



---

**NORMAS DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL PARA  
GUATEMALA  
NSE 3**

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE  
EDIFICACIONES**

Edición 2024  
Versión Beta

**Normas de Seguridad Estructural para Guatemala  
Diseño Estructural de Edificaciones  
NSE 3 Edición 2024**

**Derechos reservados --**

**© Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, AGIES  
Proyecto desarrollado por AGIES por medio de la Dirección de Comités Técnicos**

La redacción, actualización y discusión de la Edición 2024 de estas normas ha sido posible por los aportes ad-honorem de tiempo de los miembros de los comités técnicos de AGIES y grupos revisores.

**Nota de AGIES**

Los aportes directos de nuestros patrocinadores se utilizan para diseminación de tecnología por medio de seminarios, mesas técnicas de trabajo, conferencias, cursos cortos, publicaciones colaterales y otros medios de difusión. Los aportes para impresión y publicación se reciben frecuentemente en especie.

La redacción de los documentos, la investigación bibliográfica o de campo y actividades relacionadas con la actualización y/o generación de textos, son aportadas por los miembros de los comités técnicos en su propio tiempo disponible. Ningún directivo de AGIES y ningún miembro de comités técnicos reciben emolumentos por parte de AGIES.

## **AGIES**

### **Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica**

Km 7.5 Carretera Antigua a El Salvador, 215-0 Colonia el Prado

Primer Nivel

Zona 4, Santa Catarina Pinula 01051

Guatemala

Tel. (502) 5493-0807

[www.agies.org](http://www.agies.org)

La Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES) es una entidad privada no lucrativa, académica, gremial formativa, científica y cultural, que promueve la investigación y divulgación de conocimientos científicos y tecnológicos en el campo de las estructuras, la sismología y áreas afines, así como el mejoramiento de los niveles docentes y profesionales en dichos campos, para el mejor y mayor uso de los recursos materiales y humanos conexos con el mismo. Es una gremial adscrita al Colegio de Ingenieros de Guatemala.

Las Normas de Seguridad Estructural (NSE) están dirigidas a personas calificadas para comprender el significado y limitaciones de su contenido y sus recomendaciones, quedando bajo la responsabilidad de estas personas el uso de los criterios aquí establecidos. La Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica no asume ninguna responsabilidad, ni total, ni parcial, por el uso que se haga del contenido del presente documento y no será responsable de ningún daño, falla o pérdida derivada de la aplicación del mismo.

Los comentarios y sugerencias al presente documento deberán ser dirigidos al Comité Técnico de AGIES. Todas las personas, miembros o no de AGIES, están invitadas a colaborar con el mejoramiento del contenido de este y el resto de documentos que conforman las Normas de Seguridad Estructural.



**NSE 3**

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE  
EDIFICACIONES**

Edición 2024  
Versión Beta

# RECONOCIMIENTO

---

Este documento ha sido elaborado por un comité de ingenieros bajo la supervisión de la Dirección de Comités Técnicos de AGIES.

Director Comités Técnicos

- Ing. Byron Paiz Aragón

Subdirector de Comités Técnicos

- Ing. Daniel Cruz

Comité Redactor

- Dr. Héctor Monzón Despang
- Ing. José Antonio Rodas
- Ing. Roberto Chang Campang
- Ing. Omar Flores
- Ing. William Gonzáles
- Dr. Juan Pablo Ligorria

Instituciones Participantes:

SECRETARÍA EJECUTIVA DE LA COORDINADORA NACIONAL PARA LA REDUCCIÓN DE DESASTRES -SE-CONRED-

- Ing. Carlos Beteta

INSTITUTO DE FOMENTO DE HIPOTECAS ASEGURADAS - FHA-

- Ing. Rodrigo Barreno

CÁMARA GUATEMALTECA DE LA CONSTRUCCIÓN

- Dr. Fernando Callejas
- Ing. Juan Carlos Gramajo

Coordinación

- Ing. Jossué Cuxum Choc
- Leslie Reynoso Ambrocio

Créditos

- Organización y Diseño: AGIES
- Diagramación: AGIES
- Foto de portada: Ing. Fernando Szasdi Bardales



