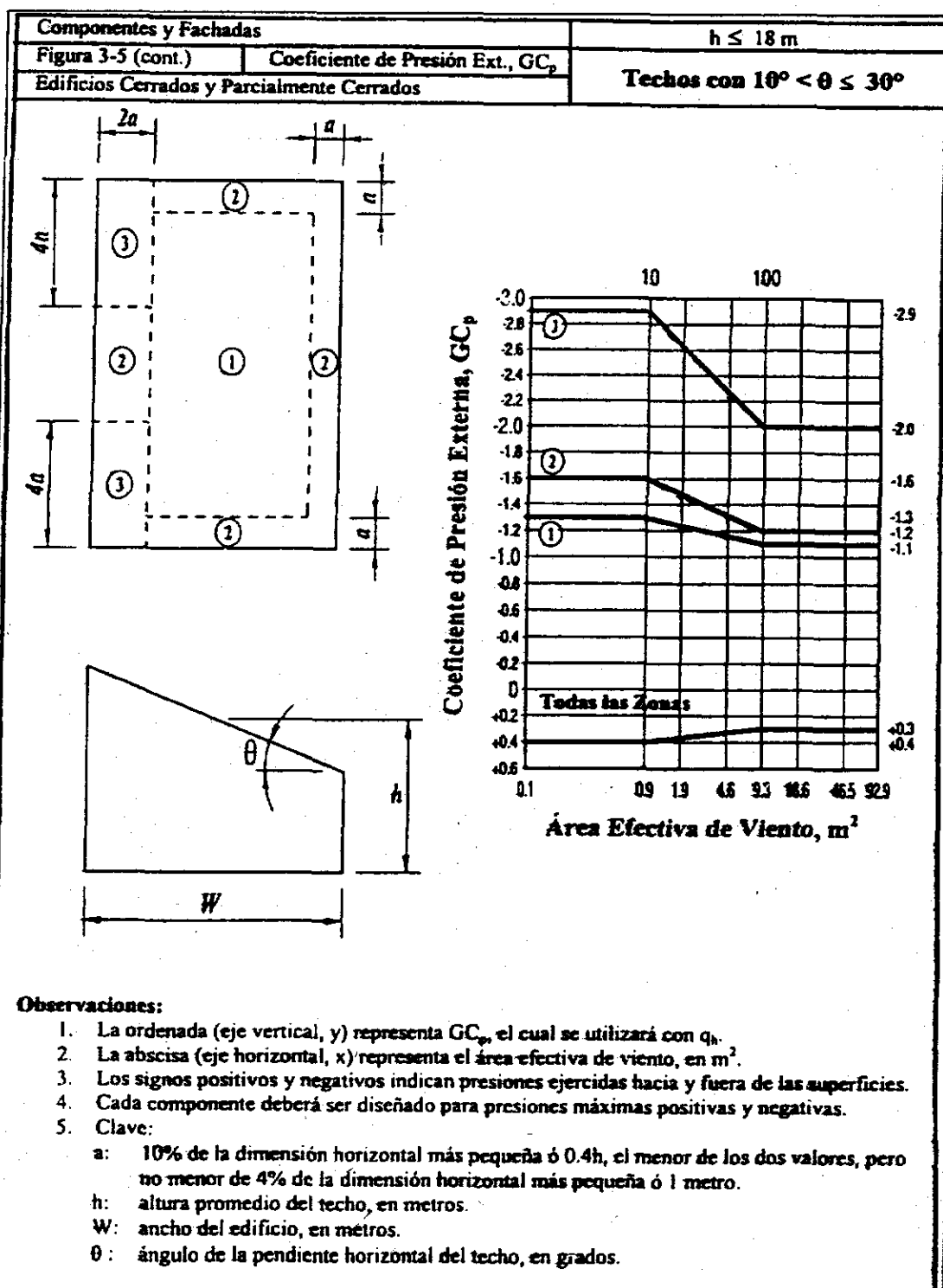


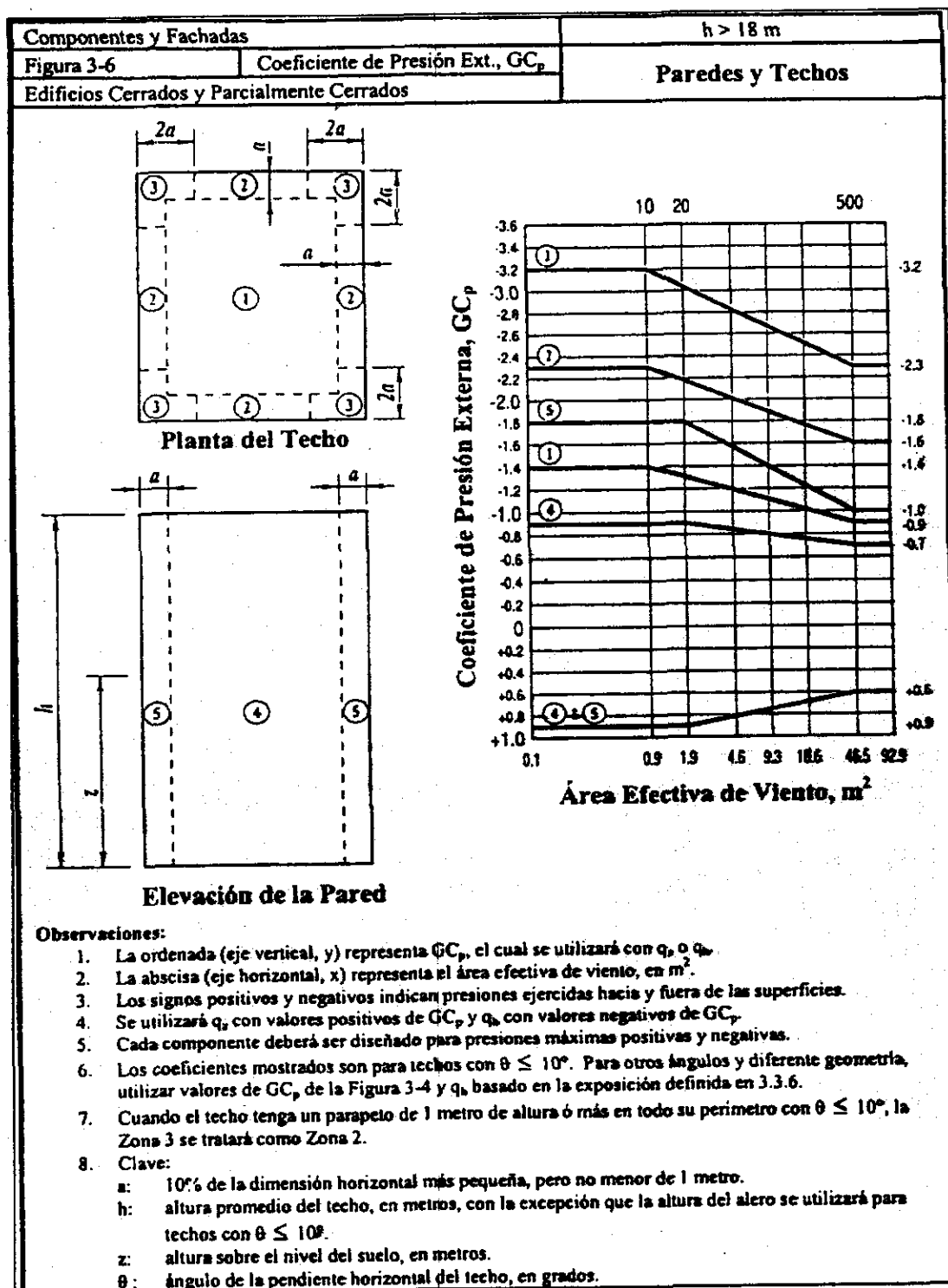


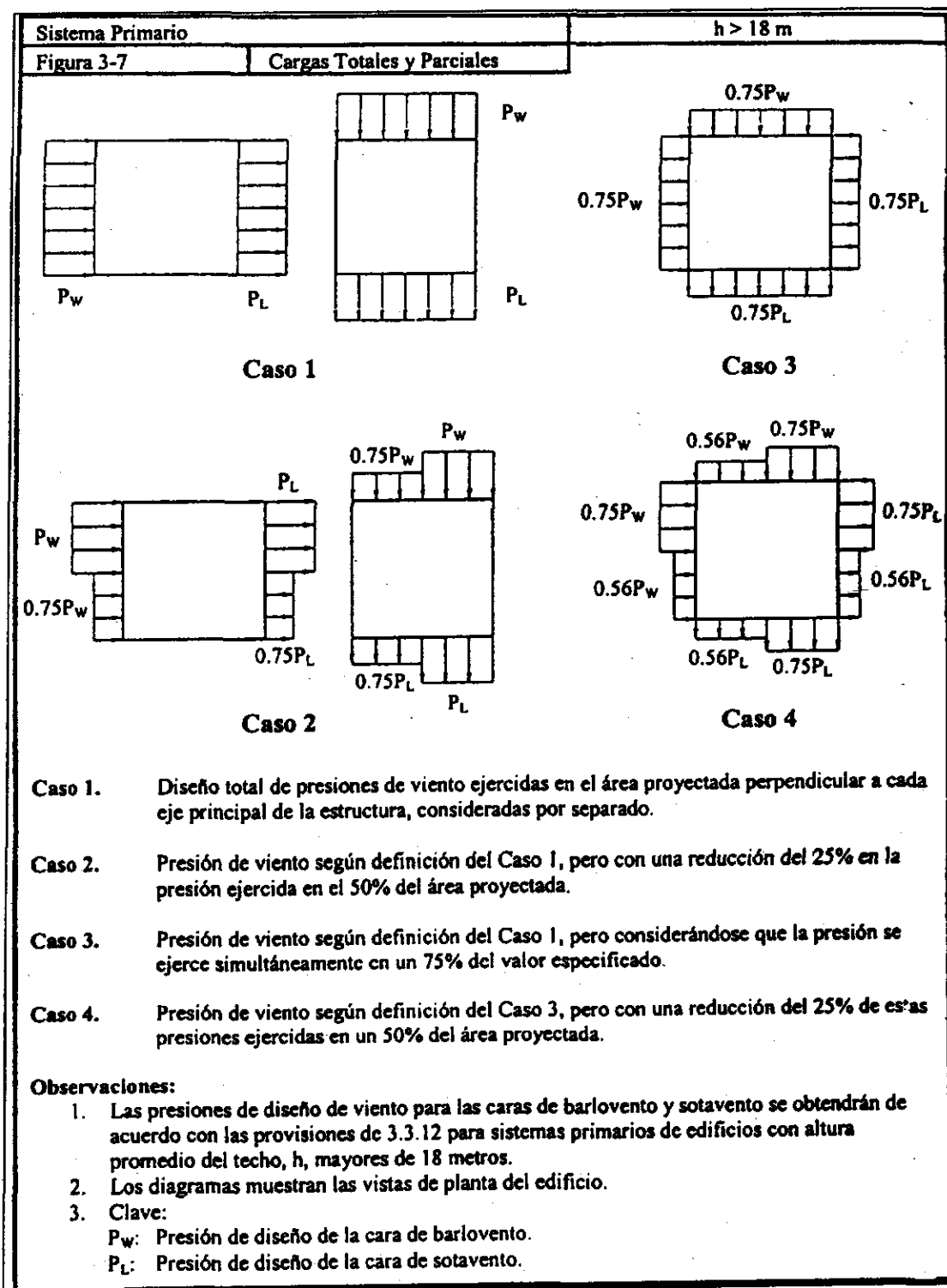






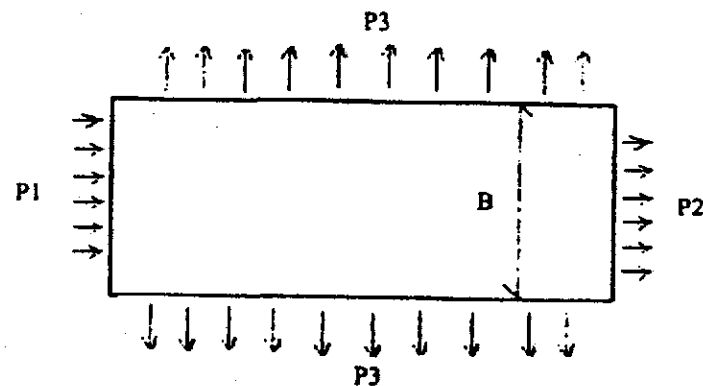




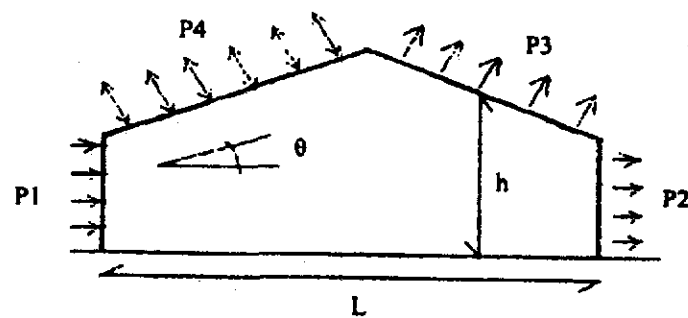


Esquema para Presiones de Edificios Tipo I

Figura 3-8



Vista de Planta



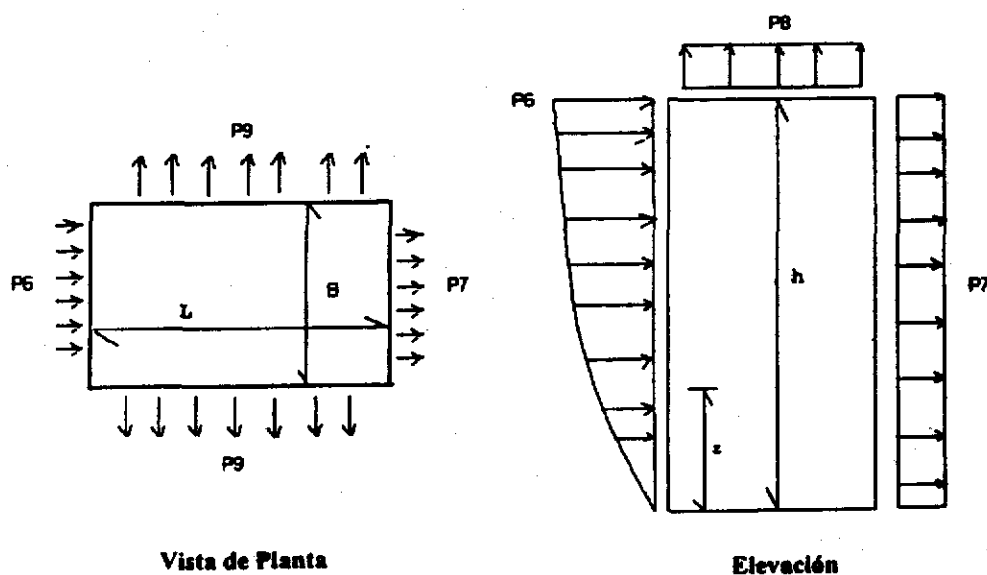
Sección Transversal

Variables:

- P1: presión en la pared a barlovento.
- P2: succión en la pared a sotavento.
- P3: succión en paredes laterales para viento en dirección perpendicular o paralelo al caballete y techo a sotavento para viento en dirección perpendicular al caballete.
- P4: presión o succión en techo a barlovento para viento en dirección perpendicular al caballete.
- P5: succión en techo plano para viento en dirección perpendicular al caballete y succión en techo con cualquier inclinación para viento en dirección paralelo al caballete.
- B: dimensión horizontal del edificio perpendicular a la dirección del viento, en metros.
- L: dimensión horizontal del edificio paralelo a la dirección del viento, en metros.
- h: altura promedio del techo, en metros.

Esquema para Presiones de Edificios Tipo 2

Figura 3-9



Variables:

- P6: presión en la pared a barlovento.
- P7: succión en la pared a sotavento.
- P8: succión en techo plano.
- P9: succión en paredes laterales.
- B: dimensión horizontal del edificio perpendicular a la dirección del viento, en metros.
- L: dimensión horizontal del edificio paralelo a la dirección del viento, en metros.
- h: altura promedio del techo, en metros.
- z: altura sobre el nivel del suelo, en metros.

CAPITULO 4 - CARGAS SISMICAS

4.0 Referencia.

El Capítulo 4 está basado en el texto, tablas y figuras de la Sección 9 de ASCE 7-95 - *Cargas de diseño mínimas para edificios y otras estructuras*.

4.1 Provisiones generales

4.1.1 Propósito. El capítulo 4 presenta criterios para el diseño y construcción de edificios y estructuras similares sometidas a movimientos del terreno debidos a sismo. Las cargas sísmicas especificadas están basadas en disipación postelástica de energía. Por esta razón, las provisiones para diseño, detalle y construcción se deberán satisfacer aun para estructuras y miembros para los que las combinaciones de carga que no contienen el efecto de sismo indican mayores demandas que las combinaciones que incluyen el sismo.

4.1.2 Alcance. Todo edificio y porción de éste será diseñados y construido para resistir los efectos de movimientos sísmicos prescritos por estas provisiones. Algunas estructuras que no son edificios, según se describen en la Sección 4.2.6, están dentro del alcance y deberán ser diseñadas y construidas como si fueran edificios. Las adiciones a estructuras existentes también deberán ser diseñadas y construidas para resistir los efectos de movimientos sísmicos prescritos por estas provisiones. Edificios existentes y alteraciones a estructuras existente solo deberán cumplir con estas provisiones cuando lo requieran las Secciones 4.1.3.2 y 4.1.3.3.

Excepciones (No aplicable para la Vivienda Unifamiliar):

Edificios ubicados donde la aceleración A_v pico efectiva relativa a la velocidad es menor que 0.05 solo tendrán que cumplir con la Sección 4.2.2.5.1.

Viviendas no-adosadas de una o dos familias localizadas en áreas con un aceleración A_v pico efectiva relativa a la velocidad menor que 0.10 o en sitios donde el coeficiente sísmico es menor que 0.15 están exentas de los requerimientos de estas provisiones.

Viviendas no-adosadas de madera de una o dos familias que no están incluidas en la excepción 2, con no más de dos plantas y que satisfacen las limitaciones de la Sección 4.9.10, solo tendrán que ser construidas según la Sección 4.9.10.

Edificios de almacenamiento agrícola para los que la ocupación humana es solamente incidental están exentos de los requerimientos de estas provisiones.

Estructuras especiales, incluyendo pero sin limitarse a, puentes vehiculares, torres de transmisión, muelles y atracaderos, estructuras hidráulicas, y reactores nucleares requieren una consideración de sus características de respuesta y ambiente que está más allá del alcance de estas provisiones.

4.1.3 Aplicación de provisiones. Los edificios y estructuras dentro del alcance de estas provisiones deberán ser diseñados y construidos según lo que requiere esta sección.

4.1.3.1 Edificios nuevos. El análisis y diseño de sistemas estructurales y componentes, incluyendo fundaciones, marcos, pisos, y techos, deberán cumplir con los requerimientos de las Secciones 4.2 y 4.4. Los materiales utilizados en la construcción y los componentes hechos con estos materiales deberán ser diseñados y construidos para cumplir con los requerimientos de las Secciones 4.5 a 4.9. Los sistemas y componentes arquitectónicos, eléctricos y mecánicos, incluyendo mejoras hechas por los ocupantes, deberán ser diseñados según la Sección 4.3.

4.1.3.2 Adiciones a edificios existentes. Solamente se harán adiciones a edificios existentes según lo siguiente:

4.1.3.2.1 Una adición estructuralmente independiente de una estructura existente se deberá diseñar y construir según los requerimientos sísmicos para estructuras nuevas.

4.1.3.2.2 Una adición que no es estructuralmente independiente de una estructura existente deberá ser diseñada y construida para que la estructura entera cumpla con los requerimientos de resistencia a la fuerza sísmica para estructuras nuevas, a menos que se cumplan las siguientes tres condiciones:

La adición cumple con los requerimientos para estructuras nuevas.

La adición no aumenta las fuerzas sísmicas en algún elemento estructural de la estructura existente por más de 5%, a menos que la capacidad del elemento sujeto al aumento de fuerzas todavía cumpla con estas provisiones, y

La adición no disminuye la resistencia sísmica de ningún elemento estructural de la estructura existente, a menos que la resistencia reducida sea igual o mayor que la requerida para estructuras nuevas.

4.1.3.3 Cambio de uso. Cuando un cambio de uso causa que una estructura se reclasifique a una categoría mayor según la Tabla 1-1, la estructura deberá cumplir con los requerimientos sísmicos para construcción nueva.

Excepción: Cuando un cambio de uso cause que una estructura se reclasifique de Categoría II a Categoría III, y la estructura está ubicada en un área sísmica con una aceleración pico efectiva A_v relativa a la velocidad menor que 0.15, no se requerirá cumplir con estas provisiones.

4.1.4 Desempeño sísmico. El desempeño sísmico es una medida del grado de protección que se brinda al público y a los ocupantes del edificio contra las posibles amenazas que causen los efectos de movimientos sísmicos en estructuras. El nivel de sismicidad y la categoría según la Tabla 1-1 se utilizan para asignarle la Categoría de Desempeño Sísmico a las estructuras. La Categoría IV corresponde a los usos que requieren el nivel más alto de protección. La Categoría de Desempeño Sísmico E se asigna para proveer el nivel más alto de criterio de desempeño de diseño.

4.1.4.1 Mapas de aceleración sísmica del terreno. La aceleración pico efectiva (A_s) y la aceleración pico efectiva relativa a la velocidad (A_v) se determinarán de la Tabla 4.1.4.1, de donde se interpolará o se utilizará el valor adyacente más alto. Donde se utilicen o se requieran movimientos del terreno específicos para un sitio, se desarrollarán con una probabilidad de que no se excedan los movimientos del terreno en 50 años.

4.1.4.2 Coeficientes sísmicos: Los valores de los coeficientes sísmicos (C_s y C_v) se determinarán de la Sección 4.1.4.2.3 o de las Tablas 4.1.4.2.4A y 4.1.4.2.4B basados en los Tipos de Perfiles de Suelo definidos según lo siguiente:

Roca dura con velocidades de onda de cortante $v_s = 1500$ m/s

Roca con $750 \text{ m/s} < v_s \leq 1500 \text{ m/s}$

Suelo muy denso y roca suave con $360 \text{ m/s} \leq v_s \leq 750 \text{ m/s}$ ó N ó $N_{60} > 50$ ó $\gamma_u > 100$ Kpa

Suelo rígido con $180 \text{ m/s} < v_s \leq 360 \text{ m/s}$ ó $15 \leq N$ ó $N_{60} \leq 50$ ó $50 \text{ kPa} \leq \gamma_u \leq 100 \text{ Kpa}$

Un perfil de suelo con $v_s \leq 180 \text{ m/s}$ o cualquier perfil con más de 3 m de arcilla suave.

Se define arcilla suave con un suelo con $PI > 20$, $w \geq 40\%$, y $\gamma_u < 25 \text{ Kpa}$

Suelos que requieren evaluaciones específicas para el sitio:

Suelos vulnerables a posible falla o colapso bajo carga sísmica, como, por ejemplo, suelos licuables, arcillas movedizas y altamente sensitivas, suelos pobremente cementados susceptibles al colapso.

- Turbas o arcillas altamente orgánicas [$H > 3$ m, donde H = espesor del suelo]
- Arcillas de muy elevada plasticidad [$H > 7.5$ m con $PI > 75$]
- Arcillas suaves o de mediana rigidez de gran espesor [$H > 36$ m]

Las siguientes normas serán parte de las provisiones por referencia para determinar los coeficientes sísmicos:

[4.1.4.2-1] ASTM D1586-84, Método de Prueba para Prueba de Penetración y Muestreo de Suelos mediante *Split-Barrell*, 1984.

[4.1.4.2-2] ASTM D4318-93, Método de Prueba para Límite Líquido, Límite Plástico, e Índice de Plasticidad de Suelos, 1993.

[4.1.4.2-3] ASTM D2216-92, Método de Prueba para Determinación de Laboratorio de contenido de Agua (Humedad) de Suelo y Roca, 1992.

[4.1.4.2-4] ASTM D2166-91, Método de Prueba para Resistencia de Compresión No-confinada, 1991

[4.1.4.2-5] ASTM D2850-87, Método de Prueba para Resistencia de Compresión No-confinada, No-consolidada de Suelos Cohesivos en Compresión Triaxial.

4.1.4.2.1 Pasos para clasificar un sitio: El Tipo de Perfil de un sitio se determinará utilizando los siguientes pasos:

Paso 1: Verificar las cuatro categorías de Perfil de Suelo Tipo F que requieren evaluación específica para un sitio. Si el sitio corresponde a una de estas categorías, clasificar el sitio como Perfil de Suelo Tipo F y llevar acabo una evaluación específica para el sitio.

Paso 2: Verificar la existencia de un espesor total de arcilla suave de más de 3 m. Si se satisface este criterio, clasificar el sitio como Perfil de Suelo Tipo E.

Paso 3: Categorizar el sitio utilizando uno de los siguientes tres métodos, computando v_s , N , y $\bar{s}_u$ según las definiciones en la Sección 4.1.4.2.2:

El método v_s : Determinar v_s para los 30 m superiores del suelo. Comparar el valor de v_s con los de la Sección 4.1.4.2 y la Tabla 4.1.4.2 y asignar el Tipo de Perfil de Suelo correspondiente.

v_s para roca, se medirá en el sitio o será evaluado por un ingeniero geotécnico o geólogo ingeniero o sismólogo para roca competente con fractura y meteorización moderado.

v_s para roca más suave y más altamente fracturada y meteorizada, se medirá en el sitio o se clasificará con perfil de suelo Tipo C.

La clasificación de roca dura, perfil de suelo Tipo A, será sustentada con mediciones de v_s o por perfiles del mismo tipo de roca en la misma formación con un grado de meteorización y fractura igual o mayor. Donde las condiciones de roca dura son continuas hasta una profundidad de por lo menos 30 m, se permitirá extrapolar mediciones superficiales de v_s para evaluar v_s .

Las categorías de roca de perfiles de suelo Tipos A y B no se asignarán a un sitio si hay más de 3 m de suelo entre la superficie de la roca y el fondo de la zapata aislada o fundación flotante.

El método $\bar{N}$: Determinar $\bar{N}$ para los 30 m superiores del suelo. Comparar el valor de $\bar{N}$ con los de la Sección 4.1.4.2 y asignar el Tipo de Perfil de Suelo correspondiente.

El método $\bar{s}_u$: Para capas de suelo cohesivo, determinar $\bar{s}_u$ para los 30 m superiores del suelo. Para capas de suelo no-cohesivo, determinar $\bar{N}_{ch}$ para los 30 m superiores del suelo. Se define suelo no-cohesivo por un $PI < 20$, y suelo cohesivo por un $PI > 20$. Comparar los valores de $\bar{s}_u$ y $\bar{N}_{ch}$ con los de la Sección 4.1.4.2 y la Tabla 4.1.4.2 y asignar el tipo de perfil de suelo correspondiente. Cuando los criterios de $\bar{N}_{ch}$ y $\bar{s}_u$ difieren, asignar la categoría con el suelo más suave (Perfil de suelo Tipo E es más suave que D).

4.1.4.2.2 Definiciones: Las definiciones presentadas en lo siguiente se refieren a los 30 m superiores del perfil del sitio. Perfiles que contengan capas de suelo inequívocamente diferentes se subdividirán en capas designadas por un número que varía de 1 a n en el fondo, donde hay un total de n capas distintas en los 30 m superiores de suelo. Donde algunas de las n capas sean cohesivas y otras no las sean, k será el número de capas cohesivas y m será el número de capas no-cohesivas entre 1 y n .

v_{si} es la velocidad de la onda cortante en m/s.

d_i es el espesor de cualquier capa entre 0 y 30 m.

$\bar{v}_s$ es

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}} \quad (4.1.4.2-1)$$

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

N_i es la Resistencia a penetración estándar, Referencia [4.1.4.2-1], que no debe exceder 330 golpes/m medidos directamente en el campo sin correcciones.

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad (4.1.4.2-2)$$

$$\bar{N}_{ch} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad (4.1.4.2-3)$$

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

Utilícese d_i y N_i únicamente para suelos sin cohesión.

d_s es el espesor total de capas de suelo no-cohesivo en los 30 m superiores de suelo.

$\bar{s}_u$ es la resistencia de cortante no-confinada en KPa, que no debe exceder 250 KPa, Referencia [4.1.4.2-4] o [4.1.4.2-5]

$$\bar{s}_u = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^k \frac{d_i}{s_{ui}}} \quad (4.1.4.2-4)$$

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

d_c es el espesor total (30 - d_s) del suelo cohesivo en los 30 m superiores de suelo.

PI es el índice de plasticidad, Referencia [4.1.4.2-3].

w es el contenido de humedad en porcentaje, Referencia [4.1.4.2-3]

4.1.4.2.3 Coeficientes de sitio: Donde se requirieran los valores para coeficientes de sitio F_a y F_v en otras provisiones, como por ejemplo la Sección 4.2.6, se determinarán de las Tablas 4.1.4.2.3A y 4.1.4.2.3B, respectivamente.

4.1.4.2.4 Coeficiente sísmico C_s y C_v : El coeficiente sísmico C_s basado en el Tipo de Perfil de Suelo y A_s se determina de las Tabla 4.1.4.2.4A.

El coeficiente sísmico C_v basado en el tipo de perfil de suelo y A_v se determina de las Tabla 4.1.4.2.4B.

Como alternativa, los coeficientes sísmicos C_s y C_v se determinarán de los coeficientes de sitio según lo siguiente:

$$C_s = F_a A_s \quad (4.1.4.2.4-1)$$

$$C_v = F_v A_v \quad (4.1.4.2.4-2)$$

4.1.4.3 Estructuras expuesta a amenaza alta: Todo edificio y estructura asignada a la Categoría IV según la Tabla 1-1 deberá cumplir con los siguientes requisitos:

4.1.4.3.1 Acceso protegido de categoría IV. Donde el acceso operacional a un edificio de Categoría IV se requiere a través de un edificio adyacente, el edificio adyacente cumplirá con los requerimientos para edificios de Categoría IV. Donde el acceso operacional es menor que 3 m de la línea interior del lote u otro edificio en el mismo lote, el dueño del edificio de Categoría IV proveerá protección contra escombros potenciales que caigan de edificios adyacentes.

4.1.4.3.2 Función de categoría IV. En la medida que sea práctico, se designarán sistemas sísmicos dentro de edificios en la Categoría IV para que sean provistos de la capacidad de funcionar durante y después de un sismo. Al proveer la capacidad de continuar funcionando, se considerarán condiciones específicas del sitio, según lo especifica la Sección 4.3.3.8, que pudieran resultar en la interrupción de los servicios de utilidad.

4.1.4.4 Categoría de desempeño sísmico Se designará a los edificios una categoría de desempeño sísmico según al Tabla 4.1.4.4.

4.1.4.5 Limitaciones de sitio para categoría de desempeño sísmico E. No se ubicará un edificio asignado a la Categoría E donde una falla activa potencialmente pueda causar rotura de la superficie del suelo debajo del edificio.

4.1.5 Materiales y métodos de construcción alternativos. Materiales y métodos de construcción alternativos contrarios a los que se prescriben en estas provisiones no se utilizarán salvo que estén aprobados por la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura. Se presentarán evidencia sustentadora que demuestre que la alternativa propuesta será por lo menos igual en resistencia, durabilidad, y capacidad sísmica para el uso propuesto.

4.1.6 Aseguramiento de calidad El comportamiento requerido de edificios en las Categorías de Desempeño Sísmico C, D o E requiere que se le preste atención especial al aseguramiento de calidad durante la construcción. Refiérase a A.4.1.6 para provisiones complementarias.

4.1.7 Definiciones. Las definiciones presentadas en esta sección proveen el significado de los términos utilizados en estas provisiones. Las definiciones de términos que tienen un significado especial en el uso de madera, acero, concreto, o mampostería se presentan en la sección dedicada al material (Secciones 4.5 a 4.9, respectivamente).

Aceleración:

Aceleración pico efectiva: Un coeficiente que representa el movimiento del terreno en un período de 0.1 a 0.5 segundo (A_s), aproximadamente, según lo determina la Sección 4.1.4.1.

Aceleración pico efectiva relativa a la velocidad: Un coeficiente que representa el movimiento del terreno en un período de 1.0 segundo (A_v), aproximadamente, según lo determina la Sección 4.1.4.1.

Falla activa: Una falla que se ha determinado ser activa por la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura de datos geotécnicos debidamente comprobados (Por ejemplo, trazado reciente de fallas activas del Instituto de Geociencias de la Universidad de Panamá).

Apendice: Un componente arquitectónico, como por ejemplo, un dosel, marquesina, balcon ornamental, o estatuario.

Aprobación: La aceptación escrita de la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura de documentación que establece la idoneidad de un material, sistema, componente, procedimiento, o persona para llenar los requerimientos de estas provisiones para el uso propuesto.

Componente arquitectónico de soporte: Miembros estructurales o conjuntos de miembros, incluyendo arriostramientos, marcos, puntales, y uniones, que transmiten todas las cargas y fuerzas entre los sistemas, componentes, o elementos arquitectónicos y la estructura del edificio.

Uniones: Medio mediante el cual los componentes y sus soportes están conectados al sistema resistente a fuerzas sísmicas de la estructura. Tales uniones incluyen pernos de anclaje, conexiones soldadas y sujetadores mecánicos.

Base: El nivel en el que se considera que se está aplicando el movimiento horizontal sísmico del terreno al edificio

Esfuerzo cortante en la base: La fuerza o esfuerzo cortante lateral total de diseño en la base.

Quebradizo: Sistemas, miembros, materiales, y conexiones que no exhiben capacidad significativa de disipación de energía en el régimen inelástico.

Componente: Una parte del sistema arquitectónico, eléctrico, mecánico, o estructural.

Componente de equipo: Un componente o elemento mecánico o eléctrico que es parte de un sistema mecánico o eléctrico dentro o fuera de un sistema de edificio.

Componente flexible: Un componente, incluyendo sus conexiones, que tenga un período fundamental mayor que 0.06 segundo.

Componente rígido: Un componente, incluyendo sus conexiones, que tenga un período fundamental menor que o igual a 0.06 segundo.

Concreto simple: Concreto sin refuerzo o que contiene menos refuerzo que la cantidad mínima especificada en la Referencia 4.6-1 de concreto reforzado.

Concreto reforzado: Concreto reforzado con no menos de la cantidad mínima requerida por la Referencia 4.6-1 de concreto reforzado, preesforzado o no-preesforzado, y diseñado suponiendo que los dos materiales actúan conjuntamente para resistir fuerzas.

Recipiente: Un componente independiente de gran escala utilizado como receptáculo o vasija para acomodar plantas, desechos, o usos similares, pero sin incluir líquidos.

Documentos de diseño: Los dibujos, especificaciones, cómputos, informes, certificaciones u otra sustentación requerida por la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura para verificar cumplimiento con estas provisiones.

Sismo de diseño: Un sismo que produce movimientos del terreno en un sitio bajo consideración que tienen una probabilidad de 90% de no excederse en 50 años.

Sistemas sísmicos designados: El sistema resistente de fuerza sísmica y los sistemas arquitectónicos, eléctricos, y mecánicos y sus componentes para los que el factor de importancia de componente I_p es 1.5.

Diafragma: Una porción horizontal, o casi horizontal, del sistema resistente a sismos diseñado para transmitir fuerzas sísmicas a los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas sísmicas.

Desplazamiento

Desplazamiento de diseño: El desplazamiento lateral sísmico de diseño, excluyendo el desplazamiento adicional debido a torsión actual y accidental, requerido para diseñar el sistema de aislamiento.

Desplazamiento total de diseño: El desplazamiento lateral sísmico de diseño, incluyendo el desplazamiento adicional debido a torsión actual y accidental, requerido para diseñar el sistema de aislamiento o uno de sus elementos.

Desplazamiento total máximo: El desplazamiento lateral sísmico máximo capaz de ocurrir, incluyendo el desplazamiento adicional debido a torsión actual y accidental, requerido para la verificación de la estabilidad de los sistemas de aislamiento o sus elementos, diseño de separaciones de edificios, y pruebas de carga vertical de prototipos de unidades de aislamiento.

Sistema de restricción de desplazamiento: Un conjunto de elementos estructurales que limita el desplazamiento lateral debido al sismo máximo capaz de ocurrir.

Rigidez efectiva: El valor de la fuerza lateral en el sistema de aislamiento o uno de sus elementos provisto dividido por el desplazamiento lateral correspondiente.

Amortiguamiento efectivo: El valor del amortiguamiento viscoso equivalente que corresponde a la energía disipada durante la respuesta cíclica del sistema de aislamiento.

Encierre: Un espacio interior rodeado por paredes.

Soporte de equipo: Los miembros estructurales, conjuntos de miembros, o elementos fabricados, incluyendo riostras, marcos, patas, orejetas, ajustadores, ganchos, o sillas, que transmiten cargas de gravedad y operación entre el equipo y la estructura.

Marco

Marco arriostrado: Una cercha esencialmente vertical o su equivalencia, de tipo concéntrico o excéntrico que se provee en sistema de un muro de carga, marco de edificio, o dual para resistir fuerzas sísmicas.

Marco concéntricamente arriostrado: Un marco arriostrado en el cual los miembros están sometido primordialmente a fuerzas axiales.

Marco excéntricamente arriostrado: Un marco arriostrado diagonalmente en el que por lo menos un extremo de cada riostra se conecta a una viga a una distancia corta de la unión viga-columna o de otra riostra diagonal.

Marco ordinario concéntricamente arriostrado: Un marco de acero concéntricamente arriostrado cuyos miembros y conexiones están diseñados según las provisiones de la Referencia [4.5-3] sin modificación.

Marco especial concéntricamente arriostrado: Un marco de acero concéntricamente arriostrado cuyos miembros y conexiones están diseñados para comportamiento dúctil. Los marco especiales concéntricamente arriostrados cumplirán con la Sección 4.5.2.1.

Marco de momento intermedio: Un marco de momento en el que los miembros y las uniones son capaces de resistir fuerzas por flexión así como también a lo largo de los ejes de los miembros. Los marcos de momento intermedios de concreto reforzado cumplirán con la Sección 4.6.3.2.

Marco de momento:

Marco de momento ordinario: Un marco de momento en el que los miembros y las uniones son capaces de resistir fuerzas por flexión así como también a lo largo de los ejes de los miembros. Los marcos de momento ordinarios de concreto reforzado cumplirán con la Referencia [4.5-3] o la Sección 4.6.3.1.

Marco de momento especial: Un marco de momento en el que los miembros y las uniones son capaces de resistir fuerzas por flexión así como también a lo largo de los ejes de los miembros. Los marcos de momento especiales de concreto reforzado cumplirán con la Referencia [4.5-3] o la Sección 4.6.3.3.

Sistema de marco:

Sistema de marco de edificio: Un sistema estructural con un marco espacial esencialmente completo que provee soporte para cargas verticales. La resistencia a fuerza sísmica es provista por muros cortantes o marcos arriostrados.

Sistema de marco dual: Un sistema estructural con un marco espacial esencialmente completo que provee soporte para cargas verticales. La resistencia a fuerza sísmica es provista por marcos de momento y muros cortantes o marcos arriostrados según la prescribe la Sección 4.2.1.2.1.

Sistema de marco espacial: Un sistema estructural compuesto de miembros interconectados, excluyendo muros cortantes, capaz de soportar cargas verticales y, de requerirse, proveer resistencia a fuerzas sísmicas.

Carga de gravedad (W): La carga muerta total y partes aplicables de otras cargas según lo defina la Sección 4.2.3.2.

Fuente de energía de alta temperatura: Un fluido, gas, o vapor cuya temperatura exceda 105 grados C.

Inspección especial: La observación del trabajo por un inspector especial para determinar el cumplimiento con los documentos de diseño aprobados y estas provisiones.

Inspección especial continua: La observación de tiempo completo del trabajo por un inspector especial aprobado que esté presente en el área donde se lleve acabo el trabajo.

Inspección especial periódica: La observación de tiempo parcial o intermitente del trabajo por un inspector especial aprobado que esté presente en el área donde se lleve acabo el trabajo.

Inspector especial (que se identificará como el inspector del dueño): Una persona aprobada por la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura para llevar acabo la inspección especial. La Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura tendrá la opción de aprobar el personal de aseguramiento de calidad del fabricante como un inspector especial.

Estructuras tipo péndulo invertido: Estructuras que tienen una gran porción de su masa concentrada cerca de la parte superior y, por tanto, esencialmente tienen un grado de libertad en traslación horizontal. Las estructuras usualmente tienen forma de T con una sola columna soportando vigas o losa arriba.

Interfaz de aislamiento: El límite entre la parte superior de la estructura, que está aislada, y la parte inferior de la estructura, que se mueve rigidamente con el terreno.

Sistema de aislamiento: El conjunto de elementos estructurales que incluye todas las unidades individuales de aislamiento, todos los elementos estructurales que transfieren fuerza entre los elementos del sistema de aislamiento, y todas las conexiones a los demás elementos estructurales. El sistema de aislamiento también incluye el sistema de restricción de viento, si se usa ese sistema para cumplir con los requerimientos de diseño de esta sección.

Unidad aisladora: Un elemento estructural del sistema de aislamiento horizontalmente flexible y verticalmente rígido que permite grandes deformaciones laterales bajo carga sísmica. La unidad aisladora se podrá usar tanto como parte o además del sistema que soporta el peso del edificio.

Sismo máximo capaz de ocurrir: El nivel máximo de movimiento sísmico del terreno que se puede esperar en el sitio del edificio dentro del marco geológico conocido. En áreas del mapa con un valor de A_s de 0.3 o más, se podrá tomar esta intensidad como el nivel de movimiento sísmico del terreno que tiene una probabilidad de 10 % de excederse en un periodo de tiempo de 100 años.

Efecto P-Delta: El efecto secundario sobre esfuerzos cortantes y momentos de miembros de marco debido a la acción de las cargas verticales inducido por el desplazamiento del marco del edificio producido por las fuerzas sísmicas.

Plan de aseguramiento de calidad: Un procedimiento escrito detallado que establece los sistemas y componentes sujetos a inspección especial y pruebas. El tipo y frecuencia de las pruebas y el alcance y duración de la inspección especial se presentan en el plan de aseguramiento de calidad.

Unidad de techo: Una unidad de teja de techo o material similar que pese más de 0.5 kg.

Coefficientes sísmicos: Coeficientes C_s y C_v determinados según la Sección 4.1.4.2.4A o 4.1.4.2.4B basado en el tipo de perfil de suelo y A_s y A_v , respectivamente.

Sistema resistente a fuerza sísmica: La parte del sistema estructural que se ha considerado en el diseño para proveer la resistencia requerida a las fuerzas sísmicas prescritas en estas provisiones.

Fuerzas sísmicas: Las fuerzas sísmicas prescritas en estas provisiones, relacionadas con la respuesta del edificio a movimiento del terreno, que se utilizan para el diseño del edificio y sus componentes.

Categoría de desempeño sísmico: Una clasificación asignada a un edificio según lo define la Sección 4.1.4.4.

Panel de cizalla: Un piso, techo, o componente de pared forrado para actuar como un muro cortante o diafragma.

Estantes de almacenamiento: Incluye estantes industriales de paleta, estantes de tablillas móviles, estantes de apilamiento fabricados de miembros estructurales formados en frío o laminados en caliente. No incluye otros tipos de estantes como, por ejemplo, estantes en voladizo, estantes portátiles, o estantes hechos de materiales distintos al acero.

Desplazamiento del piso: La diferencia de deflexiones horizontales entre las partes superiores e inferiores de un piso determinadas según la Sección 4.2.3.7.1.

Relación de desplazamiento del piso: El desplazamiento del piso, determinado según la Sección 4.2.3.7.1, dividido por la altura del piso.

Esfuerzo cortante del piso: La suma de las fuerzas sísmicas laterales de diseño en los niveles encima del piso bajo consideración.

Agencia de pruebas: Una empresa o corporación que provee servicios de prueba y/o inspección. La persona encargada del inspector o inspectores especiales será un ingeniero o arquitecto idóneo en la disciplina correspondiente.

Tenacidad: La capacidad de un material de absorber energía sin incurrir una pérdida significativa de resistencia.

Interfaz de utilidad o servicio: La conexión de los sistemas de distribución mecánicos y eléctricos del edificio al sistema de distribución de la empresa proveedora de utilidades o servicios.

Enchapado: Revestimientos u ornamentación de ladrillo, concreto, piedra, baldosa, o materiales similares adheridos a mampostería bruta.

Muro o pared: Un componente, usualmente colocado verticalmente, utilizado para encerrar o dividir espacios.

Muro o pared de carga: Un muro o pared exterior o interior que provee soporte a cargas verticales.

Muro de rodilla: Muro corto de entramado entre la fundación y el piso armado más bajo, con longitud de entramado de por lo menos 400 mm.

Muro armado ligero: Una pared con entramado de madera o acero.

Muro no-portante: Un muro o pared exterior o interior que no provee soporte a cargas verticales salvo su peso propio.

Muro o pared cortante: Un muro o pared, portante o no-portante, diseñado para resistir fuerzas sísmicas que actúan en el plano del muro.

Sistema de muro de carga: Un sistema estructural con muros de carga que proveen soporte a todas o gran parte de las cargas verticales. Muros cortantes o marcos arriostrados proveen la resistencia a fuerzas sísmicas.

4.1.8 Símbolos. Las dimensiones de las unidades utilizadas en los conceptos cubiertos por los símbolos deberán ser consistentes a través de todo excepto donde se indica específicamente. Los símbolos y definiciones presentadas en esta sección se aplican a las provisiones según se indique.

A_s = El coeficiente sísmico que representa a la aceleración pico efectiva según la Sección 4.1.4.1.

A, B, C, D, E = La categoría de desempeño sísmico según se define en la Tabla 4.1.4.4.

A, B, C, D, E, F = Los tipos de perfil de suelo según se definen en la Sección 4.1.4.2.

A_o = El área de la fundación que suporta carga, Sección 4.2.5.2.1.

A_p = Coeficiente de aceleración de un componente (expresado como un porcentaje de gravedad) en el punto de unión a la estructura, Ecuación 4.3.1.3-3.

A_r = Coeficiente de aceleración de un componente (expresado como un porcentaje de gravedad) en el nivel del techo de la estructura, Ecuación 4.3.1.3-4.

A_s = Coeficiente de aceleración de respuesta de la estructura (expresado como un porcentaje de gravedad), Sección 4.3.1.3.

A_v = El coeficiente sísmico que representa a la aceleración pico efectiva relativa a la velocidad según la Sección 4.1.4.1.

A_x = El factor de amplificación torsional, Sección 4.2.3.5.2.

a_d = El factor incremental relacionado con los efectos P -delta en la Sección 4.2.3.7.2.

a_p = El factor de amplificación relacionado con la respuesta de un sistema o componente según sea afectado por el tipo de unión sísmica, determinado en la Sección 4.3.1.3.

C_s = El coeficiente sísmico basado en el tipo de perfil del suelo y el valor A_s determinado en la Sección 4.1.4.2.3 o la Tabla 4.1.4.2.4A.

C_d = El factor de amplificación de deflexión dado por la Tabla 4.2.2.2.

C_s = El coeficiente sísmico de diseño determinado en la Sección 4.2.3.2 (sin dimensiones).

$\tilde{C}_s$ = El valor de C_s computado mediante la Ecuación (4.2.3.2.1-1) utilizando el período natural fundamental de una estructura flexiblemente soportada (T) definida en la Sección 4.2.5.2.1.1.

C_{sm} = El coeficiente sísmico modal de diseño determinado en la Sección 4.2.4.5 (sin dimensiones).

C_T = El coeficiente de período del edificio en la Sección 4.2.3.3.

C_u = Coeficiente del límite superior del período calculado. Refiérase a la Sección 4.2.3.3.

C_v = El coeficiente sísmico basado en el tipo de perfil de suelo y el valor de A_v según se determina en la Sección 4.1.4.2.3 o la Tabla 4.1.4.2.4B.

C_{vx} = El factor de distribución vertical según se determina en la Sección 4.2.3.4.

C_{vxm} = El factor de distribución vertical en el modo m , Sección 4.2.4.6.

D = El efecto de carga muerta.

D_p = Desplazamiento sísmico relativo que el que un componente debe diseñarse para resistir, Sección 4.3.1.4.

F_a = Factor de sitio basado en aceleración a un período de 0.3 segundo.

F_i, F_n, F_x = La porción del esfuerzo cortante sísmico en la base, V , inducido en el nivel i , n ó x , respectivamente, según se determina en la Sección 4.2.3.4.

F_p = La fuerza sísmica que actúa sobre un componente de un edificio según se determina en las Secciones 4.2.2.5.1.1, 4.2.2.5.1.2, 4.2.2.5.1.3, ó 4.3.1.3.

F_v = Factor de sitio relacionado con la velocidad a un período de 1.0 segundo.

F_{xm} = La porción del esfuerzo cortante sísmico en la base, V_m , inducido en el nivel x , según se determina en la Sección 4.2.4.6.

G_o = El módulo de cortante medio para los suelos debajo de la fundación correspondiente a niveles pequeños de deformación, Sección 4.2.5.2.1.1.

g = La aceleración debida a gravedad.

h = Elevación de techo media relativa a la elevación de grado, Sección 4.3.1.3.

H = Espesor del suelo.

h_i, h_n, h_x = La altura sobre el nivel de base i , n , ó x , respectivamente.

h_{sx} = La altura de piso debajo del nivel $x = (h_x - h_{x-1})$.

$\bar{h}$ = La altura efectiva del edificio según se determina en la Sección 4.2.5.2.1.1.

I_o = El momento de inercia estático de la fundación que soporta carga tomado con respecto a un eje centroidal horizontal normal a la dirección en que se analiza la estructura, Sección 4.2.5.2.1.

I_p = Factor de importancia de componente, que varía de 1.00 a 1.50, Sección 4.3.1.5.

i = El nivel del edificio referido por el subíndice i , donde $i = 1$ designa el primer nivel sobre la base.

K_p = La rigidez de la unión del soporte del equipo, Sección 4.3.3.3.

K_y = La rigidez lateral de la fundación según se determina en la Sección 4.2.5.2.1.1.

K_θ = La rigidez de rotación de la fundación según se determina en la Sección 4.2.5.2.1.1.

k = El exponente de distribución dado en la Sección 4.2.3.4.

$\bar{k}$ = La rigidez del edificio cuando se fija en la base, según se determina en la Sección 4.2.5.2.1.1.

L_o = La longitud global del lado de la fundación en la dirección que se analiza, Sección 4.2.5.2.1.2.

M_f = El momento de diseño de volteo de la fundación según se define en la Sección 4.2.3.6.

M_t = El momento torsional que resulta de la localización de las masas del edificio, Sección 4.2.3.5.2.

M_{ta} = El momento torsional accidental según se determina en la Sección 4.2.3.5.2.

M_x = El momento de diseño de volteo en el nivel x según se define en la Sección 4.2.3.6 ó 4.2.4.7.

M_o = El momento de volteo en la base determinado según la Sección 4.2.3.6 utilizando las fuerzas sísmicas sin modificar y sin incluir la reducción permitida en el diseño de la fundación, Sección 4.2.5.2.3.

M_{of} = El momento de volteo en la base del modo fundamental del edificio fijado en la base, determinado según la Sección 4.2.4.7. utilizando el esfuerzo cortante en la base modal sin modificar V_f , Sección 4.2.5.2.3.2.

m = Un subíndice que denota el modo de vibración bajo consideración. Por ejemplo, $m = 1$ para el modo fundamental.

N = número de pisos, Sección 4.2.3.3.

N = Resistencia estándar de penetración, Referencia [4.1.4.2-1]

$\bar{N}$ = Resistencia estándar de penetración media de campo para los 30 m superiores de suelo. Refiérase a la Sección 4.1.4.2.

N_{ch} = Resistencia estándar de penetración media de capas de suelo no-cohesivo para los 30 m superiores de suelo. Refiérase a la Sección 4.1.4.2.

n = Designa el nivel superior de la parte principal del edificio.

PI = Índice de plasticidad, Referencia [4.1.4.2-2].

P_x = La carga vertical total de diseño sin factorizar en y por encima del nivel x , para ser utilizada en la Sección 4.2.3.7.2.

Q_E = El efecto de fuerzas sísmicas horizontales, Sección 4.2.2.6.

R = El coeficiente de modificación de respuesta según lo da la Tabla 4.2.2.2.

R_p = Factor de modificación de respuesta para un componente, que varía de 1.50 a 6.00, Tabla 4.3.2.2 y Tabla 4.3.3.2.

r_s, r_m = Longitudes características de fundación según se determinan en la Sección 4.2.5.2.1.1.

$\bar{s}_u$ = Resistencia media de esfuerzo cortante no-drenado en los 30 m superiores de suelo. Refiérase a las Sección 4.1.4.2, 4.1.4.2-4, ó 4.1.4.2-5.

T = El período fundamental del edificio según se determina en la Sección 4.2.3.2.1.

T_s = El período fundamental aproximado del edificio según se determina en la Sección 4.2.3.3.

T_m = El período modal de vibración del modo m del edificio según se determina en la Sección 4.2.4.5.

T_p = El período fundamental del componente y su unión, Sección 4.3.3.3.

V = La fuerza lateral total de diseño, o el esfuerzo cortante en la base, Sección 4.2.3.2.

V_t = El valor de diseño del esfuerzo cortante sísmico en la base según se determina en la Sección 4.2.4.8.

V_x = El esfuerzo cortante sísmico en el piso x según se determina en la Sección 4.2.3.5 ó 4.2.4.8.

w = Contenido de humedad (en porcentaje), Referencia [4.1.4.2-3].

W = La carga total de gravedad del edificio según se define en la Sección 4.2.3.2.

W_c = La carga de gravedad de un componente del edificio.

W_m = La carga modal efectiva de gravedad determinada según Ecuación 4.2.4.5.

W_p = Peso de operación de un componente, Sección 4.3.1.3.

w_i, w_n, w_x = La porción de W que se localiza en o se le asigna al nivel i , n , o x , respectivamente.

$\bar{W}$ = La carga de gravedad efectiva del edificio según se determina en la Sección 4.2.5.2.1.

X = Altura del soporte superior de la unión en el nivel x medido desde el suelo, Sección 4.3.1.4.

x = El nivel bajo consideración. $x = 1$ designa el primer nivel sobre la base.

Y = Altura del soporte inferior de la unión en el nivel y medido desde el suelo, Sección 4.3.1.4.

α = La densidad relativa de peso de la estructura según se determina en la Sección 4.2.5.2.1.1.

β = La fracción de amortiguamiento crítico para el sistema suelo-estructura determinado en la Sección 4.2.5.2.1.2.

β_0 = El factor de amortiguamiento de la fundación según se especifica en la Fig. 4.2.5.2.1.2.

γ = El peso unitario medio de los suelos, Sección 4.2.5.2.1.2.

Δ = El desplazamiento de piso de diseño según se determina en la Sección 4.2.3.7.1.

Δ_{sA} = El desplazamiento de piso admisible para el Edificio A, Sección 4.3.1.4.

Δ_{sB} = El desplazamiento de piso admisible para el Edificio B, Sección 4.3.1.4.

Δ_s = El desplazamiento de piso admisible según se especifica en la Sección 4.2.2.7.

Δ_m = El desplazamiento de piso modal determinado en la Sección 4.2.4.6.

δ_{max} = El desplazamiento máximo en el nivel x , considerando torsión, Sección 4.2.3.5.2.

δ_{avg} = El promedio de los desplazamientos en los puntos extremos de la estructura en el nivel x , Sección 4.2.3.5.2.

δ_x = El desplazamiento del Nivel x en el centro de masa en y por encima del nivel x , Ecuación 4.2.3.7.1.

δ_{xA} = El desplazamiento en el nivel x del Edificio A, Sección 4.3.1.4.

δ_{xe} = El desplazamiento del nivel x en el centro de masa en y por encima del nivel x , determinado por un análisis elástico, Sección 4.2.4.6.

δ_{xem} = El desplazamiento modal del nivel x en el centro de masa en y por encima del nivel x , determinado por la Ecuación 4.2.4.6-3.

δ_{xm} = El desplazamiento modal del nivel x en el centro de masa en y por encima del nivel x , determinado por la Ecuación 4.2.4.6-3.

δ_{yA} = El desplazamiento en el nivel y del Edificio A, Sección 4.3.1.4.

δ_{xB} = El desplazamiento en el nivel x del Edificio B, Sección 4.3.1.4.

δ_{yB} = El desplazamiento en el nivel y del Edificio B, Sección 4.3.1.4.

θ = El coeficiente de estabilidad para efectos P -delta según se determina en la Sección 4.2.3.7.2.

τ = El factor de reducción de momento de volteo, Ecuación 4.2.3.4.

φ = El factor de reducción de resistencia o el factor de resistencia.

φ_m = La amplitud de desplazamiento en el nivel i del edificio para la condición de base fija cuando vibra en el modo m , Sección 4.2.4.5.

v_s = La velocidad media de onda cortante en los 30 m superiores de suelo. Refiérase a la Sección 4.1.4.2.

v_{so} = La velocidad media de onda cortante para suelos debajo de la fundación a pequeños niveles de deformación unitaria (10^{-3} % o menor), Sección 4.2.5.2.1.1.

4.2 Criterios, análisis y procedimientos de diseño estructural

4.2.2 Requerimientos de diseño estructural

4.2.2.1 Bases para el diseño. Los procedimientos de análisis y diseño sísmico para el diseño de edificios y sus componentes serán según lo que prescribe este capítulo. El movimiento de diseño del terreno puede ocurrir a lo largo de cualquier dirección horizontal del edificio. Las fuerzas sísmicas de diseño, y su distribución sobre la altura del edificio, serán establecidas según los procedimientos en las Secciones 4.2.3 y 4.2.4 y las fuerzas internas correspondientes en los miembros del edificio se determinarán utilizando un modelo elástico lineal. Un procedimiento alternativo aprobado no deberá utilizarse para establecer las fuerzas sísmicas y su distribución a menos que las correspondientes fuerzas internas y deformaciones en los miembros se determinen utilizando un modelo propio del procedimiento adoptado.

Los tamaños de los miembros individuales se determinarán para resistir los esfuerzos cortantes, fuerzas axiales, y momentos determinados según estas provisiones, y las conexiones deberán desarrollar la resistencia de los miembros conectados o las fuerzas previamente indicadas. La deformación del edificio no excederá los límites prescritos cuando el edificio está sometido a las fuerzas sísmicas de diseño.