# TABLA DE CONTENIDO

---

## PRÓLOGO

## CAPÍTULO 1

### BASES DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

- 1.1 — Introducción
  - 1.1.1 — Alcances de esta norma
  - 1.1.2 — Esquema de la norma
- 1.2 — Configuración estructural
  - 1.2.1 — Requisitos básicos de estructuración
  - 1.2.2 — Estructuración multidireccional
  - 1.2.3 — Trayectoria de las cargas
  - 1.2.4 — Integridad estructural
- 1.3 — Rangos de desempeño
  - 1.3.1 — Solicitaciones permanentes o de ocurrencia frecuente
  - 1.3.2 — Viento
  - 1.3.3 — Sismo y solicitaciones de baja probabilidad de ocurrencia
- 1.4 — Metodología de análisis y diseño
  - 1.4.1 — Clase de obra y solicitaciones de carga
  - 1.4.2 — Configuración estructural
  - 1.4.3 — Modelo analítico
  - 1.4.4 — Análisis gravitacional y empujes externos
  - 1.4.5 — Análisis sísmico
  - 1.4.6 — Viento versus sismo
  - 1.4.7 — Combinaciones de carga
  - 1.4.8 — Deflexiones máximas
  - 1.4.9 — Diseño de la resistencia de componentes estructurales
  - 1.4.10 — Cimientos
  - 1.4.11 — Sótanos
  - 1.4.12 — Componentes no estructurales
- 1.5 — Parámetros para modelar respuesta sísmica
  - 1.5.1 — General
  - 1.5.2 — Factor R
  - 1.5.3 — Factor  $\Omega R$
  - 1.5.4 — Factor Cd
  - 1.5.5 — Factor  $\rho$
  - 1.5.6 — Factor SR
  - 1.5.7 — Reporte de factores de diseño
- 1.6 — Tipologías estructurales
  - 1.6.1 — Clasificación
  - 1.6.2 — Sistema E1- Estructura de marcos simples
  - 1.6.3 — Sistema E2 - Estructura de muros (estructura de cajón)
  - 1.6.4 — Sistema E3 - Estructura combinada



- 1.6.5 — Sistema E4 - Estructura dual
- 1.6.6 — Sistema E5 - Soportes en voladizo y naves
- 1.6.7 — Sistema E6 - Péndulo invertido
- 1.6.8 — Sistemas sismorresistentes permitidos según el nivel de protección
- 1.6.9 — Límite de altura de los sistemas estructurales
- 1.6.10 — Diferentes sistemas sismo-resistentes en diferentes direcciones
- 1.6.11 — Combinación de sistemas sismo-resistentes en la misma dirección
- 1.6.12 — Combinación vertical de sistemas sismo-resistentes
- 1.6.13 — Procedimiento de análisis de dos etapas
- 1.6.14 — Asignación de factores  $R$ ,  $C_d$  y  $\Omega_R$  a las tipologías estructurales
- 1.6.15 — Otros sistemas estructurales
- 1.7 — Diafragmas de la estructura
  - 1.7.1 — Definición
  - 1.7.2 — Rigidez de diafragmas
  - 1.7.3 — Diafragmas sin rigidez
- 1.8 — Estructuras con irregularidades en planta
  - 1.8.1 — General
  - 1.8.2 — Requerimiento de análisis dinámico
  - 1.8.3 — Incremento de fuerzas de diseño en diafragmas
  - 1.8.4 — Torsión en planta
  - 1.8.5 — Estructuras con ejes no paralelos
- 1.8.6 — Estructuras con esquinas entrantes
- 1.9 — Irregularidades en elevación
  - 1.9.1 — General
  - 1.9.2 — Irregularidades verticales - método de análisis de estructura
  - 1.9.3 — Limitaciones en estructuras con irregularidades verticales
  - 1.9.4 — Interrupción de soportes verticales (irregularidad H4 y V4)
  - 1.9.5 — Columnas que sostienen muros discontinuados (irregularidad V5)
- 1.10 — Incremento de cortante basal
  - 1.10.1 — Factor de incremento
  - 1.10.2 — Comprobación de redundancia suficiente
  - 1.10.3 — Casos a los que no aplica el factor  $\rho$
- 1.11 — Sobre modelos estructurales analíticos
  - 1.11.1 — General
  - 1.11.2 — Casos de modelos simplificados
  - 1.11.3 — Peso sísmico efectivo  $W_s$
  - 1.11.4 — Base sísmica de la estructura
  - 1.11.5 — Procedimientos para el análisis sísmico

## CAPÍTULO 2

### CARGA SÍSMICA ESTÁTICA EQUIVALENTE

- 2.1 — Metodología
  - 2.1.1 — Definición
  - 2.1.2 — Cortante basal al límite de la cedencia
  - 2.1.3 — Coeficiente sísmico al límite de cedencia  $C_s$

- 2.1.4 — Valores mínimos de  $C_s$
- 2.1.5 — Casas y edificios menores - se permite reducción de espectro
- 2.1.6 — Fórmula empírica para período fundamental de vibración
- 2.1.7 — Fórmula alterna opcional
- 2.1.8 — Fórmula analítica del período fundamental de vibración  $T$
- 2.1.9 — Selección del período  $T$  a utilizar
- 2.2 — Distribución vertical de las fuerzas sísmicas
- 2.3 — Distribución horizontal de las fuerzas sísmicas
  - 2.3.1 — Distribución directa
  - 2.3.2 — Excentricidad accidental
  - 2.3.3 — Amplificación torsional
- 2.4 — Volteo
- 2.5 — Cálculo de desplazamientos laterales provocados por sismo
  - 2.5.1 — General
  - 2.5.2 — Espectro para calcular los desplazamientos
  - 2.5.3 — Período a utilizar en el espectro
  - 2.5.4 — Desplazamientos al límite de cedencia
  - 2.5.5 — Efectos P-delta

## CAPÍTULO 3

### MÉTODO DE ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

- 3.1 — Aplicación
- 3.2 — Análisis estructural
  - 3.2.1 — Objetivo del análisis - períodos y modos de vibración
  - 3.2.2 — Modelo estructural
  - 3.2.3 — Mesa de análisis
  - 3.2.4 — Excentricidades accidentales
  - 3.2.5 — Metodologías de análisis modal
- 3.3 — Respuesta modal — Primera iteración
  - 3.3.1 — Espectro sísmico para diseño
  - 3.3.2 — Coeficientes sísmicos
  - 3.3.3 — Factor de participación modal y cortante basal del modo " $m$ "
  - 3.3.4 — Número de modos " $N$ " a considerar
  - 3.3.5 — Parámetros de la respuesta modal
  - 3.3.6 — Cortantes basales dinámicos - iteración inicial
  - 3.3.7 — Calibración del análisis modal
- 3.4 — Resultados modales y su combinación
- 3.5 — Cálculo de desplazamientos laterales sísmicos
  - 3.5.1 — General
  - 3.5.2 — Desplazamientos modales combinados calibrados
  - 3.5.3 — Efectos P-delta

## **CAPÍTULO 4**

### **CARGAS SÍSMICAS Y DERIVAS LATERALES**

- 4.1 — Demandas sísmicas
  - 4.1.1 — Aplicación
  - 4.1.2 — Demandas sísmicas
  - 4.1.3 — Aplicación de factor de resistencia incrementada
- 4.2 — Dirección de las sollicitaciones sísmicas horizontales
  - 4.2.1 — Dirección de aplicación
  - 4.2.2 — Estructuras con irregularidad en planta H5
- 4.3 — Derivas laterales tolerables
  - 4.3.1 — Definiciones
  - 4.3.2 — Progresión de desplazamientos y derivas
  - 4.3.3 — Derivas últimas máximas tolerables
  - 4.3.4 — Valores máximos de derivas sísmicas
- 4.4 — Valores máximos de deformación vertical
- 4.5 — Desplazamientos laterales por viento
  - 4.5.1 — Cálculo de desplazamientos horizontales
  - 4.5.2 — Deriva máxima por viento
- 4.6 — Efecto P-delta
  - 4.6.1 — General
  - 4.6.2 — Coeficiente de inestabilidad
  - 4.6.3 — Valor máximo del coeficiente de inestabilidad
  - 4.6.4 — Condición para obviar verificación P-delta
  - 4.6.5 — Incrementos de desplazamientos laterales debidos a efectos P-delta
- 4.7 — Separaciones estructurales
  - 4.7.1 — Separaciones dentro de la propiedad
  - 4.7.2 — Separaciones hacia el lindero de la propiedad

## **CAPÍTULO 5**

### **MÉTODOS ADICIONALES DE ANÁLISIS**

- 5.1 — Análisis tiempo historia.
  - 5.1.1 — Limitantes para Análisis tiempo historia.
- 5.2 — Análisis Incluyendo Interacción Suelo Estructura.
- 5.3 — Mínimo cortante basal global

## **CAPÍTULO 6**

### **REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

## PRÓLOGO

---

La norma AGIES NSE 3 Edición 2024, “Diseño Estructural de Edificaciones”, es una edición revisada de la norma AGIES NSE 3 Edición 2018 con el mismo título. El origen de ambas se remonta a las Normas Recomendadas de Diseño y Construcción para la República de Guatemala publicadas en febrero de 1996 con una revisión en el año 2002.