Se proveerá un camino o caminos continuos con resistencia y rigidez adecuadas para transferir todas las fuerzas desde el punto de aplicación hasta el punto final de resistencia. Se deberá diseñar la fundación para resistir las fuerzas desarrolladas y para acomodar los movimientos impartidos al edificio por el movimiento del terreno de diseño. En la determinación del criterio de diseño de fundaciones, se dará reconocimiento especial a la naturaleza dinámica de las fuerzas, a los movimientos del terreno esperados, y a las premisas en que se basa el diseño para lograr la resistencia y ductilidad de la estructura.

4.2.2.2 Sistemas estructurales. Los sistemas estructurales básicos que se deben emplear están indicados en la Tabla 4.2.2.2. Cada tipo está dividido en tipos de elemento vertical utilizado para resistir fuerzas laterales sísmicas. El sistema estructural utilizado será según categoría de desempeño sísmico y las limitaciones de altura indicadas en la Tabla 4.2.2.2. El factor de modificación de respuesta (R) y el factor de amplificación de deflexión (C_d) indicado en la Tabla 4.2.2.2 se utilizará para determinar el esfuerzo cortante en la base y desplazamiento entre pisos de diseño. No se permitirán armazones y sistemas de resistencia estructurales que no estén en la Tabla 4.2.2.2 a menos que se presenten datos de análisis y de pruebas que establezcan la características dinámicas y demuestren que la resistencia a fuerza lateral y la capacidad para disipar energía son equivalentes a las de los sistemas estructurales presentados en la Tabla 4.2.2.2 para valores equivalentes de factor de modificación de respuesta (R). Las Secciones 4.2.2.5, 4.5, 4.6, 4.7, 4.8, y 4.9 indican los requerimientos estructurales especiales para edificios asignados a la diversas categorías de desempeño sísmico.

4.2.2.2.1 Sistema dual. Para un sistema dual, el marco de momento deberá tener la capacidad de resistir por lo menos el 25% de las fuerzas sísmicas de diseño. La resistencia total a la fuerza sísmica será provista por la combinación del marco de momento y los muros cortantes o marcos arriostrados en proporción a sus rigideces.

4.2.2.2.2 Combinaciones de sistemas estructurales. Se permitirán diferentes sistemas estructurales a lo largo de los dos ejes ortogonales del edificio. Las combinaciones de sistemas estructurales deberán cumplir con los requerimientos de esta sección.

4.2.2.2.1 Factor de sistemas de combinación. El factor de modificación de respuesta, R , en la dirección bajo consideración en cualquier piso no deberá exceder el factor de modificación de respuesta (R) más bajo para el sistema resistente a fuerza lateral en la misma dirección considerada en el piso inmediatamente por encima.

Excepción: El límite no se aplica a sistemas estructurales soportados que tienen un peso igual o menor a 10 % del peso del edificio.

4.2.2.2.2.2 Requerimientos de detalle de sistemas de combinación. Se utilizarán los requerimientos de detalle de la Sección 4.2.2.5 correspondientes al factor de modificación (R) más alto para diseñar los componentes que son comunes a los sistemas con diferentes factores de modificación de respuesta.

4.2.2.2.3 Categorías A, B, y C de desempeño sísmico. El sistema estructural para edificios asignados a las Categorías A, B, y C de desempeño sísmico cumplirá con las limitaciones estructurales y de altura de la Tabla 4.2.2.2.

4.2.2.2.4 Categoría D de desempeño sísmico. El sistema estructural para edificios asignados a la Categoría D de desempeño sísmico cumplirá con la Sección 4.2.2.3 y las provisiones adicionales de esta sección.

4.2.2.2.4.1 Aumento en el límite de altura del edificio. Los límites de altura en la Tabla 4.2.2.2 se aumentarán a 75 m en edificios con marcos arriostrados de acero o muros cortantes de concreto vaciado en sitio y que llenen los requerimientos de esta sección. En tales edificios, los marcos arriostrados o muros cortantes en cualquier plano no resistirán más de la siguiente porción de las fuerzas sísmicas en cada dirección, incluyendo efectos torsionales: 60% cuando los marcos arriostrados o los muros cortantes estén colocados en el perímetro únicamente; 40% cuando algunos de los marcos arriostrados o muros cortantes estén colocados en el perímetro; 30% para las demás disposiciones.

4.2.2.2.4.2 Efectos de interacción. Los marcos de momento encerrados por o adheridos a elementos más rígidos que no se consideren parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas deberán ser diseñados para que la acción o falla de estos elementos no disminuya la capacidad del marco de resistir carga vertical y fuerza sísmica. El diseño deberá considerar el efecto de estos elementos rígidos sobre el sistema estructural a niveles de deformación correspondientes al desplazamiento entre pisos de diseño (Δ), según se determina en la Sección 4.2.3.7.

4.2.2.2.4.3 Compatibilidad de deformación. Todo componente estructural que no sea parte del sistema resistente a fuerza sísmica en la dirección bajo consideración se deberá diseñar para la capacidad de carga vertical y los momentos inducidos que resulten del desplazamiento entre pisos de diseño (Δ) según se determina en la Sección 4.2.3.7. (Refiérase también a la Sección 4.2.2.7).

4.2.2.2.4.4 Marcos de momento especiales. Un marco de momento que se utiliza pero no es requerido por la Tabla 4.2.2.2 no deberá ser discontinuado y soportado por un sistema más rígido con un factor de modificación de respuesta (R) menor, a menos que se cumplan con los requerimientos de las Secciones 4.2.2.5.2.4 y 4.2.2.5.4.2. Donde la Tabla 4.2.2.2 requiera un marco de momento especial, el marco será continuo hasta la fundación.

4.2.2.2.4.5 Categoría E de desempeño sísmico. Los sistemas estructurales de edificios asignados a la Categoría D de desempeño sísmico deberán cumplir con la Sección 4.2.2.2.4 para la Categoría D y los requerimientos y limitaciones adicionales de esta sección. El aumento en el límite de altura de la Sección 4.2.2.2.4.1 para sistemas de marcos arriostrados o muros cortantes deberá reducirse de 75 m a 50 m.

4.2.2.3 Configuración del edificio. Se clasificarán los edificios de regulares o irregulares basados en el criterio de esta sección. Tales clasificaciones deberán basarse en la configuración de planta y la vertical.

4.2.2.3.1 Irregularidad de planta. Edificios con uno o más de los tipos de irregularidades presentados en la Tabla 4.2.2.3.1 serán designados como teniendo irregularidad de planta estructural. Tales edificios asignados a las categorías de desempeño sísmico presentadas en la Tabla 4.2.2.3.1 cumplirán con los requerimientos de las secciones citadas en esa tabla.

4.2.2.3.2 Irregularidad vertical. Edificios con uno o más de los tipos de irregularidades presentados en la Tabla 4.2.2.3.2 serán designados como teniendo irregularidad vertical. Tales edificios asignados a las categorías de desempeño sísmico presentadas en la Tabla 4.2.2.3.2 cumplirán con los requerimientos de las Secciones citadas en esa tabla.

Excepciones:

Las irregularidades verticales estructurales del Tipo 1 ó 2 de la Tabla 4.2.2.3.2 no aplican donde no hay relación de desplazamiento entre piso menor o igual a 130% de relación de desplazamiento entre piso del próximo piso por encima. No será necesario tomar en cuenta los efectos torsionales en el cálculo de los desplazamientos entre pisos. No será necesario evaluar la relación de desplazamiento entre piso para los dos pisos superiores.

No será necesario considerar las irregularidades de Tipos 1 y 2 de la Tabla 4.2.2.3.2 para edificio de uno y dos pisos.

4.2.2.4 Procedimientos de análisis. Se llevará acabo un análisis estructural para todo edificio según los requerimientos de esta sección. Esta sección prescribe el procedimiento mínimo de análisis que se debe emplear. Sin embargo, se permite utilizar un procedimiento alternativo generalmente aceptado, incluyendo el uso de un espectro aprobado para un sitio específico, si lo aprueba la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura. Las limitaciones al esfuerzo cortante en la base presentadas en la Sección 4.2.4 se aplican a tales análisis.

4.2.2.4.1 Categoría A de desempeño sísmico. No se requiere analizar edificios regulares o irregulares asignados a la Categoría A para fuerzas sísmicas para el edificio como un todo. Aplicarán las provisiones de la Sección 4.2.2.5.1.

4.2.2.4.2 Categorías B y C de desempeño sísmico. Se utilizarán los procedimientos de análisis de la Sección 4.2.3 para edificios regulares o irregulares asignados la Categoría B o C, o se hará un análisis más riguroso.

4.2.2.4.3 Categorías D y E de desempeño sísmico. Se utilizarán los procedimientos de análisis de la Sección 4.2.2.4.3 para edificios asignados la Categoría D o E, o se hará un análisis más riguroso.

4.2.2.5 Diseño, requerimientos de detalle, y efectos de carga para componentes estructurales. El diseño y detalle de los componentes de un sistema resistente a fuerza sísmica deberá cumplir con los requerimientos de esta sección. El diseño de fundación deberá cumplir con los requerimientos aplicables de la Sección 4.1. Los materiales y los sistemas compuestos de estos materiales deberán cumplir con los requerimientos y limitaciones de las Secciones 4.5 a 4.9 para la categoría a que corresponda.

4.2.2.5.1 Categoría A de desempeño sísmico. El diseño y detalle de edificios asignados a Categoría A deberá cumplir con los requerimientos de esta sección.

4.2.2.5.1.1 Conexiones de la trayectoria de carga. Todas las partes del edificio entre juntas de separación se deberán interconectar para formar una trayectoria continua hacia un sistema resistente a fuerza sísmica, y las conexiones deberán ser capaces de

transmitir la fuerza sísmica (F_p) inducida por las partes que se conectan. Cualquier parte más pequeña del edificio deberá ser amarrada al resto del edificio con elementos que tengan una resistencia de diseño capaz de transmitir una fuerza sísmica de $1/3$ del coeficiente sísmico C_s , por el peso de la parte más pequeña o el 5% del peso de la porción, cualquiera de los dos que sea mayor. Para un edificio que se exime del análisis sísmico completo según la Sección 4.2.2.4.1, se tomará el sistema principal resistente a fuerzas de viento como el sistema resistente a fuerzas sísmicas.

Para cada viga o cercha, se proveerá una conexión positiva al soporte para resistir una fuerza horizontal paralela al miembro. La conexión tendrá una resistencia mínima de 5% de la reacción muerta más la viva. Una forma de proveer la resistencia es la de utilizar elementos que conectan, tales como losas.

4.2.2.5.1.2 Anclaje de muros de concreto o mampostería. Los muros de concreto y mampostería se deberán anclar al techo y a todos los pisos que proveen soporte lateral al muro. El anclaje deberá proveer una conexión directa entre los muros y el techo o los pisos. Las conexiones deberán ser capaces de resistir la mayor parte de una fuerza lateral sísmica (F_p) inducida por el muro ó 15 veces el coeficiente sísmico C_s , en KN/m de muro. Los muros deberán ser diseñados para resistir flexión entre anclajes, donde la separación de los anclajes exceda 1200 mm.

4.2.2.5.1.3 Anclaje de sistemas no-estructurales. Cuando lo requiera la Sección 4.3, todas las porciones o componentes del edificio deberán ser ancladas para resistir una fuerza sísmica (F_p) según se especifica en estas provisiones.

4.2.2.5.2 Categoría B de desempeño sísmico. Los edificios asignados a la Categoría B deberán cumplir con los requerimientos de la Sección 4.2.2.5.1 para Categoría A y con los requerimientos de esta sección.

4.2.2.5.2.1 Efectos de carga en los componentes. Los efectos de carga sísmica en los componentes se determinarán del análisis de carga requerido por la Sección 4.2.2.4, por la otras porciones de la Sección 4.2.2.5.2, y por la Sección 4.2.2.6. Los efectos de segundo orden se incluirán donde se apliquen. Donde los efectos de carga sísmica excedan las fuerzas de conexión mínimas a lo largo de las trayectorias de carga dadas en la Sección 4.2.2.5.1, los efectos de carga gobernarán. Los componentes deberán satisfacer las combinaciones de carga del Capítulo 7 – Concreto Reforzado y Capítulo 9 – Acero Estructural.

4.2.2.5.2.2 Aperturas. Donde ocurran aperturas en muros cortantes, diafragmas, y otros elementos de placa, se diseñará refuerzo en los bordes de las aperturas para transferir los esfuerzos a la estructura. El refuerzo de borde deberá extenderse dentro del cuerpo del muro o diafragma una distancia lo suficiente para desarrollar la fuerza en el refuerzo.

4.2.2.5.2.3 Dirección de la carga sísmica. La dirección de la aplicación de las fuerzas sísmicas utilizadas en el diseño deberá ser la que produce el efecto de carga más crítico en cada componente. Este requerimiento se considerará satisfecho si las fuerzas sísmicas de diseño se aplican separada e independientemente en cada una de las direcciones ortogonales.

4.2.2.5.2.4 Discontinuidades en el sistema vertical. La altura de edificios con una discontinuidad en la capacidad vertical de la irregularidad vertical Tipo 5 definida en la Tabla 4.2.2.3.2 no deberá ser más de dos pisos o 9 m donde el piso débil tiene una resistencia calculada de menos de 65% de la del piso por encima.

Excepción: El límite no aplica donde el piso débil es capaz de resistir una fuerza sísmica total igual a 75% del factor de amplificación (C_d) multiplicado por la fuerza de diseño prescrita en la Sección 4.2.3.

4.2.2.5.2.5 Sistemas redundantes. El diseño de un edificio deberá considerar el efecto potencialmente adverso que la falla de un miembro, conexión o componente del sistema resistente de fuerza sísmica pueda tener en la estabilidad del edificio.

4.2.2.5.2.6 Elementos colectores. Se deberán proveer elementos colectores capaces de transferir las fuerzas sísmicas que se originan de las demás partes del edificio al elemento que provee la resistencia a estas fuerzas.

4.2.2.5.2.7 Diafragmas. La deflexión en el plano del diafragma, determinada por un análisis de ingeniería, no deberá exceder la deflexión permisible de los elementos adheridos. La deflexión permisible será aquella deflexión que permita que el elemento adherido mantenga su integridad estructural bajo la carga individual y continúe soportando las cargas prescritas.

Los diafragmas de pisos y techos deberán ser diseñados para resistir las siguientes fuerzas sísmicas: Una fuerza mínima igual al 50% del coeficiente sísmico C_s multiplicado por el peso del diafragma y otros elementos del edificio adheridos más la parte del esfuerzo cortante sísmico en ese nivel (V_x) que se requiere transferir a los componentes del sistema resistente a fuerza sísmica debido a escalonamiento o cambios de rigidez de los componentes verticales por encima o por debajo del diafragma.

Los diafragmas deberán resistir tanto los esfuerzos cortantes como los de flexión producidos por estas fuerzas. Las conexiones de los diafragmas deberán ser conexiones positivas, mecánicas o soldadas.

4.2.2.5.2.8 Muros portantes. Los muros portantes exteriores e interiores y sus anclajes deberán diseñarse para una fuerza normal a la superficie igual al coeficiente sísmico C_s multiplicado por el peso del muro (W_c), con una fuerza mínima de 10% del peso del muro. Las interconexiones de los elementos de muro y las conexiones a sistemas estructurales de soporte deberán tener suficiente ductilidad, capacidad de rotación, o suficiente resistencia para resistir contracción, cambios térmicos, y asentamiento diferencial de fundación, combinados con las fuerzas sísmicas. Las conexiones también deberán satisfacer la Sección 4.2.2.5.1.2.

4.2.2.5.2.9 Estructuras de tipo péndulo invertido. Las columnas o pilastras que soportan estructuras de tipo péndulo invertido deberán ser diseñadas para el momento flexionante calculado en la base determinado utilizando los procedimientos dados en la Sección 4.2.3 y variando uniformemente hacia un momento en la parte superior igual a la mitad del momento calculado en la base.

4.2.2.5.3 Categoría C de desempeño sísmico. Los edificios asignados a la Categoría C deberán cumplir con los requerimientos de la Sección 4.2.2.5.2 para Categoría B y con los requerimientos de esta sección.

4.2.2.5.3.1 Dirección de la carga sísmica. Para edificios con una irregularidad en planta del Tipo 5 en la Tabla 4.2.2.3.1, el requerimiento de dirección crítica de la Sección 4.2.2.5.2.3 podrá considerarse satisfecho si los componentes y sus fundaciones se diseñan para la siguiente combinación ortogonal de carga prescritas: 100% de las fuerzas en una dirección más 30% de las fuerzas en la dirección perpendicular. Se utilizará la combinación que requiera la mayor resistencia de componente.

4.2.2.5.4 Categoría D y E de desempeño sísmico. Los edificios asignados a la Categoría D o E deberán cumplir con los requerimientos de la Sección 4.2.2.5.3 para Categoría C y con los requerimientos de esta sección.

4.2.2.5.4.1 Dirección de la fuerza sísmica. El procedimiento ortogonal independiente presentado en la Sección 4.2.2.5.2.3 no será satisfactorio para el requerimiento de dirección crítica para cualquier edificio. El procedimiento de combinación ortogonal de la Sección 4.2.2.5.3.1 se considerará satisfactorio para cualquier edificio.

4.2.2.5.4.2 Irregularidades en planta o verticales. Cuando la relación de la resistencia provista en cualquier piso a la resistencia requerida es menor que dos tercios de la misma relación para el piso inmediatamente por encima, el efecto potencialmente adverso se deberá analizar y las resistencias se deberán ajustar para compensar este efecto.

Para edificios con una irregularidad estructural en planta del Tipo 1, 2, 3, ó 4 en la Tabla 4.2.2.3.1 o una irregularidad estructural vertical de Tipo 4 en la Tabla 4.2.2.3.2, las fuerzas de diseño determinadas según la Sección 4.2.3.2 deberán aumentarse 25% para conexiones de diafragmas a elementos verticales y a colectores y para conexiones de colectores a los elementos verticales.

4.2.2.5.4.3 Fuerzas sísmicas verticales. La componente vertical del movimiento sísmico del terreno se deberá considerar en el diseño de voladizos horizontales y componentes pre-esforzados horizontales. Las combinaciones de carga utilizadas en la evaluación de dichos componentes deberán incluir E tal como se define en la Ecuación (4.2.2.6-4) de la Sección 4.2.2.6. Los componentes estructurales de voladizos horizontales deberán ser diseñados para una fuerza mínima hacia arriba de 0.2 veces la carga muerta y para las combinaciones de carga aplicables de la Sección 4.2.2.6.

4.2.2.6 Combinación de efectos de carga. Los efectos en el edificio y sus componentes debidos a fuerzas sísmicas se deberán combinar con los efectos de cargas de gravedad según la combinación de efectos de carga dados en el Capítulo 7 – Concreto Reforzado y Capítulo 9 – Acero Estructural. Para uso en estas combinaciones, el efecto de la fuerza inducida por el sismo deberá incluir los efectos verticales y horizontales dados por la Ecuación (4.2.2.6-1) o, según se aplique, la Ecuación (4.2.2.6-2), (4.2.2.6-3), o (4.2.2.6-4). El término $0.5 C_a D$ no se tiene que incluir donde C_a es igual o menor que 0.05 en la Ecuación (4.2.2.6-1), Ecuación (4.2.2.6-2), (4.2.2.6-3), o (4.2.2.6-4).

Para la Ecuación (4) de la Sección 7.2 del Capítulo 7 – Concreto Reforzado, la Ecuación (4) de la Sección 4.3.2 o la Ecuación (4) de la Sección 4.3.3:

$$E = \pm Q_E + 0.5 C_a D \quad (4.2.2.6-1)$$

Para la Ecuación (5) de la Sección 7.2 de Capítulo 7 – Concreto Reforzado, la Ecuación (3) de la Sección 4.3.2 o la Ecuación (7) de la Sección 4.3.3:

$$E = \pm Q_E - 0.5 C_a D \quad (4.2.2.6-2)$$

Donde

E = el efecto de las fuerzas horizontales y verticales inducidas por el sismo;

C_a = el coeficientes sísmico basado en el Tipo de Perfil de Suelo y en el valor de A_s determinado de la Tabla 4.1.4.2.4.A;

D = el efecto de la carga muerta, D ; y

Q_E = el efecto de las fuerzas horizontales inducidas por el sismo.

Para columnas que soportan elementos discontinuos resistentes a fuerzas laterales, la compresión axial en las columnas se computará utilizando la siguiente carga en la Ecuación (4) de la Sección 7.2 del Capítulo 7 – Concreto Reforzado, la Ecuación (4) de la Sección 4.3.2 o la Ecuación (4) de la Sección 4.3.3:

$$E = \left(\frac{2R}{5} \right) Q_E + 0.5C_a D \quad (4.2.2.6-3)$$

Las fuerzas axiales en tales columnas no tienen que exceder la capacidad de otros elementos de la estructura para transferir tales cargas a la columna.

Para materiales, sistemas y conexiones quebradizas, también deberá utilizarse la siguiente carga en la Ecuación (5) de la Sección 7.2 del Capítulo 7 – Concreto Reforzado, la Ecuación (3) de la Sección 4.3.2 o la Ecuación (7) de la Sección 4.3.3:

$$E = \left(\frac{2R}{5} \right) Q_E - 0.5C_a D \quad (4.2.2.6-4)$$

El factor $\left(\frac{2R}{5} \right)$ deberá ser mayor que o igual a 1.0.

4.2.2.7 Los límites de deflexión y desplazamiento entre pisos. El Desplazamiento entre Pisos de Diseño (Δ) según se determina en la Sección 4.2.3.7 ó 4.2.4.6 no deberá exceder el desplazamiento entre pisos admisible (Δ_a) obtenido de la Tabla 4.2.2.7 para cualquier piso. Para estructuras con deflexiones torsionales significativas, el desplazamiento entre pisos máximo deberá incluir efectos torsionales. Todas las partes del edificio deberán ser diseñadas y construidas para actuar como una unidad integral en la resistencia a fuerzas sísmicas a menos que estén lo suficientemente separadas estructuralmente para evitar contacto dañino durante la deflexión total (δ_x) según se determina en la Sección 4.2.3.7.1.

4.2.3 Procedimiento de fuerza lateral equivalente

4.2.3.1 General. La Sección 4.2.3 provee normas mínimas requeridas para el análisis sísmico de edificios mediante el procedimiento de fuerza lateral equivalente. Para propósitos de análisis, el edificio se considera fijado en la base. Refiérase a la Sección 4.2.2.4 para las limitaciones en el uso de este procedimiento.

4.2.3.2 Esfuerzo cortante en la base debido a sismo. El esfuerzo cortante en la base debido a sismo (V) en una dirección dada se determinará según la siguiente ecuación:

$$V = C_s W \quad (4.2.3.2-1)$$

Donde

C_s = el coeficiente de respuesta sísmica determinado según la Sección 4.2.3.2.1; y

W = la carga muerta total y las partes aplicables de las siguientes cargas:

En áreas utilizadas para almacenaje, un mínimo de 25% de la carga viva del piso será aplicable. No será necesario considerar la carga viva de piso de 2.5 KN/m² para automóviles de pasajeros en estacionamientos.

Donde se toma en cuenta una carga de partición en la carga de piso de diseño, el peso real de partición o un peso mínimo de 0.5 KN/m² de área de piso será aplicable.

El peso total de operación de equipo permanente y el contenido efectivo de recipientes.

4.2.3.2.1 Cálculo del coeficiente de respuesta sísmica. Cuando el período fundamental del edificio se computa, el coeficiente de diseño sísmico (C_s) se determinará según la siguiente ecuación:

$$C_s = \frac{1.2C_v}{RT^{2/3}} \quad (4.2.3.2.1-1)$$

Donde

C_v = el coeficiente sísmico basado en el Tipo de Perfil de Suelo y el valor de A_v determinado de la Sección 4.1.4.2.3 o la Tabla 4.1.4.2.4B;

R = el factor de modificación de respuesta en la Tabla 4.2.2.2; y

T = el período fundamental del edificio determinado en la Sección 4.2.3.3.

Se permite una reducción de la interacción suelo estructura cuando ésta se determina según la Sección 4.2.5 o se observan otros procedimientos generalmente aceptados aprobados por la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura.

Como alternativa, el coeficiente (C_s) no tiene porque ser mayor que el de la siguiente ecuación:

$$C_s = \frac{2.5C_a}{R} \quad (4.2.3.2.2-2)$$

donde:

R = el factor de modificación de respuesta en la Tabla 4.2.2.2.

C_a = el coeficiente sísmico basado en el Tipo de Perfil de Suelo y el valor de A_s determinado de la Sección 4.1.4.2.3 o la Tabla 4.1.4.2.4A.

4.2.3.3 Determinación del período. El período fundamental del edificio (T) en la dirección bajo consideración deberá ser establecido utilizando las propiedades estructurales las características de deformación de los elementos resistentes en un análisis debidamente sustentado. El período fundamental (T) no deberá exceder el producto del coeficiente para el límite superior del período calculado (C_u) de la Tabla 4.2.3.3 y el período aproximado (T_a) determinado de la Ecuación (4.2.3.3-1).

$$T_a = C_T (3.28h_n)^{3/4} \quad (4.2.3.3-1)$$

donde:

C_T = 0.035 para edificios en los que el sistema resistente a fuerza lateral consiste en marcos de momento resistentes de acero que proveen 100% de la resistencia a fuerza lateral y tales marcos no están encerrados por o adheridos a componentes más rígidos que tienden a impedir que los marcos se deflecten cuando son sometidos a fuerzas sísmicas;

$C_T = 0.030$ para edificios en los que el sistema resistente a fuerza lateral consiste en marcos de momento resistentes de concreto reforzado que proveen 100% de la resistencia a fuerza lateral y tales marcos no están encerrados por o adheridos a componentes más rígidos que tienden a impedir que los marcos se deflecten cuando son sometidos a fuerzas sísmicas;

$C_T = 0.030$ para edificios en los que el sistema resistente a fuerza lateral consiste en marcos excéntricamente arriostrados de acero que actúan conjuntamente con marcos de momento resistentes;

$C_T = 0.020$ para los demás edificios;

h_n = la altura en metros por encima de la base al nivel más alto del edificio.

Como alternativa, se permitirá determinar el período fundamental aproximado (T_a), en segundos, de la siguiente ecuación para edificios que no excedan 12 pisos de altura para los que el sistema resistente a fuerza lateral consiste enteramente de marcos de momento resistentes de concreto o acero y la altura entre pisos es por lo menos 3000 mm;

$$T_a = 0.1N \quad (4.2.3.3.1-2)$$

donde N = el número de pisos.

4.2.3.4 Distribución vertical de fuerzas sísmicas. La fuerza sísmica lateral inducida en cualquier nivel se determinará de las siguientes ecuaciones:

$$F_x = C_{vx} V \quad (4.2.3.4-1)$$

y

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (4.2.3.4-2)$$

donde

C_{vx} = el factor de distribución lateral;

V = la fuerza lateral total de diseño o el esfuerzo cortante en la base del edificio;

w_i y w_x = la parte de la carga de gravedad total del edificio (W) ubicada o asignada al Nivel i ó x ;

h_i y h_x = la altura desde la base al Nivel i ó x ;

k = un exponente relacionado con el período del edificio según lo siguiente:

Para edificios con un período de 0.5 segundo o menos, $k = 1$.

Para edificios con un período de 2.5 ó más, $k = 2$.

Para edificios con un período entre 0.5 y 2.5 segundo, k será igual a 2 o se determinará mediante interpolación lineal entre 1 y 2.

4.2.3.5 Distribución de esfuerzo cortante y torsión horizontal. El esfuerzo cortante de diseño en cualquier piso (V_x) se determinará de la siguiente ecuación:

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (4.2.3.5)$$

donde F_i = la parte del esfuerzo cortante sísmico en la base (V) inducido en el Nivel i .

4.2.3.5.1 Esfuerzo cortante directo. El esfuerzo cortante sísmico de diseño (V_x) se deberá distribuir a los diversos elementos verticales del sistema resistente a fuerza lateral en el piso bajo consideración basado en las rigideces laterales relativas de los elementos verticales resistentes y el diafragma.

4.2.3.5.2 Torsion. El diseño deberá incluir el momento torsional (M_t) que resulta de la ubicación de las masas del edificio más los momentos torsionales accidentales (M_a) causados por el desplazamiento supuesto de cada masa en cada dirección por una distancia igual a 5% de la dimensión del edificio perpendicular a la dirección de las fuerzas aplicadas.

Para edificios de las Categorías C, D y E, para los que existe irregularidad torsional Tipo 1 según la Tabla 4.2.2.3.1, el efecto se tomará en cuenta aumentando la torsión accidental en cada nivel por un factor de amplificación torsional (A_x) determinado mediante la siguiente ecuación:

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{avg}} \right)^2 \quad (4.2.3.5.1)$$

donde

δ_{max} = el desplazamiento máximo en el Nivel x ;

δ_{avg} = el promedio de los desplazamientos en los extremos de la estructura en el Nivel x .

El factor de amplificación torsional (A_x) no tendrá que exceder 3.0. Para diseño, se considerará la carga más severa para cada elemento.

4.2.3.6 Volteo. Se diseñará el edificio para resistir efecto de volteo causados por las fuerzas sísmicas determinadas en la Sección 4.2.3.4. En cualquier piso, el incremento en el momento de volteo deberá distribuirse a lo diversos elementos resistentes a fuerzas verticales en la misma proporción con que se distribuyen los esfuerzos cortantes horizontales a esos elementos.

Los momentos de volteo en el Nivel x (M_x) se determinarán de la siguiente ecuación:

$$M_x = \tau \sum_{i=x}^n F_i (h_i - h_x) \quad (4.2.3.6)$$

donde

F_i = la parte del esfuerzo cortante sísmico en la base (V) inducido en el Nivel i ;

h_i y h_x = La altura desde la base hasta el Nivel i ó x ;

τ = el factor de reducción de momento de volteo, determinado según lo siguiente:

Para los 10 pisos superiores, $\tau = 1.0$.

Para el piso 20 debajo de la parte superior del edificio y hacia abajo, $\tau = 0.8$.

Para pisos entre el 20 y el 10 debajo de la parte superior del edificio, un valor entre 1.0 y 0.8 determinado mediante interpolación lineal.

Las fundaciones de edificios, excepto estructuras tipo péndulo, serán diseñadas para el momento de volteo de fundación de diseño (M_f) en la interfaz fundación-suelo

determinado utilizando la ecuación para el momento de volteo en el Nivel x (M_x) con un factor de reducción de momento de volteo (τ) de 0.75 para edificio de cualquier altura.

4.2.3.7 Desplazamiento entre pisos y efectos P -delta. Desplazamientos entre pisos y, donde se requiera, fuerzas y momentos de miembros debidos a los efectos P -delta serán determinados según las indicaciones de esta sección.

4.2.3.7.1 Determinación del desplazamiento entre pisos. El desplazamiento entre pisos de diseño (Δ) se computará como la diferencia de las deflexiones de las partes superiores e inferiores del piso bajo consideración. Las deflexiones del Nivel x en el centro de masa (δ_x) se determinarán según la siguiente ecuación:

$$\delta_x = C_d \delta_{xe} \quad (4.2.3.7.1)$$

donde:

C_d = el factor de amplificación de deflexión en la Tabla 4.2.2.2;

δ_{xe} = la deflexiones determinadas mediante un análisis elástico.

El análisis elástico del sistema resistente a fuerza sísmica se llevará acabo utilizando las fuerzas sísmicas de diseño prescritas en la Sección 4.2.3.4.

Para verificar el cumplimiento con la limitación de desplazamiento entre pisos de la Sección 4.2.2.7, las deflexiones del Nivel x en el centro de masa (δ_x) se calcularán según lo requiera esta sección. Para propósitos de análisis de desplazamiento entre pisos únicamente, la limitación de límite superior del período fundamental especificada en la Sección 4.2.3.3 no se aplica al cómputo de fuerzas y desplazamientos.

Dondequiera que se aplique, el desplazamiento entre pisos de diseño (Δ) se aumentará por el factor de incremento relacionado con los efectos P -delta según se determinan en la Sección 4.2.3.7.2.

4.2.3.7.2 Efectos P -delta. No será necesario considerar los efectos P -delta en los esfuerzos cortantes entre pisos y los momentos, las fuerzas y momentos resultantes, y los desplazamientos entre pisos inducidos por estos efectos cuando el coeficiente de estabilidad (θ) determinado mediante la siguientes ecuación es igual o menor que 0.10:

$$\theta = \frac{P_x \Delta}{V_x h_{xx} C_d} \quad (4.2.3.7.2-1)$$

donde:

P_x = la carga vertical total de diseño en y por encima del Nivel x . cuando se computa P_x , no será necesario usar un valor mayor que 1.0 para cualquier factor de carga individual;

Δ = el desplazamiento entre pisos de diseño que ocurre simultáneamente con V_x ;

V_x = el esfuerzo cortante sísmico entre Niveles x y $x-1$;

h_{sx} = la altura entre pisos debajo del Nivel x ;

C_d = el factor de amplificación de deflexión en la Tabla 4.2.2.2.

El coeficiente de estabilidad θ no tiene que exceder θ_{max} determinado según lo siguiente:

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d} \leq 0.25 \quad (4.2.3.7.2-2)$$

donde β es la relación de la demanda de esfuerzo cortante a la capacidad de esfuerzo cortante para el piso entre Niveles x y $x - 1$. Esta relación conservadoramente se podrá tomar igual a 1.0.

Cuando el coeficiente de estabilidad θ sea mayor que 0.10 pero menor que o igual a θ_{max} , el factor de incremento relacionado con los efectos P -delta (a_d) se determinará mediante análisis racional. Para obtener el desplazamiento entre pisos que se debe incluir en el efecto P -delta, el desplazamiento entre pisos de diseño determinado en la

Sección 4.2.3.7.1 se multiplicará por $\frac{1.0}{1-\theta}$.

Donde θ es mayor que θ_{max} , la estructura es potencialmente inestable y se deberá rediseñar.

Donde el efecto P -delta se incluye en un análisis automatizado, la Ecuación (4.2.3.7.2-2) todavía se tiene que satisfacer; sin embargo, el valor de θ computado de la Ecuación (4.2.3.7.2-1) utilizando los resultados del análisis P -delta se podrá dividir por $(1 + \theta)$ antes de verificar la Ecuación (4.2.3.7.2-2).

4.2.4 Procedimiento de análisis modal.

4.2.4.1 General. La Sección 4.2.4 provee las normas requeridas para el procedimiento de análisis modal de análisis sísmico de edificios. Refiérase a la Sección 4.2.2.4 para los requerimientos para el uso de este procedimiento. Los símbolos utilizados en este método de análisis tienen el mismo significado que aquellos para términos similares utilizados en la Sección 4.2.3, donde el subíndice m denota las cantidades en el modo m .

4.2.4.2 Modelaje. El edificio se modelará como un sistema de masas concentradas en los niveles de piso y cada masa tendrá un grado de libertad — aquel del desplazamiento lateral en la dirección bajo consideración.

4.2.4.3 Modos. El análisis deberá incluir, para cada par de ejes mutuamente perpendiculares, por lo menos los tres modos inferiores de vibración o todos los modos de vibración con periodos mayores que 0.4 segundo. El número de modos será igual al número de pisos para edificios de menos de tres pisos de altura.

4.2.4.4 Períodos. Los periodos y formas modales del edificio requeridos en la dirección bajo consideración se calcularán mediante métodos de análisis establecidos para la condición de base fija utilizando las masas y rigidez elástica del sistema resistente a fuerza sísmica.

4.2.4.5 Esfuerzo Cortante en la base modal. La parte del esfuerzo cortante en la base que contribuye el modo m (V_m) se determinará de las siguientes ecuaciones:

$$V_m = C_{sm} W_m \quad (4.2.4.5-1)$$

$$W_m = \frac{\left(\sum_{i=1}^n w_i \phi_{im} \right)^2}{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{im}^2} \quad (4.2.4.5-2)$$

donde

C_{sm} = el coeficiente sísmico modal de diseño determinado en esta sección;

W_m = la carga de gravedad modal efectiva;

w_i = la parte de la carga de gravedad total del edificio en el Nivel i ;

ϕ_{im} = la amplitud de desplazamiento en el nivel i del edificio cuando vibra en el modo m .

El coeficiente sísmico modal de diseño (C_{sm}) se determinará mediante la siguiente ecuación:

$$C_{sm} = \frac{1.2C_v}{RT_m^{2/3}} \quad (4.2.4.5-3)$$

donde

C_v = el coeficiente sísmico basado en el Tipo de Perfil de Suelo y el valor de A_v determinado de la Sección 4.1.4.2.3 o la Tabla 4.1.4.2.4B;

R = el factor de modificación de respuesta en la Tabla 4.2.2.2; y

T_m = el período modal de vibración del edificio en el modo m .

El coeficiente (C_{sm}) no tiene que ser mayor que el valor de la siguiente ecuación:

$$C_{sm} = \frac{2.5C_a}{R} \quad (4.2.4.5-3a)$$

donde:

C_a = el coeficiente sísmico basado en el Tipo de Perfil de Suelo y el valor de A_a determinado de la Sección 4.1.4.2.3 o la Tabla 4.1.4.2.4A.

Excepciones:

El valor límite de la Ecuación (4.2.4.5-3a) no se aplica a edificios de las Categorías D y E de desempeño sísmico con un período de 0.7 segundo o más ubicados en suelos de tipo de Perfil de Suelo E o F.

Para edificios en sitios con Tipos de Perfil de Suelo D, E, o F, el coeficiente sísmico modal de diseño (C_{sm}) para modos distintos al fundamental y con períodos de menos de 0.3 segundo se determinará mediante la siguiente ecuación:

$$C_{sm} = \frac{C_a}{R} (1.0 + 5.0T_m) \quad (4.2.4.5-4)$$

Para edificios donde cualquier período modal de vibración (T_m) excede 4.0 segundos, el coeficiente sísmico modal de diseño (C_{sm}) para ese modo se determinará según la siguiente ecuación:

$$C_{sm} = \frac{3C_v}{RT_m^{4/3}} \quad (4.2.4.5-5)$$

Se permite utilizar la reducción debida a la interacción suelo-estructura determinada en la Sección 4.2.5.3.

4.2.4.6 Fuerzas Modales, Deflexiones, y Desplazamientos entre Pisos. La fuerza modal (F_{xm}) en cada nivel se determinará mediante las siguientes ecuaciones:

$$F_{xm} = C_{vsm} V_m \quad (4.2.4.6-1)$$

y

$$C_{vsm} = \frac{w_x \phi_{xm}}{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{im}} \quad (4.2.4.6-2)$$

donde

C_{vsm} = el factor de distribución vertical en el modo m ;

V_m = la fuerza lateral total de diseño o el esfuerzo cortante en la base en el modo m ;

w_i y w_x = la parte de la carga de gravedad total del edificio (W) ubicado en o asignado al Nivel i o x ;

ϕ_{xm} = la amplitud de desplazamiento en el Nivel x del edificio cuando vibra en el modo m ;

ϕ_{im} = la amplitud de desplazamiento en el Nivel i del edificio cuando vibra en el modo m .

La deflexión modal en cada nivel (δ_{xm}) se determinará mediante las siguientes ecuaciones:

$$\delta_{xm} = C_d \delta_{xem} \quad (4.2.4.6-3)$$

y

$$\delta_{xem} = \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \left(\frac{T_m^2 F_{xm}}{w_x} \right) \quad (4.2.4.6-4)$$

donde

C_d = el factor de amplificación de deflexión determinado de la Tabla 4.2.2.2;

δ_{xem} = la deflexión del Nivel x en el modo m en el centro de masa del Nivel x determinada mediante un análisis elástico;

g = la aceleración debida a gravedad;

T_m = el período de vibración modal, en segundos, del modo m del edificio;

F_{xm} = la parte del esfuerzo cortante sísmico en la base en el modo m , inducido en el Nivel x ;

w_x = la parte de la carga de gravedad total del edificio (W) ubicada o asignada al Nivel x .

El desplazamiento entre pisos modal (Δ_m) se computará como la diferencia de las deflexiones (δ_{xm}) en las partes superiores e inferiores del piso bajo consideración.

4.2.4.7 Esfuerzos cortantes entre pisos y momentos modales. Los esfuerzos cortantes entre pisos, los momentos de volteo de los pisos, y los esfuerzos cortantes y momentos de volteo en muros y marcos arriostrados en cada nivel debidos a las fuerzas sísmicas determinadas mediante la ecuación apropiada de la Sección 4.2.4.6 se computará para cada modo mediante métodos estáticos lineales.

4.2.4.8 Valores de diseño. El valor modal de diseño para el esfuerzo cortante en base (V_i), para el esfuerzo cortante entre pisos, momentos, y desplazamientos entre pisos, y para la deflexión en cada nivel se determinará combinando los valores modales obtenidos de las Secciones 4.2.4.6 y 4.2.4.7. La combinación se llevará acabo tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de cada valor modal o mediante el método de la combinación cuadrática completa (CQC).

El esfuerzo cortante en la base (V) utilizando el procedimiento de fuerza lateral equivalente de la Sección 4.2.3 se calculará utilizando un período fundamental del edificio (T), en segundos, por el coeficiente del límite superior del período calculado (C_s) por el período fundamental aproximado del edificio (T_s). Donde el valor de diseño del esfuerzo cortante en la base modal (V_i) es menor que el esfuerzo cortante en la base calculado (V) utilizando el procedimiento de fuerza lateral equivalente, valores de diseño de los esfuerzos cortantes entre pisos, momentos, desplazamientos entre pisos, y deflexiones de pisos se multiplicarán por el siguientes factor de modificación:

$$\frac{V}{V_i} \quad (4.2.4.8)$$

donde:

V = el esfuerzo cortante en la base del procedimiento de fuerza lateral equivalente, calculado según esta sección y la Sección 4.2.3

V_i = el esfuerzo cortante en la base modal, calculado según esta sección.

No se requiere que el esfuerzo cortante en la base modal (V_i) exceda el esfuerzo cortante en la base del procedimiento de fuerza lateral equivalente de la Sección 4.2.3.

Excepción: Para edificios en áreas con un valor de aceleración efectiva relativa a la velocidad (A_v) de 0.2 y más, con un período de 0.7 segundo o más y localizados en sitios de Tipo de Perfil de Suelo E o F, el esfuerzo cortante en la base de diseño no será menor que el que se determina utilizando el procedimiento de fuerza lateral equivalente en la Sección 4.2.3 (Refiérase a la Sección 4.2.2.4.3).

4.2.4.9 Distribución del esfuerzo cortante horizontal. La distribución del esfuerzo cortante horizontal se hará según los requerimientos de la Sección 4.2.3.5.

4.2.4.10 Volteo de fundación. Se permite la reducción hasta de 10% del momento de volteo de fundación en la interfaz fundación-suelo.

4.2.4.11 Efectos P-delta. Los efectos P-Delta se determinarán según la Sección 4.2.3.7.2. Los desplazamientos entre pisos y esfuerzos cortantes se determinarán según la Sección 4.2.3.7.1.

4.2.5 Interacción suelo-estructura

4.2.5.1 General. Si se opta por incorporar los efectos de la interacción suelo-estructura, se utilizarán los requerimientos de esta sección para determinar las fuerzas sísmicas de diseño y los desplazamientos correspondientes del edificio.

Las provisiones que se utilizan con el procedimiento de fuerza lateral equivalente están dadas en la Sección 4.2.5.2 y las que se utilizan con el procedimiento de análisis modal están dadas en la Sección 4.2.5.3.

4.2.5.2 Procedimiento de fuerza lateral equivalente. Los siguientes requerimientos son complementarios a los que se presentan en la Sección 4.2.3.

4.2.5.2.1 Esfuerzo cortante en la base. Para tomar en cuenta la interacción suelo-estructura, el esfuerzo cortante en la base (V) determinado de la Ecuación (4.2.3.2-1) se reducirá a;

$$\bar{V} = V - \Delta V \quad (4.2.5.2.1-1)$$

La reducción (ΔV) se computará según lo siguiente y no excederá $0.3 V$:

$$\Delta V = \left[C_s - \tilde{C}_s \left(\frac{0.05}{\tilde{\beta}} \right)^{0.4} \right] \bar{W} \leq 0.3V \quad (4.2.5.2.1-2)$$

donde:

C_s = el coeficiente sísmico de diseño de la Ecuación (4.2.3.2.1-1) usando el período natural fundamental de la estructura empotrada en la base (T ó T_e) según lo especifica la Sección 4.2.3.3;

$\tilde{C}_s$ = el valor de C_s computado mediante la Ecuación (4.2.3.2.1-1) utilizando el período natural fundamental de la estructura flexiblemente soportada (T) definida en la Sección 4.2.5.2.1.1

$\tilde{\beta}$ = La fracción del amortiguamiento crítico del sistema estructura-fundación determinado en la Sección 4.2.5.2.1.2

$\bar{W}$ = la carga de gravedad efectiva del edificio, que se tomará como $0.7 W$, excepto que, para edificios donde la carga de gravedad está concentrada en un solo nivel, se tomará igual a W .

4.2.5.2.1.1 Período efectivo del edificio: El período efectivo ($\bar{T}$) se determinará según lo siguiente:

$$\bar{T} = T \sqrt{1 + \frac{\bar{k}}{K_y} \left(1 + \frac{K_y \bar{h}^2}{k_\theta} \right)} \quad (4.2.5.2.1.1-1)$$

donde:

T = el período fundamental del edificio según se determina en la Sección 4.2.2.

$\bar{k}$ = la rigidez del edificio cuando se le fija en la base

$$\bar{k} = 4\pi^2 \left(\frac{W}{gT^2} \right) \quad (4.2.5.2.1.1-2)$$

$\bar{h}$ = la altura efectiva del edificio, que se tomará igual a 0.7 veces la altura total (h_n), excepto que, para edificios donde la carga de gravedad se concentra efectivamente en un nivel único, se tomará igual a la altura hasta ese nivel.

K_y = la rigidez lateral de la fundación definida como la fuerza horizontal estática al nivel de la fundación necesaria para producir una deflexión unitaria en ese nivel, donde la fuerza y la deflexión se miden en la dirección en la que se analiza el edificio.

K_θ = la rigidez de rotación de la fundación definida como el momento estático necesario para producir una rotación unitario media de la fundación, donde el momento y la rotación se miden en la dirección en la que se analiza la estructura.

g = la aceleración de gravedad.

Las rigideces de la fundación (K_y y K_θ) se computarán mediante principios establecidos de mecánica de fundaciones utilizando propiedades de suelo que son compatibles con los niveles de deformación unitaria del suelo asociados con el movimiento sísmico diseño. El módulo de cortante promedio (G) para los suelos debajo de la fundación a grandes niveles de deformación unitaria y la velocidad de onda cortante asociada (v_s) requerida en estos cálculos se determinarán de la Tabla 4.2.5.2.1.1, donde:

v_{so} = la velocidad promedio de onda cortante para los suelos debajo de la fundación a niveles bajos de deformación unitaria ($10^{-3}\%$ o menos)

$G_o = \frac{\gamma v_{so}^2}{g} G_o$ = El módulo de cortante promedio (G) para los suelos debajo de la fundación a niveles bajos de deformación unitaria

γ = el peso unitario promedio de los suelos.

Como alternativa, para edificios soportados sobre fundaciones flotantes que descansan sobre o cerca de la superficie del terreno o están empotradas de tal forma que el contacto de la pared lateral con el suelo no se considera que permanecerá efectiva durante el movimiento del terreno de diseño, el período efectivo del edificio se determinará según lo siguiente:

$$\tilde{T} = T \sqrt{1 + \frac{25\alpha \bar{h}}{v_s^2 T^2} \left(1 + \frac{1.12 r_u \bar{h}^2}{r_m^3} \right)} \quad (4.2.5.2.1.1-3)$$

donde:

α = la densidad de peso relativa de la estructura y el suelo definida por:

$$\alpha = \frac{W}{\gamma A_o \bar{h}} \quad (4.2.5.2.1.1-4)$$

r_a y r_m = las longitudes de fundación características definidas por:

$$r_a = \sqrt{\frac{A_o}{\pi}} \quad (4.2.5.2.1.1-5)$$

y

$$r_m = \sqrt[4]{\frac{4I_o}{\pi}} \quad (4.2.5.2.1.1-6)$$

donde:

A_o = el área de la fundación portante de carga

I_o = el momento de inercia estático de la fundación portante de carga con respecto a un eje centroidal horizontal normal a la dirección en que se analiza a la estructura.

4.2.5.2.1.2 Amortiguamiento efectivo: El factor de amortiguamiento efectivo para el sistema estructura-fundación (β) se computará según lo siguiente:

$$\beta = \beta_o + \frac{0.05}{(T/T)^3} \quad (9.2.5.2.1.2-1)$$

donde:

β_o = el factor de amortiguamiento de la fundación especificado en la Fig. 4.2.5.2.1.2.

Los valores de β_o que corresponden a $A_v = 0.15$ en la Fig. 4.2.5.2.1.2 se determinarán mediante el promedio de los resultados obtenidos de las líneas sólidas y las líneas interrumpidas.

La cantidad r en la Fig. 4.2.5.2.1.2 es una longitud de fundación característica que se determinará según lo siguiente:

$$\text{Para } \frac{\bar{h}}{L_o} \leq 0.5 \quad r = r_a = \sqrt{\frac{A_o}{\pi}} \quad (4.2.5.2.1.2-2)$$

$$\text{Para } \frac{\bar{h}}{L_o} \geq 1 \quad r = r_m = \sqrt[4]{\frac{4I_o}{\pi}} \quad (4.2.5.2.1.2-3)$$

donde:

L_o = la longitud total del lado de la fundación en la dirección de análisis

A_o = el área de la fundación portante de carga

I_o = el momento de inercia estático de la fundación portante de carga con respecto a un eje centroidal horizontal normal a la dirección en que se analiza a la estructura.

Para valores intermedios de $\frac{\bar{h}}{L_o}$, el valor de r se determinará mediante interpolación lineal.

Excepción: Para edificios soportados en pilotes con resistencia de punta y todos los demás casos donde el suelo de fundación consiste en un estrato suave de propiedades razonablemente uniformes sobre un depósito semejante a roca, mucho más rígido, con un incremento abrupto de rigidez, el factor β_o en la Ecuación (4.2.5.2.1.2-1) se reemplazará por:

$$\beta_o' = \left(\frac{4D_s}{v_s \bar{T}} \right)^2 \beta_o \quad (4.2.5.2.2.1.2-4)$$

si $\frac{4D_s}{v_s \bar{T}} \leq 1$, donde D_s es el espesor total del estrato.

El valor de β computado según la Ecuación (4.2.5.2.1.2-1), tanto con o sin el ajuste representado por Ecuación (4.2.5.2.1.2-4), no se tomará menor que $\beta = 0.05$.

4.2.5.2.2 Distribución vertical de fuerzas sísmicas: La distribución sobre la altura de edificio de la fuerza sísmica total reducida (V) se considerará a la del edificio sin interacción.

4.2.5.2.3 Otros efectos: Los valores modificados de esfuerzos cortantes entre pisos, momentos de volteo, y efectos torsionales con respecto a un eje vertical se determinarán como para estructuras sin interacción utilizando las fuerzas laterales reducidas.

Las deflexiones modificadas (δ_x) se determinarán según lo siguiente:

$$\delta_x = \frac{V}{V} \left[\frac{M_o h_x}{K_\theta} + \delta_x \right] \quad (4.2.5.2.3-1)$$

donde:

M_o = el momento de volteo en la base determinado según la Sección 4.2.3.6 utilizando las fuerzas sísmicas sin modificar y sin incluir la reducción permitida en el diseño de la fundación

h_x = la altura por encima de la base hasta el nivel bajo consideración

δ_x = las deflexiones de la estructura de base fija determinadas en la Sección 4.2.3.7.1 utilizando las fuerzas sísmicas sin modificar.

Los valores modificados de los desplazamientos entre pisos y los efectos P -delta serán evaluados según las provisiones de la Sección 4.2.3.7 utilizando los valores modificados de esfuerzos cortantes entre pisos y deflexiones determinadas en esta sección.

4.2.5.3 Procedimiento de análisis modal: Las siguientes provisiones son complementarias a las que se presentaron en la Sección 4.2.4.

4.2.5.3.1 Esfuerzos cortantes en la base modales: Para tomar en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura, el esfuerzo cortante en la base correspondiente al modo fundamental de vibración (V_1) será reducido a:

$$\bar{V}_1 = V_1 - \Delta V_1 \quad (4.2.5.3.1-1)$$

La reducción (ΔV_1) se computará según la Ecuación (4.2.5.2.1-2) tomando $\bar{W}$ igual a la carga de gravedad $\bar{W}_1$ definida por la Ecuación (4.2.4.5-2), C_s computado de la Ecuación (4.2.4.5-3) utilizando el período fundamental del edificio de base fija (T_1), y $\bar{C}_s$ computado de la Ecuación (4.2.4.5-3) utilizando el período fundamental del edificio elásticamente soportado ($\bar{T}_1$).

El período $\bar{T}_1$ se determinará de la Ecuación (4.2.5.2.1.1-1) o de la Ecuación (4.2.5.1.1-3) cuando ésta se aplique, tomando $T = \bar{T}_1$, evaluando $\bar{k}$ de la Ecuación (4.2.5.2.1.1-2) con $\bar{W} = \bar{W}_1$, y computando $\bar{h}$ según lo siguiente:

$$\bar{h} = \frac{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{i1} h_i}{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{i1}} \quad (4.2.5.3.1-2)$$

Los valores arriba designados de $\bar{W}$, $\bar{h}$, T y $\bar{T}$ también se utilizarán para evaluar el factor α de la Ecuación (4.2.5.2.1.1-4) y el factor β_0 de la Fig. 4.2.5.2.1.2. No se hará reducción en los componentes del esfuerzo cortantes contribuidos por los modos altos de vibración. El esfuerzo cortante en la base reducido ($\bar{V}_1$) no se tomará menor que $0.7V_1$.

4.2.5.3.2 Otros efectos modales: Los efectos modales modificados: Las fuerzas sísmicas, esfuerzos cortantes entre pisos, y momentos de volteo se determinarán suponiendo edificios sin interacción utilizando el esfuerzo cortante en la base modificado ($\bar{V}_1$) en vez de V_1 . Las deflexiones modales modificadas ($\bar{\delta}_{xm}$) se determinarán de la siguiente manera:

$$\bar{\delta}_{x1} = \frac{\bar{V}_1}{V_1} \left[\frac{M_{o1} h_x}{K_\theta} + \delta_{x1} \right] \quad (4.2.5.3.2-1)$$

y

$$\bar{\delta}_{xm} = \delta_{xm} \quad \text{para } m = 2, 3, \dots \quad (4.2.5.3.2-2)$$

donde:

M_{o1} = El momento de volteo en la base para el modo fundamental del edificio fijado en la base, según se determina en la Sección 4.2.4.7 utilizando el esfuerzo cortante en la base modificado V_1 .

δ_{xm} = Las deflexiones en el Nivel x del edificio fijado en la base, según se determina en la Sección 4.2.4.6 utilizando los esfuerzos cortantes modales sin modificar V_m .

El desplazamiento entre pisos modal ($\bar{\Delta}_m$) se computará como la diferencia de las deflexiones ($\bar{\delta}_{xm}$) en la parte superior y la inferior del piso bajo consideración.

4.2.5.3.3. Valores de diseño: Los valores modificados de diseño de los esfuerzos cortantes, momentos, deflexiones, y desplazamientos entre pisos se determinarán suponiendo estructuras sin interacción tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las contribuciones modales respectivas. En el diseño de la fundación, se permite reducir el momento de volteo en la interfaz fundaciones-suelo determinado de esta manera por 10% suponiendo estructuras sin interacción.

Los efectos de torsión con respecto a un eje vertical se evaluarán según las provisiones de la Sección 4.2.3.5 y los efectos *P-Delta* se evaluarán según las provisiones de la Sección 4.2.3.7.2 utilizando los esfuerzos cortantes y los desplazamientos entre pisos determinados en la Sección 4.2.5.3.2.

4.2.6 Provisiones para estructuras sísmicamente aisladas

4.2.6.1 General. Para cada estructura sísmicamente aislada y cada parte de ésta será diseñada y construida según los requerimientos de esta sección y los requerimientos de la Sección 4.1.

El sistema resistente a fuerzas laterales y el sistema de aislamiento serán diseñados para resistir las deformaciones y los esfuerzos producidos por los efectos de movimientos sísmicos del terreno según se provee en esta sección.

4.2.6.2 Criterio de selección

4.2.6.2.1 Bases para el diseño: Los procedimientos y limitaciones para el diseño de edificios sísmicamente aislados se determinarán considerando zonificación, características del sitio, aceleración vertical, propiedades de la sección fisurada de miembros de concreto y mampostería, las categorías según la Tabla 1-1, configuración, sistema estructural, y altura según la Sección 4.2.2, excepto según se señale más adelante.

4.2.6.2.2 Estabilidad del sistema de aislamiento: La estabilidad de los elementos resistentes a carga vertical del sistema de aislamiento se verificará mediante análisis y prueba, según se requiera, para desplazamiento lateral sísmico igual al desplazamiento total máximo.

4.2.6.2.3 Categoría estructural: A todas las partes de un edificio, incluyendo la estructura encima del sistema de aislamiento, se le asignará una categoría según la Tabla 1-1.

4.2.6.2.4 Requerimientos de configuración: Cada edificio será designado como regular o irregular según la configuración estructural encima del sistema de aislamiento.

4.2.6.2.5 Selección del procedimiento de respuesta lateral.

4.2.6.2.5.1 General: Edificios sísmicamente aislados, excepto los que se definen en la Sección 4.2.6.2.5.2, serán diseñados utilizando el procedimiento de respuesta lateral dinámica de la Sección 4.2.6.4.

4.2.6.2.5.2 Procedimiento de fuerza lateral equivalente: Aquellos edificios sísmicamente aislados que llenen los siguientes requerimientos serán diseñados utilizando el procedimiento de respuesta lateral equivalente de la Sección 4.2.6.3 o el procedimiento de respuesta lateral dinámica de la Sección 4.2.6.4:

El edificio está localizado por lo menos 15 km alejado de todas las fallas activas;

El edificio está ubicado en un sitio de Perfil de Suelo Tipo A, B, C o D;

La estructura encima de la interfaz de aislamiento es igual o menor que cuatro pisos o 20 m de altura;

El período aislado del edificio, T_i , es igual o menor que 3.0 segundos;
El período aislado del edificio, T_i , es mayor que tres veces el período del edificio elástico y de base fija encima del sistema de aislamiento según lo determinan las Ecuaciones (4.2.3.3.1-1) o (4.2.3.3.1-2).
La estructural encima del sistema de aislamiento es de configuración regular; y
El sistema de aislamiento cumple con los siguientes criterios:
La rigidez efectiva del sistema de aislamiento en el desplazamiento de diseño es mayor que un tercio de la rigidez efectiva a 20% en el desplazamiento de diseño.
El sistema de aislamiento es capaz de producir una fuerza de restauración como la que se especifica en la Sección 4.2.6.6.2.4;
El sistema de aislamiento tiene propiedades de fuerza-deflexión que son independientes de la tasa de carga;

El sistema de aislamiento tiene propiedades de fuerza-deflexión que son independientes de la carga vertical y la carga bilateral; y
El sistema de aislamiento no limita el desplazamiento del sismo capaz de ocurrir a menos que M_M veces el desplazamiento total de diseño.

4.2.6.5.3 Análisis dinámico: El procedimiento de respuesta lateral dinámica de la Sección 4.2.6.4 se utilizará según se especifica en lo siguiente:

4.2.6.2.5.3.1 Análisis de espectro de respuestas: El análisis de espectro de respuestas no se deberá utilizar en el diseño de un edificio sísmicamente aislado a menos que:

El edificio está localizado en un sitio de Perfil de Suelo Tipo A, B, C, D, o E; y
El sistema de aislamiento cumple con los criterios del punto 7 de la Sección 4.2.6.2.5.2.

4.2.6.2.5.3.2 Análisis de historial de tiempo: El análisis de historial de tiempo se permite para el diseño de cualquier edificio sísmicamente aislado y se utilizará para diseñar todo edificio sísmicamente aislado que no llene el criterio de la Sección 4.2.6.2.5.3.1.

4.2.6.2.5.3.3 Espectros de diseño específicos para un sitio: Espectros de movimientos del terreno específicos para un sitio del sismo de diseño y del sismo máximo capaz de ocurrir desarrollados en Sección 4.2.6.4.4.1 se utilizarán para el diseño y análisis de todo edificio sísmicamente aislado si cualquiera de las siguientes condiciones aplican:

El edificio está localizado en un sitio de Perfil de Suelo Tipo E o F; o
El edificio está localizado dentro de 15 km de una falla activa; o
El período aislado del edificio, T_i , es mayor que 3.0 segundo.

4.2.6.3 Procedimiento de fuerza lateral equivalente

4.2.6.3.1 General: Excepto según lo se que provee en la Sección 4.2.6.4, todo edificio sísmicamente aislado o una parte de este será diseñado y construido para resistir valores mínimos de desplazamientos y fuerzas sísmicas especificadas en esta sección y los requerimientos aplicables de la Sección 4.2.3.

4.2.6.3.2 Características de deformación del sistema de aislamiento: Los desplazamientos y fuerzas sísmicas laterales mínimas en edificios sísmicamente aislados se basarán en las características de deformación del sistema de aislamiento.

Las características de deformación del sistema de aislamiento deberán incluir explícitamente los efectos del sistema de restricción de viento si se usa tal sistema para cumplir con los requisitos de este documento.

Las características de deformación del sistema de aislamiento se basarán en pruebas apropiadamente sustentadas según la Sección 4.2.6.9.

4.2.6.3.3 Desplazamientos laterales mínimos

4.2.6.3.3.1 Desplazamiento de diseño: El sistema de aislamiento se deberá diseñar y construir para resistir desplazamientos sísmicos laterales mínimos que actúan en la dirección de cada eje horizontal principal del edificio según lo siguiente:

$$D = \frac{g A_v F_v N_s T_i}{4\pi^2 B_i} \quad (4.2.6.3.3.1)$$

Donde

g = aceleración de gravedad. Las unidades de la aceleración de gravedad, g , son mm/seg² si las unidades del desplazamiento de diseño, D , son mm;

A_v = el coeficiente sísmico que representa la aceleración pico efectiva relativa a la velocidad determinada en la Sección 4.1.4.1

F_v = el coeficiente de suelo determinado de la Tabla 4.1.4.2.3B; para el cómputo de D , sustitúyase el valor de $A_v N_s$ por A_v en la Tabla 4.1.4.2.3B.

N_s = coeficiente numérico relacionado tanto a la proximidad del edificio a una falla activa como a la magnitud de la falla según la Tabla 4.2.6.3.3.1A.

T_i = periodo de edificio sísmicamente aislado, en segundos, en la dirección bajo consideración, según la ECUACIÓN (4.2.6.3.3.2).

B_i = coeficiente numérico relacionado con el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento según la Tabla 4.2.6.5.3.3.1B.

4.2.6.3.3.2 Período de edificio aislado: El periodo T_i del edificio aislado se determinará utilizando las características de deformación del sistema de aislamiento según la siguiente ecuación:

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{min} g}} \quad (4.2.6.3.3.2)$$

Donde

W = el peso muerto sísmico total del edificio encima de la interfaz de aislamiento;

k_{min} = la rigidez efectiva mínima del sistema de aislamiento correspondiente al desplazamiento de diseño en la dirección horizontal bajo consideración; y

g = aceleración de gravedad.

4.2.6.3.3.3 Desplazamiento de diseño total: El desplazamiento de diseño total, D_T , de elementos del sistema de aislamiento deberán incluir el desplazamiento adicional debido a torsión actual y accidental calculada considerando la distribución espacial de la

rigidez lateral del sistema de aislamiento y la localización más desventajosa de la excentricidad de masa.

El desplazamiento de diseño total, D_T , de elementos del sistema de aislamiento con distribución espacial uniforme de rigidez lateral no deberá ser menor que la de la siguiente ecuación:

$$D_T = D \left(1 + y_p \frac{12e_p}{b_p^2 + d_p^2} \right) \quad (4.2.6.3.3.3)$$

Excepción: Donde se muestra mediante cálculo que el sistema de aislamiento está expresamente configurado para resistir torsión, D_T será por lo menos 1.1 veces D .

donde

D = el desplazamiento de diseño, en mm, en el centro de rigidez del sistema de aislamiento en la dirección bajo consideración según la Ecuación (4.2.6.3.3.1);

y_p = la distancia, en mm, entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento de interés medida perpendicularmente a la dirección de carga sísmica bajo consideración;

e_p = la excentricidad actual, en mm, medida en planta entre el centro de masa de la estructura encima de la interfaz de aislamiento y el centro de rigidez del sistema de aislamiento, más la excentricidad accidental, en mm, tomada como 5 por ciento de la dimensión máxima del edificio perpendicular a la dirección de fuerza bajo consideración;

b_p = la dimensión en planta más pequeña del edificio, en mm, medida perpendicularmente a d_p , y

d_p = la dimensión en planta más larga del edificio, en mm.

4.2.6.3.3.4 Desplazamiento máximo total: El desplazamiento máximo total, D_{TM} , requerido para verificar la estabilidad del sistema de aislamiento en la dirección más crítica de respuesta horizontal se calculará según lo siguiente:

$$D_{TM} = M_M D_{TC} \quad (4.2.6.3.3.4)$$

donde

M_M = coeficiente numérico relacionado con la respuesta al sismo máximo capaz de ocurrir según la Tabla 4.2.6.3.3.4;

D_{TC} = el desplazamiento total de diseño para el sismo máximo capaz de ocurrir, en mm, incluyendo tanto desplazamiento de traslación del centro de rigidez, D_c , y el componente de desplazamiento torsional en el sistema bajo consideración según especifica la Sección 4.2.6.3.3.3, sustituyendo en D_c por D ;

D_c = el desplazamiento de diseño, en mm, en el centro de rigidez de sistema de aislamiento en la dirección bajo consideración según la Ecuación (4.2.6.3.3.1) excepto que la ecuación se multiplica por M_M y F_v se determina de la Tabla 4.1.4.2.3B sustituyendo $M_M A_v$ por A_v .

4.2.6.3.4 Fuerzas laterales mínimas

4.2.6.3.4.1 Sistema de aislamiento y elementos estructurales del o debajo del sistema de aislamiento: El sistema de aislamiento, la fundación, y todos los

elementos estructurales debajo del sistema de aislamiento deberán ser diseñados y construidos para resistir una fuerza sísmica lateral mínima, V_b , utilizando todas las provisiones apropiadas para un edificio no-aislado, donde:

$$V_b = k_{max} D \quad (4.2.6.3.4.1)$$

donde

V_b = la fuerza o el esfuerzo cortante lateral sísmico de diseño mínimo en elementos del sistema de aislamiento, o elementos debajo del sistema de aislamiento según la Ecuación (4.2.6.3.4.1);

k_{max} = la rigidez efectiva máxima del sistema de aislamiento correspondiendo al desplazamiento de diseño en la dirección horizontal bajo consideración; y

D = el desplazamiento de diseño, en mm, en el centro de rigidez del sistema de aislamiento en la dirección bajo consideración según la Ecuación (4.2.6.3.3.1).

4.2.6.3.4.2 Elementos estructurales encima del sistema de aislamiento: La estructura encima del sistema de aislamiento deberá ser diseñada y construida para resistir un esfuerzo cortante mínimo, V_s , utilizando todas las provisiones apropiadas para un edificio no-aislado, donde:

$$V_s = \frac{k_{max} D}{R_i} \quad (4.2.6.3.4.2)$$

donde

k_{max} = la rigidez efectiva máxima del sistema de aislamiento correspondiente al desplazamiento de diseño en la dirección horizontal bajo consideración

D = el desplazamiento de diseño, en mm, en el centro de rigidez del sistema de aislamiento en la dirección bajo consideración según la Ecuación (4.2.6.3.3.1).

R_i = coeficiente numérico relacionado con el tipo de sistema resistente a fuerzas laterales encima del sistema de aislamiento.

El factor R_i se basará en el tipo de sistema lateral resistente a fuerzas laterales utilizado para la estructura encima del sistema de aislamiento y será igual a 3/8 del valor de R dado por la Tabla 4.2.2.2 con un límite superior de 2.0 y un límite inferior de 1.0.

4.2.6.3.4.3 Límites de V_s : El valor de V_s no se tomará menos que lo siguiente:

La fuerza sísmica lateral requerida por la Sección 4.2.3 para un edificio de base fija del mismo peso, W , y un período igual al período aislado, T_i ;

El esfuerzo cortante en la base correspondiente a la carga de diseño de viento factorizada; y

El producto de 1.5 veces la fuerza sísmica lateral requerida para activa completamente el sistema de aislamiento (Es decir, 1.5 veces el nivel de cedencia del sistema suavizante, la capacidad última del sistema sacrificador de restricción de viento, o el nivel de rozamiento estático de un sistema corredizo.)

4.2.6.3.5 Distribución vertical de fuerza. La fuerza total será distribuida sobre la altura de la estructura encima de la interfaz de aislamiento según la siguiente ecuación:

$$F_x = \frac{V_s w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad (4.2.6.3.5)$$

donde

V_s = la fuerza o esfuerzo cortante sísmico lateral total en elementos encima del sistema de aislamiento según la Ecuación (4.2.6.3.4.2)

W_x = la porción de W localizada en o asignada al Nivel i , n , o x , respectivamente;

h_x = la altura sobre la base del Nivel i , n , o x , respectivamente;

w_i = la porción de W localizada en o asignada al Nivel i , n , o x , respectivamente;

h_i = la altura sobre la base del Nivel i , n , o x , respectivamente;

En cada nivel designado como x , la fuerza F_x se aplicará sobre el área del edificio según la distribución de masa en el nivel. Los esfuerzo en cada elemento estructural se calcularán como el efecto de la fuerza F_x aplicada a los niveles apropiados sobre la base.

4.2.6.3.6 Límites del desplazamiento entre pisos: El desplazamiento máximo entre pisos de la estructura encima del sistema de aislamiento no excederá $0.010 h_{sx}$. El desplazamiento entre pisos se calculará según la Ecuación (4.2.3.7.1) con el factor C_d de la estructura aislada igual al factor R_i definido en la Sección 4.2.7.3.4.2.

4.2.6.4 Procedimiento de respuesta lateral dinámica

4.2.6.4.1 General: Según se requiere en la Sección 4.2.6.2, cada edificio aislado sísmicamente o porción de éste será diseñado y construido para resistir desplazamientos y fuerzas sísmicas según lo especifica esta sección y los requerimientos aplicables de la Sección 4.2.4.

4.2.6.4.2 El Sistema de aislamiento y los elementos estructurales debajo del sistema de aislamiento: El desplazamiento de diseño total del sistema de aislamiento no se tomará menos que el 90% de D_T según se especifica en la Sección 4.2.6.3.3.3.

El desplazamiento máximo total del sistema de aislamiento no se tomará menor que el 80% de D_{TM} según se prescribe en la Ecuación (4.2.6.3.3.4).

La fuerza cortante lateral de diseño en el sistema de aislamiento y los elementos estructurales por debajo del sistema de aislamiento no se tomará menor que el 90% de V_b según se prescribe en la Ecuación (4.2.6.3.4.1).

Los límites del primer y tercer párrafo de la Sección 4.2.6.4.2 se evaluarán utilizando valores de D_T y D_{TM} determinados según la Sección 4.2.6.3.3 excepto que D' no se usará en vez de D a menos que D' esté prescrita por la ecuación:

$$D' = \frac{D}{\sqrt{1 + (T/T_f)^2}} \quad (4.2.6.4.2)$$

donde

D = el desplazamiento de diseño, en mm, en el centro de rigidez del sistema de aislamiento en la dirección bajo consideración según prescribe la Ecuación (4.2.6.3.3.1).

T = el período elástico de base fija de la estructura encima del sistema de aislamiento según lo determina la Sección 4.2.3.2.2.

T_i = el periodo del edificio sísmicamente aislado, en segundos, en la dirección bajo consideración según lo prescribe la Ecuación (4.2.6.3.3.2).

4.2.6.4.3 Elementos estructurales encima del sistema de aislamiento: El esfuerzo cortante lateral de diseño en la estructura encima del sistema de aislamiento, de ser regular en configuración, no se tomará menos de 80% de $\frac{k_{max}D}{R_i}$ o menos que los límites especificados en la Sección 4.2.6.3.4.3.

Excepción: El esfuerzo cortante lateral de diseño en la estructura encima del sistema de aislamiento, de ser regular en configuración, no será menos de 60% de $\frac{k_{max}D}{R_i}$ cuando se utiliza el análisis de historial de tiempo para diseñar la estructura.

El esfuerzo cortante lateral de diseño en la estructura encima del sistema de aislamiento, de ser irregular en configuración, no se tomará menos de $\frac{k_{max}D}{R_i}$ o menos que los límites especificados en la Sección 4.2.6.3.4.3.

Excepción: El esfuerzo cortante lateral de diseño en la estructura encima del sistema de aislamiento, de ser irregular en configuración, no será menos de 80% de $\frac{k_{max}D}{R_i}$ cuando se utiliza el análisis de historial de tiempo para diseñar la estructura.

4.2.6.4.4 Movimiento del terreno

4.2.6.4.4.1 Espectros de diseño: Se requerirán espectros específicos para un sitio apropiadamente sustentados para diseño de todo edificio con un periodo aislado, T_i , mayor que 3.0 segundos o localizado en un sitio de Tipo de Perfil de Suelo E o F o localizado dentro de 15 km de una falla activa. Edificios que no requieran espectra específica a un sitio y para los que no se han calculado espectra específica a un sitio se diseñarán utilizando espectra desarrollada usando el procedimiento presentado en la Tabla 4.2.6.4.4.1.

Se construirá un espectro de diseño para el sismo de diseño. El espectro de diseño no deberá tomarse inferior al espectro de respuestas desarrollado utilizando la Tabla 4.2.6.4.4.1 para el Tipo de Perfil de Suelo apropiado.

Excepción: Si un espectro específico para un sitio se calcula para el sismo de diseño, el espectro de diseño no será menor que 80% del espectro de respuestas desarrollado utilizando la Tabla 4.2.6.4.4.1 para el Tipo de Perfil de Suelo apropiado.

El espectro de diseño se construirá para el sismo máximo capaz de ocurrir. El espectro de diseño no deberá tomarse inferior al espectro de respuestas desarrollado utilizando la Tabla 4.2.6.4.4.1 para el Tipo de Perfil de Suelo apropiado. El espectro de diseño se utilizará para determinar el desplazamiento máximo total y fuerzas de volteo total para el diseño y prueba del sistema de aislamiento.

Excepción: Si un espectro específico para un sitio se calcula para el sismo máximo capaz de ocurrir, el espectro de diseño no será menor que 80% del espectro de respuestas desarrollado utilizando la Tabla 4.2.6.4.4.1 para el Tipo de Perfil de Suelo apropiado.

4.2.6.4.4.2 Historiales de tiempo: Se seleccionarán pares de componentes de historiales de tiempo de movimiento horizontal de terreno provenientes de por lo menos tres eventos registrados. Para cada par de componentes de movimiento horizontal del terreno, se deberá construir la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) del espectro de 5% de amortiguamiento de los componentes horizontales reducidos de acuerdo a escala. Los movimientos se deberán reducir de acuerdo a escala de tal manera que el valor medio del espectro de la SRSS no sea menor que 1.3 veces el espectro de 5% de amortiguamiento del sismo de diseño (o del sismo máximo capaz de ocurrir) por más de 10% en la gama de períodos de T_i , determinados según la Ecuación (4.2.6.3.3.2), para períodos de T_i menos 1.0 seg a T_i más 1.0 seg.

La duración de los historiales de tiempo deberá concordar con las características de magnitud y fuente del sismo de diseño (o del sismo máximo capaz de ocurrir).

Los historiales de tiempo desarrollados para sitios dentro de 15 km de una falla activa mayor deberán incorporar el fenómeno de cercanía a la falla.

4.2.6.4.5 Modelo matemático

4.2.6.4.5.1 General: El modelo matemático del edificio sísmicamente aislado que incluya el sistema de aislamiento, el sistema resistente a fuerza lateral, y otros elementos estructurales deberá cumplir con la Sección 4.2.4.2 y con los requerimientos de las Secciones 4.2.6.4.5.2 y 4.2.6.4.5.3 siguientes:

4.2.6.4.5.2 El Sistema de aislamiento: El sistema de aislamiento deberá modelarse utilizando las características de deformación desarrolladas y verificadas mediante pruebas según los requerimientos de la Sección 4.2.6.3.2. El sistema de aislamiento deberá ser modelado con suficiente detalle para:

Tomar en cuenta la distribución espacial de las unidades de aislamiento;
Calcular traslación, en ambas direcciones horizontales, y torsión del edificio encima de la interfaz de aislamiento considerando la localización más desventajosa de la excentricidad de masa;
Evaluar fuerzas de volteo y levantamiento en las unidades individuales de aislamiento; y
Tomar en cuenta los efectos de carga vertical, carga bilateral, y la razón de aplicación de carga si las propiedades del fuerza-deflexión del sistema de aislamiento dependen de uno o más de estos atributos.

4.2.6.4.5.3 El edificio aislado

4.2.6.4.5.3.1 Desplazamiento: El desplazamiento máximo de cada piso y el desplazamiento de diseño total a través del sistema de aislamiento se deberán calcular utilizando un model del edificio aislado que incorpore las características de fuerza-deflexión de elementos no-lineales del sistema de aislamiento y del sistema resistente a fuerzas laterales.

Los sistemas de aislamiento con elementos no-lineales incluyen, pero no se limitan a, sistemas que no cumplen el criterio del Artículo 7 de la Sección 4.2.6.2.5.2.

Los sistemas resistentes a fuerzas-laterales con elementos no-lineales incluyen, pero no se limitan a, sistemas estructurales irregulares diseñados para una fuerza lateral menor

que $\frac{k_{\max} D}{R_i}$ y sistemas estructurales regulares diseñados para una fuerza lateral de

menos de 80% de $\frac{k_{\max} D}{R_i}$.

4.2.6.4.5.3.2 Fuerzas y desplazamientos en elementos claves: Fuerzas y desplazamientos de diseño en elementos claves del sistema resistente a fuerzas laterales no se deberán calcular utilizando un modelo elástico lineal de la estructura aislada a menos que:

Las propiedades pseudo-elásticas supuestas para los componentes del sistema de aislamiento no-lineal estén basadas en la rigidez efectiva máxima del sistema de aislamiento y

Todos los elementos claves del sistema resistente a fuerzas laterales sean lineales.

4.2.6.4.6 Descripción de los procedimientos de análisis

4.2.6.4.6.1 General: Los análisis de espectro de respuestas e historial de tiempo se deberán llevar a cabo según la Sección 4.2.4 y los requerimientos de esta sección.

4.2.6.4.6.2 Sismo de entrada: Se deberá utilizar el sismo de diseño para calcular el desplazamiento de diseño total del sistema de aislamiento y las fuerzas y desplazamientos laterales de la estructura aislada. El sismo máximo capaz de ocurrir se deberá utilizar para calcular el desplazamiento máximo total del sistema de aislamiento.

4.2.6.4.6.3 El Análisis de espectro de respuestas. El análisis de espectro de respuestas se deberá llevar a cabo utilizando un valor de amortiguamiento igual al amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento o 30% del crítico, el que sea menor.

El análisis de espectro de respuestas se utilizará para determinar el desplazamiento de diseño total, y el desplazamiento máximo total deberá incluir la excitación simultánea del modelo debida a 100% de la dirección de movimiento del terreno más crítica y 30% del movimiento del terreno a lo largo del eje ortogonal. El desplazamiento máximo del sistema de aislamiento se deberá calcular como la suma vectorial de los dos desplazamientos ortogonales.

El esfuerzo cortante de diseño en cualquier piso no deberá ser menor que el esfuerzo cortante entre pisos obtenido utilizando la Ecuación (4.2.6.3.5) y un valor de V_s tomado igual al esfuerzo cortante obtenido del análisis de espectro de respuestas en la dirección de interés.

4.2.6.4.6.4 Análisis de historial de tiempo: El análisis de historial de tiempo se llevará a cabo con por lo menos tres pares apropiados de componentes horizontales de historial de tiempo como se definen en la Sección 4.2.6.4.2.

Cada par de historiales de tiempo deberán ser aplicados simultáneamente al modelo considerando la localización más desventajosa de excentricidad de masa. El desplazamiento máximo del sistema de aislamiento se calculará de la suma vectorial de los dos componentes ortogonales en cada paso de tiempo.

El parámetro de tiempo deberá calcularse para cada historial de tiempo. De llevarse a cabo tres análisis de historial de tiempo, la respuesta máxima del parámetro de interés se utilizará para diseño. Si se llevan a cabo siete o más análisis de historial de tiempo, el valor medio de la respuesta del parámetro de interés se utilizará para diseño.

4.2.6.4.7 Fuerza lateral de diseño

4.2.6.4.7.1 El sistema de aislamiento y los elementos estructurales en o debajo del sistema de aislamiento: El sistema de aislamiento, la fundación, y todos los elementos estructurales debajo del sistema de aislamiento deberán diseñarse utilizando todas las provisiones apropiadas para un edificio no-aislado y las fuerzas obtenidas de un análisis dinámico sin reducción.

4.2.6.4.7.2 Elementos estructurales encima del sistema de aislamiento: Los elementos estructurales encima del sistema de aislamiento deberán diseñarse utilizando las provisiones apropiadas para un edificio no-aislado y las fuerzas obtenidas de un análisis dinámico reducido por el factor R_i . El factor R_i deberá basarse en el tipo de sistema resistente a fuerzas laterales utilizado para la estructura encima del sistema de aislamiento.

4.2.6.4.7.3 Ajuste de resultados: Cuando el esfuerzo cortante lateral factorizado en los elementos estructurales, determinado utilizando ya sea el espectro de respuestas o análisis de historial de tiempo, es menor que el nivel mínimo prescrito por las Secciones 4.2.6.4.2 y 4.2.6.4.3, todos los parámetros de respuesta, incluyendo fuerzas y momentos de miembros, deberán ajustarse hacia arriba proporcionalmente.

4.2.6.4.7.4 Límites del desplazamiento entre pisos: El desplazamiento entre pisos máximo correspondiente a la fuerza lateral de diseño, incluyendo el desplazamiento debido a deformación vertical del sistema de aislamiento, no deberá exceder los siguientes límites:

El desplazamiento entre pisos máximo de la estructura encima del sistema de aislamiento calculado mediante el análisis de espectro de respuestas no excederá $0.015h_{sx}$.

El desplazamiento entre pisos máximo de la estructura encima del sistema de aislamiento calculado mediante el análisis de historial de tiempo considerando las características de fuerza-deflexión de los elementos no-lineales del sistema resistente a fuerza lateral no excederá $0.020h_{sx}$.

El desplazamiento entre piso se calculará utilizando la Ecuación (4.2.3.7.1) con un factor C_d del edificio aislado igual al factor R_i definido en la Sección 4.2.6.3.4.2.

Los esfuerzos secundarios del desplazamiento lateral Δ del edificio encima del sistema de aislamiento producido por el sismo máximo capaz de ocurrir, combinado con fuerzas de gravedad, se deberán investigar si la razón del desplazamiento entre pisos excede $0.010/R_i$.

4.2.6.5 Carga Lateral en elementos de edificios y componentes no-estructurales soportados por edificios

4.2.6.5.1 General: Las partes o porciones de un edificio aislado, los componentes no-estructurales permanentes y sus accesorios, y las conexiones para equipo permanente soportados por un edificio deberán diseñarse para resistir fuerzas y desplazamientos sísmicos según se prescribe en esta sección y los requerimientos aplicables de la Sección 4.3.

4.2.6.5.2 Fuerzas y desplazamientos

4.2.6.5.2.1 Componentes en o encima de la interfaz de aislamiento: Los elementos de edificios sísmicamente aislados y sus componentes no-estructurales o porciones de estos que estén en o por encima de la interfaz de aislamiento deberán ser diseñados para resistir una fuerza sísmica lateral total igual a la respuesta dinámica máxima del elemento o componente bajo consideración.

Excepción: Los elementos de edificios sísmicamente aislados y sus componentes no-estructurales o porciones de estos que estén diseñados para resistir una fuerza sísmica lateral total según lo prescribe la Ecuación (4.2.2.6-1) o la Ecuación (4.2.2.6-2), según corresponda.

4.2.6.5.2.2 Componentes que crucen de la interfaz de aislamiento: Los elementos de edificios sísmicamente aislados y sus componentes no-estructurales o porciones de éstos que cruzan la interfaz de aislamiento deberán ser diseñados para resistir el desplazamiento máximo total.

4.2.6.5.2.3 Componentes debajo de la interfaz de aislamiento: Los elementos de edificios sísmicamente aislados y sus componentes no-estructurales o porciones de éstos que están debajo de la interfaz de aislamiento deberán ser diseñados y construidos según los requerimientos de la Sección 4.2.2.

4.2.6.6 Requerimientos detallados del sistema

4.2.6.6.1 General: El sistema de aislamiento y el sistema estructural cumplirán con los requerimientos de materiales de las Secciones 4.5 a 4.9. Además, el sistema de aislamiento deberá cumplir con los requerimientos detallados del sistema presentados en esta sección, y el sistema estructural cumplirá con los requerimientos detallados del sistema de esta sección y de las partes aplicables de la Sección 4.2.2.

4.2.6.6.2 Sistema de aislamiento

4.2.6.6.2.1 Condiciones ambientales: Además de los requerimientos para cargas verticales y laterales inducidas por viento y sismo, el sistema de aislamiento deberá diseñarse considerando otras consideraciones ambientales, incluyendo efectos de envejecimiento, flujo plástico, fatiga, temperatura de operación, y exposición de humedad o sustancias nocivas.

4.2.6.6.2.2 Fuerzas de viento: Los edificios aislados deberán resistir cargas de viento de diseño en todos los niveles encima de la interfaz de aislamiento. En la interfaz de aislamiento, se proveerá un sistema de restricción de viento para limitar el desplazamiento lateral en el sistema de aislamiento a un valor igual al requerido entre pisos encima de la interfaz de aislamiento.

4.2.6.6.2.3 Resistencia al fuego: La resistencia al fuego para el sistema de aislamiento deberá cumplir con lo que se requiere para columnas, muros u otros elementos estructurales del edificio.

4.2.6.6.2.4 Fuerza lateral restauradora: El sistema de aislamiento deberá ser configurado para producir una fuerza restauradora tal que la fuerza lateral en el desplazamiento total de diseño es por lo menos $0.025W$ mayor que la fuerza lateral en el 50% del desplazamiento total de diseño.

Excepción: No será necesario que el sistema de aislamiento se configure para producir una fuerza restauradora, como se requiere arriba, siempre y cuando el sistema de aislamiento sea capaz de permanecer estable bajo carga vertical completa y de acomodar un desplazamiento máximo total igual al mayor 3.0 veces el desplazamiento total de diseño ó $915 M_M C_a N_s$ mm.

4.2.6.6.2.5 Restricción al desplazamiento: El sistema de aislamiento no deberá configurarse para incluir una restricción al desplazamiento que limite desplazamiento lateral debido al sismo máximo capaz de ocurrir a M_M veces el desplazamiento total de diseño a menos que el edificio sísmicamente aislado se diseñe según el siguiente criterio cuando es más exigente que los requerimientos de la Sección 4.2.6.2:

La respuesta máxima al sismo máximo capaz de ocurrir según los requerimientos de análisis dinámico de la Sección 4.2.6.4 considerando explícitamente las características no-lineales del sistema de aislamiento y de la estructura encima del sistema de aislamiento;

La capacidad última del sistema de aislamiento y de los elementos estructurales debajo del sistema de aislamiento deberá exceder las demandas de resistencia y desplazamiento del sismo máximo capaz de ocurrir;

La estructura encima del sistema de aislamiento se verifica para la demanda de estabilidad y ductilidad del sismo máximo capaz de ocurrir;

La restricción al desplazamiento no se hace efectiva a un desplazamiento menor que 0.75 veces el desplazamiento total de diseño a menos que se muestre mediante análisis que entrar en contacto tempranamente no resulta en comportamiento no-satisfactorio.

4.2.6.6.2.6 Estabilidad bajo carga vertical: Cada elemento del sistema de aislamiento deberá diseñarse para que sea estable bajo la carga vertical completa de diseño a un desplazamiento igual al desplazamiento total de diseño. La carga vertical completa de diseño se computará utilizando las cargas verticales máximas y mínimas basadas en la combinación de cargas factorizadas gravitacionales y sísmicas según se especifican en la Sección 4.2.2.6. La carga sísmica E es dada por la Ecuación (4.2.2.6-1) y la Ecuación (4.2.2.6-2) donde C_s en estas ecuaciones se reemplaza por $M_u N_s C_s$. La fuerza vertical debida a la carga sísmica horizontal, Q_E , deberá basarse en la respuesta pico debida al sismo máximo capaz de ocurrir.

4.2.6.6.2.7 Volteo: El factor de seguridad contra volteo estructural global en la interfaz de aislamiento no será menor que 1.0 para las combinaciones de carga requeridas. Se investigarán todas las condiciones de carga de gravedad y sismo. Las fuerzas sísmicas para cálculos de volteo se basarán en el sismo máximo capaz de ocurrir y W se utilizará para la fuerza vertical restauradora.

Se permite el levantamiento local de elementos individuales siempre y cuando las deflexiones resultantes no causen sobre-esfuerzo o inestabilidad de las unidades de aislamiento o de otros elementos del edificio.

4.2.6.6.2.8 Inspección y reemplazo: Se proveerá acceso para la inspección y reemplazo de todos los componentes del sistema de aislamiento.

4.2.6.6.2.9 Control de calidad: El ingeniero responsable por el diseño estructural establecerá un programa para los ensayos de control de calidad de las unidades de aislamiento.

4.2.6.6.3 Sistema estructural

4.2.6.6.3.1 Distribución horizontal de fuerza: Un diafragma horizontal u otros elementos estructurales deberá proveer continuidad encima de la interfaz de aislamiento y deberá tener suficiente resistencia y ductilidad para transmitir fuerzas (debidas a movimiento no-uniforme del terreno) de una a otra parte del edificio.

4.2.6.6.3.2 Separación de edificios: Las separaciones mínimas entre edificios aislados y muros de retén que los rodean y otras obstrucciones fijas no deberán ser menores que el desplazamiento máximo total.

4.2.6.6.3.3 Estructuras que no sean edificios: Éstas se deberán diseñar y construir según los requerimientos de la Sección 4.2.7 utilizando desplazamientos y fuerzas de diseño calculadas según la Sección 4.2.6.3 ó 4.2.6.4.

4.2.6.7 Fundaciones: Las fundaciones se deberán diseñar y construir según los requerimientos de la Sección 4 utilizando fuerzas de diseño calculadas según la Sección 4.2.6.3 ó 4.2.6.4.

4.2.6.8 Revisión del diseño y construcción

4.2.6.8.1 General: La revisión del diseño del sistema de aislamiento y de los programas de pruebas deberá llevarse a cabo por un equipo independiente de ingeniería que incluya personas con licencia en las disciplinas apropiadas y experiencia en métodos de análisis sísmico y la teoría y aplicación de aislamiento sísmico.

4.2.6.8.2 Sistema de aislamiento: La revisión del diseño del sistema de aislamiento deberá incluir, pero no limitarse a, lo siguiente:

Revisión de criterios sísmicos específicos a un sitio, incluyendo el desarrollo de espectros específicos a un sitio y historiales de tiempo de movimiento del terreno y todos los demás criterios desarrollados específicamente para el proyecto;

Revisión del diseño preliminar, incluyendo la determinación del desplazamiento total de diseño y del nivel de fuerza lateral de diseño del sistema de aislamiento;

Observación de las pruebas del prototipo (Sección 4.2.6.9);

Revisión del diseño final del sistema estructural completo y de todos los análisis que lo sustentan; y

Revisión del programa de pruebas de control de calidad del sistema de aislamiento (Sección 4.2.6.6.2.9).

4.2.6.9 Pruebas requeridas del sistema de aislamiento

4.2.6.9.1 General: Las características de deformación y los valores de amortiguamiento del sistema de aislamiento utilizados en el diseño y análisis de edificios sísmicamente aislados se basarán en pruebas de una muestra seleccionada de los componentes antes de la construcción según se describe en esta sección.

Los componentes del sistema de aislamiento por probarse deberán incluir el sistema de restricción de viento si tal sistema se utiliza en el diseño.

El propósito de las pruebas especificadas en esta sección es el de establecer y confirmar las propiedades de diseño del sistema de aislamiento y no el de satisfacer las pruebas de control de calidad de fabricación de la Sección 4.2.6.6.2.9.

4.2.6.9.2 Pruebas de prototipo

4.2.6.9.2.1 General: Las pruebas de prototipo deberán llevarse a cabo separadamente en dos especímenes de escala completa de cada tipo y tamaño predominante de unidad aisladora del sistema de aislamiento. El espécimen de prueba deberá incluir el sistema de restricción de viento así como también las unidades individuales de aisladores si tales sistemas se utilizan en el diseño. Los especímenes no se deberán usar en la construcción.

4.2.6.9.2.2 Registro: Para cada ciclo de pruebas, deberá registrarse el comportamiento histerético y de fuerza-deflexión.

4.2.6.9.2.3 Secuencia y ciclos: La siguiente secuencia de pruebas deberá llevarse a cabo para el número de ciclos prescritos a una carga vertical igual al promedio de $Q_D + 0.5Q_L$ de todas las unidades aisladoras de un tipo y tamaño común:

Veinte ciclos de reversión completa de carga en una fuerza lateral correspondiente a la fuerza de viento de diseño;

Tres ciclos de reversión completa de carga en cada uno de los siguientes incrementos de desplazamiento total de diseño – 0.25, 0.50, 0.75, y 1.0;

Tres ciclos de reversión completa de carga en el desplazamiento máximo total; y

$\frac{15F_v}{B_1}$, pero no menor que 10 ciclos de reversión completa de carga a 1.0 veces el desplazamiento total de diseño.

Si una unidad aisladora también sirve de elemento portante de carga vertical, el Renglón 2 de la secuencia de pruebas cíclicas previamente especificado deberá llevarse acabo para dos casos adicionales de carga vertical. La primera es dada por la combinación de la carga muerta media más la mitad de la carga viva más la carga sísmica de la Ecuación (4.2.2.6-1). La segunda es dada por la carga muerta media menos la carga sísmica de la Ecuación (4.2.2.6-2). En las ECUACIÓN (4.2.2.6-1) y (4.2.2.6-2), C_s se reemplaza por $C_s N_s$ y la fuerza vertical debido a carga sísmica horizontal, Q_E , deberá basarse en la respuesta pico debida a sismo. En estas pruebas, la carga vertical combinada deberá tomarse como la fuerza vertical media típica sobre todas las unidades aisladoras de un tipo y tamaño común.

4.2.6.9.2.4 Unidades dependientes de la tasa de aplicación de carga: Si las propiedades fuerza-deflexión de las unidades aisladoras dependen de la rapidez de aplicación de la carga, cada juego de pruebas especificadas en la Sección 4.2.6.9.2.3 deberá llevarse acabo en la frecuencia, f , en la gama de 0.1 – 1.0 veces el inverso del período efectivo, T_s . La frecuencia, f , será la frecuencia mínima de prueba en la que la rigidez efectiva y el amortiguamiento efectivo son por lo menos 85% de los valores correspondientes al de la unidad aisladora cuando se prueba a una frecuencia igual al inverso del período T_s .

Si se emplean especímenes prototipo de escala reducida para cuantificar las propiedades dependientes de la tasa de aplicación de carga, los especímenes prototipo de escala reducida serán del mismo tipo y material y se fabricarán con los mismos procesos y calidad que los de los prototipos de escala completa y se ensayarán en una frecuencia que representa las tasas de carga del prototipo de escala completa.

Las propiedades fuerza-deflexión de una unidad aisladora se deberán considerar dependientes de la tasa de aplicación de la carga si hay una diferencia mayor de más o menos 15% en la rigidez efectiva y el amortiguamiento efectivo en el desplazamiento de diseño cuando se prueba en cualquier frecuencia igual al inverso del período efectivo del edificio aislado y cuando se prueba en cualquier frecuencia en la gama de 0.1-2.0 veces el inverso del período efectivo del edificio aislado.

4.2.6.9.2.5 Unidades dependientes de carga bilateral: Si las propiedades fuerza-deflexión de las unidades aisladoras dependen de carga bilateral, las pruebas especificadas en las Secciones 4.2.6.9.2.3 y 4.2.6.9.2.4 serán aumentadas para incluir la carga bilateral en los siguientes incrementos del desplazamiento total de diseño: 0.25 y 1.0, 0.5 y 1.0, 0.75 y 1.0, y 1.0 y 1.0.

Si se emplean especímenes prototipo de escala reducida para cuantificar las propiedades dependientes de carga bilateral, los especímenes de escala reducida serán del mismo tipo y material y se fabricarán con los mismos procesos y calidad que los de los prototipos de escala completa.

Las propiedades fuerza-deflexión de una unidad aisladora se considerarán dependientes de carga bilateral si las propiedades de fuerza-deflexión bilaterales y unilaterales tienen una diferencia de más de 15% en la rigidez efectiva en el desplazamiento de diseño.

4.2.6.9.2.6 Carga vertical hacia abajo: Unidades aisladoras que transmitan carga vertical se ensayarán estáticamente para carga vertical máxima y mínima hacia abajo en el desplazamiento total máximo. En estas pruebas, la carga vertical máxima y mínima en cualquier unidad aisladora para un tipo y tamaño común se basará en la combinación de cargas factorizadas gravitacionales y sísmicas según se especifica en la Sección 4.2.2.6. La carga sísmica E es dada por la Ecuación (4.2.2.6-1) y la Ecuación (4.2.2.6-2), donde C_a en estas ecuaciones se reemplaza por $M_M N_s C_a$ y la fuerza vertical debida a la carga sísmica horizontal, Q_E , se basa en la respuesta pico del sismo máximo capaz de ocurrir.

4.2.6.9.2.7 Sistemas sacrificables de restricción de viento: Si se utiliza unos sistemas sacrificable de restricción de viento, la capacidad última se determinará mediante prueba.

4.2.6.9.2.8 Ensayo de unidades similares: No se requieren pruebas de prototipo si una unidad aisladora es de tamaño similar y del mismo tipo y material que la de una unidad aisladora prototipo que se ha ensayado anteriormente utilizando la secuencia de pruebas especificada.

4.2.6.9.3 Determinación de las características de fuerza-deflexión: Las características de fuerza-deflexión del sistema de aislamiento deberán basarse en los resultados de prueba de carga cíclica para cada ciclo de carga de reversión completa.

La rigidez efectiva de una unidad aisladora se calculará para cada ciclo de carga según lo siguiente:

$$k_{eff} = \frac{F_i^+ - F_i^-}{\Delta_i^+ - \Delta_i^-} \quad (4.2.6.9.3)$$

donde F_i^+ y F_i^- son las fuerzas positivas máximas y fuerzas negativas máximas, respectivamente; y Δ_i^+ y Δ_i^- son los desplazamientos de prueba positivos máximos y negativos máximos, respectivamente.

Si se ha de determinar la rigidez efectiva mínima, se usarán F_{min}^+ y F_{min}^- en la ecuación.

Si se ha de determinar la rigidez efectiva máxima, se usarán F_{max}^+ y F_{max}^- en la ecuación.

4.2.6.9.4 Suficiencia del sistema: El desempeño de los especímenes de prueba se evaluará como suficiente si se satisfacen las siguientes condiciones:

Para cada incremento en el desplazamiento de prueba especificado en el Artículo 2 de la Sección 4.2.6.9.2.3 y para cada caso de carga vertical especificada en la Sección 4.2.6.9.2.3: No hay una diferencia mayor de 15% entre la rigidez efectiva en cada prueba de tres ciclos y el valor promedio de rigidez efectiva para cada espécimen de prueba:

Para cada incremento en el desplazamiento de prueba especificado en el Artículo 2 de la Sección 4.2.6.9.2.3 y para cada caso de carga vertical especificada en la Sección 4.2.6.9.2.3: No hay una diferencia mayor de 15% entre el valor medio de la rigidez efectiva de los dos especímenes de prueba de un tipo y tamaño común de unidad aisladora a través de los tres ciclos de prueba requeridos;

Para cada espécimen, no hay un cambio de más o menos 20% en la rigidez efectiva inicial de cada espécimen de prueba a través de $\frac{15F_v}{B_i}$, pero no menor que 10 ciclos de prueba especificados en el Artículo 3 de la Sección 4.2.6.9.2.3;

Para cada espécimen, no hay una reducción de más de 20% en el amortiguamiento efectivo inicial a través de $\frac{15F_v}{B_f}$, pero no menor que 10 ciclos de prueba especificados en la Sección 4.2.6.9.2.3; y

Todos los especímenes de los elementos portantes de carga vertical del sistema de aislamiento permanecen estables hasta el desplazamiento máximo total para la carga estática prescrita en la Sección 4.2.6.9.2.6 y tendrán un incremento positivo en la capacidad de portar carga.

4.2.6.9.5 Propiedades de diseño del sistema de aislamiento

4.2.6.9.5.1 Rigidez efectiva: La rigidez efectiva máxima y mínima del sistema de aislamiento se determinará según lo siguiente:

El valor de k_{min} se basará en la rigidez efectiva mínima de unidades aisladores individuales establecido mediante las pruebas cíclicas del Artículo 2 de la Sección 4.2.6.9.2.3 en una amplitud de desplazamiento igual al desplazamiento de diseño;

El valor de k_{max} se basará en la rigidez efectiva máxima de unidades aisladores individuales establecido mediante las pruebas cíclicas del Artículo 2 de la Sección 4.2.6.9.2.3 en una amplitud de desplazamiento igual al desplazamiento de diseño;

Para unidades aisladoras que, según las pruebas de las Secciones 4.2.6.9.2.3, 4.2.6.9.2.4, ó 4.2.6.9.2.5, tienen características de fuerza-deflexión que varían con la carga vertical, la tasa de aplicación de carga, o carga bilateral, respectivamente, el valor de k_{min} se aumentará y el valor de k_{max} se reducirá, según sea necesario, para limitar los efectos de variaciones medidas en la rigidez efectiva.

4.2.6.9.5.2 Amortiguamiento efectivo: El amortiguamiento efectivo, β_f , del sistema de aislamiento se calculará según lo siguiente:

$$\beta_f = \frac{\text{Área total}}{2\pi k_{max} D^2} \quad (4.2.6.9.5)$$

donde el área total se tomará como la suma de las áreas de los lazos histeréticos de todas las unidades aisladoras, y el área de lazo histerético de cada unidad aisladora se tomará como el área mínima de los tres lazos histeréticos establecidos mediante las pruebas cíclicas del Artículo 2 de la Sección 4.2.6.9.2.3 en una amplitud de desplazamiento igual al desplazamiento de diseño y

k_{max} = la rigidez efectiva máxima del sistema de aislamiento en el desplazamiento de diseño en la dirección horizontal bajo consideración.

D = el desplazamiento de diseño, en mm, en el centro de rigidez del sistema de aislamiento en la dirección bajo consideración según lo prescribe la Ecuación (4.2.6.3.3.1).

4.2.7 Estructuras distintas a edificios

4.2.7.1 General

4.2.7.1.1: Estructuras distintas a edificios incluyen todas las estructuras que se soportan por sí mismas, fuera de edificios, puentes vehiculares, presas, u otras estructuras excluidas por la Sección 4.1.2 que son soportadas por el suelo, que transmiten cargas de gravedad, y que son requeridas para resistir los efectos de sismo. Las estructuras

distintas a edificios deberán ser diseñadas para resistir las fuerzas laterales mínimas especificadas en esta sección. El diseño cumplirá con la provisiones aplicables de otras secciones modificadas por esta sección.

4.2.7.1.2: El diseño de estructuras distintas a edificios deberá proveer suficiente resistencia y ductilidad, compatible con los requerimientos para edificios especificados en lo siguiente, para resistir los efectos de movimientos sísmicos del terreno según lo representan las fuerzas de diseño;

La resistencia y demás criterios de diseño aplicables se tomarán de otras porciones de este capítulo o de los códigos y normas a las que se hace referencia.

Cuando la resistencia y demás criterios de diseño aplicables no se encuentran en o no son parte de las referencias de este capítulo, los criterios se obtendrán de normas internacionales reconocidas. Donde las normas internacionales reconocidas definan criterios de aceptación en términos de esfuerzos admisibles en vez de resistencia, las fuerzas sísmicas de diseño se obtendrán de esta Sección y se utilizarán directamente con los esfuerzo admisibles especificados en las normas internacionales reconocidas. Los detalles serán según las normas internacionales reconocidas.

4.2.7.1.3: El peso W para estructuras distintas a edificios deberá incluir toda la carga muerta como se definen para edificios en la Sección 4.2.3.2. Para propósitos de calcular las fuerzas sísmicas de diseño para estructuras que no son edificios, W también deberá incluir todo el contenido de operación para elementos tales como tanques, recipientes, arcones, y tuberías.

4.2.7.1.4: El período fundamental de la estructura distinta a un edificio se determinará mediante métodos racionales prescritos en la Sección 4.2.3.3.

4.2.7.1.5: Las limitaciones del desplazamiento entre pisos de la Sección 4.2.2.7 no tienen que aplicarse a estructuras distintas a edificios. Las limitaciones del desplazamiento entre pisos se establecerán para elementos estructurales y no-estructurales cuya falla causaría amenaza a la vida y seguridad. Los efectos P -Delta se deberán considerar para estructuras cuyos desplazamientos entre pisos excedan la mitad de los valores en la Sección 4.2.2.7.

4.2.7.1.6: Para estructuras distintas a edificios que soportan elementos no-estructurales flexibles cuyos pesos de gravedad combinados excedan 25% de la estructura en sitio donde el coeficiente sísmico C_s es mayor o igual a 0.20, se estudiará el efecto de interacción entre la estructura y el elemento soportado.

4.2.7.2: El procedimiento de fuerza lateral para estructuras distintas a edificios con sistemas estructurales similares a los de edificios (Aquellos con sistemas estructurales que se presentan en la Tabla 4.2.2.2) se seleccionará según los requerimientos de fuerza y detalle de la Sección 4.2.2.1.

Excepción: Se permitirán marcos de momento intermedios de concreto reforzado en sitios donde el coeficiente sísmico C_s sea mayor o igual a 0.20 si:

La estructura distinta a un edificio tiene menos de 15 m de altura; y

Se utiliza $R = 3.0$ en el diseño.

4.2.7.2.1: Si se soporta un contenido peligroso, el esfuerzo cortante en la base debido a sismo se aumentará por 50%.

4.2.7.3: Estructuras distintas a edificios que tengan un período fundamental, T , menor que 0.06 segundo, incluyendo sus anclajes, deberán diseñarse para la fuerza lateral obtenida de lo siguiente:

$$V = 0.60 C_a W \quad (4.2.7.3)$$

donde:

V = la fuerza sísmica de diseño aplicada a una estructura distinta a un edificio;

C_a = el coeficiente sísmico basado en el Tipo de Perfil de Suelo y el valor de A_s determinado según la Sección 4.1.4.2.3, o la Tabla 4.1.4.2.4a; y

W = el peso de operación de la estructura distinta a un edificio.

La fuerza deberá distribuirse a través de la altura según al Sección 4.2.3.4.

4.2.7.4: Tanques con fondos planos u otros tanques con fondos soportados cimentados en o debajo del nivel de grado deberán ser diseñados para resistir fuerzas sísmicas calculadas utilizando los procedimientos de la Sección 4.3.3.9.2.

4.2.7.5: Estructuras distintas a edificios que no están cubiertas por las Secciones 4.2.7.2 a 4.2.7.4 deberán diseñarse para resistir fuerzas laterales sísmicas mínimas no menores que las que se determinan según los requerimientos de la Sección 4.2.3.2 con las siguientes adiciones y excepciones:

El factor R será según lo presenta la Tabla 4.2.7.5. La relación de $\frac{1.2C_a}{RT^{2/3}}$ utilizada en el diseño no será menor que $0.50 C_a$.

La distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales en estructuras distintas a edificios cubierta en esta sección se podrá determinar:

Utilizando los requerimientos de la Sección 4.2.3.4; o

Utilizando los procedimientos de la Sección 4.2.4.

Para estructuras irregulares en sitios donde el coeficiente sísmico C_a es mayor que o igual a 0.20 y que no pueden modelarse como una sola masa, se deberán utilizar los procedimientos de la Sección 4.2.4.

Donde una norma internacional reconocida provea la base para el diseño sísmico resistente de una estructura distinta a un edificio cubierta por la Sección 4.2.7, no se utilizará la norma a menos que cumpla con las siguientes limitaciones:

La aceleración sísmica del terreno y el coeficiente sísmico cumplirán con los requerimientos de las Secciones 4.1.4.1, 4.1.4.2, y 4.1.4.4, respectivamente.

Los valores para la fuerza lateral total y el momento de volteo en la base total utilizados en el diseño no deberán ser menores que 80% del valor obtenido utilizando esta norma.

4.3 Componentes y sistemas arquitectónicos, mecánicos y eléctricos

4.3.1 General. La Sección 4.3 establece criterios de diseño mínimos para sistemas, componentes, y elementos arquitectónicos, mecánicos, eléctricos, y no-estructurales permanentemente fijados a edificios, incluyendo estructuras portantes y sus accesorios

(de ahora en adelante conocidos como componentes). Los criterios de diseño establecen niveles mínimos de fuerza lateral equivalente y demanda de desplazamiento relativo para el diseño de componentes y sus accesorios, reconociendo movimiento del terreno y amplificación estructural, tenacidad y peso de componentes, y expectativas de desempeño. Las categorías de edificios se definen en la Tabla 1-1. Para propósitos de

^p
esta sección y salvo que se indique lo contrario, se considerará que los componentes tienen la misma categoría que la del edificio que ocupan o al que están conectados. Además, a todos los componentes se le asigna un factor de importancia (I_p) en este capítulo. Salvo que se indique lo contrario, el valor de I_p es 1.00 para componentes típicos en servicio normal. Los valores más altos de I_p se asignan a componentes que contienen sustancias peligrosas, que tienen un nivel más alto de aseguramiento de función, o que de otra manera requieren atención adicional por sus características de seguridad de vida. Los factores de importancia de componentes se describen en la Sección 4.3.1.5.

Todo componente no-estructural arquitectónico, mecánico, eléctrico u otro en edificios deberá ser diseñado y construido para resistir las fuerzas y desplazamientos estáticamente equivalentes determinados según esta sección. El diseño y evaluación de estructuras de soporte y componentes y equipo arquitectónico deberán considerar su flexibilidad así como también su resistencia.

Excepciones:

Todo componente en la Categoría A de Desempeño Sísmico

Componentes arquitectónicos en la Categoría B de Desempeño Sísmico, siempre y cuando el factor de importancia (I_p) sea igual a 1.0.

Componentes y sistemas mecánicos y eléctricos en edificios asignados a las Categorías B y C de Desempeño Sísmico, siempre y cuando el factor de importancia (I_p) sea igual a 1.0.

Componentes mecánicos y eléctricos en todas la Categorías de Desempeño Sísmico que estén montados a 1200 mm o menos sobre un nivel de piso y pesen 180 Kg o menos, siempre y cuando el factor de importancia (I_p) sea igual a 1.0.

Muros desprendibles especificados en la Sección 5.3.2.2, siempre y cuando se satisfaga la Sección 4.2.2.4.2.

La interrelación de componentes y su efecto en los demás se deberá considerar para que la falla de un componente arquitectónico, mecánico, o eléctrico no cause la falla de un componente arquitectónico, mecánico, o eléctrico crítico adyacente que se requiere que permanezca en su lugar.

4.3.1.1 Referencias y normas: Las siguientes referencias y normas se considerarán parte de estas provisiones en la medida que se haga referencia a ellas en este capítulo:

[4.3-1] API STD 650, Tanques de Acero Soldados para Almacenamiento de Aceite, Instituto Americano del Petróleo (API), 1993.

- [4.3-2] ASME A17.1, Código de Seguridad para Ascensores y Escaleras Mecánicas, Sociedad Americana de Ingenieros Mecánicos (ASME), 1993.
- [4.3-3] ASME B31, Código para Tubería de Impulsión, Sociedad Americana de Ingenieros Mecánicos (ASME), 1993.
- [4.3-4] Código de Calderas y Recipientes de Presión, Sociedad Americana de Ingenieros Mecánicos (ASME), 1993.
- [4.3-5] ASTM C635, Especificación Estándar para la Fabricación, Desempeño y Ensayo de Sistemas de Suspensión de Cielorrasos de Metal para Baldosas y Paneles Acústicos, Sociedad Americana para Ensayo y Materiales (ASTM), 1991.
- [4.3-6] ASTM C636, Practica Estándar para la Instalación de Sistemas de Suspensión de Cielorrasos de Metal para Baldosas y Paneles Acústicos, Sociedad Americana para Ensayo y Materiales (ASTM), 1992.
- [4.3-7] D100, Tanque de Metal Soldados para Almacenamiento de Agua, Asociación Americano de Obras de Agua (AWWA), 1984.
- [4.3-11] SP-58, Suspensores y Soportes de Tubería – Materiales, Diseño, y Fabricación, Sociedad de Normalización de Fabricantes de la Industria de Válvulas y Accesorios (MSS), 1988.
- [4.3-12] NFPA-13, Norma para la Instalación de Sistemas de Rocio, Asociación Nacional de Protección contra Incendio (NFPA), 1991.
- [4.3-13] Especificación para el Diseño, Ensayo, y Utilización de Estantería de Almacenaje Industriales de Acero, Instituto de Fabricantes de Estantería (RMI), 1990.

4.3.1.2 Transferencia de fuerza de componente. Los componentes se fijarán de tal manera que las fuerzas de componente se transfieran a la estructura del edificio. Las uniones de componentes sísmicos se apernarán, soldarán o fijarán positivamente de otra manera sin considerar la resistencia de rozamiento producida por los efectos de gravedad.

Los documentos de diseño deberán incluir suficiente información sobre las uniones para verificar cumplimiento con los requerimientos de la Sección 4.3.

4.3.1.3 Fuerzas sísmicas: Las fuerzas sísmicas (F_p) se determinarán según la Ecuación (3.1.3-1)

$$F_p = 4.0 C_a I_p W_p \quad (4.3.1.3-1)$$

Como alternativa, F_p se puede computar según las Ecuaciones (3.1.3-2) a (3.1.3-5):

$$F_p = \frac{a_p A_p I_p W_p}{R_p} \quad (4.3.1.3-2)$$

$$A_p = C_a + (A_r - C_a) \left(\frac{x}{h} \right) \quad (4.3.1.3-3)$$

$$A_r = 2.0 A_s \leq 4.0 C_a \quad (4.3.1.3-4)$$

$$F_p(\min) = 0.5 C_a I_p W_p \quad (4.3.1.3-5)$$

donde

F_p = La fuerza sísmica de diseño centrada en el centro de gravedad del componente y distribuida con relación a la distribución de masa del componente;

a_p = Factor de amplificación del componente que varía de 1.00 a 2.50 (Selecciónese el valor apropiado de la Tabla 4.3.2.2 o Tabla 4.3.3.2);

A_p = Coeficiente de aceleración del componente (expresado como un porcentaje de

gravedad) en el punto de unión a la estructura

I_p = Factor de importancia del componente que varía de 1.00 a 1.50 (Refiérase a la Sección 4.3.1.5);

W_p = Peso de operación del componente;

R_p = Factor de modificación de respuesta del componente que varía de 1.50 a 6.00 (Seleccione el valor apropiado de la Tabla 4.3.2.2 o Tabla 4.3.3.2);

C_a = Coeficiente sísmico determinado en la Sección 4.1.4.2.3 o Tabla 4.1.4.2.4A;

A_r = Coeficiente de aceleración del componente (Expresado como un porcentaje de aceleración) en el nivel de techo de la estructura;

x = Elevación en la estructura del centro de gravedad del componente relativo al nivel de suelo;

h = Elevación media del techo de la estructura relativa a la elevación de grado;

A_s = Coeficiente de aceleración de respuesta de la estructura (Expresado como un porcentaje de aceleración):

$A_s = \frac{1.2C_v}{T^{1/2}} \leq 2.5C_a$ Obsérvese que A_s deberá calcularse para cada dirección

horizontal principal de la estructura. El mayor de los valores de A_s se utilizará para determinar A_r ;

C_v = Coeficiente sísmico determinado en la Sección 4.1.4.2.3 o la Tabla 4.1.4.2.4B;

T = Periodo fundamental efectivo de la estructura determinado en las Secciones 4.2.3.3 y 4.2.4.4.

La fuerza (F_p) se aplicará independientemente en los sentidos verticales, longitudinales, y laterales en combinación con otras cargas normales asociadas con el componente.

Cuando las cargas de viento positivas y negativas excedan F_p para una pared exterior no-portante, dichas cargas de viento controlarán el diseño. De igual forma, cuando las cargas horizontales del reglamento de edificación excedan F_p para particiones interiores, dichas cargas de reglamento de edificación controlarán el diseño.