Los capítulos 1 y 4 contienen ligeras modificaciones y aclaraciones, se han hecho revisiones de redacción, algunas ampliaciones conceptuales. Hay numerosas puntualizaciones y aclaraciones derivadas del uso que se ha hecho de la norma.

Los capítulos 2 y 3 permanecen básicamente sin modificaciones.

El capítulo 5 es nuevo e incluye parámetros adicionales de diseño en el caso de estructuras que se vayan a verificar utilizando proceso tiempo historia o interacción suelo estructura.

**Comité Técnico NSE 3**



# CAPÍTULO 1 — BASES DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

## 1.1 — Introducción

### 1.1.1 — Alcances de esta norma

#### *Comentario 1.1.1*

*En adelante, al hacer referencia a “esta norma” se referirá a la NSE 3-24. Al hacer referencia a alguna sección en particular de esta norma se indicará únicamente el número de la sección. Al hacer referencia a requerimientos en otras normas NSE se indicará el número de la norma o bien el número de la sección y de la norma correspondiente.*

- (a) La Norma NSE 3 cubre la estructuración, la selección de los procedimientos de análisis y la obtención de los resultados del análisis estructural de edificaciones habitables, nuevas, de cualquier tamaño, con diversas tipologías y modalidades de estructuración, especialmente estructuras modulares y edificaciones de cajón.

#### *Comentario 1.1.1 a*

*Las estructuras modulares son aquellas con módulos y elementos repetitivos de varios pisos comúnmente llamadas “edificios”. Las estructuras de cajón incluyen las comúnmente llamadas “casas”. Ambos tipos pueden resolverse con esta edición de NSE 3. Otras estructuras diferentes a “edificios” como silos, tanques, puentes, estructuras atirantadas, cubiertas alabeadas y estructuras industriales podrían requerir metodologías complementarias o especiales. Eurocode es una excelente fuente de información.*

- (b) La NSE 3 también cubre en forma genérica los procedimientos de análisis para estructuras en general, aunque en algunos casos habrá que complementar el alcance recurriendo a normas o referencias acreditadas en la literatura técnica internacional.

### 1.1.2 — Esquema de la norma

- (a) El Capítulo 1 trata sobre la tipología y configuración de estructuras modulares y el tipo de modelos matemáticos que pueden utilizarse para su análisis estructural.
- (b) Los Capítulos 2 y 3 tratan sobre dos diferentes métodos de análisis sísmico que se permite utilizar: el método de la carga estática equivalente y el método de análisis modal espectral. El análisis de historial de respuesta lineal se permitirá utilizar según la Sección 12.9.2 de ASCE/SEI 7-22.

(c) El Capítulo 4 estipula los procedimientos para establecer las acciones que actúan sobre los componentes de la estructura y para establecer los desplazamientos de la estructura. También estipula los desplazamientos máximos aceptables.

(d) Los resultados obtenidos siguiendo los requerimientos de las secciones anteriores se podrán, entonces, procesar con las normas de la serie NSE 7 para cada sistema constructivo en particular.

## 1.2 — Configuración estructural

### 1.2.1 — Requisitos básicos de estructuración

(a) El sistema estructural deberá tener resistencia y rigidez verticales apropiadas para resistir las cargas gravitacionales especificadas en la NSE 2, dentro de los límites de deformación estipulados en esta norma.

(b) El sistema estructural deberá ser capaz de proporcionar resistencia, rigidez y disipación de energía para soportar las solicitaciones horizontales especificadas en la NSE 2, dentro de los límites especificados de deriva lateral estipulados en esta norma.