4.3.1.4 Desplazamientos sísmicos relativos: Los desplazamientos sísmicos relativos (D_p) se determinarán según las siguientes ecuaciones:

Para dos puntos de conexión en el mismo edificio o sistema estructural, deberá utilizarse el menor de:

$$D_p = \delta_{xA} - \delta_{yA} \quad (4.3.1.4-1)$$

o

$$D_p = (X - Y) \frac{\Delta_{aA}}{h_{xA}} \quad (4.3.1.4-2)$$

Para dos puntos de conexión en edificios o sistemas estructurales separados, deberá utilizarse el menor de:

$$D_p = |\delta_{xA}| + |\delta_{yB}| \quad (4.3.1.4-3)$$

o

$$D_p = \frac{X\Delta_{aA}}{h_{xA}} + \frac{Y\Delta_{yB}}{h_{yB}} \quad (4.3.1.4-4)$$

donde

D_p = Desplazamiento sísmico relativo para el que el componente debe diseñarse para acomodar;

δ_{xA} = Deflexión en el nivel x del Edificio A, determinada mediante análisis según lo define la Sección 4.2.3.7.1;

δ_{yA} = Deflexión en el nivel y del Edificio A, determinada mediante análisis según lo define la Sección 4.2.3.7.1;

δ_{xB} = Deflexión en el nivel x del Edificio B, determinada mediante análisis según lo define la Sección 4.2.3.7.1;

δ_{yB} = Deflexión en el nivel y del Edificio B, determinada mediante análisis según lo define la Sección 4.2.3.7.1;

X = Altura de la unión de soporte superior en el nivel x medida desde grado;

Y = Altura de la unión de soporte inferior en el nivel y medida desde grado;

Δ_{aA} = Desplazamiento admisible entre pisos para el Edificio A según se define en la Tabla 4.2.2.7;

Δ_{aB} = Desplazamiento admisible entre pisos para el Edificio B según se define en la Tabla 4.2.2.7;

h_{sx} = Altura de piso utilizada en la definición de desplazamiento admisible entre pisos Δ_a en la Tabla 4.2.2.7. Obsérvese que Δ_a / h_{sx} = el índice de ladeo.

Los efectos de los desplazamientos sísmicos relativos deberán considerarse en combinación con los desplazamientos causados por otras cargas según sea apropiado.

4.3.1.5 Factor de importancia del componente: El factor de importancia del componente (I_p) deberá seleccionarse según lo siguiente:

$I_p = 1.5$ Componente de seguridad de vida requerido para funcionar después de un sismo (Por ejemplo, el sistema de riego para protección contra incendio)

$I_p = 1.5$ Componente contiene material que sería muy peligroso si se escapara

$I_p = 1.5$ Componente representa una gran amenaza a la seguridad de vida si se separa de la estructura principal (Por ejemplo, parapetos, paneles de paredes exteriores)

$I_p = 1.5$ Componente puede bloquear salida si se daña (Por ejemplo, escaleras de salida)

$I_p = 1.0$ Todos los demás componentes

4.3.2 Diseño de componentes arquitectónicos

4.3.2.1 General: Los sistemas, componentes, o elementos arquitectónicos (De ahora en adelante conocidos como "componentes") presentados en la Tabla 4.3.2.2 y sus uniones deberán llenar los requerimientos de la Secciones 4.3.2.2 a 4.3.2.9.

4.3.2.2 Fuerzas y desplazamientos de componentes arquitectónicos: Los componentes arquitectónicos deberán llenar los requerimientos de fuerza de la Sección 4.3.1.3 y Tabla 4.3.2.2.

No se requerirá que los componentes soportados por cadenas o suspendidos desde arriba llenen los requerimientos de fuerza sísmica de esta sección siempre y cuando no puedan causar daño significativo a otro componente cuando este sujetos a movimientos sísmicos y tengan uniones dúctiles o articuladas a la estructura en el punto de unión.

4.3.2.3 Deformación de los componentes arquitectónicos. Los componentes arquitectónicos que podría constituirse en una amenaza a la seguridad de vida deberán ser diseñados para los requerimientos de desplazamiento sísmico relativo de la Sección 4.3.1.4. Los componentes arquitectónicos deberán diseñarse para deflexión vertical debida a la rotación de unión de miembros estructurales en voladizo.

4.3.2.4 Uniones de paneles de muros exteriores. Paneles de muros no-portantes exteriores que estén conectados a o que encierran la estructura serán diseñados para cumplir las provisiones de fuerza y desplazamiento de las Secciones 4.3.1.3 y 4.3.1.4. Las uniones para resistir las fuerzas sísmicas deberán acomodar desplazamientos de la estructura y los paneles de muro causados por otras fuerzas y efectos. Dichos elementos deberán ser soportados mediante uniones estructurales o por uniones mecánicas y sujetadores. El sistema de soporte se diseñará según lo siguiente:

Las uniones y las juntas de paneles deberán admitir el desplazamiento entre pisos causado por desplazamientos sísmicos relativos (D_p) determinados en la Sección 4.3.1.4.

Las uniones para permitir movimiento en la plano del panel para el desplazamiento entre pisos deberán ser uniones deslizantes con huecos ranurados o extra grandes, uniones que permitan movimiento mediante flexión del acero, u otras uniones que provean capacidad equivalente de deslizamiento o ductilidad.

El miembro conector deberá tener suficiente ductilidad y capacidad de rotación para prevenir fractura del concreto o fallas quebradizas en o cerca de soldaduras.

4.3.2.5 Flexión fuera de plano. La flexión o deformación transversal o fuera de plano de un componente o sistema que esté sometido a fuerzas determinadas en la Sección 4.3.2.2 no deberá exceder la capacidad de deflexión del componente o sistema.

4.3.2.6 Cielorrasos suspendidos. Los cielorrasos suspendidos cumplirán con los requerimientos de las Secciones 4.3.2.6.1, 4.3.2.6.2, y 4.3.2.6.7. Además, los cielorrasos suspendidos deberán cumplir con los requerimientos cualquiera de las Sección 4.3.2.6.3, 4.3.2.6.4, 4.3.2.6.5, ó 4.3.2.6.6.

4.3.2.6.1 Fuerzas sísmicas: Salvo que lo exima la Sección 4.3.2.6.4.2 o que se muestre que se cumple con la Sección 4.3.2.6.5, los cielos suspendidos deberán diseñarse para cumplir con las provisiones de fuerza de la Sección 4.3.1.3 y las provisiones adicionales de las siguientes secciones.

El peso del cielorraso, W_p , deberá incluir el reticulado del cielorraso y los paneles; los artefactos de alumbrado, si están fijados a o soportados lateralmente por el reticulado del cielorraso; y otros componentes soportados lateralmente por el cielorraso.

La fuerza sísmica, F_p , deberá ser transmitida a través de los sujetadores del cielorraso a los elementos estructurales del edificio o a la frontera cielorraso-estructura.

Los anclajes y uniones deberán diseñarse según estas provisiones.

Para cielorrasos que excedan 232 m², se llevarán acabo análisis para determinar si se requieren juntas sísmicas de separación en el sistema de cielorraso.

4.3.2.6.2 Instalación. La fabricación e instalación de cielorrasos suspendidos deberá llenar los requerimientos de ASTM C635 y ASTM C636. Los conductos, tubería, conductos y cables deberán sustrarse independientemente del sistema de cielorraso suspendido, incluyendo soportes verticales y elementos de arriostamiento. Se utilizarán uniones flexibles para todos los interfaz de conducto con el reticulado de cielorraso. No

conectará el arriostramiento diagonal de componentes mecánicos o eléctricos al sistema de cielorraso, a menos que el arriostramiento diagonal se diseñe como parte del sistema resistente de fuerza lateral del sistema de cielorraso.

4.3.2.6.3 Construcción estándar de la industria: Los cielorrasos suspendidos deberán diseñarse y construirse según la Sección 4.3.2.6.3 o una de las Secciones 4.3.2.6.4, 4.3.2.6.5, ó 4.3.2.6.6.

4.3.2.6.3.1: Los cielorrasos suspendidos deberán diseñarse e instalarse mediante un método aprobado por la Junta Técnica, excepto que las fuerzas sísmicas se determinarán según las Secciones 4.3.1.3 y 4.3.2.6.1.

4.3.2.6.3.2: Los cielorrasos suspendidos en las Categorías D y E de Desempeño Sísmico deberán diseñarse e instalarse igual que para las Categorías B y C. Además, si se proveen alambres de arriostramiento lateral, se proveerán puntales de compresión entre las guías y la estructura de soporte en los puntos de fijación a las guías.

4.3.2.6.3.3: Los rociadores y otras penetraciones en las Categorías B y C de Desempeño Sísmico deberán tener un mínimo de 6 mm de espacio libre alrededor. Los rociadores y otras penetraciones en las Categorías D y E de Desempeño Sísmico deberán tener un mínimo de 12 mm de espacio libre alrededor.

Se permitirán espacios libres menores alrededor de penetraciones si se demuestra que el vástago de penetración tiene suficiente flexibilidad para acomodar un desplazamiento de 12 mm sin exceder los esfuerzos permisibles.

4.3.2.6.4 Construcción no-arriostrada: Los cielorrasos suspendidos deberán ser diseñados y contruidos según la Sección 4.3.2.6.4 o una de las Secciones 4.3.2.6.3, 4.3.2.6.5, ó 4.3.2.6.6. Los paneles de cielorraso deberán diseñarse de manera que los bordes de los paneles estén ubicados sobre el ángulo de cierre para que tengan un espacio libre a la pared de $0.25w$ todo alrededor y un espacio libre en torno a objetos, c , alrededor de penetraciones de cielorraso, donde w y c se definen en los siguientes párrafos.

4.3.2.6.4.1: Se definen los siguientes términos:

w = perímetro en unidades de longitud, el ancho del ángulo de cierre de soporte en el perímetro del sistema de cielorraso, usualmente en una superficie de muro, columna de edificio, o junta de separación sísmica;

c = espacio libre alrededor de un objeto en unidades de longitud, la dimensión libre entre los paneles de cielorraso y objetos penetrantes rígidos, tales como rociadores o parrillas de aire acondicionado.;

h = altura de pleno en unidades de longitud, la longitud del miembro de soporte desde el fondo del sistema de cielorraso hasta el punto de fijación de la estructura de soporte;

Δ = deflexión lateral calculada del cielorraso suspendido, en unidades de longitud, con respecto a la estructura de soporte cuando se le aplican las fuerzas sísmicas de la Sección 4.3.2.6.1 en el nivel del cielorraso suspendido; y

g = aceleración de gravedad en unidades de longitud por segundo por segundo.

4.3.2.6.4.2: Los sistemas de cielorraso que cumplan con ambos de los siguientes requerimientos no tendrán que ser diseñados para fuerzas o desplazamientos sísmicos:

$$w \geq \frac{C_v \sqrt{gh}}{10}$$

$$c \geq \frac{C_v \sqrt{gh}}{40}$$

4.3.2.6.4.3: Los sistemas de cielorraso que no cumplan con los dos requerimientos de la Sección 4.3.2.6.4.2 serán diseñados para cumplir con ambos de los siguientes requerimientos:

$$w \geq 2\Delta$$

$$c \geq 0.5\Delta$$

4.3.2.6.5 Construcción arriostrada: Los sistemas de cielorraso serán diseñados y contruidos según la Sección 4.3.2.6.3 o una de las Secciones 4.3.2.6.3, 4.3.2.6.4, ó 4.3.2.6.6.

4.3.2.6.5.1: Donde no se proveen cálculos de fuerza sísmica para sustentar, se efectuará la restricción horizontal mediante cuatro alambres de 2.7 mm asegurados a la guía principal dentro de 50 mm de la intersección con la guía transversal y desplegados a 90° respecto a cada uno en un ángulo que no exceda 45° del plano del cielorraso. Los puntos de arriostramiento horizontal se colocarán 3600 mm centro a centro en ambas direcciones, colocándose el primero a no más de 1800 mm de cada muro. Los puntos de arriostramiento horizontal se colocarán en un patrón no-simétrico para minimizar las cargas de diafragma.

El ancho de perímetro (w) del ángulo de soporte de cierre será de un mínimo de 50 mm en las Categorías D y E de Desempeño Sísmico y de un mínimo de 25 mm en las Categorías B y C de Desempeño Sísmico. En las Categorías D y E de Desempeño Sísmico, se colocarán puntales de compresión en cada punto de restricción horizontal.

Rociadores y otras penetraciones en las Categorías B y C de Desempeño Sísmico deberán tener un espacio libre de 12 mm todo alrededor. Rociadores y otras penetraciones en las Categorías D y E de Desempeño Sísmico deberán tener un espacio libre de 25 mm todo alrededor.

No se requerirá espacio libre mínimo alrededor de penetraciones cuando se demuestra que el vástago de penetración tiene suficiente flexibilidad para acomodar 12 mm de desplazamiento sin excede los esfuerzos permisibles.

4.3.2.6.5.2: Si se utilizan arriostramientos rígidos en vez de los alambres descritos en la Sección 4.3.2.6.5.1, la fijación de los elementos de arriostramiento a la estructura por encima serán suficientes para limitar las deflexiones laterales a menos de 6 mm para las cargas prescritas en la Sección 4.3.1.3. Rociadores y otras penetraciones deberán tener un espacio libre mínimo de 6 mm todo alrededor.

4.3.2.6.5.3: Los miembros del arriostramiento de fuerza lateral deberán espaciarse a 150 mm mínimo de todo trabajo de tubería o conducto que no esté provisto de su propia restricción de arriostramiento para fuerzas horizontales. Miembros de arriostramiento deberán fijarse al retículo y a la estructura soportante de tal manera que provean soporte para la fuerza horizontal sísmica de diseño ó 890 N, cualquiera de las dos que sea mayor. El arriostramiento para fuerza lateral de cielorrasos con profundidades de pleno de más de 2400 mm, medidas de la estructura soportante a la superficie del retículo, deberá ser diseñada y detallada para cumplir con los requerimientos de fuerza y desplazamiento de las Secciones 4.3.1.3 y 4.3.1.4.

4.3.2.6.6 Construcción integral de cielorraso y rociadores: Los cielorrasos suspendidos deberán diseñarse y construirse según la Sección 4.3.2.6.6 o una de las

Secciones 4.3.2.6.3, 4.3.2.6.4, ó 4.3.2.6.5. Como una alternativa a proveer grandes espacios libres alrededor de las penetraciones del sistema de rociadores a través de los sistemas de cielorrasos, el sistema de rociadores y el retículo de cielorraso podrá ser diseñado y amarrado como una unidad integral. Dicho diseño deberá considerar la masa y flexibilidad de todos los elementos involucrados, incluyendo: sistema de cielorraso, sistema de rociadores, accesorios de alumbrado, y accesorios mecánicos. El diseño lo deberá llevar a cabo un ingeniero idóneo.

4.3.2.6.7 Particiones: En las Categorías D y E de Desempeño Sísmico no se utilizarán miembros de arriostramiento del cielorraso para arriostrar particiones de altura de cielorraso y particiones que penetran el cielorraso.

4.3.2.7 Pisos de acceso

4.3.2.7.1 General: Los pisos de acceso serán diseñados para cumplir con las provisiones de fuerza de la Sección 4.3.1.3 y las provisiones adicionales de esta Sección. El peso del piso de acceso, W_p , deberá incluir el peso del sistema de piso, 100% del peso de todo el equipo fijado al piso, y 25% del peso de todo equipo soportado por, pero no fijado al piso. La fuerza sísmica, F_p , deberá transmitirse de la superficie superior del piso de acceso a la estructura de soporte.

Los efectos de volteo del equipo fijado a los paneles del piso de acceso también deberán considerarse. Se evaluará la suficiencia de las cabezas "slip on" para pedestales para transferir los efectos de volteo del equipo.

Cuando se verifiquen los pedestales individuales para volteo, la carga axial concurrente máxima no deberá exceder la porción de W_p asignada al pedestal bajo consideración.

4.3.2.7.2 Pisos de acceso especial: Los pisos de acceso deberán considerarse como pisos de acceso especial si son diseñados para cumplir con las siguientes consideraciones:

Las uniones que transmiten cargas sísmicas consisten en sujetadores mecánicos, anclajes de concreto, soldaduras, o asiento. Las capacidades de carga sísmica deberán cumplir con códigos de diseño reconocidos y/o resultados de pruebas certificados.

Las cargas sísmicas no se transmiten por rozamiento ni son producidas únicamente por los efectos de gravedad, sujetadores activados por pólvora, o adhesivos.

El sistema de arriostramiento se diseñará considerando los efectos de desestabilización del pandeo de miembros individuales en compresión.

El arriostramiento y los pedestales son de forma estructural o mecánica producidos según especificaciones ASTM que especifican propiedades mecánicas mínimas. No se utilizará tubería eléctrica.

Se utilizarán vigas de piso diseñadas para soportar cargas sísmicas axiales y mecánicamente sujetadas a los pedestales de soporte.

4.3.2.8 Particiones: Las particiones conectadas al cielorraso y todas las particiones de más de 1800 mm de altura deberán arriostrarse lateralmente a la estructura del edificio. El arriostramiento deberá espaciarse para limitar la deflexión horizontal en la parte superior de la partición para que sea compatible con los requerimientos de deflexión de cielorraso determinados en la Sección 4.3.2.6 para cielorrasos suspendidos y la Sección 4.3.2.2 para otros sistemas.

4.3.2.9 Anaqueles de almacenamiento de acero

4.3.2.9.1 Al nivel de suelo: Los anaqueles de almacenamiento instalados al nivel de suelo deberán ser diseñados, fabricados, e instalados según la Especificación para el Diseño, Prueba, y Utilización de Anaqueles de Almacenamiento Industrial de Acero, [4.3-13], y los siguientes requerimientos:

Si se diseñan como una estructura de edificio, se deberá cumplir con los requerimientos de la Sección 4.2. R se tomará igual a 4, a menos que resultados de pruebas sustenten valores mayores o que se use un valor mayor de R y se cumplan con los requerimientos de detalle completos de las Secciones 4.2 y 4.5.

Si se diseñan como un componente o sistema arquitectónico, las fuerzas sísmicas de diseño no deberán ser menores que las que requiere la Sección 4.3.1.3.

La carga muerta (W) en los cálculos de fuerza sísmica no será menor que el piso del anaquel de almacenamiento más 67% de la carga nominal del anaquel colocada en todos los niveles.

4.3.2.9.2 Por encima del nivel de suelo: Los anaqueles de almacenamiento instalados por encima de nivel de suelo deberán ser diseñados, fabricados, e instalados según la Especificación para el Diseño, Prueba, y Utilización de Anaqueles de Almacenamiento Industrial de Acero [4.3-13] y los siguientes requerimientos:

Los anaqueles de almacenamiento deberán cumplir con los requerimientos de fuerza y desplazamiento de las Secciones 4.3.1.3 y 4.3.1.4.

La carga muerta (W) en los cálculos de fuerza sísmica no será menor que el piso del anaquel de almacenamiento más 67% de la carga nominal del anaquel colocada en todos los niveles.

4.3.3 Diseño de componentes mecánicos y eléctricos

4.3.3.1 General: Las uniones y los soportes de equipo para los sistemas, componentes, o elementos mecánicos y eléctricos (De ahora en adelante conocidos como "componentes") deberán cumplir con los requerimientos de las Secciones 4.3.3-2 a 4.3.3.16

4.3.3.2 Fuerzas y desplazamientos de componentes eléctricos y mecánicos: Los componentes mecánicos y eléctricos deberán cumplir con los requerimientos de fuerza y desplazamiento relativo de las Secciones 4.3.1.3 y 4.3.1.4 y la Tabla 4.3.3.2.

Cuando se conecte funcionalmente equipo complejo como válvulas y operadores de válvulas, turbinas y generadores, y bombas y motores mediante eslabones mecánicos que no tengan la capacidad de transferir las cargas sísmicas o acomodar los desplazamientos sísmicos relativos, el diseño protegerá los eslabones mediante métodos alternativos.

No se requerirá que componentes soportados por cadenas o suspendidos desde arriba mediante otros medios cumplan con los requerimientos de fuerza sísmica de esta sección siempre y cuando no puedan causar daño significativo a cualquier otro componente durante un movimiento sísmico y tengan uniones dúctiles al edificio en el punto de fijación.

4.3.3.3 Periodo del componente mecánico y eléctrico. El periodo fundamental del componente mecánico y eléctrico (y sus uniones al edificio), T_p , se determinará

mediante la siguiente ecuación, siempre y cuando el componente y la unión se puedan representar analíticamente razonablemente mediante un sistema sencillo de un grado de libertad de resorte y masa:

$$T_p = 2\pi \sqrt{\frac{W_p}{K_p g}} \quad (4.3.3.3)$$

donde

T_p = El periodo fundamental del componente;

W_p = El peso de operación del componente;

g = La aceleración de gravedad;

K_p = La rigidez del sistema de soporte elástico del componente y la unión, determinada en términos de carga por unidad de deflexión en el centro de gravedad del componente.

Obsérvese que se deberán utilizar unidades compatibles.

De otra forma, el periodo fundamental del componente en segundos (T_p) se determinará de datos de pruebas experimentales o mediante un análisis debidamente sustentado.

4.3.3.4 Uniones de componentes mecánicos y eléctricos. La rigidez de las uniones de componentes mecánicos y eléctricos se deberán diseñar para que la trayectoria de carga del componente se realice según la intención de diseño.

4.3.3.5 Soportes de componentes: Los soportes de componentes mecánicos y eléctricos y sus uniones a los componentes se diseñarán para las fuerzas determinadas en la Sección 4.3.1.3 y según las Secciones 4.5 a 4.9, según sea apropiado, para los materiales de los que están hechas las uniones. Los soportes incluyen miembros estructurales, arriostramientos, marcos, faldones, parales, sillas, pedestales, cables, vientos, tirantes, tambores de frenaje, y uniones así como también elementos forjados o fundidos como parte del componente mecánico o eléctrico. Si se utilizan soportes estándar o patentados, serán diseñados mediante cargas nominales (Es decir, pruebas) o para las fuerzas sísmicas calculadas. Además, se diseñará la rigidez del soporte para que la trayectoria de carga del componente se realice según la intención de diseño.

Los soportes de componentes deberán ser diseñados para acomodar los desplazamientos sísmicos relativos entre puntos de soporte según la Sección 4.3.1.4.

Además, se diseñará la unión de los soportes al componente, salvo cuando sean integrales (fundidos o forjados), para acomodar tanto las fuerzas como los desplazamientos según las Secciones 4.3.1.3 y 4.3.1.4. Si el valor de I_p para el componente es igual a 1.5, la región local del punto de fijación del soporte al componente se evaluará para el efecto de la transferencia de carga a la pared del componente.

4.3.3.6 Certificación del componente. Se someterá el certificado de cumplimiento del fabricante con los requerimientos de fuerza de esta sección a la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura cuando así lo requieran los documentos de contrato o lo requiera la entidad reguladora.

4.3.3.7 Líneas de utilidades y servicio en las interfaces del edificio. En la interfaz de estructuras adyacentes o de porciones del mismo edificio que sean capaces de moverse independientemente, las líneas de utilidades deberán proveerse de suficiente flexibilidad para acomodar el movimiento diferencial.

4.3.3.8 Consideraciones específicas a un sitio. Se investigará la posible interrupción del servicio de utilidades con relación a sistemas sísmicos designados en la Categoría IV de la Tabla 1-1. Se prestará atención específica a la vulnerabilidad de utilidades subterráneas e interfaces de utilidades entre la estructura y el suelo cuando el Tipo de Perfil de Suelo sea E o F y cuando el coeficiente sísmico C_v en la utilidad subterránea o en la base de la estructura sea igual a o mayor que 0.15.

4.3.3.9 Tanques de almacenamiento

4.3.3.9.1 Tanques de almacenamiento por encima del nivel de suelo: Las uniones y soportes de tanques de almacenamiento montados por encima del nivel de suelo en edificios o estructuras deberán ser diseñados para cumplir con las provisiones de fuerza de la Sección 4.3.1.3. El peso del tanque (W_p) incluirá el peso de la estructura y accesorios del tanque y el peso de operación del contenido en la capacidad nominal máxima.

4.3.3.9.2 Tanques de almacenamiento al nivel de suelo: Tanques de almacenamiento de fondo plano colocados al nivel de suelo deberán ser diseñados para cumplir con las provisiones de fuerza de las Referencias [4.3-1] y [4.3-7] o la Sección 4.3.1.3.

Además, tanques designados con un I_p de 1.5 o tanques con diámetros mayores que 6000 mm o tanques que tengan una relación altura a diámetro mayor que 1.0 deberán diseñarse para cumplir con los siguientes requerimientos adicionales:

Se considerarán los efectos de chapoteo.

Las uniones de tuberías a tanques de almacenamiento de acero deberán considerar el levantamiento potencial de la pared del tanque durante un sismo. Salvo que se calcule de otra forma, se supondrán los siguientes desplazamientos para todas las uniones de paredes laterales y penetraciones del fondo.

Un desplazamiento vertical de 50 mm para tanques anclados;

Un desplazamiento vertical de 300 mm para tanques sin anclar;

Un desplazamiento horizontal de 200 mm para tanques sin anclar con un diámetro de 12 000 mm.

4.3.3.10 Conductos de Calefacción, Ventilación, y Aire Acondicionado: Las uniones y soportes de sistemas de conductos de calefacción, ventilación, y aire acondicionado deberán ser diseñados para cumplir con las provisiones de fuerza y desplazamiento de las Secciones 4.3.1.3 y 4.3.1.4 y las provisiones adicionales de esta sección. Además de sus uniones y soportes, sistemas de conducto con un I_p de 1.5 deberán diseñarse para cumplir con las provisiones de fuerza y desplazamiento de las Secciones 4.3.1.3 y 4.3.1.4 y las provisiones adicionales de esta sección.

No se requieren restricciones sísmicas para conductos de calefacción, ventilación, y aire acondicionado con I_p de 1.0 si se cumplen cualquiera de las siguientes condiciones:

Los conductos de calefacción, ventilación, y aire acondicionado están suspendidos de colgaderos de 300 mm o menos de longitud de la parte superior del conducto a la estructura de soporte. Los colgaderos deberán detallarse para evitar flexión significativa de los colgaderos.

Los conductos de calefacción, ventilación, y aire acondicionado tienen una sección transversal de menos de 0.5 m².

Sistemas de conductos fabricados e instalados según las normas aprobadas por las autoridades competentes se considerarán que cumplen con los requerimientos de arriostramiento lateral de esta sección.

Equipos instalados en línea con el sistema de conductos (Por ejemplo, abanicos, intercambiadores de calor, y humidificadores) que pesen más de 350 N deberán soportarse y arriostrarse lateralmente independientemente del sistema de conductos y deberán cumplir con los requerimientos de fuerza de la Sección 4.3.1.3.

4.3.3.11 Sistemas de tubería: Las uniones y soportes de sistemas de tubería deberán ser diseñados para cumplir con las provisiones de fuerza y desplazamiento de las Secciones 4.3.1.3 y 4.3.1.4 y las provisiones adicionales de esta sección. Además de sus uniones y soportes, sistemas de tubería con un I_p de 1.5 deberán diseñarse para cumplir con las provisiones de fuerza y desplazamiento de las provisiones de fuerza y desplazamiento de las Secciones 4.3.1.3 y 4.3.1.4 y las provisiones adicionales de esta sección.

Los efectos sísmicos que se deberán analizar en el diseño de un sistema de tubería incluyen el efecto dinámico del sistema de tubería, su contenido, y, de ser apropiado, sus soportes. La interacción entre el sistema de tubería y las estructuras de soporte, incluyendo otro equipo mecánico y eléctrico, también deberá analizarse.

4.3.3.11.1 Sistemas de tubería de presión: Se considerará que sistemas de tubería de presión diseñados y contruidos según ASME B31, Código para tubería de presión [4.3-3], cumplen con las provisiones de fuerza, desplazamiento y otras de esta sección. En vez de las provisiones específicas de fuerza y desplazamiento provistas por ASME B31, se utilizarán las provisiones de fuerza y deflexión de las Secciones 4.3.1.3 y 4.3.1.4.

4.3.3.11.2 Sistemas de rociadores para protección contra el fuego: Se considerará que sistemas de rociadores para protección contra el fuego diseñados y contruidos según NFPA 13, Norma para la Instalación de sistemas de rociadores [4.3-12], cumplen con los demás requerimientos de esta sección, excepto que se deberán satisfacer los requerimientos de fuerza y deflexión de las Secciones 4.3.1.3 y 4.3.1.4.

4.3.3.11.3 Otros sistemas de tubería: Tuberías con un I_p de 1.5 pero sin que se diseñen o construyan según ASME B31 [4.3-3] o NFPA [4.3-12] deberán cumplir con lo siguiente:

La resistencia de diseño para cargas sísmicas en combinación con otras cargas de servicio y los efectos ambientales apropiados no excederá lo siguiente:

Para sistemas de tubería contruidos de materiales dúctiles (Por ejemplo, acero, aluminio o cobre), el 90% de la resistencia de cedencia del material de tubería.

Para uniones roscadas con materiales dúctiles, el 70% de la resistencia de cedencia del material de tubería.

Para tubería contruida con materiales no-dúctiles (Por ejemplo, plástico, hierro colado, cerámica), 25% de la resistencia de tensión mínima especificada del material de tubería.

Para uniones roscadas en tubería contruida con materiales no-dúctiles, 20% de la resistencia de tensión mínima especificada del material de tubería.

Se harán provisiones para mitigar el impacto sísmico para componentes de tubería contruidos de materiales no-dúctiles o en casos en que se reduce la ductilidad del material (Por ejemplo, aplicaciones de baja temperatura).

Se investigará la tubería para asegurar que la tubería tenga flexibilidad adecuada entre los puntos de fijación a los soportes a la estructura, el suelo, otro equipo mecánico y eléctrico, u otra tubería.

Se investigará la tubería para asegurar que las efectos de interacción entre la tubería y otras tuberías o construcciones sean aceptable

4.3.3.11.4 Soportes y uniones para otras tuberías: Las uniones y los soportes de tubería que no estén diseñados y contruidos según ASME B31 [4.3-3] o NFPA 13 [4.3-12] deberán cumplir con las siguientes provisiones:

Uniones y soportes que transfieran cargas sísmicas deberán ser contruidas de materiales apropiados para la aplicación y diseñados y contruidos según una norma estructural internacionalmente reconocida como, por ejemplo, si es de acero, el Manual de Construcción de Acero AISC [4.5-1], [4.5-2], o MSS SP-58, Colgaderos y Soportes de Tubería – Materiales, Diseño, y Fabricación [4.3-11].

Uniones empotradas en concreto deberán ser apropiadas para cargas cíclicas.

Colgaderos de barra podrán considerarse como soportes sísmicos si la longitud del colgadero de la estructura de soporte es 300 mm o menos. No deberán contruirse los colgaderos de barras de manera que sometan la barra a momentos flexionantes.

No se requerirán soportes sísmicos para lo siguiente:

Tubería dúctil en Categoría D o E de Desempeño Sísmico con un I_p de 1.5 y un tamaño nominal de tubería de 25 mm o menos cuando se hagan las provisiones para proteger la tubería de impacto o para evitar el impacto de tubería de mayor tamaño u otro equipo mecánico.

Tubería dúctil en Categoría A, B, C de Desempeño Sísmico con un I_p de 1.5 y un tamaño nominal de tubería de 25 mm o menos cuando se hagan las provisiones para proteger la tubería de impacto o para evitar el impacto de tubería de mayor tamaño u otro equipo mecánico.

Tubería dúctil en Categoría D o E de Desempeño Sísmico con un I_p de 1.0 y un tamaño nominal de tubería de 75 mm o menos.

Tubería dúctil en Categoría A, B, o C de Desempeño Sísmico con un I_p de 1.0 y un tamaño nominal de tubería de 150 mm o menos.

Los soportes sísmicos se deberán contruir de manera que se mantenga el empotramiento del soporte.

4.3.3.12 Calderas y recipientes de presión: Las uniones y soportes para calderas y recipientes de presión deberán ser diseñados para cumplir con las provisiones de fuerza y desplazamiento de las Secciones 4.3.1.3 y 4.3.1.4 y las provisiones adicionales de esta sección. Además de sus uniones y soportes, las mismas calderas y recipientes de presión con un I_p de 1.5 deberán ser diseñadas para cumplir con las provisiones de fuerza y desplazamiento de las Secciones 4.3.1.3 y 4.3.1.4.

El diseño sísmico de una caldera o recipiente de presión deberá incluir análisis de lo siguiente: Los efectos dinámicos de la caldera o recipiente de presión; chapoteo del contenido líquido; cargas de componentes adheridos, como tuberías; la interacción entre la caldera o recipiente de presión y su soporte.

4.3.3.12.1 Calderas y recipientes de presión ASME: Se considerará que calderas o recipientes de presión diseñados según el Reglamento ASME de Calderas y Recipientes de Presión [4.3-4] cumplen con los requerimientos de fuerza, desplazamiento, y otros de esta sección. En vez de las provisiones específicas de fuerza y desplazamiento del código ASME, se utilizarán las provisiones de fuerza y desplazamiento de las Secciones 4.3.1.3 y 4.3.1.4.

4.3.3.12.2 Otras calderas y recipientes de presión: Las calderas y recipientes de presión con un I_p de 1.5 pero no diseñadas según las provisiones del código ASME [4.3-4] deberán cumplir con las siguientes provisiones:

La resistencia de diseño para cargas sísmicas en combinación con otras cargas de servicio y los efectos ambientales apropiados no excederá lo siguiente:

Para calderas y recipientes de presión contruidos de materiales dúctiles (Por ejemplo, acero, aluminio o cobre), el 90% de la resistencia de cedencia especificada mínima del material.

Para uniones roscadas en calderas o recipientes de presión o sus soportes contruidos con materiales dúctiles, el 70% de la resistencia de cedencia especificada mínima del material.

Para calderas y recipientes de presión contruidos con materiales no-dúctiles (Por ejemplo, plástico, hierro colado, cerámica), 25% de la resistencia de tensión especificada mínima del material.

Para uniones roscadas en calderas o recipientes de presión contruidos con materiales no-dúctiles, 20% de la resistencia de tensión especificada mínima del material.

Se harán provisiones para mitigar el impacto sísmico para componentes de calderas o recipientes de presión contruidos de materiales no-dúctiles o en casos en que se reduzca la ductilidad del material (Por ejemplo, aplicaciones de baja temperatura).

Se investigarán calderas y recipientes de presión para asegurar que los efectos de interacción entre ellos y otras construcciones sean aceptables.

4.3.3.12.3 Soportes y uniones para otras Calderas y recipientes de presión: Uniones y soportes deberán cumplir con las siguientes provisiones:

Uniones y soportes que transfieran cargas sísmicas deberán ser contruidas de materiales apropiados para la aplicación y diseñados y contruidos según una norma estructural internacionalmente reconocida como, por ejemplo, si es de acero, el Manual de Construcción de Acero AISC [4.5-1], [4.5-2].

Uniones empotradas en concreto deberán ser apropiadas para cargas cíclicas.

Los soportes sísmicos se deberán construir de manera que se mantenga el empotramiento del soporte.

4.3.3.13 Equipo mecánico, uniones y soportes: Las uniones y soportes para equipo mecánico que no estén cubiertos en las Secciones 4.3.3.8 a 4.3.3.12 ó 4.3.3.16 deberán diseñarse para cumplir con las provisiones de fuerza y desplazamiento de las Secciones 4.3.1.3 y 4.3.1.4 y las siguientes provisiones de esta sección. Además de sus uniones y soportes, el equipo mecánico con un I_p de 1.5 deberá ser diseñado para cumplir con las provisiones de fuerza y desplazamiento de las Secciones 4.3.1.3 y 4.3.1.4 y de las provisiones adicionales de esta sección.

El diseño sísmico de equipo mecánico, las uniones y sus soportes deberá incluir el análisis de lo siguiente: El efecto dinámico del equipo, su contenido, y, cuando sea apropiado, sus soportes. La interacción entre el equipo y las estructuras de soporte, incluyendo otro equipo mecánico y eléctrico, también se deberá considerar.

4.3.3.13.1 Equipo mecánico: El equipo mecánico con un I_p de 1.5 deberá cumplir con las siguientes provisiones:

La resistencia de diseño para cargas sísmicas en combinación con otras cargas de servicio y los efectos ambientales apropiados no excederá lo siguiente:

Para equipo mecánico construido de materiales dúctiles (Por ejemplo, acero, aluminio o cobre), el 90% de la resistencia de cedencia especificada mínima del material del equipo.

Para uniones roscadas en equipo construido con materiales dúctiles, el 70% de la resistencia de cedencia especificada mínima del material.

Para equipo mecánico construido con materiales no-dúctiles (Por ejemplo, plástico, hierro colado, cerámica), 25% de la resistencia de tensión especificada mínima del material.

Para uniones roscadas en equipo construido con materiales no-dúctiles, 20% de la resistencia de cedencia especificada mínima del material.

Se harán provisiones para mitigar el impacto sísmico para componentes de equipo construidos de materiales no-dúctiles o en casos en que se reduzca la ductilidad del material (Por ejemplo, aplicaciones de baja temperatura).

Se evaluará la posibilidad de cargas impuestas al equipo por líneas de utilidades o servicio adheridas debidas a movimiento diferencial de puntos de soporte de estructuras separadas.

4.3.3.13.2 Uniones y soportes de equipo mecánico: Las uniones y soportes para equipo mecánico cumplirán con las siguientes provisiones:

Uniones y soportes que transfieran cargas sísmicas deberán ser construidas de materiales apropiados para la aplicación y diseñados y construidos según una norma estructural internacionalmente reconocida como, por ejemplo, si es de acero, el Manual de Construcción de Acero AISI, [4.5-1], [4.5-2].

No se utilizarán sujetadores de rozamiento para el anclaje de uniones.

No se utilizarán anclajes de expansión para equipo mecánico de más de 7.5 kW.
Excepción: Undercut expansión anchors.

Anclajes para aplicaciones de carga de tensión taladrados e inyectados con lechada utilizarán ya sea cemento expansivo o lechada epóxica expansiva.

Se evaluarán específicamente los soportes si se depende de la flexión respecto al eje débil de soportes de acero de bajo calibre formado en frío en la trayectoria de carga sísmica.

Los componentes montados sobre sistemas de aislamiento de vibración deberán tener restricción de parachoque o un tambor de frenaje en cada dirección horizontal. La fuerza de diseño será igual a $2F_p$. La intención es la de prevenir movimiento excesivo y evitar fractura de resortes de soporte y cualquier componente no-dúctil de los aisladores.

Los soportes sísmicos se deberán construir de manera que se mantenga el empotramiento del soporte.

4.3.3.14 Equipo eléctrico, uniones, y soportes: Las uniones y soportes para equipo eléctrico deberán diseñarse para cumplir con las provisiones de fuerza y desplazamiento de las Secciones 4.3.1.3 y 4.3.1.4 y las siguientes provisiones de esta sección. Además de sus uniones y soportes, el equipo eléctrico con un I_p de 1.5 deberá

ser diseñado para cumplir con las provisiones de fuerza y desplazamiento de las Secciones 4.3.1.3 y 4.3.1.4 y de las provisiones adicionales de esta sección.

El diseño sísmico de otro equipo deberá incluir el análisis de lo siguiente: El efecto dinámico del equipo, su contenido, y, cuando sea apropiado, sus soportes. La interacción entre el equipo y las estructuras de soporte, incluyendo otro equipo mecánico y eléctrico, también se deberá considerar.

4.3.3.14.1 Equipo eléctrico: El equipo eléctrico con un I_p de 1.5 deberá cumplir con las siguientes provisiones:

La resistencia de diseño para cargas sísmicas en combinación con otras cargas de servicio y los efectos ambientales apropiados no excederá lo siguiente:

Para equipo eléctrico construido de materiales dúctiles (Por ejemplo, acero, aluminio o cobre), el 90% de la resistencia de cedencia especificada mínima del material del equipo.

Para uniones roscadas en equipo construido con materiales dúctiles, el 70% de la resistencia de cedencia especificada mínima del material.

Para equipo eléctrico construido con materiales no-dúctiles (Por ejemplo, plástico, hierro colado, cerámica), 25% de la resistencia de tensión especificada mínima del material del equipo.

Para uniones roscadas en equipo construido con materiales no-dúctiles, 20% de la resistencia de cedencia especificada mínima del material.

Se harán provisiones para mitigar el impacto sísmico para componentes de equipo contruidos de materiales no-dúctiles o en casos en que se reduce la ductilidad del material (Por ejemplo, aplicaciones de baja temperatura).

Se evaluará la posibilidad de cargas impuestas al equipo por líneas de utilidades o servicio adheridas debidas a movimiento diferencial de puntos de soporte de estructuras separadas.

Las baterías en estantes tendrán restricciones que las envuelvan alrededor para asegurar que las baterías no se caigan del estante. Se evaluarán los estantes para asegurar la capacidad lateral y longitudinal.

Las bobinas internas de transformadores secos deberán fijarse positivamente a sus estructuras de soporte dentro del encierro del transformador.

Componentes deslizables en paneles de controles eléctricos deberán estar provistos de un mecanismo de seguro para mantener el contenido en su lugar.

El diseño estructural de gabinetes eléctricos deberá llevarse acabo según las normas de la industria que sean aceptables a la Junta Técnica. Se evaluarán recortados grandes en los paneles de cizalla inferiores si no han sido evaluados por el fabricante.

Se evaluará la fijación de elementos adicionales que pesen más de 450 KN si no ha sido evaluada por el fabricante.

4.3.3.14.2 Uniones y soportes para equipo eléctrico: Las uniones y soportes para equipo eléctrico cumplirán con las siguientes provisiones:

Uniones y soportes que transfieran cargas sísmicas deberán ser construidas de materiales apropiados para la aplicación y diseñados y construidos según una norma estructural internacionalmente reconocida como, por ejemplo, si es de acero, el Manual de Construcción de Acero AISC [4.5-1], [4.5-2].

No se utilizarán sujetadores de rozamiento para el anclaje de uniones.

Se utilizarán arandelas extra grandes en uniones apernadas a través de la lámina de metal de base si la base no esta reforzada con atiesadores.

Se evaluarán los soportes que dependan de la flexión respecto el eje débil de elementos de acero de bajo calibre formado en frio en la trayectoria de las cargas sísmicas.

Los soportes para equipo eléctrico lineal, tales como bandejas de cable, conductos, y conductos colectores, deberán diseñarse para cumplir con las provisiones de carga y desplazamiento de las Secciones 4.3.13.3 y 4.3.1.4 únicamente si se aplican alguna de las siguientes condiciones:

Los soportes se proyectan como voladizos desde el piso;

Los soportes incluyen arriostamiento para limitar deflexión;

Los soportes están construidos como marcos rígidos soldados;

Las uniones a concreto utilizan inserciones no-expandibles, espigas disparadas, o encrustamientos de hierro colado; o

Las uniones utilizan soldaduras de punto, soldaduras de tapón, soldaduras de tamaño mínimo definidas por AISC [4.5-1], [4.5-2].

4.3.3.15 Métodos alternativos de calificación sísmica: Como una alternativa a los métodos de análisis implícitos en la metodología de diseño descrita anteriormente, la prueba de equipo es un método aceptable para determinar la capacidad sísmica. La adaptación de una norma reconocida internacionalmente para calificación mediante pruebas que sea aceptable a la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura es una alternativa aceptable, siempre y cuando la capacidad sísmica del equipo sea igual o mayor a la demanda expresada en las Secciones 4.3.1.3 y 4.3.1.4.

4.3.3.16 Requerimientos de diseño de ascensores. Los ascensores deberán cumplir con las provisiones de fuerza y desplazamiento de la Sección 4.3.3.2 a menos que estén exentos por la Sección 4.3.1.4 ó 4.3.1. Se considerará que los ascensores diseñados según las provisiones del Código de Seguridad para Ascensores y Escaleras Mecánicas de ASME [4.3-2] cumplen con los requerimientos de fuerza sísmica de esta sección, con excepción de las siguientes modificaciones:

4.3.3.16.1 Ascensores y sistemas estructurales del pozo de izar: Los ascensores y los sistemas estructurales del pozo de izar deberán diseñarse para cumplir con las provisiones de fuerza y desplazamiento de la Secciones 4.3.1.3 y 4.3.1.4.

4.3.3.16.2 Maquinaria de ascensores y soportes y uniones de controladores. La maquinaria de ascensores y soportes y uniones de controladores se diseñará para cumplir con las provisiones de fuerza y desplazamiento de las Secciones 4.3.1.3 y 4.3.1.4.

4.3.3.16.3 Controles sísmicos. Se proveerán interruptores sísmicos para todos los ascensores señalados en la Sección 4.3.3.16, incluyendo los que cumplen con los requerimientos de la referencia de ASME, siempre y cuando operen con una velocidad de por lo menos 45 metros/minuto.

Los interruptores sísmicos proveerán una señal que indique que los movimientos estructurales son de tal magnitud que pueden empeorar la operación de los ascensores. Al activarse el interruptor, las operaciones del ascensor deberán cumplir con el Código de Seguridad para Ascensores y Escaleras Mecánicas de ASME [4.3-2], excepto según se indica lo siguiente. El interruptor sísmico deberá localizarse en o por encima del piso más elevado al que da servicio los ascensores. El interruptor sísmico deberá tener dos ejes horizontales perpendiculares de sensibilidad. El nivel de disparo se fijará a 30% de la aceleración de gravedad.

En facilidades en las que la pérdida del uso de un ascensor es cuestión de seguridad de vida, únicamente se utilizará el ascensor después que se haya activado el interruptor sísmico, siempre y cuando:

El ascensor no opere más rápidamente que la velocidad de servicio;

Antes de ocupar el ascensor, se opere de arriba a abajo y regreso arriba para comprobar que está operable;

La persona encargada de poner el ascensor en servicio lo monte de arriba a abajo y regreso arriba para verificar que el desempeño es aceptable.

4.3.3.16.4 Platos retenedores. Se requieren platos retenedores en la parte superior y la inferior del carro y el contrapeso.

4.4 Requerimientos de diseño de fundaciones

4.4.1 General. La Sección 4.4 fija los requerimientos para cargas que deben resistir las fundaciones y para investigaciones para establecer los parámetros geotécnicos críticos.

4.4.2 Categoría A de diseño sísmico. No hay requerimientos especiales para las fundaciones de edificios asignados a la Categoría A.

4.4.3 Categoría B de diseño sísmico. La determinación del coeficiente de sitio (Sección 4.1.4.2) se documentará y las capacidades de resistencia de las fundaciones,

sujetas a las fuerzas sísmicas prescritas de las Secciones 4.1 a 4.6, deberán cumplir con los siguientes requerimientos:

4.4.3.1 Componentes estructurales. La resistencia de diseño de componentes de fundación solamente sometidos a fuerzas sísmicas o en combinación con otras cargas prescritas y sus requerimientos de detalle deberán cumplir con los requerimientos de las Secciones 4.5-4.9.

4.4.3.2. Capacidades del suelo. Para las combinaciones de carga que incluyan sismo según lo especifica la Sección 4.2.2.6, la capacidad del suelo de fundación en compresión o la capacidad de la interfaz de suelo entre pilote y suelo deberá ser suficiente para resistir cargas a deformaciones unitarias aceptables considerando tanto la corta duración de la carga como las propiedades dinámicas del suelo.

4.4.4 Categoría C de diseño sísmico. Las fundaciones de edificios asignados a la Categoría C deberán cumplir con todos los requerimientos para las Categorías A y B y con los requerimientos adicionales de esta sección.

4.4.4.1 Investigación. Se someterá a la autoridad competente un informe escrito que deberá incluir, además de las evaluaciones requeridas en la Sección 4.4.3, los resultados de una investigación para determinar las amenazas potenciales debidas a inestabilidad de taludes, liquefacción, y rotura de superficie debido a fallas o dilatación lateral, todo debido a movimientos del terreno.

4.4.4.2 Estructuras de tipo poste. Se podrán utilizar postes como columnas empotradas en suelo o empotradas en fundaciones de concreto sobre suelo para resistir cargas axiales y laterales. La profundidad de empotramiento requerida para postes para resistir fuerzas sísmicas se determinará mediante criterios de diseño establecidos en el informe de la investigación de suelo.

4.4.4.3 Amarres de fundación. Los cabezales individuales o pilotes taladrados individuales deberán conectarse entre si mediante amarres. Todos los amarres deberán poseer una resistencia de diseño en tensión o compresión mayor a la de una fuerza igual a 25% de la aceleración pico efectiva relativa a la velocidad (A_v) por la mayor carga muerta viva factorizada salvo que se pueda mostrar que se puede proveer una restricción equivalente por medio de vigas de concreto reforzado dentro de losas sobre suelo o losas de concreto reforzado sobre suelo o confinamiento ofrecido por roca competente, suelos cohesivos duros, suelos granulares muy densos, u otros medios aprobados.

4.4.4.4 Requerimientos especiales para pilotes. Todo pilote de concreto, pilote de tubo relleno con concreto o pilote taladrado requiere capacidades mínimas en flexión, esfuerzo cortantes, tensión y deformación unitaria elástica. Refiérase a la Sección A.9.4 para provisiones complementarias.

4.4.5 Requerimientos de fundaciones para las Categorías D y E. Las fundaciones de edificios asignados a las Categorías D y E deberán cumplir con los requerimientos para la construcción de Categoría C y a los requerimientos adicionales de esta sección.

4.4.5.1 Investigación. El dueño someterá a la autoridad competente un informe escrito que incluya la evaluación de los puntos de la Sección 4.4.4.1 y la determinación de presiones laterales sobre sótanos y muros de reten debidas a movimientos sísmicos.

4.4.5.2 Amarres de fundación. Las zapatas individuales sobre suelo definido en la Sección 4.1.4.2 como perfil de suelo tipo E o F deberán conectarse entre si mediante amarres. Los amarres cumplirán con la Sección 4.4.4.3.

4.4.5.3 Requerimientos especiales de pilotes. Los pilotes se diseñarán para resistir curvaturas impuestas máximas que resulten de fuerzas sísmicas para pilotes en voladizo en suelos granulares sueltos y en suelos de perfil tipo E o F. Pilotes sujetos a tales deformaciones deberán ser diseñados y detallados según las provisiones para marcos de momento especiales (Sección 4.5.10 ó 4.6.3.3) para una longitud igual a 120% de la longitud de flexión (punto de fijación al cabezal). Refiérase a la Secciones 4.4.4.a y 4.4.5.3 para provisiones complementarias.

4.5 Acero

4.5.0 Documentos de referencia. El diseño, construcción y calidad de componentes de acero que resisten fuerzas sísmicas deberá cumplir con los requerimientos de las referencias presentadas en esta sección, excepto por las modificaciones que se requieren para que las referencias sean compatibles con las provisiones de este documento. El Anexo A.4.5 provee las provisiones complementarias para esta compatibilidad.

[4.5-1] Especificación para el diseño por medio de factores de carga y resistencia para edificios de acero estructural (LRFD), American Institute of Steel Construction (AISC), 1993

[4.5-2] Especificación para diseño por medio de esfuerzos admisibles y diseño plástico de edificios de acero estructural (ASD), American Institute of Steel Construction (AISC), 01 de junio de 1989

[4.5-3] Provisiones sísmicas para edificios de acero estructural, American Institute of Steel Construction (AISC), 1992

[4.5-4] Especificación para el diseño de miembros estructurales de acero formado en frío, American Iron and Steel Institute (AISI), 10 de agosto de 1986 (Modificado el 11 de diciembre de 1989)

[4.5-5]] Especificación para el diseño por medio de factores de carga y resistencia para miembros estructurales de acero formado en frío, American Iron and Steel Institute (AISI), marzo de 1991

[4.5-6] ASCE 8-90, Especificación para el diseño de miembros de acero inoxidable formado en frío, ASCE 1990

[4.5-7] Especificación estándar, Tablas de carga y tablas de pesos para viguetas y vigas de acero, Steel Joist Institute, 1992

[4.5-8] El criterio para aplicaciones estructurales para cables de acero en edificios, American Iron and Steel Institute (AISI), 1973.

4.6 Concreto estructural

4.6.1 Documentos de referencia. La calidad y ensayo de materiales y el diseño y construcción de componentes de concreto estructural que resisten fuerzas sísmicas deberán cumplir con los requerimientos de las referencias presentadas en esta sección, excepto que se requieren modificaciones para que la referencia sea compatible con las provisiones de este documento. El Anexo A.4.6 provee las provisiones complementarias para esta compatibilidad.

[4.6-1] Building Code Requirements for Reinforced Concrete, American Concrete Institute, ACI 318-02.

4.7 Mampostería

4.7.1 Documentos de referencia. El diseño, construcción, y aseguramiento de calidad de componentes de mampostería que resistan fuerzas sísmicas deberá cumplir con los requerimientos de la referencia presentada en esta sección.

[4.7-1] Building Code Requirements for Masonry Structures, ACI 530-95/ASCE 5-95/TMS 402-95; Specifications for Masonry Structures, ACI 530.1-95/ASCE 6-95/TMS 602-95.

4.8 Madera

4.8.1 Documentos de referencia. La calidad, ensayo, diseño y construcción de miembros y conectores en sistemas de madera que resisten fuerzas sísmicas deberán cumplir con los requerimientos de los documentos de referencia presentados en esta sección y de las modificaciones necesarias para hacer que las referencias sean

compatibles con las provisiones de este documento. La sección A.9.9 de ASCE 7-95 provee los detalles de tales modificaciones, tanto para construcción de madera convencional como de la que es producto de ingeniería especializada.

[4.8-1] Especificación nacional de diseño para construcción de madera incluyendo valores de diseño para construcción de madera (Suplemento NDS). ANSI/NfoPA NDS-1991, 1991.

[4.8-2] Estándar americano de madera blanda, Estándar voluntario de productos, 20-94, Instituto Nacional de Normas y Tecnología, 1986.

[4.8-3] Madera blanda enchapada- Construcción e industrial, PS1-83, 1983.

[4.8-4] Cartón de madera. ANSI A208.1, 1989.

[4.8-5] Paneles estructurales de madera, PS 2-92, 1992.

[4.8-6] Estándar nacional americano para productos de madera - Madera laminada encolada estructural. ANSI/AIIC, A190.1, 1992.

[4.8-7] Postes de madera - Especificaciones y dimensiones, ANSI 05.1, 1992.

[4.8-8] Código de residencias de una y dos familias, Consejo de Funcionarios de Edificación Americanos (CABO), 1989.

[4.8-9] Cartón de yeso, ASTM C36-84, 1984.

[4.8-10] Forro de cartón de fibra clavado, ASTM D2277-87, 1987.

[4.8-12] Políticas y normas de desempeño para paneles estructurales, APA PRP-108, 1988.

[4.8-13] Especificación estándar para establecer y monitorear capacidades estructurales de viguetas I prefabricadas, ASTM D 5055, 1994.

[4.8-14] Estándar nacional de diseño para cerchas de madera conectadas por placas de metal, ANSI/TPO 1-1995, 1995.

Apéndice A.4 Provisiones complementarias

A.4.1 Propósito. Estas provisiones no están directamente relacionadas con el cómputo de fuerzas sísmicas, pero se consideran necesarias para comportamiento satisfactorio durante un sismo cuando se diseña con las cargas determinadas en el Capítulo 4, debido a una sustancial capacidad cíclica de deformación inelástica supuesta por los procedimientos de carga del Capítulo 4. Estas consideraciones complementarias forman parte de la Sección 4.

A.4.1.6 Aseguramiento de calidad. El desempeño requerido de edificios en las categorías de desempeño sísmico C, D, o E requiere que se le preste atención especial al aseguramiento de calidad durante la construcción. Esta sección provee los requerimientos mínimos de aseguramiento de calidad para los sistemas de resistencia de fuerza sísmica y de otros sistemas sísmicos. Estos requerimientos complementan los requerimientos de prueba e inspección contenidos en las normas de referencia citadas en las Secciones 4.1 a 4.9. Como mínimo, las provisiones de aseguramiento de calidad se aplican a lo siguiente:

Los sistemas de resistencia a fuerzas sísmicas en edificios asignados a las Categorías C, D, y E de Desempeño Sísmico.

Otros sistemas sísmicos designados en edificios asignados a las Categorías C, D, y E de desempeño sísmico para los que el factor de importancia de componente I_p es 1.5.

Las siguientes normas se citan como referencias en las provisiones para inspección y prueba:

[4.1.6-1] ANSI/AWS D1.1-94, Código de soldadura estructural

[4.1.6-2] ASTM A435-90, Especificación para el examen de ultrasonido de viga recta para placas de acero, 1990

[4.1.6-3] ASTM A898-91, Especificación para el examen de ultrasonido de perfiles laminados de acero, 1991

A.4.1.6.1 Plan de aseguramiento de calidad. Se someterá un plan de aseguramiento de calidad a la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura.

A.4.1.6.1.1 Detalles del plan de aseguramiento de calidad. El plan de aseguramiento de calidad especificará los sistemas sísmicos designados o los sistemas resistentes a fuerzas sísmicas que, según la Sección 4.1.6, estén sujetos al aseguramiento de calidad. La persona responsable por el diseño de un sistema sísmico designado será responsable por la parte del plan de aseguramiento de calidad que se aplica a ese sistema.

Las inspecciones y las pruebas especiales requeridas para establecer que la construcción cumpla con estas provisiones deberán incluirse en la parte del plan de aseguramiento de calidad que se aplica al sistema sísmico designado.

A.4.1.6.1.2 Responsabilidad del contratista. Cada contratista responsable por la construcción de un sistema o componente sísmico designado identificado en el plan de aseguramiento de calidad deberá someter una declaración escrita a la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura antes de empezar a trabajar en el sistema o componente. La declaración deberá contener lo siguiente:

Certificación que se conoce de los requerimientos especiales contenidos en el plan de aseguramiento de calidad.

Certificación de que se ejercerá control para obtener cumplimiento con los documentos de diseño aprobados por la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura.

Procedimientos para ejercer el control dentro de la organización del contratista, el método y frecuencia de los informes, y la distribución de los informes.

La persona que ejerza tal control y la posición de la persona dentro de la organización

A.4.1.6.2 Inspección especial. El dueño del edificio deberá emplear un inspector especial para observar la construcción de todos los sistemas sísmicos designados según el plan de aseguramiento de calidad para el siguiente trabajo de construcción:

A.4.1.6.2.1 Fundaciones. Se requerirá inspección especial continua durante el hincado de pilotes y la colocación de concreto en fundaciones profundas. Se requerirá inspección especial periódica durante la construcción de pilotes taladrados, la colocación de concreto en fundaciones de poca profundidad, y la colocación de acero de refuerzo.

A.4.1.6.2.2 Acero de refuerzo

A.4.1.6.2.2.1. Inspección especial periódica durante y al terminar la colocación de acero de refuerzo en marcos de momento de concreto intermedios y especiales y en muros cortantes de concreto.

A.4.1.6.2.2.2. Inspección especial continua durante la soldadura de acero de refuerzo que resista flexión y fuerzas axiales en marcos de momento de concreto intermedios y especiales, en miembros de borde de muros cortantes de concreto, y la soldadura de refuerzo de esfuerzo cortante.

A.4.1.6.2.3 Concreto estructural. Inspección especial periódica durante y al terminar la colocación de concreto en marcos de momento de concreto intermedios y especiales y en miembros de borde de muros cortantes de concreto.

A.4.1.6.2.4 Concreto pre-esforzado. Inspección especial periódica durante la colocación y al terminar la colocación de acero de pre-esfuerzo e inspección especial continua durante todas las operaciones de pre-esfuerzo e inyección y durante la colocación de concreto.

A.4.1.6.2.5 Mampostería estructural

A.4.1.6.2.5.1. Inspección especial periódica durante la preparación del mortero, la colocación de unidades de mampostería, y colocación del acero de refuerzo; y antes de la colocación del mortero.

A.4.1.6.2.5.2. Inspección especial continua durante la soldadura de acero de refuerzo, inyección, consolidación, y reconsolidación.

A.4.1.6.2.6. Acero estructural

A.4.1.6.2.6.1. Se requerirá inspección especial para toda soldadura estructural.

Excepción: El requerimiento mínimo para soldaduras de paso simple con filete o de resistencia y para soldaduras cargadas a menos de 50% de su resistencia de diseño será la inspección especial periódica, siempre y cuando se inspeccionen las calificaciones del soldador y los electrodos de soldadura al comienzo del trabajo, y se inspeccionen todas las soldaduras para verificar el cumplimiento con los documentos de construcción cuando se termine la soldadura.

A.4.1.6.2.6.2. Se requerirá inspección especial periódica según la Referencia [4.5-1] o [4.5-2] para la instalación o el apretado de pernos de alta resistencia a tensión completa en conexiones de deslizamiento crítico y en conexiones sujetas a tensión directa. La tensión de los pernos en conexiones que no sean de deslizamiento crítico o sujetas a tensión directa no se tendrá que inspeccionar, aparte de asegurar que los elementos conectados hayan entrado en contacto sin holgura.

A.4.1.6.2.7 Madera estructural

A.4.1.6.2.7.1. Se requerirá inspección especial continua durante operaciones de encolado en el campo los elementos del sistema sismo resistente.

A.4.1.6.2.7.2. Se requerirá inspección periódica para el clavado, apernado, anclaje y unión de todos los componentes sísmicos, incluyendo puntales, riostras y anclajes.

A.4.1.6.2.8 Componentes arquitectónicos. La inspección especial de componentes arquitectónicos será según lo siguiente:

Inspección especial periódica durante la erección y fijación de revestimiento exterior, muros no-portantes interiores y exteriores, y enchapado en Categorías D y E de desempeño sísmico

Excepciones: (a) Edificios de 9 m o menos de altura; y (b) Revestimiento que pese 0.25 KN/m² o menos.

Inspección especial periódica durante el anclaje de pisos de acceso y anaqueles de 2.5 m o más de altura en Categorías D y E de desempeño sísmico.

A.4.1.6.2.9 Componentes mecánicos y eléctricos. La inspección especial para componentes mecánicos y eléctricos era según lo siguiente:

Inspección especial periódica durante el anclaje de equipo electivo de emergencia o sistemas de poder auxiliares en las Categorías C, D y E de desempeño sísmico;

Inspección especial periódica durante la instalación del anclaje de equipo electivo en la Categoría E de desempeño sísmico;

Inspección especial periódica durante la instalación de sistemas de tubería y sus unidades mecánicas asociadas inflamables, combustibles, o altamente tóxicos en las Categorías C, D y E de desempeño sísmico;

Inspección especial periódica durante la instalación de sistemas de ductos de calefacción, ventilación, y aire acondicionado que contendrán materiales peligrosos en las Categorías C, D y E de desempeño sísmico.

A.4.1.6.3 Pruebas. El inspector especial deberá ser responsable de verificar que las pruebas especiales las lleve acabo una agencia de pruebas aprobada para los tipos de trabajo en los sistemas sísmicos designados según sigue:

A.4.1.6.3.1 Acero de refuerzo y de pre-esfuerzo. Las pruebas especiales de acero de refuerzo y de pre-esfuerzo serán las siguientes:

A.4.1.6.3.1.1. Examinar los informes de pruebas de fábrica certificados para cada embarque de acero de refuerzo usado para resistir fuerzas axiales y flexión en marcos de momento intermedios y especiales de concreto reforzado y miembros de borde de muros cortantes de concreto reforzado o mampostería reforzada y determinar el cumplimiento con los requerimientos de las especificaciones.

A.4.1.6.3.1.2. Donde acero de refuerzo ASTM A615 se use para resistir fuerzas axiales y flexión inducida por sismo en marcos de momento especiales y en elementos de borde de pared de muros cortantes en edificios de Categorías D y E de desempeño sísmico, verificar que se han cumplido los requerimientos de la Sección 21.2.5 de la Referencia [4.6-1].

A.4.1.6.3.1.3. Donde se requiera soldar acero de refuerzo ASTM A615, verificar que se han llevado acabo las pruebas químicas para determinar la soldabilidad según la Sección 3.5.2 de la Referencia [4.6-1].

A.4.1.6.3.2. Concreto estructural. Se obtendrán muestras de concreto estructural en el sitio del proyecto y se ensayarán según los requerimientos de la Referencia [4.6-1] (Refiérase a la Sección 4.6.1).

A.4.1.6.3.3. Mampostería estructural. Las pruebas de aseguramiento de calidad de mampostería estructural se llevarán acabo según los requerimientos de la Referencia [4.8-1].

A.4.1.6.3.4. Acero estructural. El ensayo especial de acero estructural se llevará acabo según lo siguiente:

A.4.1.6.3.4.1 Se ensayarán conexiones soldadas de marcos de momento y marcos excéntricamente arriostrados mediante métodos no-destructivos que cumplan con la Referencia [4.1.6-1], Secciones 9.5 y 9.6. Todas las soldaduras en ranura de penetración completa en juntas y empalmes serán probados 100% mediante pruebas de ultrasonido u otros métodos aprobados.

Excepción: La tasa mínima de pruebas no-destructivas para un soldador individual se reducirá 25% con la anuencia del ingeniero estructural responsable por el diseño, siempre y cuando se muestre que la tasa de rechazo para el soldador es 5% o menos.

A.4.1.6.3.4.2 Cuando se utilicen soldaduras en ranura de penetración parcial en empalmes de columna diseñados para resistir tensión inducida por las fuerzas sísmicas de diseño prescritas, se ensayarán mediante pruebas de ultrasonido y otros métodos aprobados a una tasa establecida por el ingeniero estructural responsable por el diseño.

A.4.1.6.3.4.3 El metal base mayor de 38 mm en espesor sometido a deformaciones de contracción a través del espesor deberá ensayarse mediante ultrasonido para discontinuidades detrás y adyacentes a tales soldaduras después de terminar la junta. Las discontinuidades de material deberán aceptarse o rechazarse según la Referencia [4.1.6-2] ó [4.1.6-3] y el criterio establecido por el ingeniero estructural responsable por el diseño y por los documentos de contrato.

A.4.1.6.3.5. Equipo mecánico y eléctrico. Para asegurar el cumplimiento con las provisiones de diseño sísmico, el diseñador de la facilidad deberá presentar los requerimientos aplicables claramente en los documentos de contrato. Cada fabricante de componentes designados deberá ensayar o analizar el componente y su montaje o anclaje y deberá someter un certificado de cumplimiento para la revisión y aceptación por la persona responsable del diseño del sistema sísmico designado y para la aprobación de la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura. La base para la certificación será mediante una prueba en una mesa vibradora, pruebas de choque tridimensionales, un método analítico utilizando características y fuerzas dinámicas, el uso de datos de experiencia (Por ejemplo, datos históricos que demuestren desempeño sísmico aceptable), o mediante análisis más rigurosos para proveer seguridad equivalente. El inspector especial examinará el componente del sistema sísmico designado y determinará si los anclajes cumplen con el certificado de cumplimiento.

A.4.1.6.3.6 Estructuras sísmicamente aisladas. Para las pruebas requeridas de los sistemas, refiérase a la Sección 4.2.6.9.

A.4.1.6.4 Informes y procedimientos de cumplimiento. Cada inspector especial deberá someter a la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura, al dueño, a las personas que preparan el plan de aseguramiento de calidad, y al contratista copias de informes de progreso semanales regularmente, anotando deficiencias por corregir y las correcciones de deficiencias previamente reportadas. Se le llamará la atención al contratista inmediatamente de todas las deficiencias para que las corrija. Al finalizar la construcción, cada inspector especial deberá someter un informe final a la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura certificando que todo el trabajo inspeccionado se completó según los documentos de construcción aprobados. El trabajo que no cumpla se describirá en el informe final. Al completarse la construcción, el contratista del edificio someterá un informe final a la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura certificando que todo el trabajo incorporado en los sistemas sísmicos designados se construyó substancialmente según los documentos de construcción y los requerimientos de mano de obra aplicables. El trabajo que no cumpla se describirá en el informe final. El contratista corregirá todas las deficiencias según se requiera.

A.4.4 Requisitos complementarios para fundaciones

A.4.4.4.4 Requerimientos especiales para pilotes de la Categoría C. Todo pilote de concreto y pilote de tubo relleno con concreto deberá conectarse al cabezal del pilote mediante empotramiento del refuerzo de pilote en el cabezal a lo largo de una distancia igual a la longitud de desarrollo según la Referencia [4.6-1] o mediante clavijas colocadas en el campo ancladas en el pilote de concreto. Para barras deformadas, la longitud de desarrollo es la longitud de desarrollo completa para compresión sin reducción de longitud para exceso de área.

Donde se requiera refuerzo especial en la parte superior del pilote, se permitirán medidas alternativas para confinar el concreto lateralmente y mantener la tenacidad y el comportamiento dúctil en la parte superior del pilote, siempre y cuando se considere obligar a que se forme una bisagra en la región confinada. Donde se especifica para la parte superior del pilote una longitud de refuerzo mínima o la extensión de refuerzo de confinamiento a poca separación, se harán las provisiones para mantener las longitudes o extensiones especificadas después de cortar el pilote.

A.4.4.4.4.1 Pilotes de concreto sin forro. Se proveerá una relación mínima de refuerzo de 0.0025 en el tercio superior de la longitud del pilote o un mínimo de 3,000 mm debajo del terreno para pilotes taladrados de concreto sin forro vaciados en sitio. Se proveerán por lo menos cuatro barras con amarres cerrados (o espirales equivalentes) de un diámetro mínimo de 6 mm a un espaciamiento máximo de 16 diámetros de barra longitudinal con un espaciamiento máximo de 100 mm en los 600 mm superiores del pilote. Los requerimientos de detalle de refuerzo cumplirán con la Sección A.4.6.6.2.

A.4.4.4.4.2 Pilotes de concreto forrados en metal. Los requerimientos de refuerzo son iguales a los de pilotes de concreto sin forro.

Excepción: Se considera que el forro de metal de un espesor de por lo menos calibre 14 soldado en espiral provee confinamiento del concreto equivalente a los amarres cerrados o espirales equivalentes requerido de un pilote de concreto sin forro, siempre y cuando el forro de metal se proteja adecuadamente de las posibles acciones nocivas debido a los constitutivos del suelo, cambio en el nivel freático, u otros factores indicados por los registros de perforaciones de las condiciones del sitio.

A.4.4.4.4.3 Pilotes rellenos de concreto. Se proveerá refuerzo mínimo de 0.01 por el área de la sección transversal del pilote de concreto en la parte superior del pilote con una longitud igual a dos veces el anclaje de empotramiento requerido en el cabezal.

A.4.4.4.4 Pilotes de concreto prevaciados. Se proveerá refuerzo longitudinal con una relación de refuerzo mínima de 0.01. Se proveerán amarres o espirales equivalentes con un espaciado máximo de 16 diámetros de barra y un espaciado máximo de 100 mm en los 600 mm superiores. El refuerzo será de longitud completa.

A.4.4.4.4.5 Pilotes prevaciados pre-esforzados. Los 600 mm superiores del pilote estarán provistos de amarres mínimos de por lo menos No. 3 espaciados a no más de 100 mm o espirales equivalentes. Donde se hace la conexión del cabezal del pilote mediante el desarrollo de cables de refuerzo del pilote, se proveerá una conexión capaz de disipar energía.

A.4.4.5.3 Requerimientos especiales para pilotes de la Categoría D

A.4.4.5.3.1 Se proveerá una relación mínima de refuerzo de 0.005 en la mitad superior de la longitud del pilote o un mínimo de 3,000 mm debajo del terreno para pilotes de concreto sin forro vaciados en sitio. Se proveerán por lo menos cuatro barras con amarres cerrados (o espirales equivalentes) a un espaciamiento máximo de 8 diámetros de barra longitudinal con un espaciamiento máximo de 75 mm en los 1200 mm superiores del pilote. Los amarres serán barras No. 3 mínimo para pilotes de 500 mm de diámetro y barras No. 4 para barras de mayor diámetro.

A.4.4.5.3.2 Pilotes de concreto forrados en metal. Los requerimientos de refuerzo son iguales a los de pilotes de concreto sin forro.

Excepción: Se considera que el forro de metal de un espesor de por lo menos calibre 14 soldado en espiral provee confinamiento del concreto equivalente a los amarres cerrados o espirales equivalentes requerido de un pilote de concreto sin forro, siempre y cuando el forro de metal se proteja adecuadamente de las posibles acciones nocivas debido a los constitutivos del suelo, cambio en el nivel freático, u otros factores indicados por los registros de perforaciones de las condiciones del sitio.

A.4.4.5.3.3 Pilotes de concreto prevaciados. Los amarres de pilotes de concreto prevaciados cumplirán con los requerimientos de la Sección 4.6 para por lo menos la parte superior del pilote.

A.4.4.5.3.4 Pilotes prevaciados pre-esforzados. Se proveerá refuerzo de espiral de un contenido de acero de $\rho_s = 0.006$ para el cuerpo de pilotes de fundación completamente enterrados sometidos a cargas verticales, o donde el momento de flexión de diseño no excede $0.20 M_{nb}$ (donde M_{nb} es la capacidad de momento última no-factorizada en las condiciones de deformación balanceadas según lo define la Referencia [4.6-1]), el refuerzo en espiral se proveerá tal que $\rho_s \geq 0.006$.

A.4.4.5.3.5 Pilotes de acero. La conexión entre el cabezal del pilote y las pilotes de acero o pilotes de tubos de acero sin rellenar se diseñará para una fuerza de tensión igual a 10% de la capacidad de compresión del pilote.

A.4.5 Provisiones complementarias para acero

A.4.5.1 General

A.4.5.1.1 Acero estructural mediante diseño de resistencia. Si se utilizan las combinaciones de carga de esfuerzos admisibles de la Sección 9.3.2 del Capítulo 9 - Acero, se deberá satisfacer la Sección 4.5.1.2. De otra manera, las combinaciones de carga de resistencia de la Sección 9.3.3 del Capítulo 9 - Acero deberán utilizarse para diseñar acero estructural para las cargas sísmicas dadas en este Capítulo.

A.4.5.1.2 Diseño de esfuerzos admisibles. La resistencia admisible de miembros y conexiones se determinará del esfuerzo admisible dado en lo siguiente:

Acero estructural, Referencia [4.5-2]

Acero formado en frío, Referencia [4.5-4]

Acero inoxidable formado en frío, Referencia [4.5-6, Anexo E]

Viguetas y vigas de acero, Referencia [4.5-7]

Cables de acero, Referencia [4.5-8]

El aumento de un tercio en los esfuerzos unitarios dado en los documentos de las Referencias [4.5-2] y [4.5-6, Anexo E] o el factor 0.75 aplicado las cargas dado en la Referencia [4.5-4] se permitirá para uso con cargas sísmicas. No se usarán los factores de ajuste de las combinaciones de carga de la Sección 2.4.3 de ASCE 7-95. El aumento en esfuerzos admisibles dado en la parte 2 de la Referencia [4.5-3] para acero estructural o en la Sección 4.5.3 para acero formado en frío no se usará con la combinación de carga de la Sección 9.3.2 del Capítulo 9 - Acero.

Para miembros de acero estructural diseñados utilizando la Referencia [4.5-2], se cumplirá con la Sección 4.5.2.1 y las provisiones de la Referencia [4.5-3], incluyendo las reglas detalladas de proporcionamiento que se presentan en forma de resistencia para la Categoría C de Desempeño Sísmico (observando las limitaciones de la Sección 2.2 de la Referencia [4.5-3], D y E.

A.4.5.2 Requerimientos sísmicos de acero estructural. El diseño de miembros y conexiones de acero estructural para resistir fuerzas sísmicas deberá llevarse a cabo según la Referencia [4.5-1] o la Referencia [4.5-2]. Cuando se utilicen las provisiones de la Referencia [4.5-2] para computar la capacidad de miembros para resistir fuerzas sísmicas, los esfuerzos admisibles se convertirán a resistencias de diseño usando las provisiones de la Referencia [4.5-3, Parte II, Secciones 3.2 y 3.3]. Cuando se requiera, miembros de acero estructural también se diseñarán según la Referencia [4.5-3] con las

modificaciones debidas a los requerimientos de esta sección, excepto que la definición de E será como se define en estas provisiones y que el término C_a se cambiará por A , dondequiera que aparezca C_a .

Se elimina la Referencia [4.5-3, Sección 8.2c] y se reemplaza por lo siguiente: 8.2c Resistencia de conexión: Las configuraciones de conexiones que utilicen soldaduras o pernos de alta resistencia deberán mostrar, mediante resultados o cálculos de pruebas cíclicas aprobadas, la capacidad de mantener rotación inelástica y de desarrollar los criterios de resistencia de la Sección 8.2a tomando en cuenta el valor esperado de la resistencia de cedencia y el endurecimiento por deformación.

A.4.5.2.1 Requerimientos para marcos especiales concéntricamente arriostrados: Los marcos especiales concéntricamente arriostrados se diseñarán según los requerimientos de la Referencia [4.5-3] para marcos concéntricamente arriostrados excepto según se modifica en lo siguiente. Los números de sección y párrafo a los que se hacen referencia son los de la Referencia [4.5-3]. Las siguientes modificaciones se aplican a marcos especiales concéntricamente arriostrados y no modificarán los

requerimientos de marcos ordinarios concéntricamente arriostrados en la Referencia [4.5-3];

1. Sección 4.2.a – No se aplica a marcos especiales concéntricamente arriostrados.

2. Sección 4.2.b – Revísese según lo siguiente:

A.4.2.b Resistencia de compresión de diseño: La resistencia de diseño de un miembro de arriostramiento en compresión axial no deberá exceder $\phi_c P_n$.

3. Sección 4.2.d – Revísese según lo siguiente:

A.4.2d Relación ancho – espesor: Las relaciones ancho – espesor de elementos rigidizados y no- rigidizados de riostras deberán cumplir con la Sección B5 de la Referencia [9.5-1]. Las riostras serán compactas ($\lambda < \lambda_p$). La relación ancho – espesor

de secciones angulares no excederá $\frac{52}{\sqrt{7F_y}}$. Salvo que se aumente la rigidez de las

paredes de las secciones circulares o tubos rectangulares, las secciones circulares deberán tener una relación de diámetro exterior a espesor de pared que no exceda

$\frac{1500}{\sqrt{7F_y}}$; los tubos rectangulares deberán tener una relación de ancho de pared exterior a

espesor de pared que no exceda $\frac{110}{\sqrt{7F_y}}$.

4. Sección 4.2e – Revísese según lo siguiente:

A.4.2.e – Puntos de soldadura de miembros compuestos: Para toda riostra compuesta, el espaciamiento de los puntos de soldadura será uniforme. Se deberán utilizar por lo menos dos puntos de soldadura:

"1. Para una riostra en la que los puntos de soldadura puedan estar sometido a esfuerzo cortante post-pandeo, el espaciamiento de los puntos de soldadura deberá ser tal que la razón de esbeltez, $\frac{L}{r}$, de elementos individuales entre los puntos de soldadura no exceda 0.4 veces la razón de esbeltez que controla el miembro compuesto. La resistencia total de esfuerzo cortante deberá ser por lo menos igual a la resistencia de tensión de cada elemento.

"2. Para riostras que puedan sufrir pandeo sin causar esfuerzo cortante en los puntos de soldadura, el espaciamiento de los puntos de soldadura deberá ser tal que la razón de esbeltez, $\frac{L}{r}$, de elementos individuales entre los puntos de soldadura no exceda 0.75 veces la razón de esbeltez que controla el miembro compuesto."

5. Sección 4.4a – Revítese según lo siguiente:

A.4.4.a Arriostramiento en V y V invertido: Los marcos con arriostramiento en V y V invertido cumplirán con lo siguiente:

"1. Una viga intersectada por riostras deberá ser continua entre columnas.

"2. Una viga intersectada por riostras deberá tener la capacidad para soportar todas las cargas muertas y vivas tributarias suponiendo que no hay riostras.

"3. Una viga intersectada por riostras deberá tener la capacidad para resistir la combinación de efectos de carga de las ecuaciones (3-5) y (3-6) de la Referencia [4.5-3] excepto que el término Q_b reemplazará al término E , donde Q_b = el efecto de carga desbalanceada máximo aplicado por la viga a las riostras. El efecto de carga se podrá calcular utilizando un mínimo de P_y y un máximo de $0.3\phi_c P_n$ para la riostra en compresión.

"4. Las alas superiores e inferiores de la viga en la intersección con las riostras en V deberán ser diseñadas para soportar una fuerza lateral igual a 1.5 por ciento de la resistencia nominal del ala, $F_y b_f t_f$ ".

6. Sección 4.4.b – Elimínese completamente sin reemplazo.

7. Sección 4.4 – Elimínese completamente sin reemplazo.

8. Agreguese una sección nueva:

A.4.5 Columnas:

A.4.5.a Compacticidad: Las columnas en marcos especiales concéntricamente arriostrados serán compactas según la Sección B5 de la *Especificación*. La relación de ancho de pared exterior a espesor de tubos rectangulares utilizados como columnas no excederá $\frac{110}{\sqrt{7F_y}}$ salvo que se les rigidice.

A.4.5.b Empalmes: Además de cumplir con los requerimientos de la Sección 6.2, los empalmes de columnas en marcos especiales concéntricamente arriostrados se diseñarán para desarrollar la resistencia nominal de esfuerzo cortante y 50% de la resistencia nominal de momento de la sección."

A.4.5.3 Requerimientos sísmicos para acero formado en frío. El diseño de acero formado en frío de carbono o de baja aleación para resistir cargas sísmicas deberá ser según las provisiones de la Referencias [4.5-4], [4.5-5] y [4.5-6] excepto según lo modifique esta sección. La referencia a números de sección y párrafo se hace a la especificación particular modificada.

A.4.5.3.1. Referencia [4.5-4] - La resistencia nominal de miembros y conexiones será como se especifica aquí excepto que la resistencia nominal para esfuerzo cortante y

achurramiento del alma se determinará multiplicando la resistencia admisible por 1.7. Las resistencias de diseño se determinarán multiplicando las resistencias por factores de resistencia presentados aquí. Se utilizarán los siguientes factores de resistencia ϕ :

Resistencia de esfuerzo cortante con $\frac{h}{t} > \sqrt{\frac{Ek_v}{F_y}}$, $\phi = 0.9$

Resistencia de esfuerzo cortante con $\frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{Ek_v}{F_y}}$, $\phi = 1.0$

Achurramiento del alma de miembros con almas sencillas sin reforzar, $\phi = 0.75$

Achurramiento del alma secciones I, $\phi = 0.8$

Todos los demás casos, $\phi = \frac{1.55}{\Omega}$

donde

h = altura del elemento de esfuerzo cortante

t = espesor del elemento de esfuerzo cortante

E = módulo de elasticidad, MPa

k_v = coeficiente de pandeo por esfuerzo cortante

F_y = esfuerzo de cedencia mínimo especificado del tipo de acero que se esté empleando, MPa

Ω = factor de seguridad global

A.4.5.3.2 Referencia [4.5-4] - Revisar la Sección 4.4, eliminando la referencia a cargas sísmicas excepto cuando se esté aplicando la provisión de la Sección 4.5.1.2.

A.4.5.3.3 Referencia [4.5-5] - Revisar la Sección A.5.1.4, utilizando un factor de carga de 1.0 en vez del 1.5 para carga sísmica nominal.

A.4.5.3.4 Referencia [4.5-6] - Revisar la Sección 1.5.2, utilizando un factor de carga de 1.0 en vez del 1.5 para carga sísmica nominal.

A.4.5.4 Requerimientos sísmicos de diafragmas de tablero de acero: Los diafragmas de tablero de acero se fabricarán de materiales que cumplan con los requerimientos de las Referencias 4.5-4, 4.5-4 ó 4.5-6. Las resistencias nominales se determinarán mediante procedimientos analíticos aprobados o mediante procedimientos de prueba preparados por un profesional de diseño idóneo que tenga experiencia en el ensayo de ensamblados de acero formado en frío aprobados por la Junta Técnica. Las resistencias de diseño se determinarán multiplicando la resistencia nominal por un factor de resistencia, ϕ , igual a 0.60 para diafragmas mecánicamente conectados y 0.50 para diafragmas soldados. La instalación de tableros de acero cumplirá con el arreglo del ensamblaje de la prueba. Las normas de calidad establecidos para la prueba de resistencia nominal serán las normas mínimas requeridas para la instalación de tableros de acero, incluyendo conectores.

A.4.5.5 Cables de acero. La resistencia de diseño de cables de acero se determinará mediante las provisiones de la Referencia [4.5-8] excepto según las modifica esta sección. La Referencia [4.5-8, Sección 25d] se modificará utilizando $1.5T_d$ cuando T_d es la tensión neta en el cable debida carga muerta, pre-esfuerzo, carga viva y carga sísmica. Se aplicará un factor de 1.1 a la fuerza de pre-esfuerzo que se le agregue a la combinación de carga de la Sección 3.1.2 de la Referencia [4.5-8].

A.4.5.6 Provisiones sísmicas para miembros de acero estructural: Las estructuras de acero y los miembros estructurales que formen parte de éstas que resistan fuerzas

sísmicas se diseñarán según las provisiones aplicables de las Secciones 4.5.2 a 4.5.5. Además, las estructuras de acero se diseñarán según los requerimientos de las Secciones 4.5.6.1, 4.5.6.2 y 4.5.6.3 para las Categorías de Desempeño Sísmico apropiadas.

A.4.5.6.1 Categorías A y B de desempeño sísmico. Los edificios asignados a la Categoría A o B de Desempeño Sísmico serán de cualquier construcción permitida por las referencias en la Sección 4.5.1.

A.4.5.6.2 Categoría C de desempeño sísmico. A menos que lo requieran las provisiones de esta sección, los edificios asignados a la Categoría C de Desempeño Sísmico serán de cualquier construcción permitida por las referencias en la Sección 4.5.1.

A.4.5.6.3 Categorías D y E de desempeño sísmico. Los edificios asignados a la Categoría D o E de Desempeño Sísmico serán diseñados según las provisiones adicionales de la Referencia [4.5-3] para edificios de acero estructural y la Sección 4.5.7 para paredes ligeras de entramado.

A.4.5.7 Requerimientos de paredes ligeras de entramado. Cuando lo requieran las provisiones de la Sección 4.5.6.3, los sistemas de paredes de entramado de acero formado en frío cumplirán, además, con la Referencias [4.5-4], [4.5-5] ó [4.5-6].

A.4.5.7.1 Miembros de borde. Todos los miembros de borde, cuerdas y colectores deberán ser diseñados para transmitir la fuerza axial inducida por las cargas especificadas en este capítulo.

A.4.5.7.2 Conexiones. Las conexiones de miembros de arriostramiento diagonal, empalmes de cuerdas superiores, miembros de borde y colectores deberán tener una resistencia de diseño igual o mayor a la resistencia nominal de tensión de los miembros que se estén conectando o $\left(\frac{2}{5}R\right)$ veces las fuerzas sísmicas de diseño. El término $\left(\frac{2}{5}R\right)$ no se deberá tomar menor a 1.0. No se deberá utilizar la resistencia de adherencia en tensión de los tornillos para resistir fuerzas sísmicas.

A.4.5.7.3 Miembros de marcos arriostrados. En sistemas para los que las fuerzas laterales son resistidas por marcos arriostrados, los miembros verticales y diagonales de los vanos arriostrados se deberán anclar de tal manera que no se requiera que los rieles resistan fuerzas de tensión mediante flexión del riel o del alma del riel. Ambas alas de travesaños en un vano arriostrado se deberán arriostrar para impedir pandeo torsional lateral.

A.4.5.7.4 Riostras diagonales. Para prevenir diagonales flojos, se hará provisión para el pre-tensionamiento u otros métodos de instalación de riostras que únicamente resisten tensión.

A.4.6 Provisiones complementarias para concreto estructural

A.4.6.1 Modificaciones a los documentos de referencia (Reservado)

A.4.6.2. Pernos y anclajes de cabeza en concreto. El diseño de pernos y anclajes de cabeza empotrados en concreto se determinará utilizando la Sección A.4.6.2.

A.4.6.2.1 Multiplicadores de factores de carga. La resistencia de diseño requerida incluirá un multiplicador de 2 veces las combinaciones de carga del Capítulo 7 –

Concreto Reforzado si no se provee inspección especial o de 1.3 si se provee. Cuando los anclajes estén empotrados en la zona de tensión de un miembro, la resistencia de diseño requerida deberá incluir un multiplicador de 3 si no se provee inspección especial o de 2.0 se provee.

A.4.6.2.2 Resistencia de los anclajes. La resistencia de pernos con cabeza y de anclajes de cabeza sólidamente vaciados en concreto se tomará como el promedio de 10 pruebas para cada resistencia de concreto y tamaño de anclaje o calculado como el mínimo de P_s ó ϕP_c en tensión o de V_s o ϕV_c en esfuerzo cortante cuando:

$$P_s = 0.9 A_b f_s'$$

y

$$\phi P_c = \phi \lambda \sqrt{\left(\frac{1000}{7}\right) f_c'} \left(\frac{7}{1000}\right) (2.8 A_s + 4 A_t)$$

donde

A_b = El área (en mm²) de perno o anclaje de cabeza. La ecuación se utilizará con las propiedades correspondientes del acero para determinar la parte más débil del ensamblaje en tensión. No será necesario verificar la pata del inserto en cizalla.

A_s = El área inclinada (en mm²) de una superficie de falla inclinada. La superficie será la de un cono o pirámide truncada radiando en una pendiente de 45° desde el borde de contacto del anclaje o anclajes hasta la superficie. Para secciones delgadas con grupos de anclaje, se supondrá que la superficie de falla se extiende a lo largo de esta pendiente hasta el lado opuesto, en vez de truncarse como se hace para A_t .

A_t = El área (en mm²) de la parte inferior plana de la pirámide truncada de una superficie de falla supuesta del concreto. Cuando los anclajes en un grupo están más cercanos unos a otros que dos veces la longitud de empotramiento, la pirámide de la superficie de falla se supondrá truncada en el borde de contacto del anclaje en vez de formar conos separados.

f_c' = Resistencia del concreto, pero que no exceda 42 MPa para diseño.

f_s' = Resistencia de tensión última del perno, anclaje o alambres de las patas de los insertos, la que no se debe suponer más de 420 MPa. Para pernos A307 o anclajes de cabeza A108, f_s' se supondrá igual a 420 MPa.

λ = 1 para concreto de peso normal, 0.75 para concreto "todo liviano" y 0.85 para concreto de arena de peso ligero.

ϕ = Factor de reducción de resistencia = 0.65

Excepción: Cuando el anclaje se fije a o se enganche alrededor de acero de refuerzo o se termine de tal forma que transfiera fuerzas efectivamente a acero de refuerzo diseñado para distribuir fuerzas y prevenir la falla localizada súbita, ϕ = 0.85.

Cuando la distancia al borde sea menor que la longitud de empotramiento, redúzcase proporcionalmente. Para múltiples distancias a los borde menores que la longitud de empotramiento, úsese reducciones múltiples.

Cuando se aplique la carga hacia un borde de más de 10 diámetros distantes,

$$V_s = 0.75 A_b f_s'$$

y

$$\phi V_c = \phi \left(\left(\frac{7}{1000} \right) (800) \frac{N}{mm^2} \right) A_b \lambda \sqrt{\left(\frac{1000}{7} \right) (f_c')}$$

Cuando se aplique la carga hacia un borde de menos de 10 diámetros distantes,

$$\phi V_c = \phi 2 \pi d_e^2 \lambda \sqrt{\left(\frac{1000}{7} \right) (f_c')} \left(\frac{7}{1000} \right)$$

donde

d_e = La distancia desde el eje del anclaje al borde libre.

Para grupos de anclajes, el esfuerzo cortante de diseño del concreto se tomará como la menor de:

La resistencia del anclaje de cabeza más débil por el número de anclajes de cabeza;
La resistencia de la fila de anclajes de cabeza más cercanas al borde libre en la dirección del esfuerzo cortante por el número de filas; o
La resistencia de la fila más alejada del borde libre en la dirección del esfuerzo cortante.

Para esfuerzo cortante hacia un borde menos de 10 diámetros distantes, o tensión o esfuerzo cortante que no se dirija hacia un borde a menos de 4 diámetros distantes, se proveerá suficiente refuerzo para prevenir la falla del concreto en tensión. En ningún caso la distancia deberá ser menor que un tercio esta distancia. El área de contacto de anclajes con cabeza deberá ser por lo menos vez y media el área de la espiga para anclajes de resistencia a la cedencia de 840 MPa.

Cuando actúen simultáneamente tensión y esfuerzo cortante, se cumplirán ambos de los siguientes requerimientos:

$$\frac{1}{\phi} \left(\left(\frac{P_u}{P_c} \right)^2 + \left(\frac{V_u}{V_c} \right)^2 \right) \leq 1$$

y

$$\left(\frac{P_u}{P_s} \right)^2 + \left(\frac{V_u}{V_s} \right)^2 \leq 1$$

donde P_u, V_u = las resistencias en N ó KN de tensión y esfuerzo cortante, respectivamente, requeridas por las cargas factorizadas.

A.4.6.2.3 Pernos de anclaje en las partes superiores de columnas. Los pernos de anclaje en las partes superiores de columnas deberán tener un empotramiento mínimo de 9 diámetros de perno y deberán estar encerrados por no menos de dos amarres No. 4 ubicados dentro de 100 mm de la parte superior de la columna.

A.4.6.3 Clasificación de marcos de momento

A.4.6.3.1 Marcos de momento ordinarios. Marcos de momento ordinarios son marcos que cumplen con los requerimientos de la Referencia [4.6-1] excepto el Capítulo 21.

A.4.6.3.2 Marcos de momento intermedios. Marcos de momento intermedios son marcos que cumplen con los requerimientos de la Sección 21.10 de la Referencia [4.6-1], además de los requerimientos para marcos de momento ordinarios.

A.4.6.3.3. Marcos de momento especiales. Marcos de momento especiales son marcos que cumplen con los requerimientos de las Secciones 21.2 - 21.5 de la Referencia [4.6-1], además de los requerimientos para marcos de momento ordinarios.

A.4.6.4 Categoría A de desempeño sísmico. Los edificios asignados a la Categoría A serán de cualquier construcción permitida por la Referencia [4.6-1] y por estas provisiones.

A.4.6.5 Categoría B de desempeño sísmico. Los edificios asignados a la Categoría B deberán cumplir con todos los requerimientos para la Categoría A y con los requerimientos adicionales para la Categoría B en otras secciones de estas provisiones.

A.4.6.5.1 Marcos de momento ordinarios: En miembros flectores de marcos de momento ordinarios que forman parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas, se deberán proveer por lo menos dos barras principales del refuerzo de flexión continuamente arriba y abajo a través de las vigas y a través de o desarrollados dentro de columnas exteriores o elementos de borde. Las columnas de marcos de momento ordinarios con una relación de altura libre a mayor dimensión en planta de 5 o menos deberán ser diseñadas para esfuerzo cortante según la Sección 21.10.3 de la Referencia [4.6-1].

A.4.6.5.2 Marcos de momento: Todos los marcos que forman parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas de un edificio asignado a la Categoría B y cimentado en un suelo de Perfil Tipo E o F deberán ser marcos de momento intermedios que cumplan con la Sección 4.6.3.2 o marcos de momento especiales que cumplan con la Sección 4.6.3.3.

A.4.6.6 Categoría C de desempeño sísmico. Los edificios asignados a la Categoría C deberán cumplir con todos los requerimientos para la Categoría B y con los requerimientos adicionales para la Categoría C en otras secciones de estas provisiones, además de los requerimientos de esta sección.

A.4.6.6.1 Marcos de momento. Todos los marcos que forman parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas deberán ser marcos de momento intermedios que cumplan con la Sección 4.6.3.2 o marcos de momento especiales que cumplan con la Sección 4.6.3.3.

A.4.6.6.2 Miembros discontinuos. Las columnas que soportan reacciones de miembros discontinuos rígidos, tales como muros, deberán de proveerse de refuerzo transversal a un espaciamiento s_v como se define en la Sección 21.10.5.1 de la Referencia [4.6-1] a través de la altura completa debajo del nivel donde ocurre la discontinuidad. El refuerzo transversal deberá extenderse por encima y por debajo de la columna según lo requiere la Sección 21.4.4.5 de la Referencia [4.6-1].

A.4.6.6.3 Concreto simple: Miembros estructurales de concreto simple en edificios asignados a la Categoría C deberán cumplir con los requerimientos de la Categoría B y las provisiones y limitaciones de esta sección.

A.4.6.6.3.1 Muros. Se deberá proveer refuerzo mínimo alrededor de aperturas de ventanas y puertas en muros de sótano, fundación u otros muros debajo de la base según lo requiere la Sección 21.6.6.5 de la Referencia [4.6-1]. Los demás muros se deberán reforzar según la Sección 10.5.3.2 de la Referencia [4.8-1].

A.4.6.6.3.2 Zapatas: No se usará concreto simple para zapatas aisladas que soportan pedestales o columnas si la proyección de la zapata más allá de la cara del miembro soportado excede el espesor de la zapata.

Excepción: En viviendas no- adosadas de una o dos familias de tres piso o menos de altura, la proyección de la zapata más allá de la cara del miembro soportado no se limita al espesor de la zapata.

Las zapatas de concreto simple que soporten muros deberán proveerse de por lo menos dos barras longitudinales de refuerzo continuas. Las barras serán por lo menos No. 4 y tendrán un área total de por lo menos 0.002 veces el área bruta de la sección transversal de la zapata. Se proveerá continuidad de refuerzo en las esquinas e intersecciones.

A.4.6.6.3.3 Pedestales: No se emplearán pedestales de concreto simple para resistir fuerzas laterales sísmicas.

A.4.6.7 Categoría D y E de desempeño sísmico. Los edificios asignados a la Categoría D o E deberán cumplir con todos los requerimientos para la Categoría C y con los requerimientos adicionales de esta sección.

A.4.6.7.1 Marcos de momento. Todos los marcos de momento que formen parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas, independientemente de la altura, serán marcos de momento especiales que cumplan con la Sección 4.6.3.3.

A.4.6.7.2 Sistema resistente a fuerzas sísmicas. Todos los materiales y componentes en el sistema resistente a fuerzas sísmicas cumplirán con las Secciones 21.2 - 21.8 de la Referencia [4.6-1].

A.4.6.7.3 Miembros de marco no proporcionados para resistir fuerzas inducidas por movimientos sísmicos. Todos los componentes de marcos que se suponen no contribuir a la resistencia de fuerza lateral deberán cumplir con la Sección 4.2.2.2.4.3 de estas provisiones y la Sección 21.9 de la Referencia [4.6-1].

A.4.6.7.4 Concreto simple: No se emplearán miembros estructurales de concreto simple en edificios asignados a las Categorías D o E.

TABLA 4.1.4			
Categoría de desempeño sísmico			
Valor de A_v	Categoría según la Tabla 1-1		
	I ó II	III	IV
$A_v < 0.05$	A	A	A
$0.05 \leq A_v < 0.10$	B	B	C
$0.10 \leq A_v < 0.15$	C	C	D
$0.15 \leq A_v < 0.20$	C	D	D
$0.20 \leq A_v$	D	D	E

TABLA 4.1.4.1		
Coeficientes de aceleración		
Ciudad	A_h	A_v
Aguadulce	0.14	0.14
Aligandí	0.19	0.19
Almirante	0.21	0.22
Bocas del Toro	0.21	0.21
Boquete	0.18	0.20
Changuinola	0.24	0.28
Chepo	0.20	0.28
Chiriquí Grande	0.18	0.20
Chitré	0.15	0.15
Chorrera	0.13	0.15
Colón	0.15	0.20
Concepción	0.22	0.28
Coronado	0.12	0.15
David	0.21	0.27
El Real	0.22	0.27
El Valle	0.12	0.14
Jaqué	0.22	0.28
La Palma	0.21	0.27
Las Tablas	0.17	0.20
Panamá	0.15	0.20
Penonomé	0.11	0.14
Portobelo	0.17	0.19
Puerto Armuelles	0.25	0.34
Puerto Obaldía	0.21	0.22
Santiago	0.15	0.18
Soná	0.17	0.19
Tonosí	0.20	0.20

TABLA 4.1.4.2			
Clasificación de tipo de perfil de suelo			
Tipo de perfil de suelo	v_s	N ó N_{ch}	s_u
A	>1500 m/s	No es aplicable	No es aplicable
Roca dura			
B	760 a 1500 m/s	No es aplicable	No es aplicable
Roca			
C	370 a 760 m/s	>50	>100 kPa
Suelo muy denso y roca suave			
D	180 a 370 m/s	15 a 50	50 a 100 kPa
Suelo rígido			
E	<180 m/s	<15	<50 kPa
Suelo			
F			
Suelo que requiere evaluación específica del sitio	1. Suelos vulnerables a falla potencial o colapso		
	2. Arcillas altamente orgánicas		
	3. Arcillas de plasticidad muy alta		
	4. Arcillas suaves o medianas muy espesas		

TABLA 4.1.4.2.3A					
Valores de F_s como función de condiciones de sitio e intensidad del movimiento					
Tipo de perfil de suelo	Intensidad de movimiento, A_s				
	$\leq 0.1g$	0.2g	0.3g	0.4g	$\geq 0.5g^b$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	a
F	a	a	a	a	a

Nota: Utilícese interpolación lineal para valores intermedios de A_s .

^a Se llevarán acabo investigaciones geotécnicas específicas al sitio y análisis dinámicos de respuesta de sitio

^b Estudios específicos requeridos según la Sección 4.1.4.2.3 pueden resultar en valores más altos de A_s que los que aparecen en los mapas de amenaza sísmica, así como también las provisiones de la Sección 4.2.6.

TABLA 4.1.4.2.3B					
Valores de F_v como función de condiciones de sitio e intensidad del movimiento					
Tipo de perfil de suelo	Intensidad de movimiento, A_s				
	$\leq 0.1g$	0.2g	0.3g	0.4g	$\geq 0.5g^b$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	^a
F	^a	^a	^a	^a	^a

Nota: Utilícese interpolación lineal para valores intermedios de A_s .

^a Se llevarán acabo investigaciones geotécnicas específicas al sitio y análisis dinámicos de respuesta de sitio.

^b Estudios específicos requeridos según la Sección 4.2.2.4.3 pueden resultar en valores más altos de A_s que los que aparecen en los mapas de amenaza, así como también las provisiones de la Sección 4.2.6.

TABLA 4.1.4.2.4A							
Coeficiente sísmico C_s							
Tipo de perfil de suelo	Intensidad del movimiento, A_s						
	$< 0.05g$	0.05g	0.10g	0.20g	0.30g	0.40g	$\geq 0.50g^b$
A	A_s	0.04	0.08	0.16	0.24	0.32	0.40
B	A_s	0.05	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50
C	A_s	0.06	0.12	0.24	0.33	0.40	0.50
D	A_s	0.08	0.16	0.28	0.36	0.44	0.50
E	A_s	0.13	0.25	0.34	0.36	0.36	^a

Nota: Utilícese el siguiente valor más alto o interpolación lineal para valores intermedios de C_s .

^a Se llevarán acabo investigaciones geotécnicas específicas al sitio y análisis dinámicos de respuesta de sitio.

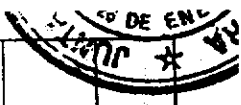
^b Estudios específicos requeridos según la Sección 4.2.2.4.3 pueden resultar en valores más altos de A_s que los que aparecen en los mapas de amenaza sísmica, así como también las provisiones de la Sección 4.2.6.

TABLA 4.1.4.2.4B							
Coeficiente sísmico C_v							
Tipo de perfil de suelo	Intensidad del movimiento, A_s						
	$< 0.05g$	0.05g	0.10g	0.20g	0.30g	0.40g	$\geq 0.50g^b$

TABLA 4.2.2.2

Sistemas Estructurales

			Limitaciones al sistema estructural y a la altura del edificio (metros) ^c			
			Categoría de desempeño sísmico			
			A y B	C	D ^d	E ^e
Sistema estructural básico y sistema resistente a fuerza sísmica	R ^a	C _a ^b				
Sistema de Muro de Carga						
Muros de armazón ligero con paneles de cizalla	6 ½	4	NL	NL	50	30
Muros cortantes de concreto reforzado	4 ½	4	NL	NL	50	30
Muros cortantes de mampostería reforzada	3 ½	3	NL	NL	50	30
Marcos concéntricamente arriostrados	4	3 ½	NL	NL	50	30
Muros cortantes de mampostería sin reforzar	1 ¼	1 ¼	NL	1	NP	NP
Muros cortantes de concreto sin reforzar	1 ½	1 ½	NL	0	NP	NP
Sistema de Marco de Edificio						
Marcos excéntricamente arriostrados, conexiones momento resistentes en columnas alejadas del eslabón	8	4	NL	NL	50	30
Marcos excéntricamente arriostrados, conexiones sin capacidad de resistir momento en columnas alejadas del eslabón	7	4	NL	NL	50	30
Muros de armazón ligero con paneles de cizalla	7	4 ½	NL	NL	50	30
Marcos concéntricamente arriostrados	5	4 ½	NL	NL	50	30
Marcos especiales concéntricamente arriostrados de acero	6	5	NL	NL	50	30
Muros cortantes de concreto reforzado	5 ½	5	NL	NL	50	30
Muros cortantes de mampostería reforzada	4 ½	4	NL	NL	50	30
Muros cortantes de mampostería sin reforzar	1 ½	1 ½	NL	1	NP	NP
Muros cortantes de concreto sin reforzar	2	2	NL	0	NP	NP
Sistema de Marco Momento Resistente						
Marcos de momento especiales de acero	8	5 ½	NL	NL	NL	NL
Marcos de momento especiales de concreto reforzado	8	5 ½	NL	NL	NL	NL
Marcos de momento intermedios de concreto reforzado	5	4 ½	NL	NL	NL	NL
Marcos de momento ordinarios de acero	4 ½	4	NL	NL	50	30
Marcos de momento ordinarios de concreto reforzado	3	2 ½	NL ^h	NP	NP	NP



Sistema Dual con un marco de momento especial capaz de resistir por lo menos 25% de las fuerzas sísmicas prescritas						
Marcos excéntricamente arriostrados, conexiones momento resistentes en columnas alejadas del eslabón	8	4	NL	NL	NL	NL
Marcos excéntricamente arriostrados, conexiones sin capacidad de resistir momento en columnas alejadas del eslabón	7	4	NL	NL	NL	NL
Marcos concéntricamente arriostrados	6	5	NL	NL	NL	NL
Marcos concéntricamente arriostrados especiales de acero	8	6 ½	NL	NL	NL	NL
Muros cortantes de concreto reforzado	8	6 ½	NL	NL	NL	NL
Muros cortantes de mampostería reforzada	6 ½	5 ½	NL	NL	NL	NL
Paneles de cizalla forrados con madera	8	5	NL	NL	NL	NL
Sistema Dual con un marco de momento intermedio de concreto reforzado o un marco de momento ordinario de acero capaz de resistir por lo menos 25% de las fuerzas sísmicas prescritas						
Marcos concéntricamente arriostrados especiales	6	5	NL	NL	50	30
Marcos concéntricamente arriostrados	5	4 ½	NL	NL	50	30
Muros cortantes de concreto reforzado	6	5	NL	NL	50	30
Muros cortantes de mampostería reforzada	5	4 ½	NL	NL	50	30
Paneles de cizalla forrados con madera	7	4 ½	NL	NL	50	30
Sistema Resistente a fuerza lateral tipo estructura de péndulo invertido						
Marcos de momento especiales de acero	2 ½	2 ½	NL	NL	NL	NL
Marcos de momento especiales de concreto reforzado	2 ½	2 ½	NL	NL	NL	NL
Marco de momento ordinarios de acero	1 ¼	1 ¼	NL	NL	NL	NP

^a Coeficiente de modificación de respuesta, R , para uso a través de la norma. Observar que R reduce las fuerzas a un nivel de resistencia, no un nivel de esfuerzo permisible.

^b Factor de amplificación de deflexión, C_d , para uso en las Secciones 4.2.3.7.1 y 4.2.3.7.2.

^c NL = No limitado y NP = No permitido.

^d Refiérase a la Sección 4.2.2.2.4.1 para una descripción de sistemas de edificios limitados a edificios de 75 m de altura o menos.

^e Refiérase a la Sección 4.2.2.2.4.5 para sistemas de edificios limitados a una altura de 50 m o menos.

^f Los muros cortantes de mampostería tendrán refuerzo nominal según lo requiere la Referencia [4.8-1], Sección 10.5.3.2 (ACI/ASCE 5).

^g Los muros cortantes de concreto sin reforzar tendrán refuerzo nominal según lo requiere la Referencia [4.8-1], Sección 10.5.3.2 (ACI/ASCE 5).

^h Refiérase a la Sección 4.6.5.2 para limitaciones en el uso de marcos de momento ordinarios de concreto reforzado en edificios de la Categoría B de Desempeño Sísmico en Tipos E ó F de Perfil de Suelo.

TABLA 4.2.2.3.1		
Irregularidades estructurales en planta		
Tipo de irregularidad y descripción	Sección de referencia	Aplicación de categoría de desempeño sísmico
1. Irregularidad torsional	4.2.2.5.4.2 4.2.3.5.1	D y E C, D, y E
2. Esquinas reentrantes	4.2.2.5.4.2	D y E
3. Discontinuidad de diafragma	4.2.2.5.4.2	D y E
4. Decentramientos fuera de plano	4.2.2.5.4.2	D y E
5. Sistemas no paralelos	4.2.2.5.3.1	C, D, y E

Descripciones

1. La irregularidad torsional ocurre donde el desplazamiento horizontal máximo entre plantas, incluyendo la torsión accidental, en un extremo de la estructura transversal a un eje es más de 1.2 veces el valor medio de los desplazamientos horizontales entre plantas en los dos extremos del edificio. Los requerimientos de irregularidad torsional en las secciones de referencia aplican únicamente a edificios en los que los diafragmas son rígidos con relación a los elementos estructurales verticales que resisten las fuerzas sísmicas.
2. Configuraciones en planta de una estructura y su sistema resistente a fuerzas laterales contienen esquinas reentrantes donde ambas proyecciones de la estructura fuera de una esquina reentrante son mayores que 15% de la dimensión en planta de la estructura en una dirección dada.
3. Diafragmas con discontinuidades o variaciones de rigidez abruptas, incluyendo áreas recortadas o abiertas 50% más grandes que el área bruta encerrada por el diafragma, o cambios en la rigidez efectiva del diafragma de más de 50% de un piso al siguiente.
4. Discontinuidades en la trayectoria de la resistencia a fuerzas laterales, tales como descentramientos fuera de plano de los elementos verticales.
5. Los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas laterales no son paralelos a ni simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales del sistema resistente a fuerzas laterales.

TABLA 4.2.2.3.2		
Irregularidades estructurales verticales		
Tipo de irregularidad y descripción	Sección de referencia	Aplicación de categoría de desempeño sísmico
1. Irregularidad de rigidez: Piso suave	4.2.2.4.3	D y E
2. Irregularidad de masa	4.2.2.4.3	D y E
3. Irregularidad geométrica vertical	4.2.2.4.3	D y E
4. Discontinuidad dentro del plano en los elementos del sistema vertical resistente a fuerzas laterales	4.2.2.5.4.2	D y E
5. Discontinuidad de resistencia lateral: Piso débil	4.2.2.5.2.4 4.2.2.5.4.2	B, C, D, y E

Descripciones

6. Un piso suave es uno en el que la rigidez lateral es menos de 70% de la rigidez lateral del piso por encima o menos de 80% de la rigidez media de los tres pisos por encima.
7. Existe irregularidad de masa donde la masa efectiva de cualquier piso es más de 150% de la masa efectiva de un piso adyacente. No es necesario considerar un techo cuando es más liviano que el piso inmediatamente por debajo.
8. Existe irregularidad geométrica vertical donde la dimensión horizontal del sistema resistente a fuerzas laterales en cualquier piso es más de 130% que la de cualquier piso adyacente.
9. Un decentramiento dentro del plano de los elementos resistentes a fuerzas laterales mayor que la longitud de aquellos elementos.
10. Un piso débil es uno para el cual la resistencia lateral del piso es menor que 80% que la del piso por encima. La resistencia del piso es la resistencia total de todos los elementos resistentes a sismo que comparten el esfuerzo cortante entre pisos en la dirección bajo consideración.

TABLA 4.2.2.4.3	
Procedimientos de análisis para la categorías D y E de desempeño sísmico	
Descripción del edificio	Referencia y procedimientos
Edificios regulares hasta 75 m	Sección 4.2.3
Edificios con solamente irregularidades estructurales verticales de Tipo 1, 2, ó 3 en la Tabla 4.2.2.3.2 y con una altura de más de cinco pisos ó 20 m y todo edificio de más de 75 m de altura	Sección 4.2.4
Todos los demás edificios con irregularidades en planta o verticales	Sección 4.2.3 más el efecto de la irregularidad en la respuesta dinámica
Edificios en la Categoría III o IV de la Tabla 4.1.4 en áreas con A_s mayor que 0.40 dentro de 10 km de fallas que tengan la capacidad de generar terremotos de magnitud 7 o más	Se utilizará un espectro de respuesta específico a un sitio, pero el esfuerzo cortante en la base de diseño no será menor que el que se determina de la Sección 4.2.3.2
Edificios en áreas con A_s de 0.2 y mayor con un periodo de 0.7 seg o más localizados en sitios de Tipo E de Perfil de Suelo	Se utilizará un espectro de respuesta específico a un sitio, pero el esfuerzo cortante en la base de diseño no será menor que el que se determina de la Sección 4.2.3.2

TABLA 4.2.2.7			
Desplazamiento horizontal entre pisos permisible, Δ_x^a			
Edificio	Categoría de la Tabla 4.1.4		
	I y II	III	IV
Edificios, excluyendo aquellos con muros cortantes de mampostería o marcos de mampostería, cuatro pisos o menos, con paredes internas, particiones, cielorrasos, y sistemas de pared exterior diseñados para acomodar el desplazamiento horizontal entre pisos	$0.025 h_{sx}^b$	$0.020 h_{sx}$	$0.015 h_{sx}$
Todos los demás edificios	$0.020 h_{sx}$	$0.015 h_{sx}$	$0.010 h_{sx}$

^a h_{sx} es la altura del piso debajo del Nivel x

^bNo habrá limitación del desplazamiento horizontal entre pisos para edificios de una planta con paredes interiores, particiones, cielorrasos, y sistemas de pared exterior diseñados para acomodar el desplazamiento horizontal entre pisos. Se deberá cumplir con el requerimiento de separación del edificio de la Sección 4.2.2.7.

TABLA 4.2.3.3	
Coeficiente para el límite superior de período calculado	
Coeficiente Sísmico (C_v)	Coeficiente C_u
≥ 0.40	1.2
0.30	1.3
0.20	1.4
0.15	1.5
0.10	1.7
0.05	1.7

TABLA 4.2.5.2.1.1				
Valores de G/G_0 y de v_s/v_{s0}				
	Coeficiente de Aceleración del Terreno (A_v)			
	≤ 0.10	≤ 0.15	≤ 0.20	≤ 0.30
Valor de G/G_0	0.81	0.64	0.49	0.42
Valor de v_s/v_{s0}	0.90	0.80	0.70	0.65

TABLA 4.2.6.3.3.1A			
Coeficiente de respuesta de sitio de campo cercano, N_s			
	Terremoto máximo capaz Magnitud M_{MCE} de falla activa		
Distancia d_F más cercana a una falla activa	$M_{MCE} \geq 8.0$	$M_{MCE} = 7.0$	$M_{MCE} \leq 6.0$
$d_F \geq 15$ km	1.0	1.0	1.0
$d_F = 10$ km	1.2	1.0	1.0
$d_F \leq 5$ km	1.5	1.3	1.1

TABLA 4.2.6.3.3.1B	
Coeficiente de amortiguamiento B_i	
Amortiguamiento efectivo β_i (Porcentaje de crítico) ^{a,b}	Factor B_i
$\leq 2\%$	0.8
5%	1.0
10%	1.2
20%	1.5
30%	1.7
40%	1.9
$\geq 50\%$	2.0

^a El coeficiente de amortiguamiento se basará en el amortiguamiento efectivo del sistema aislador determinado según los requerimientos de la Sección 4.2.6.9.5.2.

^b El coeficiente de amortiguamiento se basará en interpolación lineal para determinar valores del amortiguamiento efectivo distintos a los que presenta la tabla.

TABLA 4.2.6.3.3.4		
Desplazamiento del terremoto máximo capaz		
Coeficiente M_M		
Aceleración pico relativa a la velocidad A_v	Region de respuesta efectiva ^{a,b}	
	Aceleración constante	Velocidad constante
0.40	1.2	1.25
0.30	1.33	1.5
0.20	1.5	1.75
0.15	1.67	2.0
0.10	2.0	2.5
0.05	2.5	3.0

^aExcepto para construir espectros de diseño, según requiere la Sección 4.2.6.4.4.1, el valor de M_M será el que se especifica para velocidad constante,

^bPara la construcción de espectros de respuesta, según requiere la Sección 4.2.6.4.4.1, el valor de M_M especificado para aceleración constante se aplicará a todos los períodos de 0 segundos al período de transición (0.4 seg para Tipos A y B de Perfil de Suelo; 0.6 seg para Tipos C y D de Perfil de Suelo; y 0.9 seg para Tipo E de Perfil de Suelo), y el valor de M_M especificado para velocidad constante se aplicará a todos los períodos mayores al período de transición. El producto de $M_M A_v N$ en la región de velocidad constante no tiene porqué exceder el producto de $M_M A_v N$ en la región de transición.