### 1.2.2 — Estructuración multidireccional

(a) Cada edificación contendrá subestructuras planas como marcos, armaduras, muros, marcos arriostrados o combinaciones de éstos, orientadas en al menos dos direcciones horizontales que pueden ser no-ortogonales. En caso de ejes no ortogonales se comprobará que se puede satisfacer la Sección 1.2.1.b, en la dirección que ofrece menos resistencia; de lo contrario se agregarán subestructuras en esa dirección.

#### *Comentario 1.2.2*

*Cuando hay ejes estructurales no-ortogonales, la dirección de menor resistencia es la bisectriz del ángulo obtuso entre los ejes. En esa dirección se verificará la Sección 1.2.1.b. Si el ángulo es muy obtuso (por ejemplo, más que 120°) es recomendable agregar subestructuras en la dirección de la bisectriz del ángulo.*

### 1.2.3 — Trayectoria de las cargas

(a) Las estructuras se configurarán de modo que exista una o varias trayectorias de carga claramente definidas, para transferir las solicitaciones desde el punto en que se producen en la estructura hasta la cimentación. En general, habrá una jerarquía de menor a mayor en la capacidad estructural de los componentes de la estructura a lo largo de las trayectorias de las fuerzas en su ruta a la cimentación, especialmente para solicitaciones sísmicas o de explosión.

(b) Una vez la ruta de carga haya ingresado a un soporte que resiste por esfuerzos axiales, se preferirá que la carga continúe descendiendo axialmente hasta la cimentación. Se permitirá interrumpir columnas u otros elementos de soporte vertical sin que bajen directamente a la cimentación, pero deberán observarse las limitaciones estipuladas en la Secciones 1.9.4 y 1.9.5.

(c) También se examinará la trayectoria de las cargas horizontales y donde haya transferencia de un eje estructural a otro se verificarán los esfuerzos horizontales en el plano en las losas que sirven de diafragma para comprobar que la trayectoria no se vea interrumpida.

#### **Comentario 1.2.3**

*Esta sección es una estipulación no-prescriptiva, basada en desempeño estructural deseable, que apela al buen juicio de ingeniería al configurar las estructuras. Por ejemplo, deberá ejercitarse cautela cuando se utilicen componentes que trabajan a corte y flexión para soportar columnas que hayan recolectado cargas de sectores significativos de la edificación. Otra condición que requiere cautela son muros estructurales soportados por columnas de menor capacidad axial. En la Sección 1.5.3 se introduce el Factor de Incremento de Resistencia  $\Omega_R$  para manejar situaciones en las que se rompe el orden jerárquico de capacidad estructural o para disminuir demandas sísmicas post-elásticas que pudieran incidir en daños sísmicos no reparables. Es muy importante la verificación de los esfuerzos en los diafragmas en sistemas con discontinuidades en la trayectoria de las cargas.*

### **1.2.4 — Integridad estructural**

(a) Todos los elementos de la estructura deberán estar interconectados para asegurar que la trayectoria de cargas de la Sección 1.2.3 sea continua y completa.

(b) La integridad estructural debe implementarse mediante el diseño de conexiones, incluyendo el anclaje de las losas a los muros estructurales y las conexiones de la estructura a sus apoyos.

## **1.3 — Rangos de desempeño**

### **1.3.1 — Solicitaciones permanentes o de ocurrencia frecuente**

(a) Las estructuras deberán desempeñarse elásticamente cuando estén sujetas a solicitaciones permanentes o frecuentes.

#### **Comentario 1.3.1 a**

*Este tipo de solicitaciones incluye el peso propio, las cargas muertas superpuestas, las cargas vivas, las presiones de suelo, las hidrostáticas y los esfuerzos auto-inducidos (temperatura y retracciones).*

(b) No será necesario verificar específicamente el desempeño elástico de los componentes estructurales si se aplican correctamente los factores de mayoración especificados en el Capítulo 8 de la NSE 2.



(c) Las estructuras, al estar sujetas a estas solicitaciones, también deberán desempeñarse dentro de los límites de deformación especificados para cada material y sistema constructivo conforme se especifique en las Normas NSE 7 y otras normas NSE.