TABLA 4.2.6.4.4.1
Construcción de espectros de respuesta (Campo libre, elástico, alizado, 5% de amortiguamiento)

1. Seleccionar A_s y A_v de los mapas.
2. Seleccionar el tipo de perfil de suelo de la Sección 4.1.4.2
3. Determinar los valores correspondientes de los coeficientes de suelo F_s y F_v y F_s' y F_v' de las Tablas 4.1.4.2.3A y 4.1.4.2.3B. Los valores de F_s y F_v se determinarán utilizando el valor de $A_v = A_v N_s$ y $A_s = A_s N_s$ para el espectro de diseño. Los valores de F_s' y F_v' se determinarán utilizando el valor de $A_s = M_M A_s N_s$ y $A_v = M_M A_v N_s$ para el espectro de respuesta máxima capaz.
4. Computar la porción (de período corto) de aceleración espectral constante de la respuesta según lo siguiente:

Espectro de diseño $S_A = 2.5 F_s A_s N_s$ (4.2.6.4.4.1-1)

Espectro capaz máxima $S_A = 2.5 M_M F_s' A_s N_s$ (4.2.6.4.4.1-2)

5. Computar la porción (de período largo) de velocidad constante del espectro (S_A disminuye según $1/T$, donde T = período) según lo siguiente:

Espectro de diseño $S_A = F_v A_v N_s (1/T)$ (4.2.6.4.4.1-3)

Espectro capaz máxima $S_A = M_M F_v' A_v N_s (1/T)$ (4.2.6.4.4.1-4)

6. En cada período (T), el espectro de respuesta elástica es el menor de los dos valores de las ecuaciones (4.2.6.4.4.1-1) y (4.2.6.4.4.1-2) de manera que la ecuación (4.2.6.4.4.1-1) defina S_A en la región de período bajo y la ecuación (4.2.6.4.4.1-2) defina S_A en la región de períodos más altos. El período para el cual ocurre la transición en las ecuaciones (4.2.6.4.4.1-1) a (4.2.6.4.4.1-2) varía como una función de (a) el tipo de perfil de suelo; (b) A_s y A_v .

TABLA 4.2.7.5	
Factores R para estructuras distintas a edificios	
Tipo de estructura distinta a un edificio	R
Recipientes (incluyendo tanque y esferas presurizadas)	
Contenido peligroso	1.5
Todos los demás	2
Silos y chimeneas de concreto vaciado en sitio con muros continuos hasta la fundación	3.5
Todas las demás estructuras en voladizo de masa distribuida que no estén cubiertas por lo anterior, incluyendo conductos verticales, chimeneas, silos y recipientes verticales soportados por faldones	
Contenido peligroso	2
Todos los demás	3
Torres de cerchas (autoestables o con vientos), conductos verticales con vientos, y chimeneas	3
Estructuras tipo péndulo invertido	2
Torres de enfriamiento	3.5
Tolvas en patas arriostradas o no arriostradas	3
Letreros	3.5
Estructuras de entretenimiento y monumentos	2
Todas los demás estructuras autoestables que no se hayan cubierto	3

TABLA 4.3.2.2

Coefficientes de componentes arquitectónicos

Componente o elemento arquitectónico	a_p^a	R_p^b
Paredes y particiones no portantes interiores		
Cerramientos de escaleras y ascensores	1.0	3.0
Otros cerramientos verticales	1.0	3.0
Paredes de separación de áreas o paredes de incendio	1.0	3.0
Muros de mampostería simple (Sin reforzar)	1.0	1.5
Otras paredes y particiones	1.0	3.0
Elementos en voladizo		
Parapetos	2.5	1.5
Chimeneas	2.5	1.5
Conductos verticales	2.5	3.0
Muros no portantes exteriores	1.0 ^d	3.0
Paneles de pared exteriores		
Panel	1.0	4.0
Miembros en conexión y sujetadores	1.0 ^d	3.0
Revestimiento		
Materiales y soportes dúctiles	1.0	4.0
Materiales y soportes no dúctiles	1.0	1.5
Cobertizos	2.5	4.0
Cielorrasos		
Todos	1.0	1.5
Estantería y gabinetes		
Estantería de almacenaje de más de 2400 mm de alto	2.5	4.0 ^c
Estantería de almacenaje detallada según la Sección 5	2.5	6.0 ^c
Gabinetes de almacenaje y equipo de laboratorio	1.0	3.0
Pisos de acceso		
Pisos especiales de acceso (diseñados según la Sección 4.3.2.7.2)	2.5	6.0
Todos los demás	2.5	3.0
Apéndices y ornamentación	1.0	3.0
Otros componentes rígidos		
Materiales y soportes dúctiles	1.0	4.0
Materiales y soportes no dúctiles	1.0	1.5
Otros componentes flexibles		
Materiales y soportes dúctiles	2.5	4.0
Materiales y soportes no dúctiles	2.5	1.5

Notas

^a No se utilizara un valor inferior para a_p a menos que se justifique mediante un análisis dinámico detallado. El valor de a_p no será inferior a 1.00. El valor de $a_p = 1$ es para equipo generalmente considerado rígido y rigidamente fijado. El valor de $a_p = 1.5$ es para equipo generalmente considerado flexible o flexiblemente fijado. Refiérase a la Sección 4.1.7 para las definiciones de rígido y flexible.

^b $R_p = 1.5$ para el diseño de anclaje cuando el anclaje de los componentes es provisto por pernos de anclaje de expansión, anclajes químicos de poca profundidad, o anclajes vaciados en sitio (no dúctiles) o cuando el componente se construye de materiales no dúctiles. $R_p = 0.75$ es para sujetadores activados por disparo. Los anclajes de poca profundidad son aquellos con una relación de longitud de empotramiento a diámetro de perno menor que 8.

^c La estantería de almacenamiento de más de 2400 mm de alto se diseñará según las provisiones de la Sección 4.3.2.9.1.

^d Donde los diafragmas flexibles proveen soporte lateral para paredes y particiones, el valor de a_p se aumentará a 2.0 para la mitad central de la luz.

TABLA 4.3.3.2		
Coeficientes de componentes mecánicos y eléctricos		
Componente o elemento mecánicos o eléctricos	a_p^a	R_p^b
Equipo mecánico general		
Calderas y hornos	1.0	3.0
Recipientes de presión sobre faldones y autoestables	2.5	3.0
Conductos verticales	2.5	3.0
Chimeneas en voladizo	2.5	1.5
Otros	1.0	3.0
Maquinaria de manufactura y Proceso		
General	1.0	3.0
Transportadores (no personales)	2.5	3.0
Sistemas de tuberías	2.5	4.0
Tanques y esferas de almacenamiento		
Fondo plano (anclado)	2.5	4.0
Fondo plano (no anclado)	2.5	3.0
Sobre patas arriostradas o no arriostradas	2.5	2.0
Sistemas de calefacción, ventilación y aire acondicionado		
Conductos	2.5	6.0
Equipo		
Aislado de vibraciones	2.5	4.0
No aislado de vibraciones	1.0	4.0
Equipo en línea	1.0	3.0
Otros	1.0	4.0
Componentes de ascensores	1.0	3.0
Torres de cerchas (autoestables o con vientos)	2.5	3.0
Equipo eléctrico general		
Comunicación	1.0	4.0
Ductos colectores, conductos, bandejas de cables	2.5	6.0
Tableros de control, estantería de baterías	2.5	3.0
Centros de control de motores, mecanismo de control	2.5	3.0
Otros	1.0	3.0
Accesorios de iluminación	1.0	1.5

Notas

^a No se utilizará un valor inferior para a_p a menos que se justifique mediante un análisis dinámico detallado. El valor de a_p no será inferior a 1.00. El valor de $a_p = 1$ es para equipo generalmente considerado rígido y rigidamente fijado. El valor de $a_p = 2.5$ es para equipo generalmente considerado flexible o flexiblemente fijado. Refiérase a la Sección 4.1.7 para las definiciones de rígido y flexible.

^b $R_p = 1.5$ para el diseño de anclaje cuando el anclaje de los componentes es provisto por pernos de anclaje de expansión, anclajes químicos de poca profundidad, o anclajes vaciados in situ (no dúctiles) o cuando el componente se construye de materiales no dúctiles. $R_p = 0.75$ es para sujetadores activados por disparo. Los anclajes de poca profundidad son aquellos con una relación de longitud de empotramiento a diámetro de perno menor que 8.

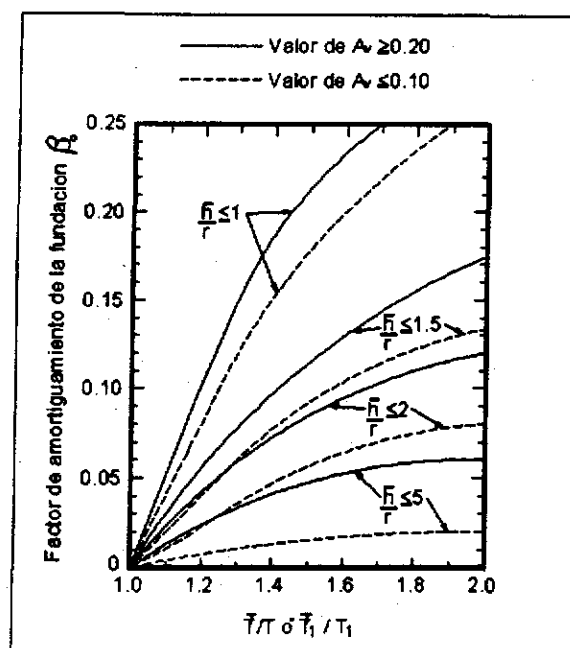


Fig.4.2.6.2.1.2 Factor de amortiguamiento de la fundación

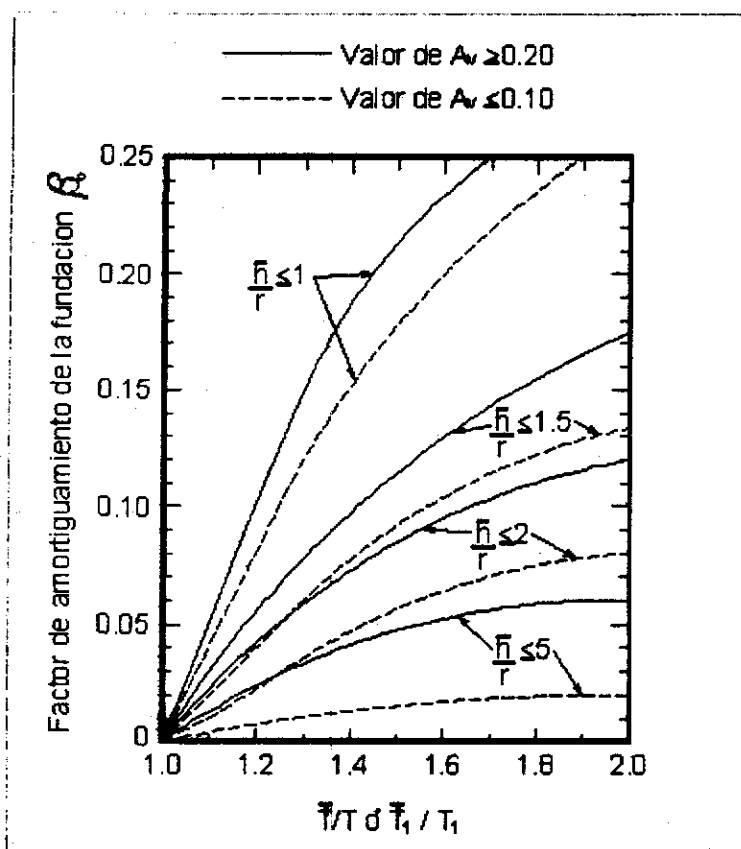


Fig. 4.2. 52. 1.2 Factor de amortiguamiento de la fundación

CAPITULO 5 - GEOTÉCNIA

5.1 General

5.1.1 Alcance del Capítulo: Este capítulo rige el diseño de los elementos geotécnicos que pueden estar vinculados a una edificación. Estos son: cimientos superficiales, cimientos profundos, estructuras de retén y excavaciones.

5.1.2 Definición de Ingeniería Geotécnica: La Ingeniería Geotécnica es una componente especializada de la Ingeniería Civil. Comprende la *Mecánica de Suelos*, la *Mecánica de Rocas* y la *Ingeniería Geológica*. Como tal, reúne bajo un solo término los principios de estas disciplinas, dedicadas al comportamiento de los materiales que forman la corteza terrestre.

5.1.3 Definición de Profesional Idóneo: Los aspectos de diseño tratados en este capítulo deben ser implementados por un Profesional Idóneo. Esto incluye Ingenieros Civiles y otros Profesionales vinculados a disciplinas afines, con amplia experiencia o estudios avanzados en el campo de la Ingeniería Geotécnica.

5.2 Exploración de sitios

5.2.1 Objetivo: El objetivo de un programa de exploración geotécnica, es definir las condiciones geológicas del sitio bajo consideración. Esto involucra determinar la distribución de materiales geológicos presentes, las propiedades físicas de estos materiales y la presencia y distribución de detalles geológicos en dichos materiales.

5.2.2 Método y Alcance: El método de exploración utilizado y su alcance, debe ajustarse a las necesidades del proyecto. Se deben elegir métodos que permitan describir confiablemente los suelos y rocas encontrados en el sitio y las condiciones del agua subterránea. Por lo tanto, el uso de perforaciones manuales no será permitido. La exploración debe anticipar las modalidades de falla posibles, de manera que su alcance y los métodos utilizados, se planifiquen específicamente para que identifiquen aquellas características del sitio que puedan estar involucradas en los mecanismos de falla postulados.

5.2.3 Responsabilidad: El alcance de la investigación la definirá el Profesional Idóneo encargado del proyecto. Solo debe concluir cuando la distribución y características de los materiales presentes se conocen con suficiente precisión para permitir el diseño confiable de los elementos geotécnicos del proyecto.

5.2.4 Alcance Mínimo de la Investigación: En el caso de que se utilicen solo perforaciones para la exploración de un sitio, el siguiente cálculo determina el número mínimo de perforaciones a realizarse.

$$N = G (A E+2)$$

donde:

N: número mínimo de perforaciones a realizarse

G: factor de complejidad geológica (ver Cuadro 5.2.4.1)

A: área de la estructura en miles de metros cuadrados

E: factor que depende del tipo de estructura (ver Cuadro 5.2.4.2)

Cuadro 5.2.4.1 Factor de Complejidad Geológica

Condiciones Geológicas	G
Uniformes	0.7
Algo variables	1.0
Muy variables	1.3
NOTA: El factor G tiene que corresponder a las condiciones geológicas encontradas al finalizar el estudio, por lo que puede ser necesario reevaluar este parámetro durante la ejecución de la investigación del sitio.	

Cuadro 5.2.4.2 Factor de Característica de la Estructura

Estructura	E
De 1 ó 2 plantas, galeras	1.5
De 3 a 9 plantas	3.0
De 10 a 19 plantas	4.0
De 20 plantas o mas	5.0

5.2.5 Profundidad de la Investigación: La profundidad de las perforaciones se extenderá hasta penetrar un mínimo de 1.50 m en roca sana competente, excepto en los siguientes casos:

1. Cuando se pueda utilizar zapatas para columnas, paredes, o muros, las perforaciones podrán discontinuarse a una profundidad igual a dos veces el ancho menor de la zapata, a partir del fondo de la misma. Sin embargo, al menos una perforación deberá extenderse hasta una profundidad igual a

cinco veces el ancho menor de la zapata, o hasta la roca (cualquiera que sea menor).

2. Cuando se requiera usar pilotes de fricción, por encontrarse la roca competente a gran profundidad, se podrán discontinuar las perforaciones a una profundidad de 120% del largo estimado de los pilotes.

5.2.6 Propiedades de los Materiales Geológicos: El diseño de los elementos geotécnicos de una edificación, requiere la cuantificación de las propiedades físicas de los materiales geológicos en el sitio.

5.2.6.1 Descripción de Suelos: La Figura 5.2.6.1 presenta el sistema de Clasificación Unificada de los suelos propuesta por Casagrande (12, 23, 26), que es la herramienta fundamental para clasificar suelos. Sin embargo, el sistema fue desarrollado principalmente para suelos de origen sedimentario, en áreas de clima templado. Los suelos de origen residual, que son comunes en áreas de clima tropical, no siempre se prestan a una descripción apropiada con este sistema.

En estos casos, a falta de un estándar apropiado, el Profesional Idóneo encargado debe decidir como mejor describir suelos residuales de una manera útil y significativa (4, 28, 52).

5.2.6.2 Descripción de Rocas: La descripción de rocas y rocas meteorizadas debe consistir de la litología (tipo de roca), grado de meteorización, estructura geológica principal (estratos, fallas, etc.) y estructura geológica secundaria (fracturas, grietas, espejos de falla o "slickensides" y otras discontinuidades menores). Las referencias 24 y 66 presentan descripciones detalladas de estos parámetros. La referencia 1 presenta formas prácticas para describir macizos de roca. Los análisis microscópicos de secciones delgadas pueden ser de gran ayuda a estas descripciones. Los Cuadros 5.2.6.2.1, 5.2.6.2.2 y 5.2.6.2.3 resumen las descripciones básicas de la roca y el manto rocoso.

5.2.6.3 Propiedades Índice de los Suelos: Se conocen como propiedades índice de los suelos la densidad, porosidad, relación de vacíos, gravedad específica, contenido de humedad, límites de Atterberg y algunos otros parámetros descriptivos generales, similares a éstos. Las referencias 22, 23, 24, 26, 39, 47, 51 y 54 presentan las definiciones de estas propiedades y describen procedimientos para su determinación.

5.2.6.4 Propiedades Ingenieriles de Suelos y Rocas: Se conocen como propiedades ingenieriles de los suelos y rocas, la resistencia, la compresibilidad y la permeabilidad. Estos parámetros pueden determinarse con pruebas de laboratorio, pruebas de campo realizadas en-sitio, o mediante estimaciones y cálculos basados en experiencias previas. El Profesional Idóneo encargado, deberá decidir cual(es) recurso(s) utilizar en

cada caso. Requiere contar con el criterio Profesional para definir la aplicabilidad de cada una de estas fuentes de información. Las referencias 22, 23, 24, 26, 38, 46, 47 y 53 presentan las definiciones de estas propiedades y describen procedimientos para su determinación.

5.2.6.5 Pruebas de Laboratorio y Campo Típico: El Cuadro 5.2.6.5.1 presenta una lista de pruebas de laboratorio y campo típicas en la Ingeniería Geotécnica, con su respectiva normativa ASTM.

5.2.6.6 Valores Típicos de Propiedades de Suelos y Rocas: La Cuadro 5.2.6.6.1 presenta valores típicos de varias propiedades para diversos tipos de suelos y rocas. Estos valores pueden servir de guía preliminar hasta que el Profesional Idóneo encargado los confirme, o realice un programa de pruebas de campo y/o laboratorio, que a su discreción proporcione los parámetros requeridos.

5.2.6.7 Correlación con Pruebas de Campo: La prueba de penetración estándar (SPT), que es de uso generalizado en nuestro medio, a menudo proporciona guías para cuantificar parámetros de resistencia y de rigidez de los suelos investigados. La Figura 5.2.6.7 (a) muestra: correlaciones entre los valores SPT y el ángulo de fricción interna para suelos

DIVISION PRINCIPAL	SÍMBOLO DE GRUPO	NOMBRES TÍPICOS	% MAS FINO QUE EL TAMIZ No. 200	REQUISITOS SUPLEMENTARIOS
SUELOS DE GRANO GRUESO (MAS DEL 50% DEL MATERIAL NO PASA EL TAMIZ No. 200)	GRAVAS (MAS DEL 50% DE LA FRACCION GRUESA ES MAYOR QUE EL TAMIZ No. 4)	GW	GRAVAS BIEN GRADUADAS, MEZCLAS DE GRAVA Y ARENA CON MUY POCO O NINGUN CONTENIDO DE FINOS	0 - 5 % $\frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ $1 < \frac{(D_{30})^2}{D_{60} D_{10}} < 3$
		GP	GRAVAS MAL GRADUADAS, MEZCLAS DE GRAVA Y ARENA CON MUY POCO O NINGUN CONTENIDO DE FINOS	0 - 5 % CUANDO NO SE CUMPLEN LAS DOS CONDICIONES DADAS ARRIBA PARA GW
		GM	GRAVAS LIMOSAS Y MEZCLAS DE GRAVA, ARENA Y LIMOS	> 12 % PARA LA FRACCION FINA EL INDICE DE PLASTICIDAD MENOR DE 4 O PUNTO DEBAJO DE LA LINEA "A"
		GC	GRAVAS ARCILLOSAS Y MEZCLAS DE GRAVA, ARENA Y ARCILLA	> 12 % PARA LA FRACCION FINA EL INDICE DE PLASTICIDAD MAYOR DE 7 O PUNTO POR ARRIBA DE LA LINEA "A"
	ARENAS (MAS DEL 50% DE LA FRACCION GRUESA ES MENOR QUE EL TAMIZ No. 4)	SW	ARENAS BIEN GRADUADAS, ARENAS GRAVOSAS CON POCO O NINGUN CONTENIDO DE FINOS	0 - 5 % $\frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ $1 < \frac{(D_{30})^2}{D_{60} D_{10}} < 3$
		SP	ARENAS MAL GRADUADAS, ARENAS GRAVOSAS CON POCO O NINGUN CONTENIDO DE FINOS	0 - 5 % CUANDO NO SE CUMPLEN LAS DOS CONDICIONES DADAS ARRIBA PARA SW
		SM	ARENAS LIMOSAS Y MEZCLAS DE ARENA Y LIMOS	> 12 % PARA LA FRACCION FINA EL INDICE DE PLASTICIDAD MENOR DE 4 O PUNTO DEBAJO DE LA LINEA "A"
		SC	ARENAS ARCILLOSAS, MEZCLAS DE ARENAS Y ARCILLAS	> 12 % PARA LA FRACCION FINA EL INDICE DE PLASTICIDAD MAYOR DE 7 O PUNTO POR ARRIBA DE LA LINEA "A"
SUELOS DE GRANO FINO (MAS DEL 50% DEL MATERIAL PASA EL TAMIZ No. 200)	LIMOS Y ARCILLAS (LÍMITE LÍQUIDO < 50)	ML	LIMOS INORGANICOS Y ARENAS MUY FINAS, POLVO DE ROCA, ARENAS FINAS ARCILLOSAS O LIMOSAS, LIMOS ARCILLOSOS	* PARA SUELOS EN LOS QUE EL PORCENTAJE QUE PASA EL TAMIZ No. 200 ESTA ENTRE 5 Y 12% SE USAN SÍMBOLOS DOBLES, COMO GW-GC NOTAS 1. TODOS LOS SUELOS NATURALES SE UBICAN DEBAJO DE LA LINEA "U". 2. D_{xx} ES EL DIÁMETRO DE PARTICULA PARA EL CUAL EL xx PORCIENTO DEL MATERIAL ES MAS FINO QUE D_{xx}.
		CL	ARCILLAS INORGANICAS DE PLASTICIDAD MEDIA A BAJA, ARCILLAS GRAVOSAS, ARENOSAS O LIMOSAS, ARCILLAS POCO PLASTICAS	
		OL	LIMOS ORGANICOS Y ARCILLAS LIMOSAS ORGANICAS DE BAJA PLASTICIDAD	
	LIMOS Y ARCILLAS (LÍMITE LÍQUIDO > 50)	MH	LIMOS INORGANICOS, SUELOS LIMOSOS Y ARENOSOS, LIMOS ELASTICOS	
		CH	ARCILLAS INORGANICAS DE ALTA PLASTICIDAD	
		OH	ARCILLAS ORGANICAS DE PLASTICIDAD MEDIA A ALTA, LIMOS ORGANICOS	
	SUELOS MUY ORGANICOS	Pt	SUELOS CON MATERIA ORGANICA FIBROSA	

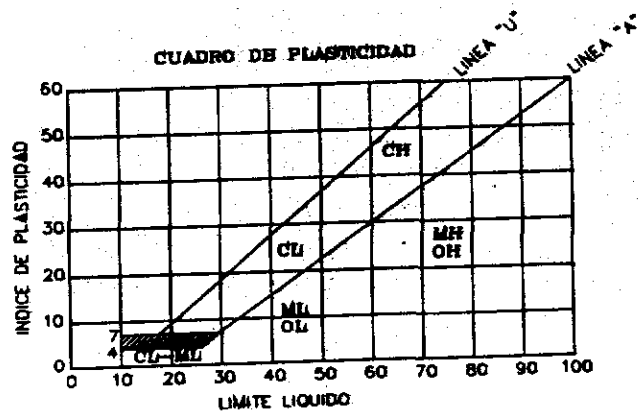


Figura 5.2.6.1 Sistema de Clasificación Unificada de Suelos (12, 23, 26)

Cuadro 5.2.6.2.1 Dureza y Resistencia de las Rocas				
Dureza	Resistencia	Rango de Resistencia No-Confinada q_u (MPa)	Descripción de la Roca	Tipo de Roca
RH-0 Muy suave	Extremadamente débil	<1	Fácilmente mellada y pulverizada con la uña; cortada y tallada con cuchillo; se fractura con presión manual ligera. Se desintegra con un solo golpe del martillo.	Rocas piroclásticas y sedimentarias con fuerte alteración hidrotermal. Arcillas esquistosas, tiza, sal de roca, piedra jabón. Saltbanda (gouge).
RH-1 Suave	Muy débil	1 - 5	Se mella y pulveriza fácilmente con un cuchillo o con presión ligera del pico del martillo. Se puede rallar con la uña. Se fractura con presión manual ligera a moderada.	Rocas sedimentarias y volcánicas extrusivas formadas de partículas finas con fuerte alteración a minerales arcillosos: tobas alteradas, areniscas y lutitas.
RH-2 Moderadamente suave	Débil	5 - 25	Se puede mellar hasta 2 mm de profundidad con el cuchillo o con presión moderada a alta del pico del martillo. Se fractura con un golpe ligero del martillo o con presión manual alta.	Rocas piroclásticas con matriz alterada a minerales arcillosos, tales como los aglomerados tobáceos. Rocas sedimentarias clásticas con cementación pobre o inexistente: conglomerados.
RH-3 Moderadamente dura	Moderadamente fuerte	25 - 50	Se puede rallar con cuchillo o presión ligera a moderada de la punta del pico del martillo. Se fractura con un golpe moderado del martillo.	Rocas piroclásticas, con matriz poco alterada o sin alteración. Rocas sedimentarias con cementación calcárea.
RH-4 Dura	Fuerte	50 - 100	Puede ser rallado con el cuchillo y con dificultad con el pico del martillo, usando fuerte presión. Se fractura con un golpe	Rocas piroclásticas, bien soldadas, ignimbritas y calizas; rocas sedimentarias fuertemente cementadas, areniscas

			fuerte del martillo.	calcáreas.
RH-5 Muy dura	Muy fuerte	100 - 250	No se puede rallar con el cuchillo ni con el pico del martillo. Se fractura con repetidos golpes fuertes del martillo.	Rocas ígneas intrusivas como granito, gabro, ígneas extrusivas como basaltos y andesitas, metamórficas como el mármol.
RH-6 Extremadamente dura	Extremadamente fuerte	>250	No se puede rallar con el cuchillo ni con el pico del martillo, se astilla con fuertes golpes del martillo de geólogo.	Rocas metamórficas como la cuarcita, dolerita y también algunos basaltos.
Adaptado de las referencias 2,9,11 y 59				

Cuadro 5.2.6.2.2 Grado de Meteorización

Grado de Meteorización	No.	Características causadas por la meteorización química	Características causadas por la meteorización mecánica	Textura y Soluciones	Características Generales
Roca Sana	F	Sin decoloración ni oxidación.	Intacta, sin separaciones	No hay cambios. No hay soluciones.	Resuena cuando se golpea con el martillo de geólogo. Excavación en roca si la roca es dura.
Ligeramente meteorizada a Sana					
Ligeramente meteorizada	WS	Decoloraciones y oxidación en la superficie o hasta corta distancia de ésta. En las fracturas la decoloración puede ser completa y la mayoría está oxidada. Algunos cristales de feldespato pierden el brillo.	Sin separaciones visibles, intacta.	Preservada. Se observa lixiviación menor de algunos minerales.	Resuena cuando se golpea con el martillo de geólogo. La masa rocosa no se ha debilitado. Excavación en roca si la roca es dura.
Ligeramente a Moderadamente meteorizada					

Moderadamente meteorizada	WM	La decoloración y oxidación se extienden a la masa rocosa. La superficie de todas las fracturas están decoloradas y oxidadas. Los minerales ferro magnesiano se oxidan y los cristales de feldespato se opacan.	Se observa la separación parcial de los límites entre los minerales.	Por lo general, la textura aún se preserva. La mayoría de los minerales solubles se han lixiviado.	El martillo no resuena al golpear la roca. La masa está un poco debilitada. Dependiendo del grado de fracturamiento, usualmente se considera excavación en roca, excepto en rocas naturalmente débiles como lutitas y esquistos.
Moderada a muy meteorizada					
Muy meteorizada	WH	Roca decolorada y oxidada. Los minerales ferro- magnesianos y los cristales de feldespatos se han alterado y transformado en arcilla parcialmente, se produce la disgregación in-situ. Todas las fracturas están oxidadas y decoloradas, las superficies son friables.	Separación parcial, la roca	La textura está alterada por la desintegración química: hidratación y arcillificación. Los minerales solubles están completamente lixiviados.	Sonido apagado cuando se golpea con el martillo, se fractura con presión manual moderada a fuerte, o con un golpe ligero del martillo sin referencia a los planos de debilidad de la masa, tales como venas, o fracturas muy finas. Usualmente excavación común.
Completamente meteorizada					
Suelo residual	RS			Suelo, se preserva parcial o totalmente la textura de la roca.	Se desmenuza con las manos, los minerales resistentes como el cuarzo, pueden estar presentes en formas de vetillas o diques. Siempre excavación común.
Adaptado de la referencia 59					

Cuadro 5.2.6.2.3 Descripción de Discontinuidades						
1- Espaciamiento de las Discontinuidades						
Descripción			Espaciado		Designación de la Masa Rocosa	
Muy espaciadas			>2.00m		Sólida	
Espaciadas			0.60m 2.00m		Masiva	
Moderadamente espaciadas			0.20m 0.60m		Bloques	
Cercanas			0.06m a 0.20m		Fracturada	
Muy cercanas			<0.06m		Triturada	
2- Condición de las Discontinuidades						
Aspereza			Apertura		Espesor de Relleno	
Rugosa	Ondulada	Plana	Muy cerradas	Sin separación	Limpias, sin relleno	
a.	a. Rugosa	a. Rugosa	Cerradas	<1 mm	Película muy delgada	
b. Lisa	b. Lisa	b. Lisa	Moderadamente abierta	1 a 3 mm	Película moderadamente fina	
c. Especular	c. Especular	c. Especular	Abierta	3 a 10 mm	Película delgada	
			Muy abierta	10 a 30 mm	Espesor moderado	
				> 30 mm	Espeso	
3- RQD, Designación de la Calidad de la Roca						
Descripción cualitativa				RQD %		
Excelente				90 – 100		
Buena				75 – 90		
Regular				50 – 75		
Pobre				25 – 50		
Muy Pobre				< 25		
$RQD = \frac{\sum \text{longitud de núcleo} > 100 \text{ mm}}{\text{longitud del intervalo de perforación}}$						
4- Persistencia de la Discontinuidad			5- Orientación			
Discontinua	< 1 m		En afloramientos: mida dirección y buzamiento con brújula Silva			
Apenas continua	1 a 3 m		En núcleos no orientados: (mídase a partir del eje vertical)			
Moderadamente continua	3 a 10 m		Las juntas buzán en diferentes ángulos			
Muy continua	10 a 30 m		La mayoría de las juntas son paralelas a la estratificación			
Altamente continua	> 30 m		Algunas juntas son verticales			
6- Materiales de Relleno más comunes			Algunas juntas son horizontales			
Óxidos	Cuarzo		Las juntas son verticales y horizontales			
Manganeso	Zeolita		En núcleos orientados: dirección y buzamiento de las fracturas			
Clorita	Pirita					
Calcita	Arcilla, limo y otros					
7- Presencia de agua en las Discontinuidades						
FD	Fractura seca, sellada, o el relleno es denso o su composición impide el flujo del agua. La circulación de flujo parece poco posible.					
FD	La fractura está seca y no presenta evidencia de circulación de flujos, pero parece posible.					
P						
D	La fractura está seca pero muestra evidencia de circulación de flujos, tales como manchas, lixiviación y					
W	vegetación.					

F	El relleno está húmedo, pero no se observa la presencia del fluido.
W	
FP	La fractura muestra precolación. Está húmeda con gotas de agua ocasionales.
FF	La fractura emite flujo continuo a baja presión. El material de relleno presenta signos de lixiviación o socavación.
FF	La fractura emite un flujo continuo a presiones moderadas a altas. El material de relleno puede haberse lavado.
C	
Adaptado de las referencias 2,9,11,45,58 y 59	

Cuadro 5.2.6.5.1 Ensayos Típicos del Laboratorio y Campo Utilizados en la Ingeniería Geotécnica

Tipo de Condición	Propiedad del Suelo	Normativa
Ensayos Índice	Contenido de Humedad Humedad, material orgánico y turba Peso Específico Gravedad Específica Tamaño de Partículas (Tamizado e Hidrométrico) Límites de Atterberg Equivalente de Arena (SE) Densidad máxima y mínima en suelos no-cohesivo Difracción por Rayos X PH de suelos	ASTM D 2216 ASTM D 2974 Tubo Sacamuestras o Muestras a Bloque ASTM D 854, C 127 ASTM D 422 ASTM D 4318 ASTM D 2419 ASTM D 2049 ASTM STP 479 ASTM D 4972
Permeabilidad	Cabeza Constante Cabeza Variable	ASTM D 2434 ASTM D 5084
Asentamiento	Consolidación Colapso Contenido Orgánico Compactación (Proctor Estándar) Compactación (Proctor Modificado)	ASTM D 2435 ASTM D 5333 ASTM D 2974 ASTM D 698 ASTM D 1557
Suelo Expansivo	Hinchamiento Índice de Expansión	ASTM D 4546 ASTM D 4829
Resistencia al Corte	Resistencia a Compresión No Confinada Ensayo Triaxial No Consolidado - No Drenado (UU) Ensayo Triaxial Consolidado - No	ASTM D 2166, D 2938 ASTM D 2850 ASTM D 4767

	Drenado (CU) Corte Directo Corte Anular Veleta en Miniatura	ASTM D 3080 ASTM D 6467 ASTM D 4648
Erosión	Arcilla Dispersiva	ASTM D 4647
Pavimentos y Deterioro	Relación de Soporte de California (CBR) Pavimentos: Valor de "R" Sulfato	ASTM D 1883 ASTM D 2844 Análisis Químico
Ensayos de Campo	Penetración Estándar (SPT) Penetración de Cono (CPT) Veleta de Campo (FVT) Prueba de Placa Prueba de Carga en Pilotes	ASTM D 1586 ASTM D 3441 ASTM D 2573 ASTM D 1194 ASTM D 1143

Cuadro 5.2.6.6.1 Valores Típicos de Propiedades de Suelos y Rocas

I. Propiedades Comunes de Suelos Arcillosos (Referencia 12)

Consistencia	N (SPT)	Prueba Manual	γ_{saturada} (g/cm ³)	Uc (kPa)
Dura	> 30	Difícil de mellar	> 2.0	> 400
Muy firme	15-30	Mellada con las uñas	2.08 - 2.24	200 - 400
Firme	8-15	Mellada por el pulgar	1.92 - 2.08	100 - 200
Medianamente firme	4-8	Moldeada con presión fuerte	1.76 - 1.92	50 - 100
Suave	2-4	Moldeada con presión leve	1.60 - 1.76	25 - 50
Muy suave	< 2	Se estruje entre los dedos	1.44 - 1.60	0 - 25

donde: N(SPT) = resultado de la prueba de penetración estándar (golpes por pie)

γ saturada = peso unitario saturado

Uc = resistencia a compresión no-confineda

II. Propiedades Comunes de Suelos Granulares, No-Cohesivos (Referencia 12)

Material	Compacidad	Densidad Relativa	N (SPT)	γ_{seca} (g/cm ³)	Relación de vacíos	Ángulo de fricción interna
GW: gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena	Densa	75%	90	2.21	0.22	40°
	Media	50%	55	2.08	0.28	36°
	Suelta	25%	< 28	1.97	0.36	32°
GP: gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena	Densa	75%	70	2.04	0.33	38°
	Media	50%	50	1.92	0.39	35°
	Suelta	25%	< 20	1.83	0.47	32°
SW: arenas bien graduadas, arenas gravosas	Densa	75%	65	1.89	0.43	37°
	Media	50%	35	1.79	0.49	34°
	Suelta	25%	< 15	1.70	0.57	30°
SP: arenas mal graduadas,	Densa	75%	50	1.76	0.52	36°
	Media	50%	30	1.67	0.60	33°

arenas gravosas	Suelta	25%	< 10	1.59	0.65	29°
SM: arenas limosas	Densa	75%	45	1.65	0.62	35°
	Media	50%	25	1.55	0.74	32°
	Suelta	25%	< 8	1.49	0.80	29°
ML: limos inorgánicos, arenas muy finas	Densa	75%	35	1.49	0.80	33°
	Media	50%	20	1.41	0.90	31°
	Suelta	25%	< 4	1.35	1.00	27°

donde: γ seca: peso unitario seco

Cuadro 5.2.6.6.1 Valores Típicos de Propiedades de Suelos y Rocas (cont.)

III. Coeficientes de Permeabilidad Típicos de Suelos (Referencia 12)

Material	Coeficiente de Permeabilidad (cm/seg)
Grava fina a gruesa, limpia	10
Grava fina mal graduada	5
Arena muy gruesa, limpia	3
Arena gruesa, uniforme	0.4
Arena mediana, uniforme	0.1
Arena fina, uniforme	40×10^{-4}
Arena limosa y grava, bien graduada	4×10^{-4}
Arena limosa	1×10^{-4}
Limo uniforme	0.5×10^{-4}
Arcilla arenosa	0.05×10^{-4}
Arcilla limosa	0.01×10^{-4}
Arcilla (30 a 50% de las partículas tamaño arcilla)	0.001×10^{-4}
Arcilla (> 50% de las partículas tamaño arcilla)	1×10^{-9}

IV. Propiedades Elásticas Típicas de Suelos (Referencia 12)

Material	Módulo de Young - E (MPa)	Razón de Poisson (v)
Arcilla suave	2 - 4	
Arcilla firme a dura	4 - 8	0.40 - 0.50
Arcilla muy dura	8 - 20	
Limo	2 - 20	0.30 - 0.35
Arena fina suelta	8 - 12	
Arena fina medio densa	12 - 20	0.25
Arena fina densa	20 - 30	
Arena suelta	10 - 30	0.20 - 0.35
Arena medio densa	30 - 50	
Arena densa	50 - 80	0.30 - 0.40
Grava suelta	30 - 80	
Grava medio densa	80 - 100	
Grava densa	100 - 200	

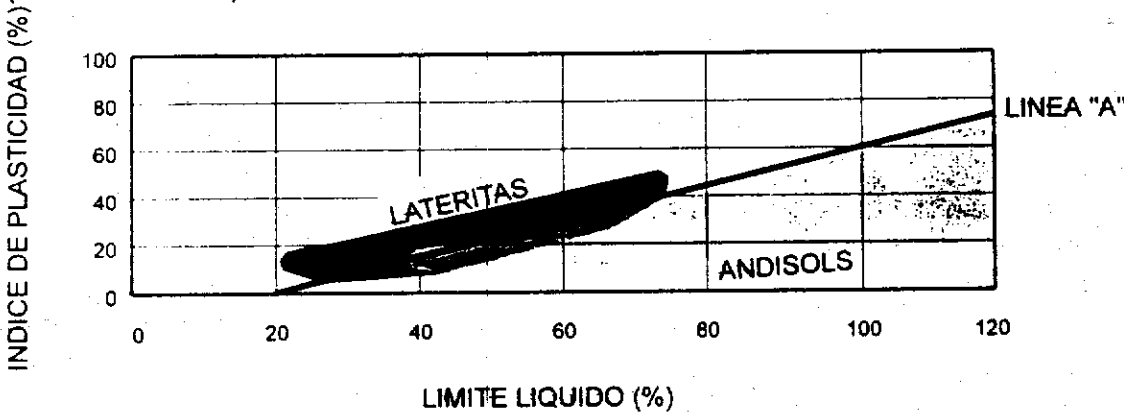
Cuadro 5.2.6.6.1 Valores Típicos de Propiedades de Suelos y Rocas (cont.)

V. Propiedades Típicas de Suelos Residuales

A. Propiedades Índice de Suelos Lateríticos (Referencia 4)

Propiedad	Poco Remoldeado	Muy Remoldeado	Sin Sesquióxidos
Límite Líquido	57.8	69.0	51.3
Límite Plástico	39.5	40.1	32.1
Índice de Plasticidad	18.3	28.0	19.2
Gravedad Específica	2.8	2.8	2.67
Densidad Máxima Proctor	13.3	13.0	13.8
Humedad Óptima Proctor	35	34.5	29.5

B. Ubicación de suelos lateríticos en el Cuadro de Plasticidad (Referencia 4)

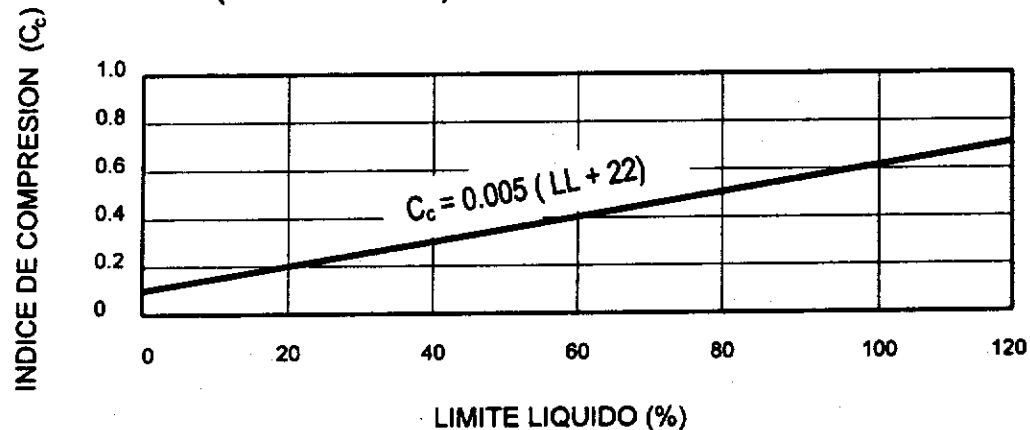


C. Propiedades de Resistencia de Suelos Lateríticos y Andisols (Referencia 4)

Referencia	Tipo de suelo	Peso unitario promedio (kN/m3)	Ángulo de fricción interna (rango)	Ángulo de fricción interna (promedio)	Cohesión en kN/m2 (rango)	Cohesión en kN/m2 (promedio)
Vargas	Laterita		22° - 33°	28°	0 - 59	24

(1977)						
Tuncer et al. (1977)	Andisol	13.0	27° - 57°	42°	48 - 345	163
Foss (1973)	Andisol	11.5	36° - 38°	37°	22 - 28	25

D. Índice de Compresión en función del Límite Líquido para Suelos Residuales (Referencia 4)



Cuadro 5.2.6.6.1 Valores Típicos de Propiedades de Suelos y Rocas (cont.)

VI. Propiedades Típicas de Rocas (Referencia 12)

Tipo	Textura	Estructura	γ_d (g/cm^3)	U_c (KPa)	E (MPa)
IGNEAS					
Granito	Gruesa a mediana	Masiva, con juntas muy espaciadas	2.69	70,000 – 175,000	28,000 – 49,000
Diorita	Gruesa a mediana	Masiva, con juntas muy espaciadas	2.82	70,000 – 175,000	35,000 – 56,000
Gabbro	Gruesa a mediana	Masiva, con juntas muy espaciadas	2.88	105,000 - 210,000	49,000 – 84,000
Riolita	Fina	Masiva, con muchas juntas	2.59	70,000 – 175,000	35,000 – 56,000
Andesita	Fina	Masiva, con muchas juntas	2.66	70,000 – 175,000	42,000 – 63,000
Basalto	Fina	Masiva, con muchas juntas	2.85	105,000 - 210,000	49,000 – 90,000

Obsidiana	Vidriosa	Masiva	2.20	14,000 – 56,000	7,000 – 28,000
Toba	Gruesa	Cenizas cementadas	1.60	1,400 – 7,000	1,000 – 7,000
METAMÓRFICAS					
Gneiss	Gruesa a mediana	Bandeada a foliada	2.70	70,000 – 140,000	28,000 – 56,000
Esquisto	Fina	Foliada	2.67	35,000 – 105,000	14,000 – 35,000
Pizarra	Fina	Formada de placas	2.69	70,000 – 140,000	35,000 – 56,000
Cuarzita	Fina	Masiva, fina, con pocas juntas	2.66	105,000 – 245,000	42,000 – 56,000
Mármol	Fina a muy fina	Masiva, fina, con pocas juntas	2.69	84,000 – 210,000	49,000 – 70,000
Serpentina	Varias	Masiva, a menudo suave	2.53	7,000 – 70,000	7,000 – 35,000
SEDIMENTARIAS					
Conglomerado	Gruesa, redondeada	Estratificada, cementada	2.48	35,000 – 105,000	7,000 – 35,000
Brecha	Gruesa, angular	Estratificada, cementada	2.53	35,000 – 105,000	7,000 – 35,000
Arenisca	Mediana	Estratificada, cementada	2.35	28,000 – 84,000	7,000 – 21,000
Limolita	Fina	Estratificada, cementada	1.80 - 2.40	700 – 35,000	3,000 – 14,000
Lutita	Muy fina	Laminada, puede ser inestable	1.60 - 2.20	700 – 35,000	3,000 – 14,000
Calizas	Fina	Masivas, estratificada, soluble	2.64	35,000 – 105,000	14,000 – 42,000
Dolomita	Fina	Masiva, algo de recristalización	2.67	49,000 – 140,000	28,000 – 56,000

granulares; y una correlación aproximada entre los valores de SPT y el Módulo de Elasticidad para suelos granulares. La Figura 5.2.6.7 (b) muestra: correlaciones entre los valores SPT y para suelos cohesivos descritos por su Índice de Plasticidad y grado de sobre consolidación. Estas correlaciones se presentan como una guía general basada en ejemplos dados en la literatura técnica. El Profesional Idóneo encargado debe decidir en cada caso particular, si estas correlaciones son apropiadas, si requiere una correlación diferente, o si requiere un programa de pruebas que proporcione mediciones directas de los parámetros de interés.

5.2.7 Contenido de un Informe de Exploración de Sitios. El informe de investigación geotécnica de un sitio, también llamado frecuentemente el estudio del suelo, debe incluir como mínimo la siguiente información:

1. Una descripción del entorno geológico del sitio.
2. Una descripción detallada de los materiales encontrados en el proceso de exploración, incluyendo la medición, extrapolación, o estimación de las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos y rocas, relevantes al diseño de los elementos geotécnicos del proyecto.
3. Recomendaciones para el diseño de los elementos geotécnicos, que constituyen el propósito del estudio. Estas pueden ser:
 - Capacidad de Soporte Admisible en el caso de cimientos (aquella que no ocasione una falla por capacidad de soporte o asentamientos inadmisibles).
 - Magnitud y Distribución de presiones laterales en el caso de estructuras de retén.
 - Permeabilidad de los estratos de interés en el caso de un sistema de drenajes subterráneos.
4. La clasificación del sitio en base a los Tipos de Perfiles de Sitio (A hasta F) descritos en la Sección 4.1.4.2.

5.3 Diseño de Cimientos Superficiales

5.3.1 Definición: Los cimientos superficiales son aquellos que transmiten las cargas de la estructura a los estratos del suelo más cercanos a la superficie. Incluyen zapatas, zapatas combinadas y cimientos tipo losa.

5.3.2 Requisito: Los cimientos superficiales deben ser diseñados para que las cargas transmitidas al suelo no causen fallas de capacidad de soporte, ni asentamientos excesivos que ocasionen daños a la estructura soportada.

5.3.3 Capacidad de Soporte: La capacidad de soporte se calculará con la ecuación presentada en la Figura 5.3.3.

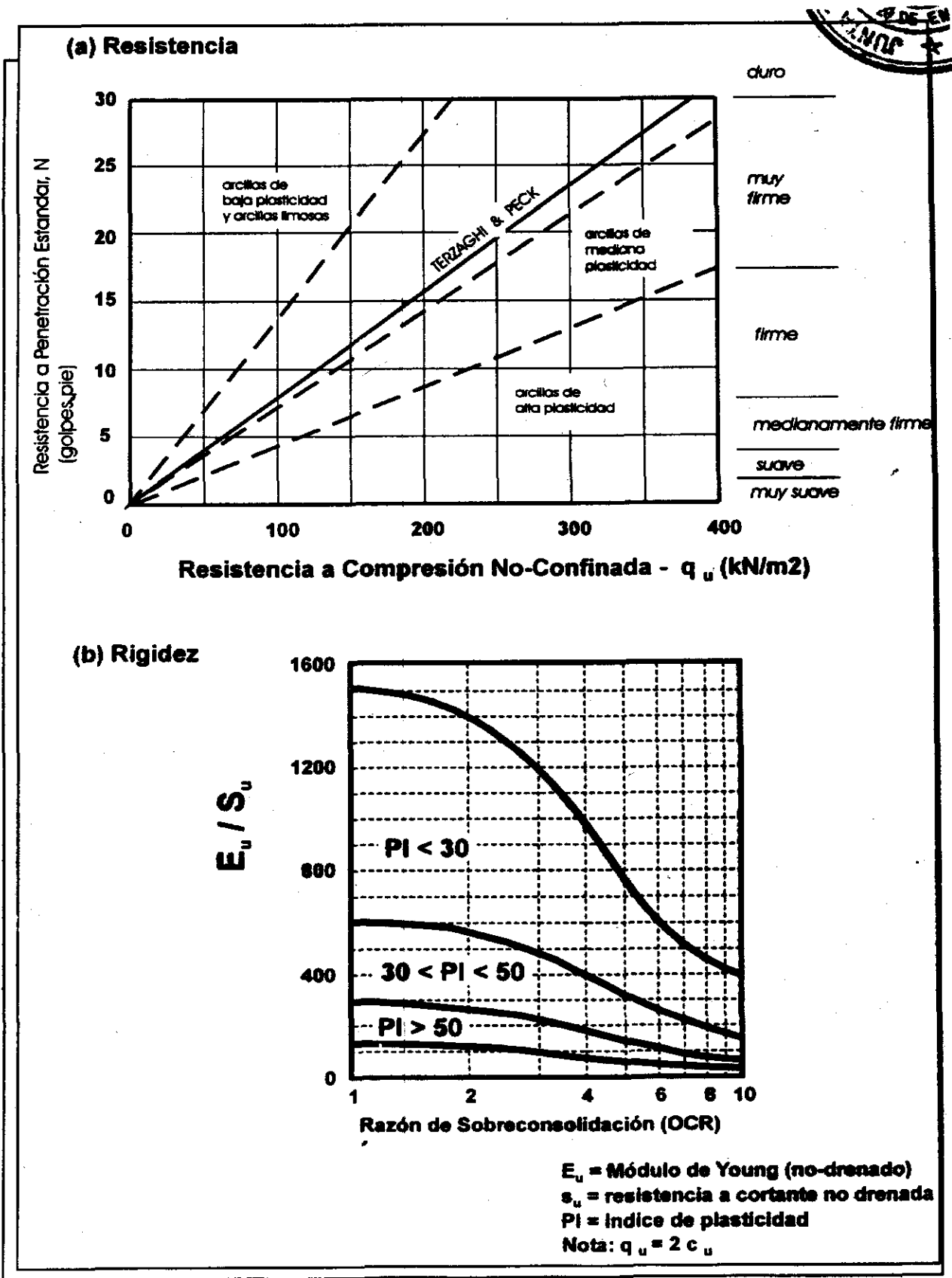


Figura 5.2.6.7b Correlación de Propiedades Mecánicas de Suelos Cohesivos con N (SPT)
(44, 47, 51)

5.3.5 Factores de Seguridad: Los valores de capacidad de soporte última dados en la Figura 5.3.3 deberán ser divididos por un factor de seguridad entre 2 y 3 dependiendo del criterio del Profesional Idóneo encargado, para obtener la capacidad de soporte admisible de diseño. La definición genérica del factor de seguridad es la razón de resistencia permisible a cargas aplicadas. Para mantener una relación inversa con la carga aplicada, la definición de factor de seguridad que se adopte en cada caso no debe sumar ni restar términos en el denominador de la razón descrita.

5.3.6 Asentamientos: Además de hacer el cálculo para estimar la capacidad de soporte, es necesario hacer un análisis de asentamientos si existen estratos compresibles en el sitio. Los procedimientos para el cálculo de asentamientos son diferentes para suelos cohesivos y suelos granulares. El análisis de asentamientos en suelos cohesivos se hará mediante el método propuesto por Terzaghi. En suelos granulares se utilizará el método propuesto por Schmmermann.

5.3.6.1 Cálculo de Asentamientos en suelos cohesivos: Para suelos cohesivos los asentamientos se pueden calcular con el procedimiento mostrado en la Figura 5.3.6.1.1 (23, 26, 27, 39, 47, 51). Es necesario estimar a varias profundidades, los esfuerzos inducidos por las cargas superficiales. La Figura 5.3.6.1.2 presenta un modelo aplicable para este propósito. Las referencias 11, 20, 23, 27, 39, 40, 51 y 54 detallan múltiples modelos de estimar estos esfuerzos bajo diferentes condiciones.

5.3.6.2 Cálculo de Asentamientos en suelos granulares: Para suelos granulares los asentamientos se pueden calcular con el procedimiento mostrado en la Figura 5.3.6.2 (23 y 44). En perfiles de suelos homogéneos y despreciando los factores C_1 y C_2 , el asentamiento se reduce a:

$$\rho = 0.6 q B / E$$

Es de interés notar que el método de Schmmermann también ha sido utilizado con éxito en suelos residuales (28).

5.3.6.3 Cálculo de Asentamientos en perfiles complejos: En perfiles geológicos complejos es necesario hacer asunciones conservadoras, hacer interpolaciones entre casos más sencillos de analizar y tratar de circunscribir la solución con respuestas a los modelos más simples presentados en los artículos 5.3.6.1 y 5.3.6.2.

5.3.6.4 Asentamientos Tolerables: La Figura 5.3.6.4 resume los criterios propuestos por Skempton y MacDonald (46) para determinar las magnitudes de los asentamientos tolerables bajo diversas condiciones. Si los asentamientos calculados exceden los valores determinados como tolerables en la Figura 5.3.6.4, se hace necesario reducir la capacidad de

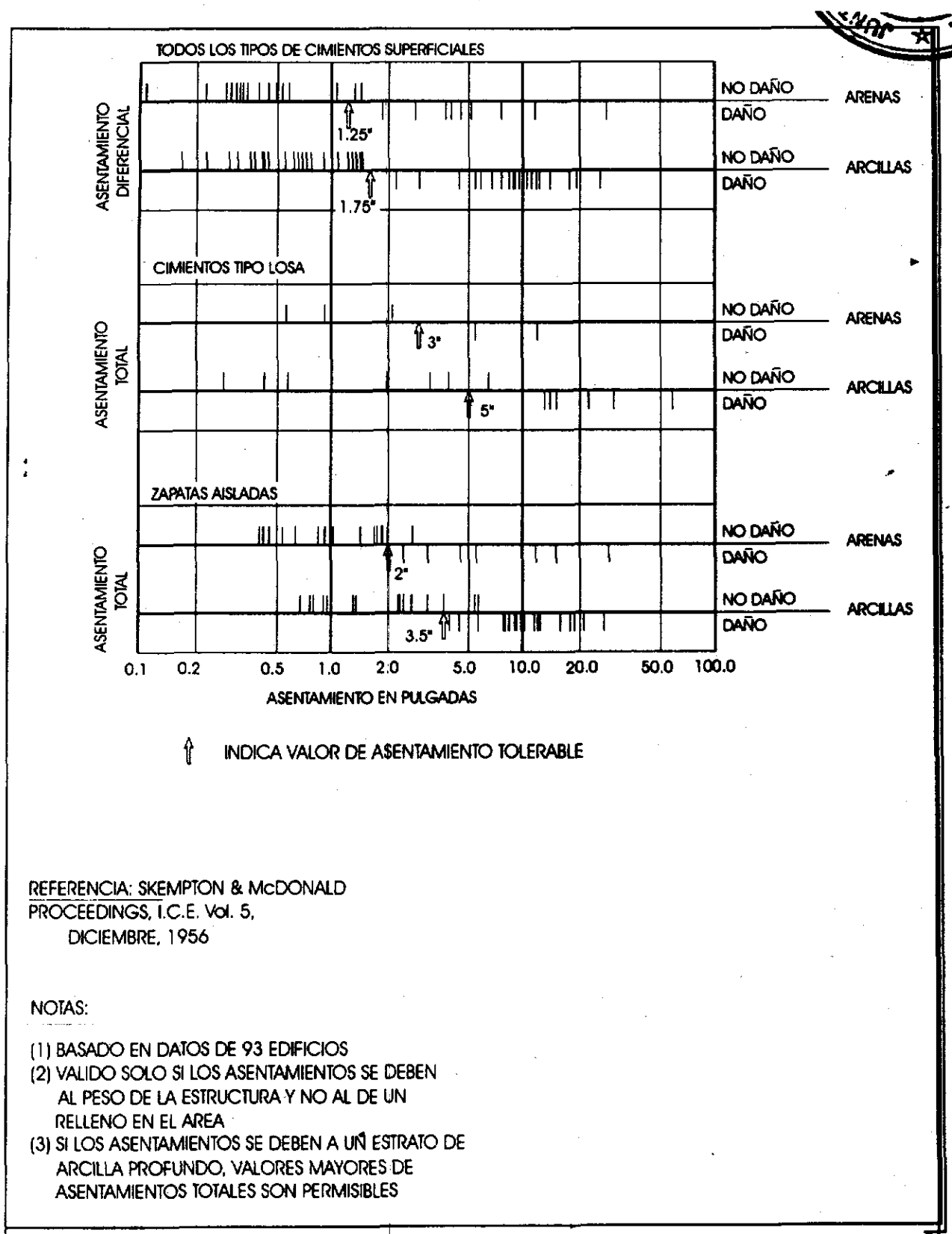


Figura 5.3.6.4 Asentamientos Tolerable par Cimientos Superficiales (46)

5.3.7 Valores Típicos de Capacidad de Soporte Admisible: Para contar con una guía inicial y para tener un punto de comparación, la Cuadro 5.3.7 presenta valores típicos de capacidad de soporte admisible para diversos tipos de suelos, presentados en la literatura técnica. Los valores dados contemplan tanto los criterios de capacidad de soporte, como los de asentamientos permisibles. Sin embargo, estos valores no deben ser utilizados sin una investigación de sitios apropiada, que sustente las recomendaciones sobre la base de observaciones específicas hechas en el sitio.

5.3.8 Consideraciones Especiales en Suelos Expansivos

5.3.8.1 Definición de Suelo Expansivo: El término generalmente se aplica a cualquier suelo que tiene un potencial de encogerse o expandirse bajo condiciones cambiantes de humedad. Cuando el suelo se seca, se incrementa la tensión de capilaridad del agua (presión negativa) y esto causa que el suelo se contraiga. Alternativamente, si el suelo gana humedad, la tensión de capilaridad disminuye y se produce una expansión. Todo suelo arcilloso debe ser considerado potencialmente expansivo. También, existen rocas que son susceptibles a expandirse. Generalmente, las rocas arcillosas como pizarras, lutitas, limolitas y argilitas son expansivos y se deben tomar las mismas consideraciones que en suelos expansivos. En las referencias 3, 10, 11, 14, 15, 19, 36, 56 y 57 se describe con más detalle el problema de los suelos expansivos.

5.3.8.2 Definición de Zona Activa: Está definida como la zona en la cual fluctúa el contenido de humedad del suelo como resultado de factores climáticos y evapotranspiración. En ésta, las condiciones hidrostáticas producirán una presión de poros negativa (succión del suelo) por arriba del nivel freático. Como ésta es la zona de mayores cambios de humedad del suelo, los cambios volumétricos del suelo (hinchamiento-encogimiento) serán mayores en esta zona lo cual afectará el desempeño de los cimientos y estructuras.

5.3.8.3 Profundidad de la Zona Activa, Z_a : La profundidad de la zona activa puede ser estimada graficando el contenido de humedad en función de la profundidad para las condiciones de estación seca y lluviosa. La profundidad máxima de la zona activa es donde el contenido de humedad se hace constante. En caso de suelos estratificados y complejos, el contenido de humedad se debe normalizar con respecto al Índice de Plasticidad o el Índice de Liquidez. A falta de información, la profundidad de la zona activa se puede estimar como sigue:

- **Relativo al Nivel Freático:** La zona activa se extenderá hasta el nivel freático, $Z_a \leq 6.0\text{m}$

Cuadro 5.3.7 Valores Nominales de Capacidad de Soporte Admisible (valores en MPa)			
Tipo de Material	Consistencia en sitio	Rango Común (MPa)	Valor Recomendado (MPa)
Roca masiva cristalina ígnea y metamórfica (granito, diorita, basalto, gneiss, conglomerado)	Roca dura e intacta	6 a 10	8
Roca metamórfica laminada (pizarra, esquistos)	Roca medio dura e intacta	3 a 4	3.5
Roca sedimentaria (lutita dura cementada, limolitas, areniscas, calizas sin cavidades)	Roca medio dura e intacta	1.5 a 2.5	2
Manto de roca meteorizada o fracturada de cualquier tipo excepto rocas altamente arcillosas (lutitas)	Roca suave	0.8 a 1.2	1
Lutitas u otras rocas altamente arcillosas en condiciones intactas	Roca suave	0.8 a 1.2	1
Mezcla bien graduada de suelos finos y gruesos: toscas firmes, mezclas altamente consolidadas de arcilla y cantos rodados	Muy compacta	0.8 a 1.2	1
Grava, mezclas de	Muy compacta	0.6 a 1	0.7

grava y arena, mezcla de cantos rodados y grava	Medio compacta Suelta	0.4 a 0.7 0.2 a 0.6	0.5 0.3
Arena gruesa a mediana, arena con poca grava	Muy compacta Medio compacta Suelta	0.4 a 0.6 0.2 a 0.4 0.1 a 0.3	0.4 0.3 0.15
Arena fina a mediana, arena limosa o arcillosa mediana a gruesa	Muy compacta Medio compacta Suelta	0.3 a 0.5 0.2 a 0.4 0.1 a 0.2	0.3 0.25 0.15
Arena fina, arena limosa o arcillosa fina	Muy compacta Medio compacta Suelta	0.3 a 0.5 0.2 a 0.4 0.1 a 0.2	0.3 0.25 0.15
Arcilla inorgánica homogénea, arcilla arenosa o limosa	Muy firme a dura Medio firme a firme Suave	0.3 a 0.6 0.1 a 0.3 0.05 a 0.1	0.4 0.2 0.05
Limo inorgánico, limo arenoso o arcilloso, limo con arcillas y arenas estratificadas	Muy firme a dura Medio firme a firme Suave	0.2 a 0.4 0.1 a 0.3 0.05 a 0.1	0.3 0.15 0.05

- *Relativo a la Presión de Hinchamiento:* Z_a será hasta donde la presión de hinchamiento sea mayor o igual a la presión total en el suelo, incluyendo las cargas del cimiento.
- *Relativo al clima:* -Húmedo: $Z_a = 3.0m$
-Semi-húmedo: $Z_a = 4.5m$
-Seco: $Z_a = 6.0m$

Estas recomendaciones no reemplazarán una adecuada investigación de sitio y laboratorio, ni la evaluación del Profesional Idóneo.

5.3.8.4 Factores que afectan el comportamiento expansivo de los suelos: Existen numerosos factores que afectan el comportamiento expansivo de los suelos. Los principales factores son la accesibilidad del agua, la cantidad y tipo de arcillas en el suelo y la reducción del esfuerzo efectivo. Otros factores adicionales son discutidos en el Cuadro 5.3.8.4.1.

5.3.8.5 Reconocimiento e Identificación de Suelos Expansivos: Existen cuatro métodos de clasificación e identificación de suelos expansivos (Cuadros 5.3.8.5.1, 5.3.8.5.2 y 5.3.8.5.3, y Figura 5.3.8.5.1):

1. Primero, la experiencia local indicará si existen suelos potencialmente expansivos. El Cuadro 5.3.8.5.3 resume algunas observaciones que pueden ser indicativas de la presencia de un suelo potencialmente expansivo.
2. La identificación mineralógica y tipo de mineral de arcilla son útiles en la identificación de suelos potencialmente expansivos, pero no determinan la magnitud de hinchamiento del suelo.
3. Los métodos indirectos tales, como las Propiedades Índice, Clasificación, Potencial a Cambios Volumétricos (PVC), Actividad, etc., son excelentes herramientas para evaluar el potencial de hinchamiento de suelos, pero no se deben usar independientemente, y se requiere de la determinación de más de una prueba para evitar conclusiones erróneas.
4. Los métodos directos ofrecen la mejor opción para determinar el potencial de encogimiento e hinchamiento de un suelo. La prueba de Consolidación e Hinchamiento sobre muestras no-alteradas (ASTM D-4546) ofrece un método directo para evaluar el hinchamiento-encogimiento de suelos y los parámetros necesarios para el diseño de cimientos sobre suelos expansivos. Todo cimiento diseñado para resistir los cambios volumétricos de un suelo debe estar respaldado por un número representativo de esta prueba u otra prueba que pueda determinar la relación de cambio de volumen y cambio de esfuerzo.

5.3.8.6 Predicción de Hinchamiento: Existen varios métodos para predecir la magnitud de expansión de un suelo. Sin embargo, se recomienda el método que se basa en la presión de hinchamiento medida en una prueba de consolidación-hinchamiento (ASTM D-4546). La presión de hinchamiento en muestras no alteradas se puede medir por dos métodos: 1) prueba de expansión libre y 2) prueba de volumen constante.

Cuadro 5.3.8.4.1 Factores que Influyen el Encogimiento-Hinchamiento de los Suelos	
Factor	Descripción
1-Mineralogía de las Arcillas	Los minerales de arcilla exhiben diferentes características expansivas. La capacidad de la masa de suelo a expandirse depende enteramente del tipo y cantidad del mineral de arcilla presente. Los Minerales de arcilla que causan los cambios volumétricos son del grupo Smectita (Montmorilonita) y Vermiculita. Iilitas y Caolinitas son raramente expansivos, pero pueden sufrir cambios volumétricos cuando el tamaño de sus partículas son muy pequeñas ($<0.10\mu\text{m}$).
2- Química del Agua Subterránea	Cationes de Sodio, Calcio, Magnesio y Potasio disueltos en el agua son absorbidos sobre la superficie de las arcillas como cationes intercambiables para balancear las cargas eléctricas superficiales. Dependiendo del tipo de catión intercambiable, se alteraran las propiedades expansivas de un suelo.
3- Succión en el Suelo	La succión en los suelos esta representada por presión de poros negativa en los suelos no-saturados. A mayor succión, mayor hinchamiento.
4- Plasticidad	En general, los suelos que presentan un comportamiento plástico sobre un rango grande de contenidos de humedad, y que tienen un alto Límite Líquido, tienen un gran potencial al encogimiento e hinchamiento.
5- Estructura y Arreglo de Partículas del Suelo	Arcillas con una estructura Floculada tienden a ser más expansivos que las arcillas con estructura dispersa.
6- Densidad Seca Inicial	Una densidad alta, usualmente, significa que las partículas de suelo están más cerca, lo cual indica que existen mayores fuerzas de repulsión entre partículas y por ende mayor tendencia a hinchamiento cuando absorbe agua.
7- Condición de Humedad Inicial	Un suelo expansivo desecado tiene mas afinidad al agua o la alta succión que el mismo suelo a mayor contenido de humedad. A menor humedad inicial mayor expansión.
8- Variaciones de Humedad	Los cambios de humedad en la zona activa del perfil de suelo son los que definen el hinchamiento o encogimiento.

9- Clima	Evapotranspiración y precipitación hacen fluctuar la humedad del suelo.
10- Condiciones del Agua Subterránea	Fluctuaciones en el nivel freático contribuyen a los cambios de humedad.
11- Drenajes y Otras fuentes de agua	Tuberías rotas, riego, etc. producen cambios en el contenido de humedad de los suelos.
12- Vegetación	Árboles, arbustos y grama absorben humedad del suelo, produciendo zonas de humedad diferencial.
15- Permeabilidad de la Masa del Suelo	Una permeabilidad alta, debida a la presencia de grietas y fisuras en la masa del suelo, permite una migración de agua mas rápida y una mayor velocidad de expansión,
16- Temperatura	El incremento de la temperatura causa que la humedad se difunda a zonas más frescas debajo de pavimentos o edificios
17- Historia de Esfuerzos	Un suelo sobre-consolidado es más expansivo que uno normalmente consolidado.
18- Condiciones de Esfuerzos Iniciales	Una reducción considerable de los esfuerzos iniciales en un estrato, producirá un gran relajamiento y por ende mayores cambios volumétricos.
19- Condiciones de Carga	La magnitud de los esfuerzos en los cimientos afecta el potencial de cambio de volumen a ocurrir. A mayor esfuerzo, menor cambio volumétrico.
20 Perfil del Suelo	El espesor y posición del estrato expansible determinan la magnitud y velocidad de hinchamiento.
Referencias: 3, 10, 11, 14, 15, 19, 36, 56 y 57	

Cuadro 5.3.8.5.1 Evidencias Físicas para el Reconocimiento de Suelos Expansivos	
Tipo de Estructura	Observaciones
Viviendas	- Distorsión y agrietamiento de pisos - Puertas y Ventanas desalineadas - Grietas en las paredes (verticales, diagonales y horizontales) - Columnas inclinadas y vigas con grietas de cortante
Muros	- Pandeo de muros de sótanos y exagerada inclinación - Grietas horizontales entre muros y paredes
Pavimentos	- Superficies irregulares y

		onduladas - Agrietamiento longitudinal - Grietas piel de cocodrilo	
Canales		- Agrietamiento general del revestimiento - Cambios de pendiente	
Cuadro 5.3.8.5.2 Pruebas para el Reconocimiento de Suelos Expansivos			
Prueba	Referencia	Propiedades Investigadas	Paramentos Determinados
Pruebas Mineralógicas			
Difracción por Rayos X	ASTM STP 479	Dimensiones, características de los cristales y tipo de mineral de arcilla	Mineral predominante
Microscopio Electrónico		Tamaño y forma de las partículas de arcilla	Mineral predominante
Capacidad de Intercambio Catiónico (CEC)	US Soil Conservation Service	Deficiencia de Carga y Actividad de las partículas de arcilla	CEC (mg/100g) CEC (PL) ^{1,17}
Actividad de Intercambio Catiónico (CEAc)		Relación CEC/contenido de arcilla	CEAc (PL) ^{1,17} / (% que pasa 2 um)
Pruebas Indirectas e Índices			
Límites de Atterberg: LL: Límite Líquido PL: Límite Plástico SL: Límite de Contracción PI: Índice de Plasticidad LI: Índice de Liquidez	ASTM D-4308 ASTM D-4318 ASTM D-427	Plasticidad y consistencia	$PI = LL - PL$ $LI = (w - LL) / (LL - PL)$
Contenido de Arcilla (Hidrómetro) Índice de Actividad (Ac)	ASTM D-422	Distribución de las partículas finas	% que pasa 2 um $Ac = PI / (\% \text{ que pasa } 2 \text{ um})$
Expansión Libre	US Bureau of Reclamation (1974)	Expansión después de humedecimiento de una muestra no consolidada	Expansión libre = $(V_{\text{húmedo}} - V_{\text{seco}}) / V_{\text{seco}} \times 100$
Índice de Expansión	ASTM D-4829	Expansión en una dimensión a 1 psi de sobrecarga y 50% de compactación	E_{100} (Índice de Expansión)
PVC, Cambio Potencial de Volumen	UBC Stand: 29-2	Expansión en una dimensión de una muestra compactada y remoldeada bajo deformación controlada	SI (Índice de Expansión, psf) Índice de PVC
Pruebas Directas			
Prueba de Hinchamiento	ASTM D-4546	Determina la	% hinchamiento @

en una Dimensión en Suelos Cohesivos		magnitud de hinchamiento bajo una presión dada	una presión dada Índice de Hinchamiento, C_s
Referencias: 3, 11, 14, 15, 19, 36, 56 y 57			

Cuadro 5.3.8.5.3 Relación entre Propiedades Índice y Potencial de Expansión

Potencial de Expansión	Muy Baja	Baja	Mediana	Alta	Muy Alta
Índice de Plasticidad, PI	0 - 10	10 - 15	15 - 25	25 - 35	> 35
Límite Líquido, LL	< 30		30 - 40	40 - 60	> 60
Límite de Contracción, SL	>15		10 - 16	7 - 12	< 11
Índice de Expansión (ASTM D-4929)	0 - 20	21 - 50	51 - 90	91 - 130	> 130
Contenido de Arcilla (< 2µm), %	0 - 10	10 - 15	15 - 25	25 - 35	35 - 100
% de expansión @ 6.90 Kpa**	0 - 2	2 - 4	4 - 7	7 - 12	> 12
% de expansión @ 24.0 Kpa**	0 - 1	1 - 3	3 - 5	5 - 8	> 8
% de expansión @ 31.0 Kpa**	0	0 - 1	1 - 4	4 - 6	> 6
Actividad, Ac = PI/ (% de arcillas)	ver Figura 5.3.8.5.1				
Actividad de Intercambio Catiónico (CEAc =CEC/% de arcillas)	ver Figura 5.3.8.5.1				
Índice de Cambio Potencial de Volumen, PVC	< 2		2 - 4	4 - 6	> 6
Relación Contenido de Humedad / Límite Líquido	> 0.5		0.5 - 0.4	0.4 - 0.3	< 0.3
Resistencia a la Penetración Estándar (N golpes/0.30m)	< 10		10 - 20	20 - 30	>30
Expansión Libre (Figura 5.3.8.5.1)**	< 10		10 - 20	20 - 30	>30
Presión de Hinchamiento, Kpa	< 48		144-239	239-958	>958
** (% del Cambio de Volumen Total)					

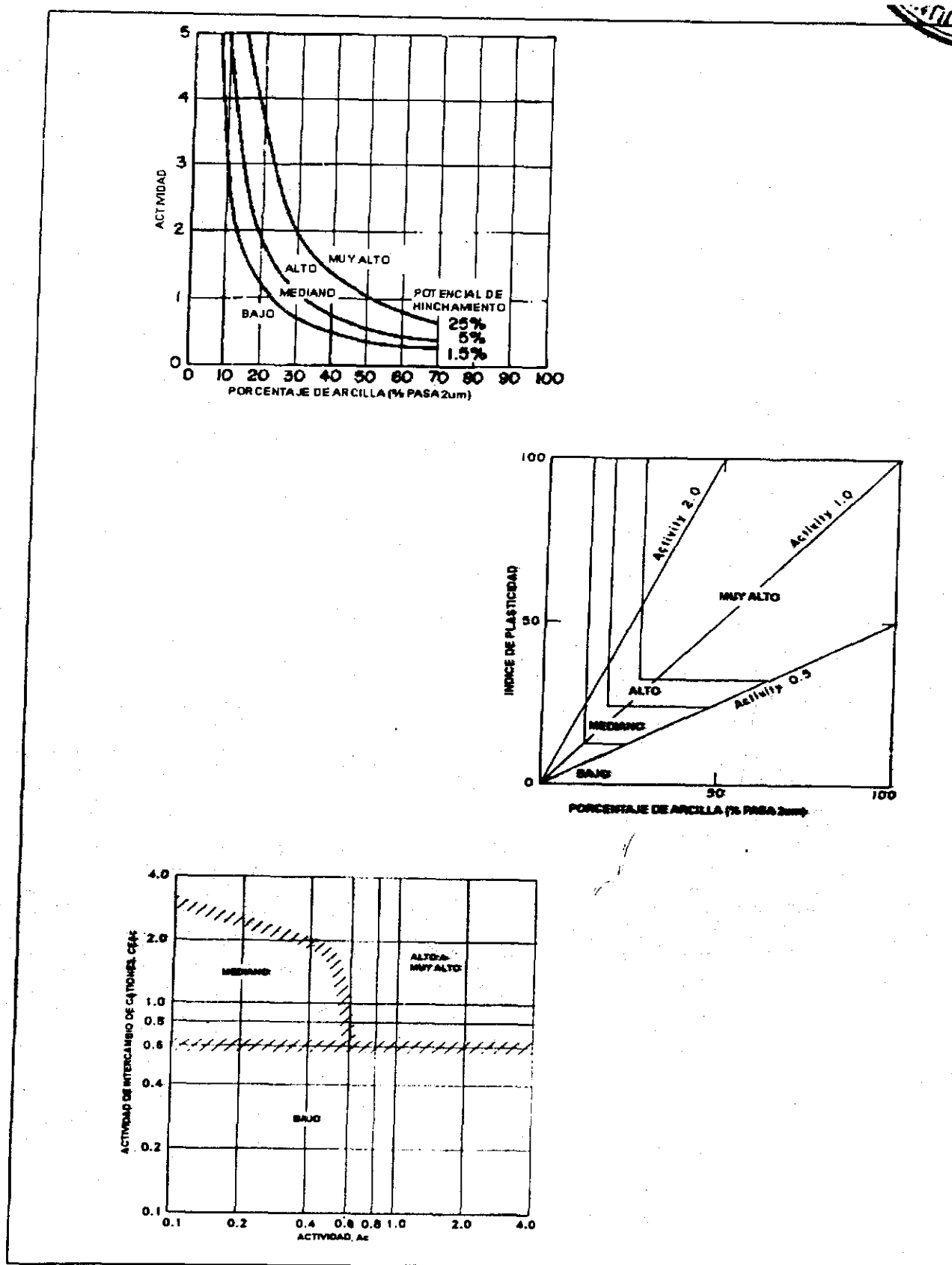


Figura 5.3.8.5.1 Relación entre Propiedades Índice y Expansión (14, 15, 35 y 56)

En la prueba de expansión libre, la muestra de suelo es colocada en el consolidómetro donde se aplica una presión nominal (usualmente igual al esfuerzo *in-situ* o la carga estructural). Luego la muestra es inundada con agua y se deja que se expanda. Una vez que se ha llegado a equilibrio, la muestra se carga y descarga de la misma forma que una prueba de consolidación estándar. La presión de hinchamiento será aquella que se requiere para reducir la muestra a su volumen inicial.

En la prueba de volumen constante, la muestra de suelo es colocada en el consolidómetro donde se aplica una carga nominal. Entonces, la muestra es inundada con agua. A medida que la muestra tiende a expandirse, se aplican cargas adicionales hasta contrarrestar la expansión de la muestra. Una vez que la muestra no tienda a cambiar de volumen, la presión aplicada es la presión de hinchamiento. Luego la muestra se carga y descarga como en una prueba de consolidación convencional para determinar el Índice de Hinchamiento, Cs.

En ambos métodos, la presión de hinchamiento será corregida como lo indica el ASTM D-4546. La Figura 5.3.8.6.1 presenta el procedimiento para la estimación de la magnitud de hinchamiento de un suelo.

5.3.8.7 Alternativas para contrarrestar el efecto de suelos expansivos:

A continuación se enumeran recomendaciones generales para el diseño de cimientos en suelos expansivos. Estas recomendaciones no reemplazarán el requisito de una adecuada investigación de sitio y laboratorio, ni las recomendaciones del ingeniero Idóneo. En general, el efecto negativo de suelos expansivos puede ser contrarrestado por dos métodos. Primero, se puede estabilizar el suelo para minimizar el hinchamiento y encogimiento del mismo, y segundo, se pueden diseñar los cimientos para resistir las presiones de hinchamiento y deformaciones que genera el suelo bajo el cimiento.

5.3.8.7.1 Estabilización del Suelo Expansivo: Todo procedimiento escogido para estabilizar un suelo expansivo deberá estar respaldado por una adecuada investigación de sitio y laboratorio y las recomendaciones del Profesional Idóneo.

1. **Remoción y Reemplazo:** Remoción del suelo expansivo y su reemplazo por un suelo no expansivo. Se recomienda remover entre 0.90m y 1.50m del material en la zona activa. Remover profundidades mayores puede ser muy costoso. Todo material no clasificado como CL, CH, MH, OH, OL y SC (con Límite Líquido mayor que 30%) puede ser usado como material de reemplazo.
2. **Remoldeo y Compactación:** Especialmente rellenos con suelo de potencial a expansión bajo a mediano, pueden ser mejorados sustancialmente compactándolos a un contenido de humedad mayor que el óptimo estimado en la prueba Proctor Estándar. Se deberá llevar un estricto control de compactación por un Profesional Idóneo.
3. **Sobre-carga:** Para suelos que exhiben comportamiento expansivo bajo a mediano, la presión de hinchamiento puede ser controlada por una sobre-carga o relleno. Su aplicación requiere de una investigación de las características expansiva del suelo.

Pre-Mojado: Suelos altamente fisurados y desecados responden favorablemente al pre-humedecimiento para minimizar futuros hinchamientos. El contenido de humedad del mismo debe

incrementarse al menos hasta un 3% sobre el Límite Plástico (PL). Este método está limitado suelos con bajo a mediano potencial a expansión. Como los anteriores, se debe realizar una investigación completa antes de implementar este tratamiento.

4. **Tratamiento del Suelo con Aditivos:** El tratamiento de suelos con aditivos (mezclado o inyectado) como cal, cemento, sal, ceniza fina y resinas (compuestos orgánicos) reducen la capacidad expansiva de los suelos. La dosificación adecuada depende de tipo de arcilla que se este estabilizando y requiere de pruebas de laboratorios y el criterio del Profesional Idóneo.
5. **Control de la Humedad por medio de Barreras Horizontales y/o Verticales:** El propósito de barreras para el control humedad es promover un contenido de humedad uniforme en el suelo debajo del cimiento por medio de la minimización de la pérdida o ganancia de humedad, y por ende reduciendo los cambios volumétricos del suelo. También, un buen drenaje perimetral a la construcción mejorará el desempeño de los cimientos en suelos expansivos.

5.3.8.7.2 Diseño Estructural de Cimientos en Suelos Expansivos: El cimiento de la estructura debe ser diseñado para eliminar todo posible daño a la fundación y estructura por los expansiones y contracciones de los suelos expansivos. De igual manera, el tipo de cimiento debe ser compatible con los materiales, equipo, experiencia local y costos del área. Adicionalmente, el cimiento debe ser diseñado para promover o mantener constante el contenido de humedad en el suelo de cimentación, y/o minimizar los movimientos diferenciales (estructuralmente rígida) que pueden causar daño a la estructura. El Cuadro 5.3.8.7.2.1 presenta recomendaciones para estructuras ligeras y de bajo costo. No se recomienda el uso de zapatas aisladas e individuales en residencias y estructuras ligeras sobre suelos de mediano a alto potencial de expansión. El Cuadro 5.3.8.7.2.2 presenta recomendaciones sobre el tipo de cimientos para un rango de deformaciones diferenciales esperado (nótese que también se deben considerar los requisitos de la Figura 5.3.6.4).

5.3.9 Diseño de Cimientos Superficiales sobre Roca: La capacidad de soporte de un cimiento superficial sobre roca deberá ser evaluada por el

Profesional Idóneo. Bajo condiciones no favorables en la roca, el cimiento puede sufrir grandes deformaciones o falla súbita. A continuación se presentan guías para la estimación de la capacidad de soporte sobre roca (11, 45, 66):

5.3.9.1 Cimientos sobre roca sana y roca fracturada con discontinuidades espaciadas o muy espaciadas: (Sección 5.2.6.4) La capacidad de soporte se podrá estimar preliminarmente como se indica en la Cuadro 5.3.7.

5.3.9.2 Cimientos sobre roca sana y fracturada con discontinuidades cercanas a muy espaciadas: (Sección 5.2.6.4) La capacidad de soporte, Q_a , se podrá estimar como sigue:

$$q_a = K_{sp} \times q_{u-\text{núcleo}}$$

donde

$$K_{sp} = \text{coeficiente empírico (FS = 3)} = \frac{3 + c/B}{10\sqrt{1 + 300\delta/c}} \leq 0.40$$

C = espaciado de las discontinuidades

B = ancho de zapata

δ = apertura de las discontinuidades

$q_{u-\text{núcleo}}$ = Resistencia promedio a la compresión no-confinada determinada en la prueba ASTM D-2938

Esta ecuación sola es válida para $0.05 < c/B < 2.0$, $0.0 < \delta/c < 0.02$, y $c > 0.30\text{m}$

5.3.9.3 Cimientos sobre roca débil y pobre con discontinuidades muy cercanas: (Sección 5.2.6.4) Cuando la roca es muy débil, pobre o meteorizada, se puede considerar como un material granular y aplicar la metodología de mecánica de suelos (Sección 5.3) para estimar la capacidad de soporte. Sin embargo, la evaluación de la resistencia de estos materiales es muy difícil. Se necesitará del criterio y juicio del Profesional Idóneo para su evaluación.

5.3.9.4 Cimientos sobre roca en condiciones especiales: Cuando el cimiento esté sobre laderas, cerca de ríos, quebradas o zonas costeras, sobre fallas geológicas u otro accidente geológico o topográfico, se necesitará un estudio más profundo de las condiciones geotécnicas del sitio y del criterio del Profesional Idóneo para estimar la capacidad de soporte.

Estas recomendaciones no reemplazarán una adecuada investigación de sitio y laboratorio, ni el criterio del Profesional Idóneo.

5.4 Diseño de Cimientos Profundos

5.4.1 Definición: Los cimientos profundos son aquellos que transmiten las cargas de la estructura a estratos que se encuentran a una profundidad mayor que diez veces el ancho mayor del cimiento. Incluyen pilotes hincados, pilotes vaciados en sitio y ciertos pilares que cumplen con el criterio de dimensiones mencionado. La capacidad de carga de cimientos profundos proviene de dos componentes: la resistencia de punta y la resistencia de la fricción lateral del fuste.

5.4.2 Requisito: Los cimientos profundos deben ser diseñados para que las cargas transmitidas al suelo no causen fallas de capacidad de soporte, ni asentamientos excesivos que ocasionen daños a la estructura soportada.

5.4.3 Cálculo de Capacidad de Carga: Las referencias 5, 11, 13, 23, 27, 29, 30, 41 y 54 presentan maneras de estimar la capacidad de carga de cimientos profundos. En nuestro medio, la capacidad de carga de cimientos profundos usualmente se estima basándose en alguno(s) de los siguientes procedimientos:

1. Mediante el cálculo de capacidad estática del cimiento en base a los parámetros de resistencia de los suelos y rocas encontradas en el sitio (ver Figura 5.4.3.1).
2. Mediante el análisis del proceso de hincado, cuando los pilotes son hincados (ver Figura 5.4.3.2).

Cuadro 5.3.8.7.2.1 Recomendaciones para cimientos tipo losa apoyada sobre cimientos continuos de paredes y suelo que ha sido pre-mojado (3, 10, 32, 36, 50, 56)			
Potencial a Expansión	Profundidad de cimiento de paredes	Espesor de losa de piso	Profundidad de Pre-mojado
Muy Bajo a Bajo (Índice de Plasticidad <15)	Exterior: 0.80m Interior: 0.30m	0.10m	Hasta 0.30m
Mediana (Índice de Plasticidad de 15 @ 25)	Exterior: 1.20m Interior: 0.60m	0.10m	Hasta 0.60m
Alta (Índice de Plasticidad de 26 @ 35)	Exterior: 1.60m Interior: 0.80	0.125m	Hasta 0.80m
Muy alta (Índice de Plasticidad >35)	Exterior: 2.00m Interior: 1.00m	0.15m	Hasta 1.00m

Notas: 1. El objetivo de estos cimientos es el de proveer una barrera vertical profunda y perimetral contra cambios cíclicos de humedad en el suelo debajo de la losa. 2. El pre-mojado tiene el objetivo de reducir el hinchamiento progresivo a largo plazo del suelo debajo de la losa. 3. El vaciado de la losa puede hacerse monolíticamente con los cimientos de las paredes o construir una junta resistente a la transmisión de la humedad. 4. El ancho de las zapatas deber ser lo menor posible para incrementar la presión de contacto con el suelo, pero siempre menor que la capacidad de soporte.			
Cuadro 5.3.8.7.2.2 Recomendaciones para cimientos donde no se ha pre-tratado el suelo de cimentación (3, 10, 32, 36, 50, 56)			
Movimient o Diferencia Estimado (mm)	Tipo de Cimiento Recomendado	Potencial de Expansión	Observaciones
0 - 12.5	a) Zapatas individuales o continuas a una profundidad mínima de 0.70m b) Losa tipo mat sobre grado de 0.10 a 0.12m de espesor ligeramente reforzada y rigidizadas con vigas de 0.25 a 0.30m	Muy Bajo a Bajo (Índice de Plasticidad <15)	Para estructuras cargadas ligeramente. En caso de zapatas individuales o continuas, la losa de piso debe ser estructural y apoyarse sobre los cimientos dejando un espacio entre el grado y la losa. Si se construye sobre grado, debe aislarse de las paredes (juntas). Se debe esperar agrietamiento de la losa de piso.
12.5 – 25.5	Losa tipo mat sobre grado reforzada con vigas rigidizadoras. Se pueden usar losa postensadas.	Mediana (Índice de Plasticidad de 15 @ 25)	Profundidad de vigas: 0.40-0.50m Espaciado: 6.0-4.5m
25.5 – 51.0		Alto (Índice de Plasticidad de 26 @ 35)	Profundidad de vigas: 0.50-0.65m Espaciado: 4.5-3.5m

51.0 – 102.0		Muy alto (Índice de Plasticidad >35)	Profundidad de vigas: 0.65-0.75m Espaciado: 4.5-3.5m
Sin Límite	Losa gruesa (rígida) tipo mat sobre grado densamente reforzada.	Muy bajo a Muy alto	Para estructuras pesadas. Losa de espesor 0.60m o más
Sin Límite	Vigas a grado sobre pilotes perforados.	Muy bajo a Muy alto	Para cualquier tipo de estructuras (ligeras o pesadas). La estructura queda suspendida sobre los pilotes dejando un espacio entre el suelo y la estructura.
Notas: 1) Se recomienda utilizar como indicador el movimiento diferencial estimado en vez del Índice de Plasticidad. 2) Para el diseño estructural de la losa o mat, se recomienda la referencia 3			

3. Mediante el uso de guías empíricas para estimar la capacidad de soporte admisible en base a la resistencia a compresión no-confinada de un testigo representativo de la roca debajo del cimientó. Peck (37, 38) recomienda utilizar:

$$q_a = 0.2 (q_u)$$

donde q_a es la capacidad de soporte admisible y q_u es la resistencia a compresión no-confinada de la roca. Esta relación solamente es válida para roca no meteorizada.

4. Mediante la utilización de pruebas de carga (5, 23)

5.4.4 Factores de Seguridad: Los valores de capacidad de soporte última dados por cualquiera de los procedimientos descritos arriba, deberán ser divididos por un factor de seguridad entre 2 y 3 dependiendo del criterio del Profesional Idóneo encargado, para obtener la capacidad de soporte admisible de diseño. Sin embargo, hay que destacar que el cálculo de capacidad de soporte basado en fórmulas estáticas (Figura 5.4.3.1) no es normalmente confiable por si solo para lograr un diseño. La capacidad calculada varía exponencialmente con el ángulo de fricción interna y en términos generales, este parámetro no se conoce con precisión aceptable. En la definición de los factores de seguridad se deben mantener los criterios descritos en el artículo 5.3.5 de este capítulo.

5.5 Diseño de Estructuras de Retén

5.5.1 Alcance: Las estructuras de retén serán diseñadas para resistir la presión lateral de los suelos retenidos. Estas estructuras pueden ser rígidas o flexibles. En este artículo se detallan los procedimientos aplicables al análisis y diseño de cada tipo.

5.5.2 Condición de Presión Lateral: Dependiendo del estado de esfuerzos imperante en el suelo junto a una estructura de retén, las presiones sobre la misma pueden ser activas, pasivas o en reposo. Las presiones activas se dan cuando el suelo actúa sobre la estructura de retén y ocurre un desplazamiento pequeño de la misma con tendencia a alejarse del suelo. Las presiones pasivas se dan cuando la estructura de retén actúa sobre el suelo y ocurre un desplazamiento pequeño de la misma en dirección hacia el suelo. Las presiones en estado de reposo se dan cuando no ocurre desplazamiento de la estructura de retén. Bajo las mismas condiciones geométricas y geológicas, la presión pasiva es mayor que la presión en estado de reposo, la cual a su vez es mayor que la presión activa.

5.5.3 Estructuras de Retén Rígidas: Se consideran estructuras de retén rígidas aquellas en las cuales la rigidez a flexión de la estructura tiene poca o ninguna influencia sobre la distribución de presiones causada por el material retenido.

5.5.3.1 Cálculo de Presiones Laterales: En el caso de muros u otras estructuras de retén rígidas, las presiones laterales se calcularán en base a la ecuación (1) presentada en la Figura 5.5.3.

5.5.3.2 Cálculo de Cargas Laterales: La integración de las presiones laterales actuando sobre una estructura de retén rígida, a través de una altura H , resulta en las cargas laterales dadas por la ecuación (2) de la Figura 5.5.3.

5.5.3.3 Consideraciones de Drenaje: Si no hay drenaje adecuado y es posible la acumulación de agua detrás del muro, se debe utilizar el peso efectivo sumergido del suelo retenido (en la ecuación 1 de la Figura 5.3.3) para calcular la presión lateral de tierras y añadir la presión hidrostática completa sobre el muro, hasta el nivel máximo de agua esperado.

5.5.3.4 Sobrecargas Concentradas sobre el relleno: En casos en que haya una sobrecarga concentrada sobre el relleno, se debe añadir el efecto de esta sobrecarga a la presión lateral sobre el muro. La Figura 5.5.3.4 presenta una solución a este caso.

5.5.3.5 Sobrecargas Complejas sobre el relleno: En muchas ocasiones se pueden modelar casos de sobrecarga más complejos, sobreponiendo los efectos parciales de múltiples sobrecargas concentradas sobre la superficie del muro.

5.5.3.6 Modalidades de falla: El diseño de muros debe contemplar cuatro modalidades de falla:

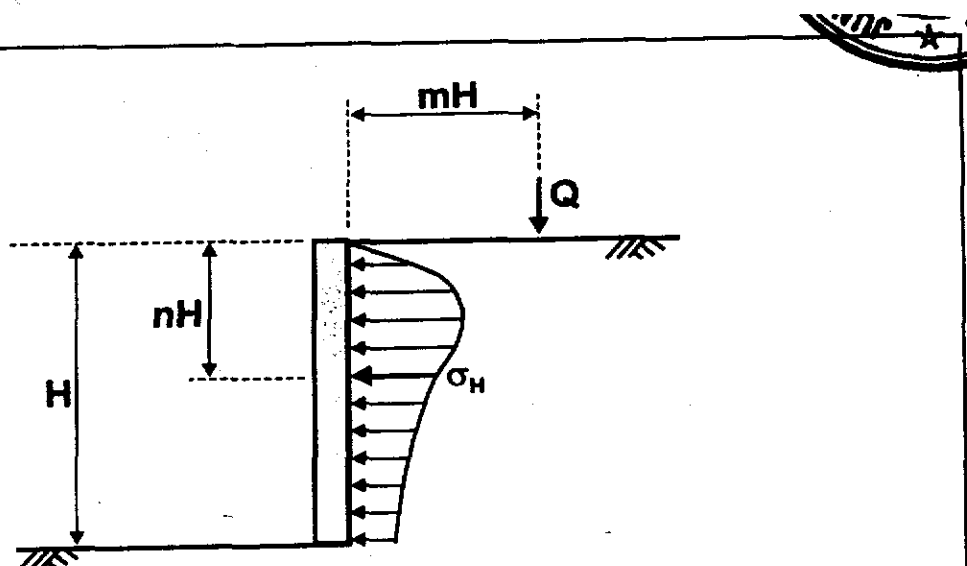
1. Desplazamiento horizontal del muro
2. Volteo del muro respecto a la pata delantera
3. La resultante (estática) debe estar dentro del tercio medio del cimiento
4. Falta de capacidad de soporte
5. Derrumbe global del relleno y del muro

5.5.3.7 Factores de Seguridad: Los factores de seguridad en las tres primeras modalidades de falla presentadas en el artículo 5.5.3.6 se calcularán dividiendo las fuerzas o momentos que resisten el movimiento entre las fuerzas o momentos que causan la inestabilidad. Para la cuarta modalidad de falla, el factor de seguridad puede calcularse mediante cualquiera de los métodos de análisis de estabilidad de taludes disponibles en la literatura técnica (12, 22, 30, 32, 33). Los factores de seguridad recomendados para cada modalidad de falla están dados en la Cuadro 5.5.3.7

Cuadro 5.5.3.7

Modalidad De Falla	Factor de Seguridad Condición Estática	Factor de Seguridad Condición de Sismo
Desplazamiento	1.5	1.2
Volteo	2.0	>1.0
<u>Ancho Efectivo (función de la posición de la resultante)</u> Ancho total del cimiento del muro	100%	75% suelo 50% roca
Capacidad de Soporte	3.0	>2.0
Derrumbe global	1.5	1.2

Además, es necesario evaluar la capacidad a flexión del elemento estructural utilizado como estructura de retén y aplicar un factor de seguridad apropiado en el diseño estructural de dicho elemento. En la definición de los factores de seguridad se deben mantener los criterios descritos en el artículo 5.3.5 de este capítulo.



CARGA PUNTUAL (Q)

$$\sigma_H (H^2/Q) = \frac{0.28 n^2}{(0.16 + n^2)^3} \quad \text{para } m < 0.4$$

$$\sigma_H (H^2/Q) = \frac{1.77 m^2 n^2}{(m^2 + n^2)^3} \quad \text{para } m > 0.4$$

CARGA LINEAL (Q)

$$\sigma_H (H/Q) = \frac{0.20 n}{(0.16 + n^2)^2} \quad \text{para } m < 0.4$$

$$\sigma_H (H/Q) = \frac{1.28 m^2 n}{(m^2 + n^2)^2} \quad \text{para } m > 0.4$$

Figura 5.5.3.4 Efecto de Sobrecarga sobre Presiones Laterales (23)

Expansivos: Estructuras de retén en la cual el material de relleno es una arcilla de moderado a muy alto potencial de expansión deben ser cuidadosamente estudiadas. Durante el proceso cíclico de humedecimiento y secado (hinchamiento y encogimiento, o carga y descarga) el coeficiente de presión lateral de tierra puede variar entre un valor menor que el coeficiente activo hasta el coeficiente pasivo, dependiendo de movilidad de la estructura. La estimación de presión de tierra que se puede generar contra un muro en un suelo expansivo es muy compleja. Solo se está recomendando que la estimación de la presión lateral en estructuras de retén se debe realizar utilizando un coeficiente presión lateral de tierra igual a 1.0.

5.5.4 Estructuras de Retén Flexibles: Se consideran estructuras de retén flexibles aquellas que experimentan deformaciones por flexión de magnitudes tales que las mismas afectan la distribución de presiones laterales sobre la estructura. Los ejemplos mas comunes de estructuras de retén flexibles son los tablestacados ("sheet piles") y muros tipo diafragma vaciados en sitio ("slurry walls"). La manera en que se desarrollan las presiones laterales en estructuras de retén flexibles es función de la rigidez del miembro y del procedimiento de construcción del mismo. En general, las distribuciones de presiones son muy diferentes a las que corresponden a estructuras rígidas.

5.5.4.1 Tipos de Estructuras de Retén Flexibles: Dependiendo de la manera en que se soportan, las estructuras de retén flexibles pueden ser tipo cantolibre, ancladas, o arriostradas.

5.5.4.2 Guías para el diseño: Las referencias 55 y 67 presentan información detallada sobre el diseño y construcción de estos elementos.

5.5.4.3 Factores de Seguridad: Se recomiendan los factores de seguridad mostrados en la Cuadro 5.5.3.7. Además, es necesario evaluar la capacidad a flexión del elemento estructural utilizado como retén y aplicar un factor de seguridad apropiado en el diseño estructural de dicho elemento.

5.5.5 Consideraciones Sísmicas para el Diseño de Estructuras de Reten:

5.5.5.1 Muros Rígidos No-restringidos al Desplazamiento: Son aquellas estructuras de retén que pueden moverse (desplazar o rotar) lo suficiente para que se desarrolle la mínima presión activa y/o máxima presión pasiva. En este caso, la presión o fuerza dinámica puede estimarse por procedimientos pseudo-estático, Equilibrio Límite y en base a desplazamientos permisibles en la estructura.

5.5.5.1.1 Método Seudo-Estático y Equilibrio Límite: Este método esta descrito en las Figuras 5.5.5.1 y 5.5.5.2. El procedimiento es el siguiente:

1. Estimar los coeficientes de aceleración vertical (K_v) y horizontal (K_h). Ver sección 5.5.5.4.
2. Calcular la presión activa dinámica P_{ad} por el Método de Monnobe-Okabe (Figura 5.5.5.1) o por el Método de General de Equilibrio Límite (Figura 5.5.5.2). La Figura 5.5.5.4 presenta un glosario de las variables y observaciones sobre este procedimiento.
3. Calcular la presión activa estática P_a .
4. Estimar ΔP_{ad} como la diferencia de $P_{ad} - P_a$.
5. Calcular el punto de aplicación de la resultante (dinámica + estática) como lo indican las Figuras 5.5.5.1 y 5.5.5.2.
6. Proceder a diseñar el muro como lo indica la sección 5.5.3

5.5.5.1.2 Método en Base a Desplazamientos Permisibles: El objetivo de este método es el de estimar las presiones dinámicas en un muro como función de la máxima deformación aceptable del mismo. Se debe considerar este método como alternativa cuando el coeficiente de aceleración horizontal (K_h) es mayor que 0.2 y si las fuerzas estimadas por la Sección 5.5.5.1.1 son excesivas. El método que se describe en la Figura 5.5.5.3a considera solamente desplazamientos horizontales. El procedimiento es el siguiente:

1. Estimar la aceleración (A_{pga}) y velocidad (V_{pgv}) máxima del sismo de diseño para el sitio donde se construirá la estructura.
2. Determinar la máxima deformación aceptable (d_{perm}). Esta deberá ser estimada por el Profesional Idóneo.
3. Calcular el coeficiente de aceleración horizontal (K_{h1}) como lo indica la Figura 5.5.5.3a.
4. Ajustar las dimensiones del muro (W_w , W_s) iterativamente hasta que el coeficiente de aceleración (K_{h2}) sea igual a K_{h1} , así como lo indica la Figura 5.5.5.3a

Para otro modo de deformación (rotación y asentamiento) deberá usarse un análisis más complejo del que se está describiendo en esta sección.

5.5.5.2 Muros Rígidos Restringidos al Desplazamiento: Son aquellas estructuras de retén masivas cimentadas sobre roca u otras estructuras que están arriostradas en la parte superior e inferior, tales como muros de sótanos y algunos estribos de puentes, que no se mueven lo suficiente para que se desarrollen las presiones activas o pasivas (no se moviliza la resistencia cortante del relleno). En este caso, la presión o fuerza dinámica se puede estimar por teoría de elasticidad o métodos numéricos avanzados que toman en cuenta la interacción suelo-estructura. La Figura 5.5.5.3b presenta un método simplificado que es una solución elástica-analítica (63, 65) para la estimación de presiones dinámicas en este tipo de muros. Nótese que en este caso, se debe utilizar un coeficiente de aceleración horizontal (K_h) igual a la máxima aceleración del sitio (A_{pga}/g), y para la condición estática, se debe utilizar el coeficiente de presión lateral en reposo (K_0), definida en la Sección 5.5.2, para estimar las fuerzas estáticas.

Finalmente, AASHTO (1) sugiere que este tipo de muros se pueden diseñar preliminarmente usando el método descrito en la Sección 5.5.5.1.1, pero utilizando un coeficiente de aceleración horizontal (K_h) igual a $1.5(A_{pga}/g)$.

5.5.5.3 Modificaciones por Condiciones de Agua en el Relleno: La presencia de agua en el relleno del muro afecta las presiones dinámicas de la siguiente manera: 1) alterando las fuerzas inerciales dentro del relleno, 2) desarrollando presiones hidrodinámicas dentro del relleno, y 3) permitiendo que se generen presiones de poros por la deformación cíclica del relleno.

Las fuerzas inerciales en suelos saturados dependen del movimiento relativo entre las partículas del suelo del relleno y el agua de poros que las

rodea. En el caso usual, donde la permeabilidad del suelo es baja, el agua de poros se mueve con el suelo (*condición de agua restringida*) y las fuerzas inerciales serán proporcionales al peso unitario saturado del suelo. Por otro lado, cuando la permeabilidad del suelo es alta, las partículas del suelo se moverán separadamente del agua (*condición de agua libre*), la cual permanecerá prácticamente inmóvil. En este caso, las fuerzas inerciales serán proporcionales al peso unitario sumergido del suelo y además, se deberá incluir una componente adicional por la presión hidrodinámica que se genera. Para ambos casos, cuando exista exceso de presión de poros generada por la deformación cíclica del suelo, esta deberá ser incluida como una fuerza de exceso de presión de poros. La Figura 5.5.5.1b resume las modificaciones que se debe utilizar para incluir el efecto del agua en el relleno (adaptado de la referencia 17).

En todo caso, es preferible diseñar un sistema de drenaje detrás del muro para que evite el efecto del agua. Solamente, en muros localizados en zonas costeras, puertos y cuerpos de agua, el efecto del agua en el relleno no se puede despreciar.

5.5.5.4 Coeficiente de Aceleración de Diseño: Los coeficientes de aceleración vertical y horizontal (K_h) deben ser una proporción de la aceleración máxima (A_{pga}/g) vertical y horizontal del sismo de diseño para el sitio respectivamente. La aceleración (A_{pga}) y velocidad (V_{pgv}) máxima del sismo de diseño para el sitio donde se construirá la estructura no necesariamente son iguales a las aceleraciones espectrales de repuesta que se describen en el Capítulo 4. El Profesional Idóneo deberá recomendar los valores de (A_{pga}) y (V_{pgv}) a utilizar en el diseño de muros. Tentativamente, los valores de los coeficientes de aceleración (K_h y (K_{vh})) se pueden estimar como lo indica el Cuadro 5.5.5.4.1

5.6 Control de Excavaciones

5.6.1 General: Al realizar una excavación, el Profesional Idóneo encargado debe verificar que la misma no ponga en peligro la estabilidad de estructuras aledañas.

5.6.2 Procedimientos: Hay básicamente tres maneras de proceder con una excavación:

1. Construir la Estructura de Retén previa a la excavación
2. Construir la Estructura de Retén posterior a la excavación
3. Realizar la Excavación sin Estructura de Retén.
4. Verificar la estabilidad de los taludes resultantes de manera que se confirme que no sea necesario arriostrar la excavación.

5.6.3. Consideraciones -Específicas: A continuación se detallan los procedimientos de excavación descritos y se señalan las consideraciones específicas que el Profesional Idóneo encargado tiene que contemplar, al diseñar una excavación.

5.6.3.1 Estructura de Retén Previa a la Excavación: Esta es la manera más segura de realizar una excavación. Sin embargo, también suele ser la más costosa. Es necesario verificar:

Cuadro 5.5.5.4.1 Observaciones y Sugerencias para Estimar K_h y K_v		
1-		El coeficiente de aceleración vertical (K_v) puede asumirse como cero, cuando el coeficiente de aceleración horizontal (K_h) es igual o menor a 0.1 para muros rígidos o 0.05 para muros flexibles (Sección 5.5.4). Sin embargo, se debe usar para diseño la mayor presión dinámica estimada bajo las siguientes condiciones, a) (K_v) hacia arriba, b) (K_v) hacia abajo, y c) (K_v) igual a cero.
2-	Referencia 35	Se sugiere que cuando no se tenga un valor de (A_{pga}), esta puede aproximarse a la aceleración de respuesta espectral de diseño para periodo corto dividida por 2.5 ($A_{pga}/g = S_{DS}/2.5$). También, se recomienda $K_h = S_{DS}/2.5$
3-	Referencia 42	$K_h = A_a \left(\frac{0.2 A_v^2}{A_a d_{perm}} \right)^{\frac{1}{4}}$, donde A_a y A_v son los coeficientes de aceleración y velocidad efectivas máximas. Alternativamente, se puede usar: $K_h = \frac{A_{pga}}{g} \left(\frac{0.087 V_{pgv}^2}{A_{pga} d_{perm}} \right)^{\frac{1}{4}}$
4-	Referencias 31, 43, 51, 52 y 55	$K_h = 0.106 \frac{A_{pga}}{g} \ln \left(\frac{37 V_{pgv}^2}{A_{pga} d_{perm}} \right)$ A estas ecuaciones se le pueden hacer los siguientes ajustes: • Si $f_1/f_0 < 0.25$, no ajuste por amplificación • Si $f_1/f_0 \approx 0.50$, multiplicar A_{pga} por 1.25 y V_{pgv} por 1.30 • Si $0.70 < f_1/f_0 < 1.00$, multiplicar A_{pga} y V_{pgv} por 1.50 • $f_0 = V_s/4H$ = Frecuencia fundamental del relleno • V_s = Velocidad Cortante de Onda (m/s) • H = Altura del muro (m) • f_1 = Frecuencia dominante del sismo
5-	Referencia 8	$K_h = \frac{A_{pga}}{g} \text{ cuando } A_{pga} < 0.2g.$ $K_h = 0.33 \left(\frac{A_{pga}}{g} \right)^{0.3} \text{ cuando } A_{pga} > 0.2g$
6-	Referencia 25	K_v y $K_h = 0.33 A_{pga}/g @ 0.50 A_{pga}/g.$
7-	Referencia 17 y 52	$K_h = \frac{A_{pga}}{g} \left[0.66 - \frac{1}{9.4} \ln \left(\frac{d_{perm} A_{pga}}{V_{pgv}^2} \right) \right]$

1. La integridad estructural de la pared o cortina en el caso de muros colados en sitio.
2. La capacidad de los arrostramientos. La Figura 5.6.3.1 muestra distribuciones de presiones laterales que permiten calcular confiablemente la capacidad requerida por cada anclaje o arrostramiento que se utilice para soportar la estructura de retén. Estas distribuciones son empíricas. Mediciones realizadas indican que si los soportes laterales se diseñan para estos valores, los mismos tienen una alta probabilidad de no fallar (23, 37, 54).
3. La estabilidad del fondo de la excavación.

5.6.3.2 Estructura de Retén Posterior a la Excavación: Se incurre en cierto riesgo ya que los métodos de investigación de sitios no tienen la precisión ni la resolución para garantizar la seguridad de la excavación. Sin embargo, el hecho que la condición no soportada sea temporal, favorece la estabilidad del talud resultante. Los taludes excavados generalmente tienden a debilitarse con el tiempo. Por lo tanto, si se adopta este procedimiento de excavación, la construcción de la estructura de retén debe ejecutarse con prontitud. También favorece a la estabilidad de la excavación, realizar la misma en tramos longitudinales cortos y alternos, e ir construyendo la estructura de retén en estos segmentos antes de proceder a excavar segmentos adicionales.

5.6.3.3 Excavación sin Estructura de Retén: En estos casos es necesario realizar un análisis de estabilidad que indique que el talud es estable a corto y largo plazo. Las referencias 23, 39, 47, 51 y 52 brindan mayor información a este respecto.

5.6.4 Consideraciones de Drenaje: La infiltración resultante de la precipitación es perjudicial a cualquier talud. La construcción de sistemas de drenaje superficiales que puedan desalojar rápidamente la escorrentía, disminuye la infiltración y por ende aumenta la seguridad de la excavación. Consecuentemente, siempre resulta conveniente implementar un drenaje superficial eficiente en la periferia de una excavación (principalmente en la cabeza de los taludes). Para consideraciones de drenaje de agua subterránea, se debe realizar un análisis que defina el régimen de flujo imperante (21, 27) y diseñar un sistema de drenaje con la capacidad hidráulica necesaria para establecer un régimen de flujo que no sea perjudicial a la excavación ni al proyecto. Este problema es especialmente relevante cuando el proyecto incluye la construcción de sótanos. Es importante notar que el coeficiente de permeabilidad varía en forma exponencial, por lo que un factor de seguridad adecuado para el coeficiente de permeabilidad puede ser del orden de 10 a 100.

Responsabilidad: El Profesional Idóneo encargado de realizar /diseñar una excavación tiene que asumir la responsabilidad de las

consecuencias que tenga su procedimiento de excavación sobre estructuras aledañas. Por lo tanto, la presencia, vulnerabilidad y valor de las estructuras adyacentes a una excavación, son factores que deben influir significativamente sobre la elección del procedimiento de excavación.

5.7 Referencias:

1. AASHTO (1996). "Standards Specifications for Highway Bridges", Division I-A, Seismic Design, Washington, D.C.
2. Afrouz, A.A. (1992) "Practical Handbook of Rock Mass Classification Systems and Modes of Ground Failure", CRC Press, London.
3. American Concrete Institute (1992). "Slabs on Grade: Design, Specifications, Construction, and Problem Resolution", SMC-25. Este documento incluye: ACI 360R-92, ACI 303.1R-89, PCA EB075.02D, PTI Design and Construction of Post-tensioned Slabs-on-Ground y Case Studies and Recomendations.
4. American Society of Civil Engineers (1982) "Engineering and Construction in Tropical and Residual Soils", Proceedings of the ASCE Engineering Division Specialty Conference, Honolulu Hawaii, January 11-15, 1982, Published by ASCE, New York.
5. American Society of Civil Engineers (1993) "Design of Pile Foundations", Technical Engineering and Design Guides as adapted from the US Army Corps of Engineers, No. 1, Published by ASCE, New York
6. American Society of Civil Engineers (1994). "Retaining and Flood Walls", Technical Engineering and Design Guides as adapted from the U.S. Army Corps of Engineers, No. 4, ASCE Press, New York.
7. American Society of Civil Engineers (1994) "Settlement Analysis", Technical Engineering and Design Guides as Adapted from The US. Army Corps of Engineers, No 9, New York, USA.
8. American Society of Civil Engineers (1998). "Seismic Guidelines for Ports", Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering, Monograph No. 12, ASCE Press, Reston, Virginia.
9. Bieniawski, Z. T (1989). "Engineering Rock Mass Classifications", John Wiley, Rotterdam.
10. Brown, R.W. (1997). "Foundation Behavior and Repair, Residential and Light Construction", 3rd edition, McGraw-Hill, New York, USA.
11. Canadian Geotechnical Society (1992). "Canadian Foundation Engineering Manual", 3rd edition, BiTech Publishers Ltd, British Columbia, Canada
12. Casagrande, A. (1948) "Classification and Identification of Soils", Transactions ASCE, 113, pp. 901,992.
13. Chellis, R.D. (1961) "Pile Foundations" Second Edition, Mc-Hill Book Company, New York.

14. Chen, F.H. (1988). "Foundations on Expansive Soils". Elsevier, New York, USA.
15. Day, R.W. (1999). "Geotechnical and Foundation Engineering", McGraw-Hill, New York, USA.
16. Department of Housing and Urban Development (1976). "Experimental Foundation Design on Expansive Soils", Construction Research Center, The University of Texas at Arlington, Texas.
17. Ebeling, R.M. & Morrison, E.E (1992). "The Seismic Design of Waterfront Retaining Structures", Technical Report ITL-92-11, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.
18. Electric Power Research Institute (1990). "Manual on Estimate Full Properties for Foundation Design", EPRI EL-6800, Proyecto 1493-6, Final Report.
19. Fredlund, D.G. y Rahardjo, H. (1993). "Soil Mechanics for Unsaturated Soils", John Wiley & Sons, Inc. Canada.
20. Harr, M.E. (1966) "Foundations of Theoretical Soil Mechanics" McGraw-Hill Book Co, New York.
21. Harr, M.E. (1962) "Groundwater and Seepage", McGraw-Hill Book Co., New York.
22. Hough, K. B. (1957) "Basic Soil Engineering", The Ronald Press, New York.
23. Hunt, R.E. (1986) "Geotechnical Engineering Analysis and Evaluation", McGraw-Hill Book Co., New York.
24. Hunt, R.E. (1984) "Geotechnical Engineering Investigation Manual", McGraw-Hill Book Co., New York.
25. Kramer, S.L. (1996). "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice Hall, New Jersey.
26. Lambe, T.W. and Whitman, R.V. "Soil Mechanics", John Wiley and Sons, New York
27. Leonards, G.A. Editor "Foundation Engineering", McGraw-Hill Book Company, New York.
28. Martin, R.E. (1977) "Estimating Foundation Settlements in Residual Soils", Proc. ASCE, Vol. 103, No. GT3, March.
29. Meyerhof, G.G. (1963) "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations" Canadian Geotechnical Journal, vol. 1, no. 1, Sept.
30. Meyerhof, G.G. (1976) "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations" Proc. ASCE Journal of the Geot. Div., Vol. 102, No. GT3, Mar.
31. Nadiem, F. & Whitman, R.V. (1983). "Seismically Induced Movement of Retaining Walls", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 109, No. GT7, July, pp. 915-931.
32. Naval Facilities Engineering Command (1983). "Soil Dynamics, Deep Stabilization and Special Geotechnical Construction", DM 7.3, Department of the Navy, Virginia, USA.