### 1.3.2 — Viento

(a) Las estructuras sujetas a las solicitaciones del viento de diseño, se diseñarán para que se desempeñen elásticamente, aunque algunos componentes estructurales podrán estar próximos al estado límite de cedencia. Los factores de mayoración especificados en las combinaciones de viento están calibrados para que el desempeño sea aún elástico, pero cercano a la cedencia. El valor límite de diseño por viento está contemplado como máximo a 110km/h. Para estructuras específicas en la costas o en áreas de incidencia de viento superior se deberán establecer los criterios de diseño y desempeño deseado con cliente para cada proyecto.

(b) Las estructuras deberán desempeñarse dentro de los límites de deformación por viento que estén especificados en el Capítulo 5 de la NSE 2.

### 1.3.3 — Sismo y solicitaciones de baja probabilidad de ocurrencia

(a) Las estructuras podrán ser diseñadas para que un buen número de sus componentes se desempeñen en el rango post-elástico cuando estén sujetas a las solicitaciones del sismo de diseño o a solicitaciones de explosión (donde sean especificadas por el cliente). Las combinaciones de carga que incluyen sismo están planteadas para que la estructura se desempeñe en el rango post-elástico al estar sujeta al sismo de diseño.

(b) Las estructuras deberán desempeñarse dentro de los límites de deriva lateral por sismo conforme a lo indicado en la Sección 4.3.

(c) La intensidad del desempeño post-elástico estará limitada por los factores de modificación de respuesta sísmica definidos en la Sección 1.5.

## 1.4 — Metodología de análisis y diseño

**1.4.1 — Clase de Obra y Solicitaciones de carga:** Previamente, utilizando la NSE 1, se habrá determinado la Clase de Obra, el Nivel de Protección Sísmica (NPS) y la correspondiente probabilidad de ocurrencia del sismo de diseño (factor  $K_d$ ). También, previamente, utilizando la NSE 2 y el NPS, se habrán establecido las sollicitaciones que deberá resistir la estructura, incluyendo sollicitaciones permanentes y frecuentes y sollicitaciones de baja probabilidad, entre ellas sismo y viento.

**1.4.2 — Configuración estructural:** Todo planteo estructural deberá poder ser clasificado en al menos una de las tipologías estructurales definidas en la Sección 1.6. De lo contrario, la estructura planteada deberá poder referirse, para su diseño estructural, a otro documento de los estipulados en la Sección 1.6. De no ser así, el planteo estructural no estará permitido a menos que aún pueda acogerse a alguna de las excepciones indicadas en esa sección. Para estructuras de acero se deberán utilizar las configuraciones estructurales indicadas en la Sección 4.3.2 de la Norma NSE 7.5.

**1.4.3 — Modelo analítico:** El método de análisis estructural y las características del modelo analítico de la estructura se establecerán conforme a lo estipulado en la Sección 1.11.

**1.4.4 — Análisis gravitacional y empujes externos:** Se calcularán los esfuerzos internos y las reacciones sobre los extremos de los componentes de la estructura correspondientes a las cargas gravitacionales y otras posibles sollicitaciones causadas por empujes y presiones externas definidas en la Sección NSE 2.

**1.4.5 — Análisis sísmico:** Las sollicitaciones sísmicas y su distribución a lo alto y ancho de la edificación se calcularán utilizando alguno de los procedimientos estipulados en la Sección 1.11.5. Podrá utilizarse un método diferente a los descritos en esa sección para establecer y distribuir las fuerzas sísmicas, siempre y cuando se cumpla con lo establecido en la Sección 2.1 de la NSE 1.

**1.4.6 — Viento versus sismo:** Cuando los efectos producidos por la carga de viento sean mayores a los producidos por la carga sísmica, no podrá obviarse el análisis sísmico ni el detallado de los elementos y sus conexiones, conforme a lo indicado en la norma de la serie NSE 7 que aplique, debido a que siempre es necesario garantizar que la estructura posee suficiente capacidad post-elástica.

**1.4.7 — Combinaciones de carga:** Se establecerán las combinaciones de carga para diseño por resistencia conforme a lo requerido en el Capítulo 8 de la NSE 2. El detalle de la aplicación de las cargas sísmicas se hará conforme a las Secciones 4.1 y 4.2 de esta norma. Se establecerán las combinaciones de carga para evaluación de deflexiones conforme a lo requerido en el capítulo 8 de la NSE 2.