33. Naval Facilities Engineering Command (1986). "Foundations and Earth Structures", DM 7.02, Department of the Navy, Virginia, USA.
34. Naval Facilities Engineering Command (1986). "Soil Mechanics", DM 7.01, Department of the Navy, Virginia, USA.
35. NEHRP (2000). "Recommended Provisions For Seismic Regulations for New Buildings and other Structures", Building Seismic Safety Council for FEMA (368), Provisions and Commentaries, Washington, D.C.
36. Nelson, J.D. y Miller, D.J. (1992). "Expansive Soils, Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering", John Wiley & Sons, Inc., New York, USA.
37. Peck, R.B., Hanson, W.E. and Thornburn, T.H. (1974) "Foundation Engineering" Second Edition, John Wiley and Sons, New York.
38. Peck, R.B. (1976) "Rock Foundations for Structures", Rock Engineering for Foundations and Slopes, Proc. ASCE, New York, vol 2, pp. 1-21.
39. Perloff, W.H. and Baron, W. (1976) "Soil Mechanics - Principles and Applications" The Ronald Press Company, New York.
40. Poulos, H.G. and Davis, E. H. (1974) "Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics", John Wiley & Sons, New York.
41. Poulos, H.G. and Davis, E. H. (1980) "Pile Foundation Analysis and Design", John Wiley & Sons, New York.
42. Richards, R. & Elms, D.G (1979). "Seismic Behavior of Gravity Retaining Wall", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 105, No. GT4, April, pp. 449-464.
43. Richards, R. & Elms, D.G (1990). "Seismic Design of Retaining Walls", ", in Design and Performance of Earth Retaining Structures, GSP No. 25, Ithaca, New York, pp.854-871.
44. Schmertmann, J.H. (1970) "Static Cone to Compute Static Settlement over Sand" Proc. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, vol. 96, No. SM-3, May.
45. Singh, B. y Goel, R.K. (1999). Rock Mass Classification, A Practical Approach in Civil Engineering, Elsevier, Oxford, England.
46. Skempton, A.W. and MacDonald, D.H. (1956) "The Allowable Settlement of Buildings", Proc. Inst. of Civil Engineers, London, Vol. 5, Part. III, pp.727-784.
47. Sowers, G.B. and Sowers G.F. (1993) "Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones", Versión Española de la tercera edición en Inglés, Editorial Limusa, México, D.F.

48. Steedman, R.S. & Zeng, X (1990). "The Seismic Response of Waterfront Retaining Walls", in *Design and Performance of Earth Retaining Structures*, GSP No. 25, Ithaca, New York, pp.872-886.
49. Steedman, R.S. & Zeng, X (1996). "Rotation of Large Gravity Walls on Rigid Foundations Under Seismic Loading", in *Analysis and Design of Retaining Structures Against Earthquakes*, GSP No. 60, ASCE Press, pp. 38-56.
50. Steinberg, M. (1998). "Geomembranes and the Control of Expansive Soils in Construction", McGraw-Hill, New York, USA.
51. Terzaghi, K. and Peck, R.B. (1967) "Soil Mechanics in Engineering Practice" Second Edition, John Wiley and Sons, New York.
52. Townsend, F.C. (1985) "Geotechnical Characteristics of Residual Soils" Proc. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111, No. 1, January.
53. Transportation Research Board Special (19767) "Report 163: Estimation of Consolidation Settlement - Manual of Practice" Transportation Research Board, Commission on Sociotechnical Systems, National Research Council, National Academy of Sciences, Washington, D.C.
54. Tschebotarioff, G.P. (1973) "Foundations, Retaining and Earth Structures" Second Edition, McGraw-Hill Book Company, New York.
55. United States Steel (1975) "Steel Sheet Piling Design Manual" U.S. Steel Corp. Pittsburgh, Pa. 25-3848-05, Printed in U.S.A.
56. US. Army Corps of Engineers (1983), "Foundations in Expansive Soils", Technical Manual TM 5-818-7, Department of The Army, Washington, DC, Septiembre, 1983.
57. US. Army Corps of Engineers (1990), "Settlement Analysis", Engineering Manual EM 1110-1-1904, Department of The Army, Washington, DC, Septiembre, 1990.
58. US. Bureau of Reclamation (1974). "Earth Manual", 2nd edition, US. Department of the Interior, Water Resources Technical Publications, Denver, USA.
59. US. Bureau of Reclamation (1990). "Engineering Geology Field Manual", US. Department of the Interior, Water Resources Technical Publications, Denver, USA.
60. Vesic, A.S. (1967) "Ultimate Loads and Settlements of Deep Foundations in Sand" Proc. Symp. on Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Duke University, Durham, North Carolina.
61. Whitman, R.V. & Liao, S. (1985). "Seismic Design of Gravity Retaining Walls", MP GL-85-1, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.
62. Whitman, R.V. (1990). "Seismic Design and Behavior of Gravity Retaining Walls", in *Design and Performance of Earth Retaining Structures*, GSP No. 25, Ithaca, New York, pp.817-842.

63. Wood, J.H. (1973). "Earthquake-Induced Soil Pressures on Structures", Report No. EERL 73-05, California Institute of Technology, Pasadena, California.
64. Wu, G. & Liam-Finn, W.D. (1996). "Seismic Pressure Against Rigid Walls", in Analysis and Design of Retaining Structures Against Earthquakes, GSP No. 60, ASCE Press, pp. 1-18.
65. Wu, Y. & Prakash, S (1996). "On Seismic Displacements of Rigid Retaining Walls", in Analysis and Design of Retaining Structures Against Earthquakes, GSP No. 60, ASCE Press, pp. 21-37.
66. Wylie, D.C. (1992) "Foundations on Rock" E & FN SPON, London.
67. Xanthakos, P.P. (1979) "Slurry Walls", McGraw-Hill Book Co., New York.

CAPITULO 6 - LA VIVIENDA UNIFAMILIAR

6.1 Vivienda unifamiliar.

Se define como vivienda unifamiliar la edificación tipo chalet o duplex de una sola planta que se apoye directamente sobre el suelo.

6.2 Diseño para resistir viento.

Los techos se diseñarán para resistir el levantamiento debido a presiones positivas y negativas según los requerimientos del capítulo 3.

6.3 Diseño para resistir sismo.

No se requiere un diseño sísmico formal para la vivienda unifamiliar de construcción típica definida en la Sección 6.4. En ausencia de un diseño sísmico para la vivienda unifamiliar de construcción típica, se cumplirán con las disposiciones y los detalles mínimos presentados en este capítulo.

Los sistemas alternativos definidos en la Sección 6.6 requerirán análisis y diseño sísmico.

6.4 Construcción típica.

Se define como construcción típica de la vivienda unifamiliar aquella compuesta por paredes de bloques huecos de concreto o arcilla, ventanas de celosías, fundaciones de paredes de concreto reforzado, vigas y columnas de amarre de concreto reforzado, losa de concreto sobre suelo, estructura de techo de cariola y vigas de madera o de acero formado en frío, cielo raso de yeso o cartón comprimido suspendido de la estructura del techo, y cubierta de techo de metal corrugado o de tejas.

6.5 Requerimientos para la construcción típica

6.5.1 El sistema de fundaciones. Las fundaciones de paredes deberán disponerse en planta formando un conjunto de rectángulos u otras configuraciones cerradas.

6.5.2 Capacidad de soporte del suelo. Las fundaciones deberán colocarse sobre el suelo firme con una profundidad de desplante mínima de 600 mm dentro del suelo natural. Esta profundidad podrá ser menor si se demuestra mediante análisis y pruebas de laboratorio que el suelo tiene la capacidad requerida a una menor profundidad.

6.5.3 Estabilidad. La resistencia al volteo en el sentido perpendicular al plano de la pared se logrará preferentemente mediante la intersección con paredes normales al plano de la pared. Según sea posible, la resistencia al volteo se complementará con la unión de la pared con el cimiento y el techo.

6.5.4 Confinamiento. Las paredes deberán estar confinadas por elementos de borde verticales (las columnas de amarre), y horizontales (las vigas de amarre). Deberá existir un elemento de borde en los siguientes lugares:

1. En la Intersección de paredes.
2. En ambos extremos de toda pared aislada.
3. En los bordes libres de toda pared aislada.
4. Alrededor de las aberturas de puertas y ventanas.

6.5.5 Elementos intermedios de amarre. Cuando el ancho de una pared exceda 7000 mm, se emplearán vigas de amarre intermedias. Cuando la altura de la pared exceda 3000 mm, se emplearán columnas de amarre intermedias.

6.5.6 Paredes aisladas. En paredes aisladas sin apoyo transversal, las columnas de amarre deberán poder acomodar la acción de las cargas sísmicas en la dirección perpendicular al plano de la pared. Dichas paredes deberán soportarse sobre cimientos que puedan absorber el momento de volteo causado por sismo o viento.

6.5.7 Anclajes del refuerzo. Los dos extremos del refuerzo longitudinal de toda columna de amarre, viga de amarre, o cimiento de pared, deberán anclarse adecuadamente por adherencia y/o ganchos en otro elemento de borde.

6.5.8 El techo. El techo deberá anclarse adecuadamente a las paredes que lo soportan para asegurar la transmisión de fuerzas horizontales entre el techo y las paredes. Dicho anclaje podrá ser del tipo pernos o ganchos embebidos en el concreto de vigas o columnas. No se permite la utilización de ningún sistema que trabaje solamente por fricción del elemento de anclaje. En la selección de este detalle se tomará en cuenta la masa del techo.

6.5.9 Detalles mínimos para la construcción típica. Los siguientes detalles se utilizarán para desarrollar los planos de construcción:

- Fig. 1 Intersecciones en planta de cimientos de paredes.
- Fig. 2 Secciones transversales de cimientos de paredes.
- Fig. 3 Detalles típicos de columnas de amarre.
- Fig. 4 Detalles típicos de vigas de amarre.
- Fig. 5 Refuerzo alrededor de puertas.
- Fig. 6 Refuerzo alrededor de ventanas.

6.6 Sistemas alternativos. Se podrán utilizar sistemas constructivos distintos a los de la construcción típica definida en la Sección 6.4, a condición de que se demuestre mediante análisis y pruebas experimentales que la resistencia de los sistemas alternativos a los efectos de gravedad, viento y sismo es por lo menos equivalente a la de la construcción típica.

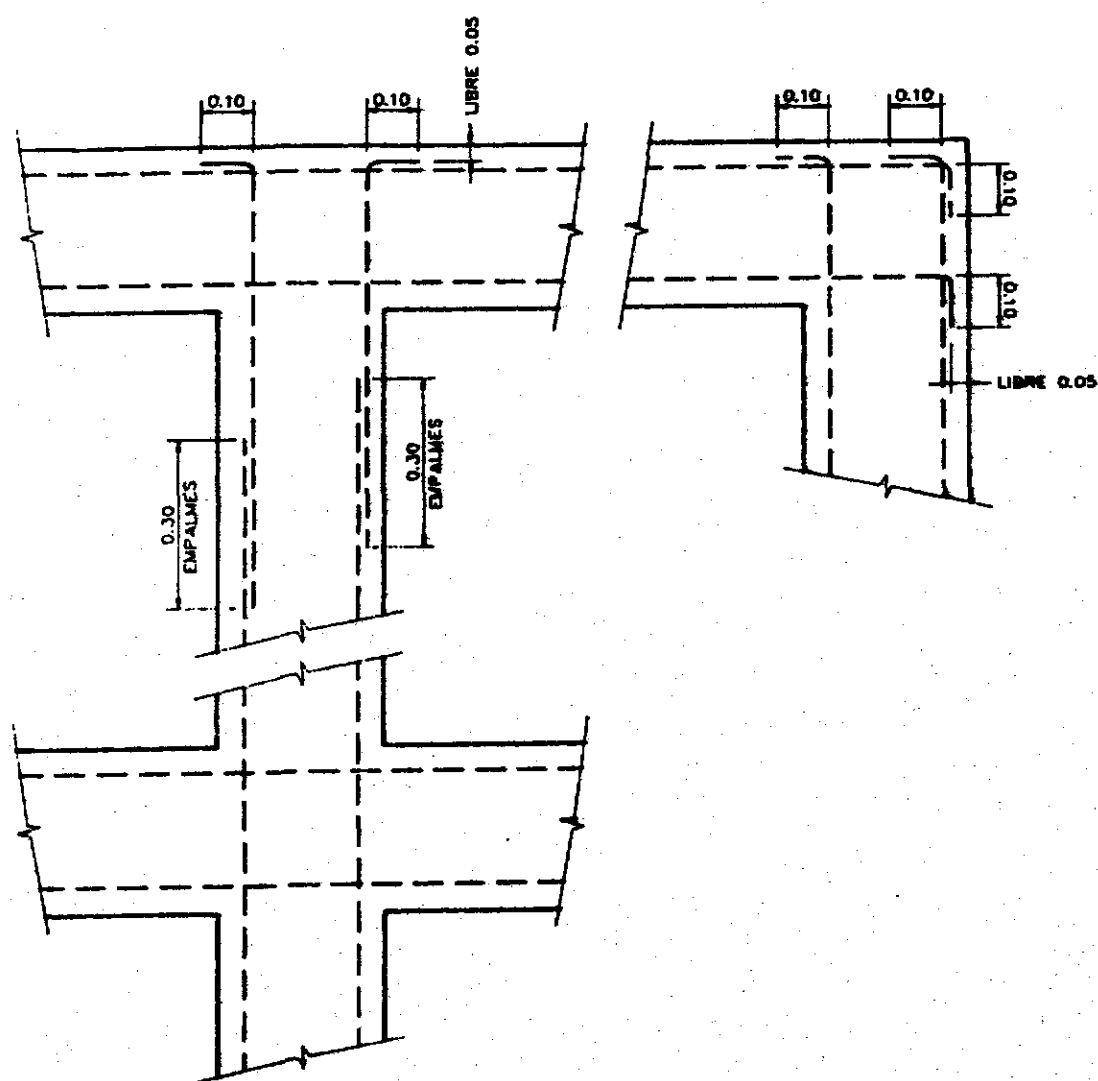


FIG. 1 INTERSECCIONES EN PLANTA
DE CIMENTOS DE PAREDES

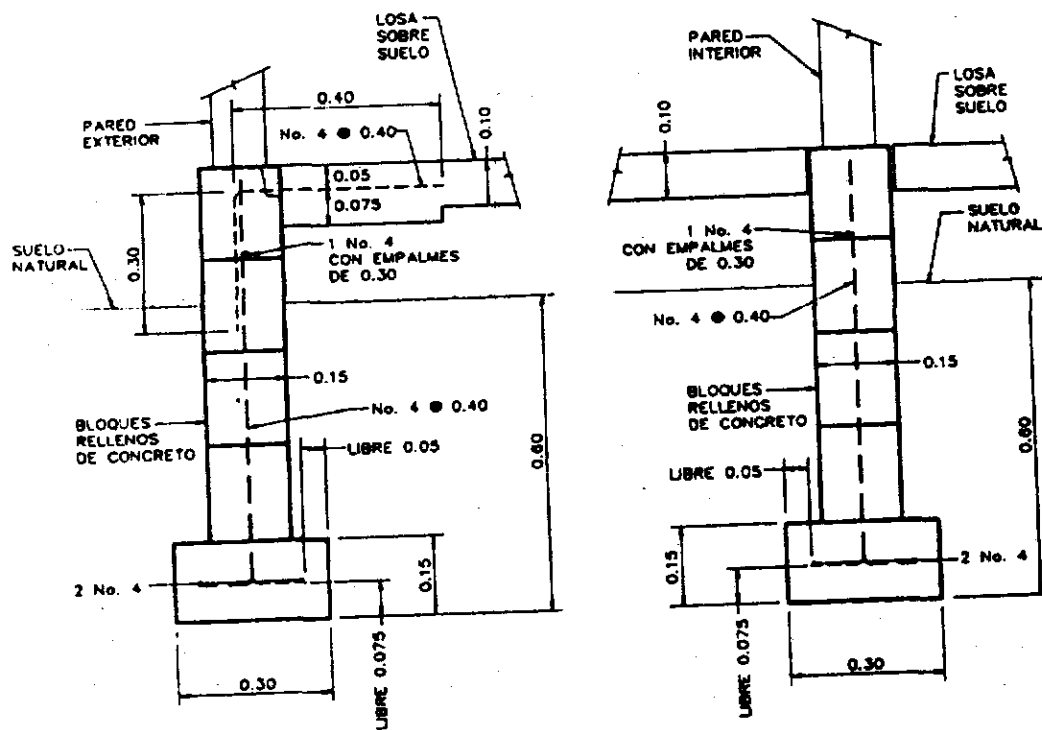


FIG. 2 SECCIONES TRANSVERSALES DE CIMENTOS DE PAREDES

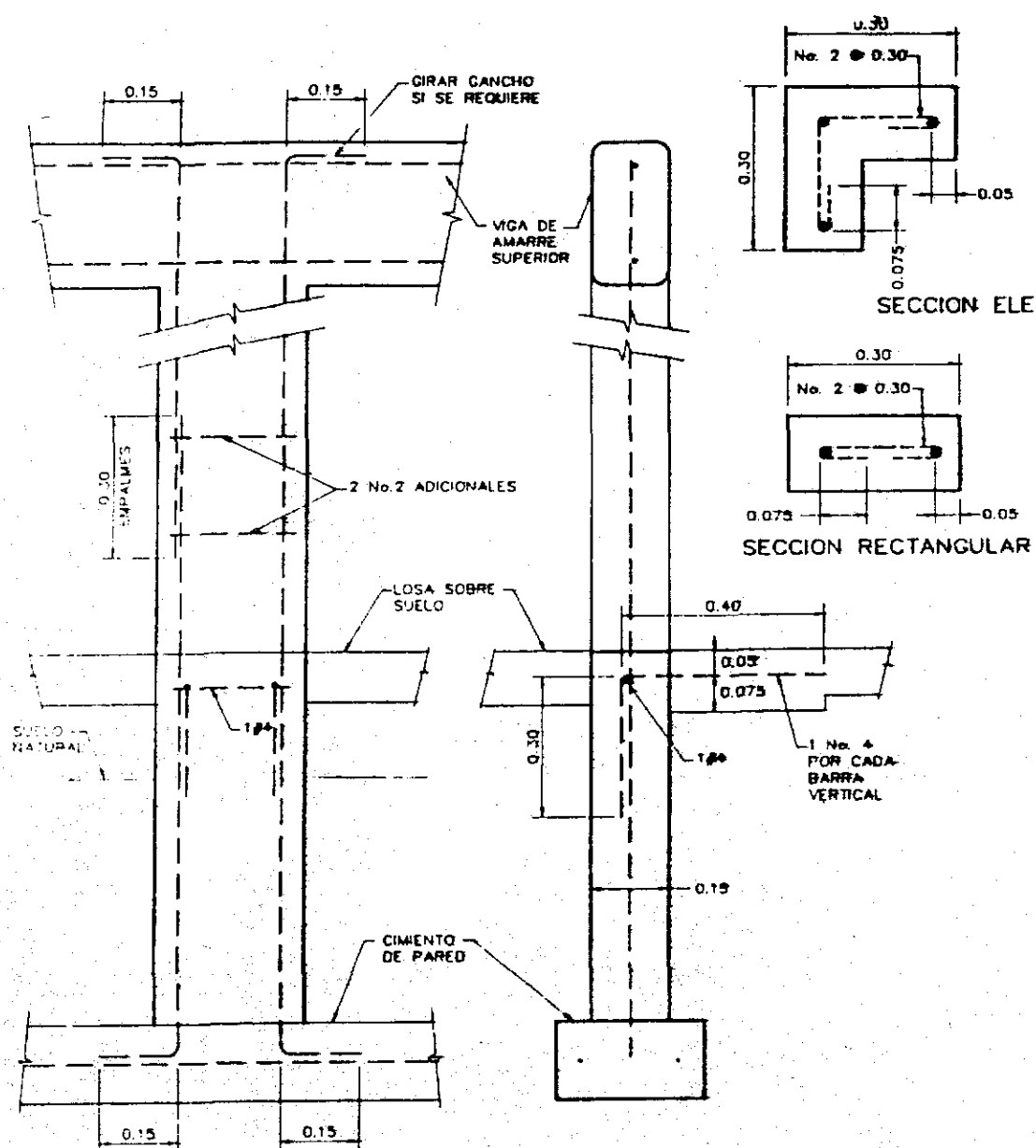


FIG. 3 DETALLES TÍPICOS
DE COLUMNAS DE AMARRE

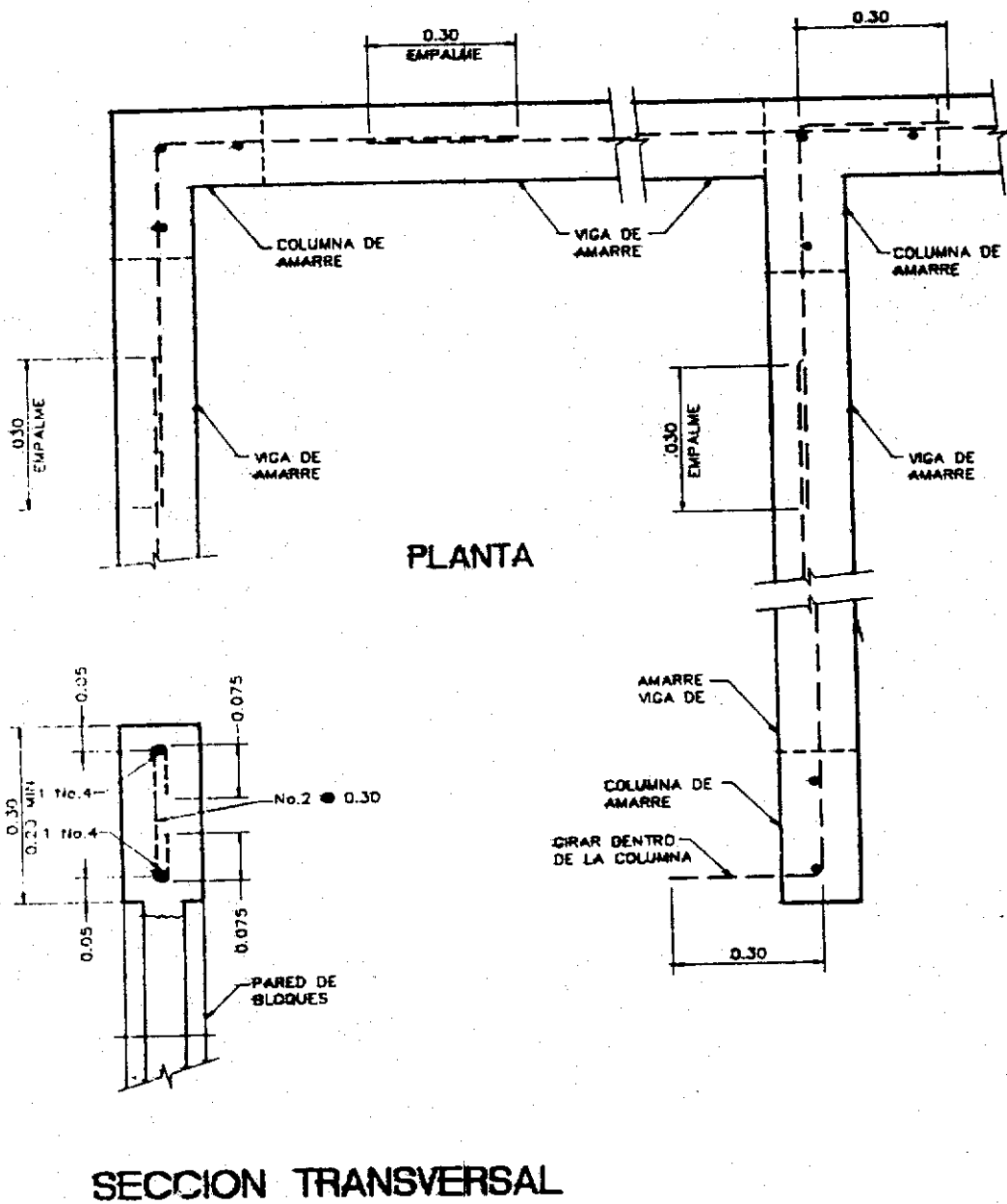


FIG. 4 DETALLES TIPICOS
DE VIGAS DE AMARRE

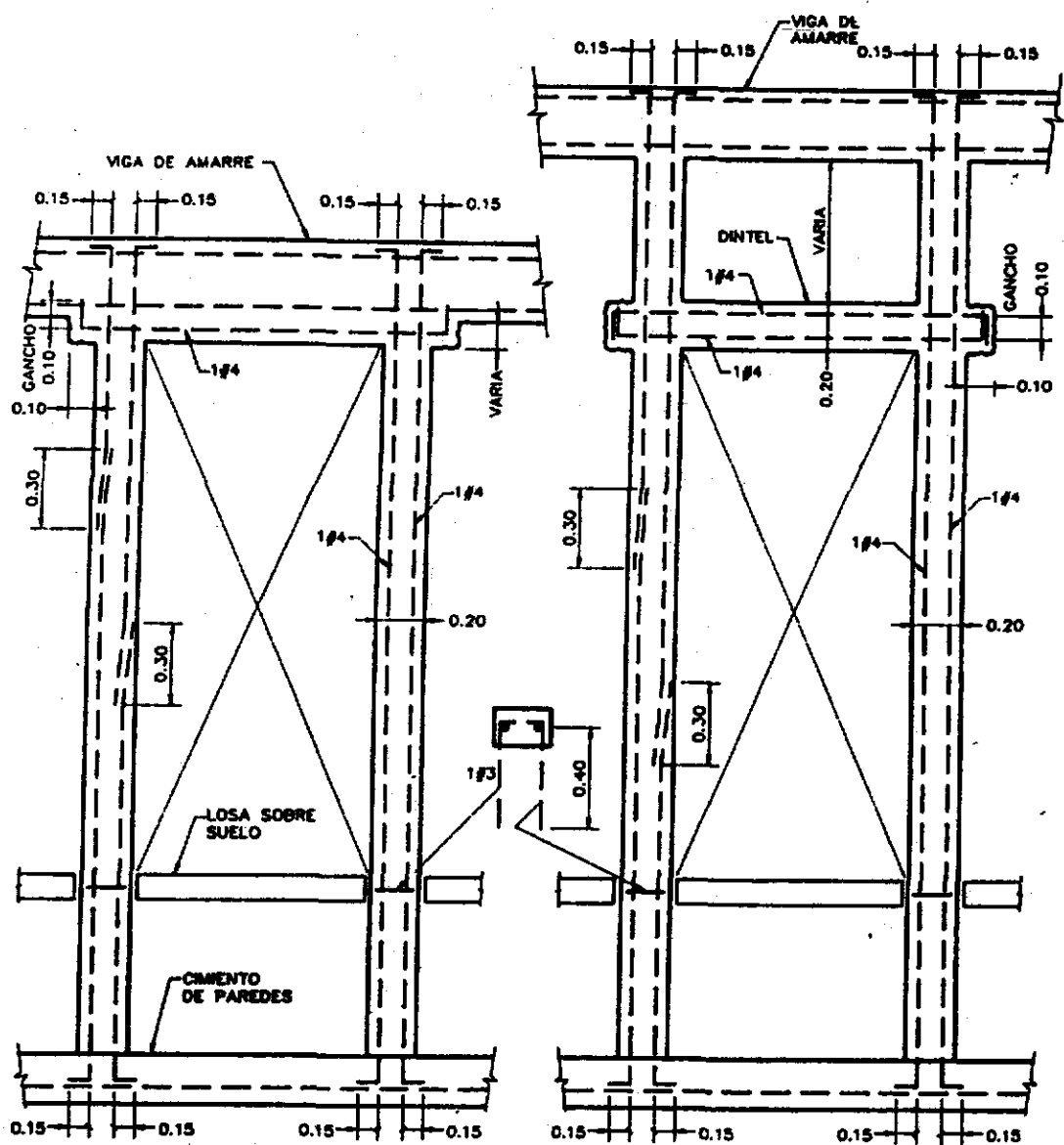


FIG. 5 REFUERZO ALREDEDOR DE PUERTAS

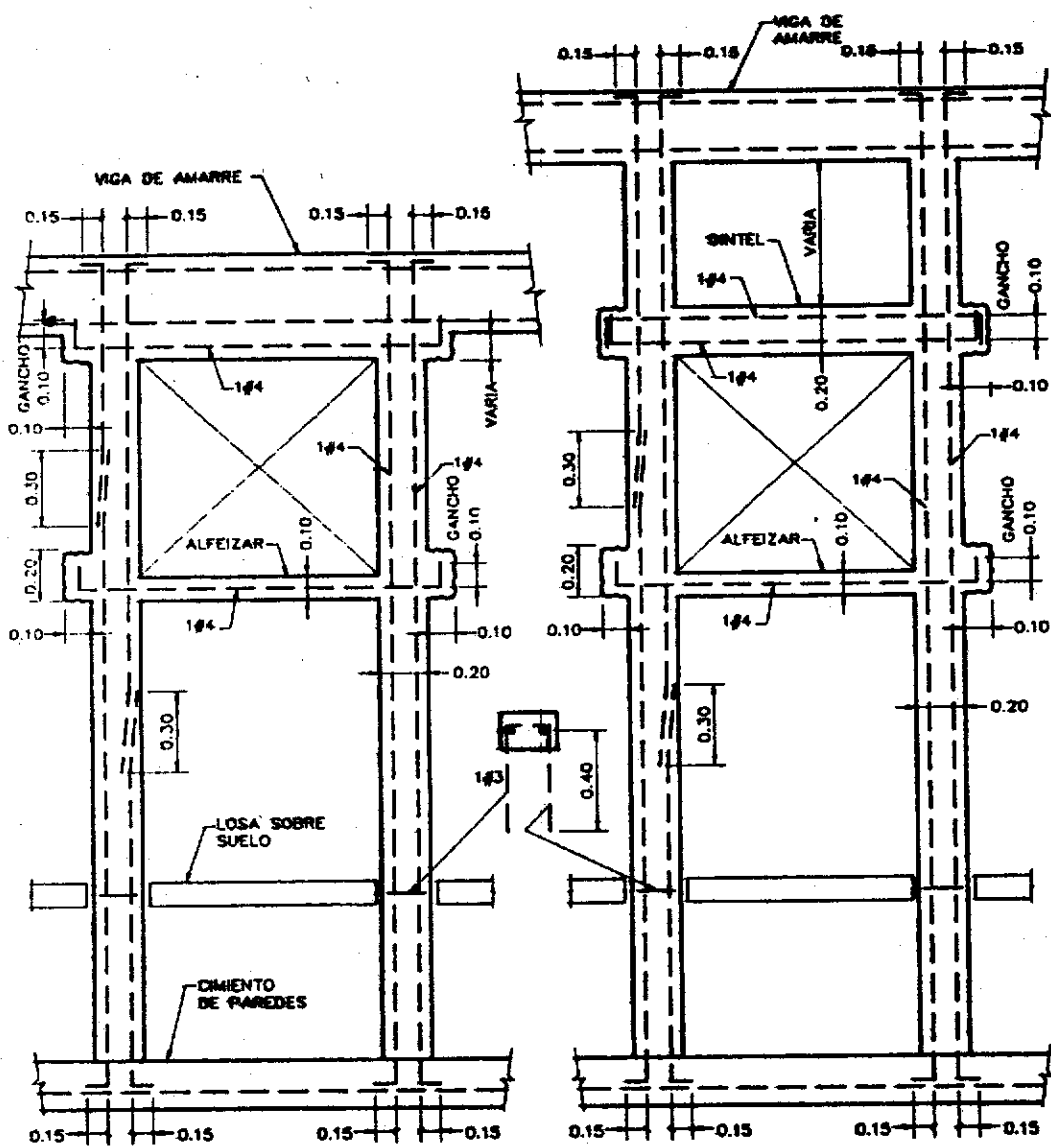


FIG. 6 REFUERZO ALREDEDOR DE VENTANAS

CAPITULO 7 - CONCRETO REFORZADO

7.1 Diseño estructural.

El diseño estructural cumplirá con *Requerimientos de Normas de Edificación para Concreto Reforzado*, Instituto Americano del Concreto ACI 318-02.

7.2 Viviendas unifamiliares de concreto reforzado.

El diseño de los elementos estructurales de concreto reforzado de la vivienda unifamiliar de una sola planta que se soporta directamente sobre el suelo se podrá diseñar con los requerimientos del Capítulo 7, demostrando mediante análisis y pruebas experimentales que la resistencia de los sistemas estructurales a los efectos de gravedad, viento y sismo son por lo menos equivalentes a la de la construcción típica del Capítulo 6.

CAPITULO 8 - CONCRETO PRE-ESFORZADO

8.1 Generalidades

8.1.1. Normas de diseño. Las estructuras de concreto pre-esforzado deberán cumplir con *Requerimientos de Normas de Edificación para Concreto Reforzado*, Instituto Americano del Concreto, ACI 318-02.

8.1.2 Estructuras tipo puente. Los elementos de concreto pre-esforzado de estructuras para puentes se diseñarán según el Capítulo 12 - Infraestructura.

8.1.3 Viviendas unifamiliares de concreto pre-esforzado. El diseño de los elementos estructurales de concreto pre-esforzado de la vivienda unifamiliar de una sola planta que se soporta directamente sobre el suelo se podrá diseñar con los requerimientos del Capítulo 8, demostrando mediante análisis y pruebas experimentales que la resistencia de los sistemas estructurales a los efectos de gravedad, viento y sismo son por lo menos equivalentes a la de la construcción típica del Capítulo 6.

8.1.4 Elementos estructurales. Se incluyen como elementos de concreto pre-esforzado a losas, vigas, columnas, vigas de transferencia, pilotes, muros, fundaciones, y losas sobre suelo.

8.1.5 Elementos que no participan en la resistencia lateral. Para garantizar la distribución de las fuerzas laterales entre los elementos resistentes conforme al análisis, debe asegurarse la no-participación de aquellos que no fueron considerados como tales e indicar en los planos los detalles constructivos correspondientes.

8.1.6 Diafragmas. Los pisos y techos de concreto se podrán utilizar como diafragmas horizontales.

8.2 Diseño de los elementos

8.2.1 Relaciones luz-espesor. Las relaciones luz-espesor no excederán los valores mostrados en la Tabla 8.1.

8.2.2 Espesor mínimo. El espesor mínimo de losa según el retardo al fuego y el tipo de agregado se presenta en la Tabla 8.2.

8.2.3 Recubrimiento mínimo. El recubrimiento mínimo para cables y refuerzo según el retardo al fuego y el tipo de agregado se presenta en la Tabla 8.3.

8.2.4 Resistencia del concreto. La resistencia mínima del concreto será de 28 MPa.

8.2.5 Historial de carga. Se tomarán en cuenta los esfuerzos que se produzcan durante las diversas etapas del ciclo de vida de un elemento: Tensado inicial, desencofrado, vaciado de elementos compuestos, cargas muertas y vivas durante periodo de construcción, cargas muertas permanentes, cargas vivas, y fuerzas laterales.

8.2.6 Cargas de manejo. Para elementos pre-fabricados, se tomará en cuenta el efecto del izamiento y la instalación.

8.2.7 Maximización de efectos. Se considerarán las ubicaciones desfavorables de la carga viva en combinación con las cargas muertas y las fuerzas laterales para determinar los efectos máximos y mínimos en un elemento.

8.2.8 Redundancia. Para elementos flectores continuos sobre 3 ó más apoyos con cables en un solo sentido, se tomara en cuenta el efecto de la perdida de la continuidad en caso de falla de los elementos adyacentes debido ya sea a efectos de carga o de fuego.

8.2.9 Historial de resistencia del concreto. Se indicará la resistencia mínima esperada para cada etapa del ciclo de vida de los elementos. Si los elementos no tienen la resistencia comprobable, se utilizarán las garantías de resistencia del concreto a los días especificados por suplidor de concreto.

8.2.10 Historial de pre-esfuerzo. Se determinarán las fuerzas en el cable en cada etapa del ciclo de vida del elemento.

8.2.11 Absorción de energía. Los elementos de concreto pre-esforzado deberán reforzarse con acero de refuerzo y confinarse con anillos que satisfagan los requisitos de los elementos de flexión, de manera que se garantice la absorción de energía por deformación plástica de carácter reversible.

8.3 Sistemas de postensionado

8.3.1 Sistemas de postensionado. El sistema de postensionado consiste en los siguientes elementos: Acero de pre-esfuerzo (alambres, trenzas, barras), anclajes, revestimiento, conductos, uniones de acoplamiento, mortero de inyección, y protección de los anclajes.

8.3.2 Especificaciones. Los sistemas de postensionado se especificarán siguiendo las recomendaciones del fabricante. Se observarán las siguientes especificaciones recomendadas del Instituto de Postensionado (PTI):

1. Especificaciones para materiales de postensionado
2. Especificaciones para tendones no adheridos de una trenza
3. Práctica recomendada para la inyección de miembros de concreto pre-esforzado postensionado

8.3.3 Accesorios del sistema de postensionado. Los accesorios que complementan el sistema de postensionado deberán garantizar la posición de los cables según el perfil de diseño, la fijación de los cables durante el vaciado del concreto, y la protección permanente contra la corrosión

8.3.4 Calibración del equipo de tensado. Los equipos utilizados para tensar los cables deberán ser calibrados por un laboratorio certificado o por el Centro Experimental de la Universidad Tecnológica de Panamá.

8.3.5 Conductos para cables adheridos. Los conductos se fabricarán de acero galvanizado calibre 22 a 28 o de plástico corrugado.

8.4 Detalles constructivos

8.4.1 General. En los planos se indicarán todos los detalles necesarios para la construcción de los elementos pre-esforzados.

8.4.2 El perfil del cable. Se mostrarán los perfiles de los cables con los puntos de control a lo largo del miembro y la disposición en planta de los cables y de los anclajes muertos y vivos.

8.4.3 El pre-esfuerzo. Se indicarán las fuerzas requeridas en los cables en las diversas etapas de la construcción.

8.4.4 Refuerzo ordinario. Se indicará la ubicación, diámetro, longitud, y detalles del refuerzo corriente.

8.4.5 El alargamiento del cable. Para estructuras postensionadas, se indicará el alargamiento del cable esperados durante la operación de tensado para permitir una comparación con las lecturas del manómetro del gato.

8.4.6 Juntas de construcción. Se indicará la localización y los detalles de las juntas de construcción.

8.4.7 Resistencia para tensado. Se especificará la resistencia mínima que debe alcanzar el concreto antes de iniciar el tensado de los cables.

8.4.8 Protección de los anclajes. Se indicará el mortero y método de sellado para proteger los anclajes de los cables.

TABLA 8.1				
Límite de la relación luz/espesor				
Tipo de losa	Luz continua		Luz simple	
	Techo	Piso	Techo	Piso
En una dirección, sólida	52	48	48	44
En dos direcciones, sólida	48	44	44	40
En dos direcciones, aligeradas con vacíos de 900x900	40	36	36	32
En dos direcciones, aligeradas con vacíos de 1200x1200	36	32	32	28
Doble Te	40	36	36	32
Te	36	32	32	28

Nota: Basado en la Tabla 8.3 de *Diseño de Estructuras de Concreto Pre-esforzado* de T. Y. Lin

TABLA 8.2					
Espesor mínimo de losas en mm para diferentes retardos al fuego					
Tipo de agregado	Retardo al fuego en horas				
	1	1/2	2	3	4
Carbonato	83	105	117	146	168
Silicio	89	108	127	158	178
Liviano	67	83	95	117	133

Nota: Basado en la Tabla 7.6 del *Manual de Postensionado* del Instituto del Postensionado (PTI)

TABLA 8.3						
Recubrimiento mínimo en mm para losas pre-esforzadas						
Restringido	Tipo de agregado	Retardo al fuego en horas				
		1	1/2	2	3	4
No	Carbonato	19	27	35	48	-
	Silicio	19	32	38	54	-
	Liviano	19	25	32	41	-
Si	Carbonato	19	19	19	25	32
	Silicio	19	19	19	25	32
	Liviano	19	19	19	19	25

Nota: Basado en la Tabla 7.7 del *Manual de Postensionado* del Instituto del Postensionado (PTI)

CAPITULO 9 – ACERO

9.1 Acero estructural.

El diseño estructural cumplirá con una de las siguientes especificaciones:

1. *Especificación para el Diseño de Factor de Carga y Resistencia para Edificios de Acero Estructural (LRFD)*, Instituto Americano de Construcción de Acero (AISC), 27 de diciembre de 1999, incluyendo la fe de errata del 04 de septiembre de 2001.
2. *Especificación para el Diseño de Esfuerzos Permisibles y Diseño Plástico para Edificios de Acero Estructural (ASD)*, Instituto Americano de Construcción de Acero (AISC), 01 de junio de 1989.

9.2 Acero formado en frío.

El diseño estructural cumplirá con la siguiente especificación:

Especificación para el Diseño de Miembros Estructurales de Acero Formado en Frío, Instituto Americano de Hierro y Acero (AISI), edición del 10 de agosto de 1986 con la adenda del 11 de diciembre de 1989.

9.3 Viviendas unifamiliares de acero.

El diseño de los elementos estructurales de acero de la vivienda unifamiliar de una sola planta que se soporta directamente sobre el suelo podrá diseñarse con los requerimientos del Capítulo 9, demostrando mediante análisis y pruebas experimentales que la resistencia de los sistemas estructurales a los efectos de gravedad, viento y sismo son por lo menos equivalentes a la de la construcción típica del Capítulo 6.

CAPITULO -10 MADERA.

10.1 Alcance.

El presente capítulo reglamenta el diseño de estructuras de madera.

10.2 Normas de diseño.

Las estructuras de madera se diseñarán con las siguientes normas:

ASCE 16-95 – *Norma para el diseño mediante factores de carga y resistencia (LRFD) para construcción de madera*

ASCE 7-95 - *Cargas de diseño mínimas para edificios y otras estructuras*

10.3 Viviendas unifamiliares de madera.

El diseño de los elementos estructurales de madera de la vivienda unifamiliar de una sola planta que se soporta directamente sobre el suelo podrá diseñarse con los requerimientos del Capítulo 10, demostrando mediante análisis y pruebas experimentales que la resistencia de los sistemas estructurales a los efectos de gravedad, viento y sismo son por lo menos equivalente a la de la construcción típica del Capítulo 6.

10.4 Propiedades Mecánicas.

10.4.1 Propiedades básicas. Los valores de resistencia de la madera se determinarán mediante la norma ASTM D2555-98 *Métodos estándar de ensayo para establecer los valores de resistencia de madera limpia.*

10.4.2 Propiedades de diseño. Las propiedades de diseño se determinarán según la norma ASTM D245-00e1 *Práctica estándar para establecer los grados estructurales y propiedades permisibles relacionadas para madera visualmente clasificada.*

10.4.3. Maderas de Panamá. Para las maderas *cabimo, maria, amargo-amargo, cedro espino, y sigua*, los valores de resistencia de la madera se tomarán de la Tabla 10.1. Los valores de resistencia de otras maderas se establecerán mediante ensayos llevados a cabo por el Centro Experimental de Ingeniería de la Universidad Tecnológica de Panamá.

TABLA 10.1					
Resistencias últimas de las maderas de Panamá en MPa					
Madera	Flexión	Compresión paralela a las fibras	Compresión normal a las fibras	Tensión normal	Esfuerzo Cortante
Cabimo	26.8	15.6	5.66	1.62	3.61
Maria	38.8	28.5	7.23	1.92	7.97
Amargo- Amargo	50.1	30.6	8.72	1.06	7.96
Cedro Espino	48.9	35.5	9.75	1.68	7.44
Sigua	22.7	14.8	3.32	1.10	3.91

CAPITULO 11- MAMPOSTERIA

11.1 Alcance.

El presente capítulo reglamenta el diseño de las estructuras de mampostería. Se permitirá el diseño y construcción de cualquier estructura de mampostería a condición se cumplan de manera estricta las especificaciones para la fabricación de los materiales y para la ejecución de la obra que presuponen las normas de diseño.

11.2 Normas de diseño.

Las estructuras de mampostería se diseñarán con las siguientes normas:
Requerimientos de Normas de Edificación para Estructuras de Mampostería, ACI 530-95/ASCE 5- 95/TMS 402-95
Especificaciones para Estructuras de Mampostería, ACI 530.1-95/ASCE 6-95/TMS 602-95. Sección 9. Cargas Sísmicas y el Apéndice A.9 Provisiones Suplementales de la Norma ASCE 7-95: *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y Otras Estructuras*.

11.3 Viviendas unifamiliares de mampostería.

El diseño de los elementos estructurales de mampostería de la vivienda unifamiliar de una sola planta que se soporta directamente sobre el suelo podrá diseñarse con los requerimientos del Capítulo 11, demostrando mediante análisis y pruebas experimentales que la resistencia de los sistemas estructurales a los efectos de gravedad, viento y sismo son por lo menos equivalente a la de la construcción típica del Capítulo 6.

TABLA 11.1			
Altura máxima retenida en mm para muros de retén de mampostería de concreto			
Espesor de muro en mm	Presión activa en KN/m ²		
	1.50	2.25	3.125
150	1200	1100	1000
200	1700	1500	1300

Notas

1. Basado en una resistencia de mampostería de $f_m' = 6.5$ MPa, que corresponde a unidades de mampostería de concreto de 8.6 MPa y mortero Tipo N.
2. Sin inspección especial.
3. Verificar bajo fuerzas sísmicas.
4. Refuerzo grado 60.
5. Relleno horizontal sin sobrecarga.
6. Refuerzo descentrado hacia el relleno.

TABLA 11.2		
Resistencia requerida de las unidades de mampostería en MPa		
Resistencia de compresión especificada de la mampostería de concreto, f_m' , en MPa	Mortero	
	Tipo M y S	Tipo N
5.5	6.9	9.0
6.9	8.6	13.8
8.3	11.0	23.4
9.6	14.5	41.3

Notas

1. Basado en la Tabla 4.3 de ACI 513-79 (Revisado en 1983), *El Código de Edificación para Estructuras de Mampostería*
2. La resistencia de cubo de morteros tipo M, S y N es, respectivamente, de 17.2 MPa, 12.4 MPa, y 5.17 MPa según ASTM C270.

TABLA 11.3		
Módulo de elasticidad de mampostería de concreto en MPa		
Resistencia de compresión de las unidades de mampostería en MPa	Mortero	
	Tipo N	Tipo M ó S
42	-	24 500
35	19 600	22 400
28	18 200	20 300
21	16 100	17 500
18	15 400	16 800
14	12 600	15 400
10	10 500	11 200

Nota: Basado en la Tabla 5.5.1.3 de ACI 530

CAPITULO 12 - INFRAESTRUCTURAS

12.0 Alcance.

Se denomina obras de infraestructura a todas aquellas construcciones que no sean edificaciones o viviendas y que sirven a un propósito de utilidad pública o servicios particulares conexos, tales como carreteras, puentes, pasos elevados vehiculares o peatonales, muelles, rampas de acceso, alcantarillas, muros de reten, tuberías, tanques de almacenamientos elevados o soterrados, líneas de transmisión y todas estructuras que puedan ser sometidos a cargas laterales.

Se denomina obras de vialidad todas las obras relacionadas con el transporte, carreteras, vías de acceso u obras conexas.

12.1 Normas de diseño.

Los diseños de las obras de vialidad se regirán por las últimas especificaciones vigentes de la Asociación Americana de Oficiales de Transporte y Carreteras (AASHTO), excepto los requerimientos particulares para viento y sismo según los capítulos 3 y 4 del REP.

Todos los diseños de infraestructura tomarán en cuenta las condiciones del sitio y establecerán las cargas laterales correspondientes de acuerdo a las condiciones locales y los Capítulos 3 y 4 del REP, las cuales no serán menores que las establecidas en AASHTO.

Todos los diseños de infraestructura y obras de vialidad tomarán en cuenta los niveles máximos de crecienta producidos por las aguas que se generan en las cuencas correspondientes y según los criterios de diseño del Ministerio de Obras Públicas.

12.2 Aprobaciones.

Los diseños deberán ser aprobados por las autoridades correspondientes y cumplir con los requisitos específicos establecidos por el Ministerio de Obras Públicas de la República de Panamá.

Como requisito de diseño se establece que las memorias de cálculo incluyan los análisis y consideraciones sísmicas de manera muy clara y refrendados por un Ingeniero Idóneo bajo las leyes de la República de Panamá.

CAPITULO 13 - REMODELACIONES DE ESTRUCTURAS Y OTRAS FACILIDADES.

13.1 Alcance.

Definimos remodelación al hecho de modificar la construcción existente a fin de cambiar el uso de la facilidad, cambiar o alterar los espacios definidos en el proyecto adicional, adicionar estructuras adyacentes, modificar o eliminar estructuras y cualquier otra que modifique el concepto total de la estructura tanto horizontalmente o verticalmente.

Cada vez que se presente una remodelación, deberán presentarse los análisis correspondientes que indiquen que la estructura admite la modificación y que la estructura en su totalidad cumple con los requisitos establecidos en el REP tanto para las cargas verticales como las horizontales.

En los casos que no cumpla, o que la estructura haya sido construida antes de la vigencia de los códigos estructurales en la República de Panamá, deberán hacerse las propuestas para la adecuación de la estructura refrendada por un ingeniero idóneo bajo las leyes de la República de Panamá.

Procedimiento para la Aprobación de Sistemas Alternativos de Construcción para la Vivienda Unifamiliar en la República de Panamá

1. Alcance

El propósito del *Procedimiento para la Aprobación de Sistemas Alternativos de Construcción para la Vivienda Unifamiliar en la República de Panamá* es el de certificar que los niveles de seguridad de los sistemas alternativos a la construcción tradicional para la vivienda unifamiliar son por lo menos los que exige el Reglamento Estructural de Panamá. La Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura evaluará el sistema alternativo y expedirá el *Certificado de Aprobación*.

El procedimiento homologa el sistema constructivo y lo declara apto para la utilización como *Sistema Alternativo de Construcción de Viviendas Unifamiliares*. En cada aplicación deberá haber un ingeniero civil idóneo que lleve acabo el diseño estructural según los requisitos del Reglamento Estructural para el Diseño Estructural en la República de Panamá.

Para sistemas alternativos, las ingenierías municipales seguirán el mismo proceso de aprobación de planos que se utiliza para el resto de las construcciones en la República de Panamá. Exigirán, además, el *Certificado de Aprobación* del sistema alternativo expedido por la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura.

2. Requisitos para la Aprobación

Para la evaluación de un sistema alternativo, el proponente deberá presentar los siguientes documentos a la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura:

DOCUMENTO 1: INFORME DE PRUEBAS EXPERIMENTALES – El laboratorio de ensayo de materiales encargado de las pruebas presentará la metodología y los resultados de pruebas experimentales de elementos y conexiones del sistema alternativo según lo especificado en esta sección. El laboratorio deberá ser homologado por la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura y deberá estar legalmente representado por un ingeniero civil idóneo en la República de Panamá.

Si la solicitud de aprobación del sistema alternativo incluye resultados de pruebas experimentales realizadas en laboratorios fuera de la República de Panamá, las pruebas deberán ser refrendadas por un laboratorio de ensayo de materiales debidamente homologado en la República de Panamá.

Si el alcance de las pruebas sólo cubre parcialmente las que requiere el procedimiento (por ejemplo: sólo las de los elementos, sin incluir las conexiones), el proponente podrá complementar las pruebas con ensayos llevados a cabo localmente.

DOCUMENTO 2: MANUAL DE DISEÑO DEL SISTEMA – El Manual deberá ser preparado por el proponente del sistema y refrendado por un ingeniero civil idóneo en la República de Panamá. El Manual deberá basarse en los resultados de pruebas refrendadas por el laboratorio de ensayos de materiales encargado de las pruebas.

Si el manual de diseño está basado en información experimental de pruebas realizadas en laboratorios fuera de la República de Panamá, las pruebas deberán ser refrendadas por un laboratorio de ensayo de materiales debidamente homologado en la República de Panamá.

Si el sistema alternativo tiene un manual de diseño preparado fuera de la República de Panamá, el proponente deberá hacer las modificaciones necesarias en las directrices y ejemplos para que esté de acuerdo con el Reglamento de Diseño Estructural para la República de Panamá.

3. Pruebas Experimentales y Manual de Diseño

El procedimiento descrito en este documento consta de tres pasos:

1. Prueba de elementos individuales sometidos a flexión, cortante y compresión
2. Pruebas de conexiones
3. Preparación de manual de diseño que incluya un ejemplo de diseño.

Los puntos 1. y 2. se utilizan para obtener información sobre el comportamiento del sistema alternativo y verificar que las resistencias recomendadas para el diseño estructural concuerdan con las que se obtienen de los ensayos. Las pruebas se realizan según lo estipulado en las secciones 3.1 y 3.2 de este procedimiento.

En el punto 3. se preparará un manual de diseño con la información necesaria para que el ingeniero estructural pueda llevar a cabo el diseño estructural del sistema alternativo. Se presentará un ejemplo de diseño estructural que muestre el uso del manual en el diseño de un proyecto de vivienda unifamiliar.

3.1 Pruebas de elementos individuales sometidos a flexión, cortante y compresión

El ensayo de los elementos individuales consiste en probar por lo menos nueve especímenes de paredes: tres a compresión, tres a flexión transversal y tres a cortante. Las pruebas se deberán llevar a cabo según la norma ASTM E72-95: *Standard Test Methods of Conducting Strength Tests of Panels for Building Construction*. Adicionalmente, se deberá aplicar el procedimiento descrito aquí para la prueba de paredes sometidos a fuerza cortante.

El procedimiento es el siguiente:

1. El laboratorio encargado de las pruebas preparará las especificaciones de los modelos de prueba. El propietario del sistema diseñará los modelos según las especificaciones. El laboratorio deberá aprobar el diseño antes de que las pruebas se lleven a cabo.

2. El propietario del sistema será responsable por la construcción de los especímenes. Durante la construcción, siempre deberá estar presente un inspector idóneo por parte del laboratorio encargado de las pruebas para certificar que la construcción de los especímenes se lleve a cabo según las especificaciones.
3. Para la prueba a cortante, se deberán construir tres paredes de 1500 mm de alto por 2400 mm de largo. Las paredes deberán llevar un elemento colector de carga axial en los bordes para garantizar que la falla del elemento sea cortante. El elemento colector deberá ser diseñado por el laboratorio encargado de las pruebas.
4. Los especímenes se probarán a cortante colocando una carga horizontal en la parte superior de la pared. La carga se aplicará según el punto 4 de la norma ASTM E72-95. Los resultados para cada espécimen deberán presentarse tanto en forma tabular como gráficamente mediante una curva de carga desplazamiento.
5. Las pruebas a compresión se deberán llevar a cabo según el punto 9 de la norma ASTM E72-95. Los resultados para cada espécimen deberán presentarse tanto en forma tabular como gráficamente mediante una curva de carga desplazamiento.
6. Las pruebas a flexión se deberán llevar a cabo según el punto 11 ó 12 de la norma ASTM E72-95. Los resultados para cada espécimen deberán presentarse tanto en forma tabular como gráficamente mediante una curva de carga desplazamiento.
7. El laboratorio encargado deberá presentar un informe que contenga la metodología utilizada para realizar la prueba, el informe del inspector durante la construcción de los especímenes y los resultados de las pruebas.

3.2 Prueba de Conexiones

Las conexiones del sistema constructivo alternativo se probarán a escala natural las conexiones. Cada conexión deberá ser clasificada según la función que cumpla en el sistema alternativo. Se deberán hacer tantas pruebas como hay tipos de conexiones. El procedimiento para probar las conexiones es el siguiente:

1. El tipo y detalle de la conexión deberá ser parte del sistema alternativo de construcción. El laboratorio encargado de las pruebas identificará los tipos de conexión que deberán ser probados y presentará las recomendaciones para los ensayos.
2. Se deberán probar al menos tres (3) especímenes por tipo de conexión. En la construcción siempre deberá estar presente un inspector idóneo por parte del laboratorio encargado para certificar que la construcción de los especímenes se lleve a cabo según las especificaciones.
3. Las conexiones deberán construirse unidas a los elementos que van a conectar. El tamaño de cada espécimen deberá ser por lo menos 10 veces la dimensión mayor de la conexión.

4. Los especímenes se deberán probar hasta la falla. La carga se aplicará según el punto 4 de la norma ASTM E72-95. Los resultados para cada espécimen deberán presentarse tanto en forma tabular y como gráficamente mediante una curva de carga desplazamiento.

3.1 El Manual de Diseño

El propósito del manual de diseño es el de suministrar la información de diseño necesaria para que el ingeniero estructural pueda llevar a cabo el diseño del sistema alternativo. El manual debe presentar lo siguiente:

1. La resistencia nominal de los elementos a flexión, cortante y carga axial
2. La resistencia y detalles de las conexiones
3. El procedimiento de diseño
4. Los códigos estructurales
5. Un ejemplo completo de diseño

El proponente del sistema alternativo tiene la responsabilidad de presentar el manual de diseño. El ingeniero civil idóneo responsable de la elaboración del manual utilizará los resultados de las pruebas experimentales para presentar información requerida para el diseño estructural de la vivienda unifamiliar. Los resultados de las pruebas citadas en el manual serán refrendados por el laboratorio a cargo de las pruebas experimentales del sistema alternativo.

El manual de diseño incluirá por lo menos un ejemplo de diseño estructural del sistema alternativo aplicado a una vivienda unifamiliar. La vivienda se diseñará para resistir fuerzas de gravedad, viento y sismo según el Reglamento para el Diseño Estructural en la República de Panamá. Se tomará en cuenta la ubicación geográfica del proyecto. El ejemplo deberá incluir el método de análisis, la determinación de las fuerzas de diseño y la verificación de los esfuerzos en elementos y conexiones.