### 1.4.8 — Deflexiones máximas

- (a) Las deflexiones verticales en los elementos estructurales deberán cumplir con los límites establecidos en la Sección 4.4 o según lo indicado los capítulos correspondientes a servicio de las distintas normas NSE 7-24.
- (b) Las deflexiones horizontales, o derivas laterales, debidas a la carga sísmica deberán cumplir con los límites establecidos en la Sección 4.3.
- (c) Las deflexiones horizontales, o derivas laterales, debidas a la carga de viento deberán cumplir con los límites establecidos en la Sección 4.5.
- (d) De ser necesario se modificarán componentes estructurales, o inclusive se modificará la configuración estructural, hasta obtener resultados satisfactorios.

#### *Comentario 1.4.8*

##### *Deflexiones verticales*

*Las limitaciones para deflexiones verticales de losas y vigas estipuladas en la Sección 4.4 cumplen un importante propósito funcional, además del estético que realmente resulta secundario. Las deformaciones verticales analíticas excedidas indican una probabilidad de daño a componentes no estructurales, principalmente tabiques rígidos y enlucidos. Pueden ser un indicio de una mayor probabilidad de percepción de vibraciones en la estructura real, aunque eso depende también del régimen local de vibración de la estructura.*

##### *Desplazamientos horizontales por sismo*

*Cumplir con los límites de desplazamientos horizontales por sismo de la Sección 4.3 es de gran importancia para el mejor desempeño sísmico de la edificación. Es la herramienta más simple que las normas ofrecen para limitar el daño a los componentes no-estructurales.*

### 1.4.9 — Diseño de la resistencia de componentes estructurales

- (a) Según el sistema constructivo que se utilice, se verificará que los esfuerzos internos impuestos por las combinaciones de carga en los componentes estructurales no excedan los límites especificados en la norma NSE 7 correspondiente al sistema constructivo, o los límites especificados en otra norma NSE que corresponda aplicar. Los componentes estructurales incorporarán todos los requerimientos del sistema constructivo seleccionado.
- (b) Según el sistema constructivo seleccionado, los componentes estructurales quedarán también sujetos a los requerimientos que correspondan a los niveles de protección de sismo o viento requeridos por la Norma NSE 1-18.

#### *Comentario 1.4.9*

*Todas las normas de la serie NSE 7 se basan en diseño por capacidad, lo que permite incorporar los efectos de carga sísmica y el correspondiente desempeño post-elástico de la manera más realista posible. Adicionalmente, deben realizarse las verificaciones para condiciones de servicio tales como: deflexiones y vibraciones; así como, ocasionalmente, a diseño de elementos secundarios excluidos del sistema sismorresistente.*

### 1.4.10 — Cimientos

**Dimensionamiento** — Se dimensionará la cimentación utilizando los resultados del correspondiente análisis estructural y las combinaciones de carga prescritas en el Capítulo 9 de NSE 2. Se incluirán, cuando aplique, los requerimientos de incremento de capacidad elástica de la Sección 1.5. La cimentación se dimensionará para no exceder la capacidad del suelo indicada en el informe geotécnico del sitio.

**Comentario 1.4.10 a**

*Los parámetros que definen la capacidad del suelo aún se reportan en esfuerzos de servicio. Por lo tanto, las combinaciones de carga del Capítulo 9 de NSE 2 transforman (reducen) los resultados sísmicos del análisis estructural para que sean compatibles con los parámetros de suelo convencionalmente reportados. Referirse a los comentarios más detallados del Capítulo 9 de NSE 2.*

- (b) **Tipo de cimentación** — Se decidirá el tipo de cimentación de común acuerdo con el Consultor Geotécnico. Los diversos tipos de cimentación incluyen cimientos aislados, cimientos combinados, placas y pilotes de varias clases.
- (c) **Diseño de los cimientos** — Se diseñarán a capacidad (por resistencia) conforme a las estipulaciones en la NSE 7.1 utilizando las combinaciones de carga para diseño prescritas en el Capítulo 9 de la NSE 2 incluyendo los requerimientos de incremento de capacidad elástica de la Sección 1.5.

### 1.4.11 — Sótanos

- (a) El modelo estructural incluirá además de la estructura reticular principal, las paredes de sótanos (cuando aplique) y los posibles efectos del suelo sobre la estructura.
- (b) Se tomará en cuenta la condición del terreno alrededor del sótano al tiempo de desarrollarse el proyecto. El diseñador estructural y los proyectistas ejercerán juicio de ingeniería en previsión de posibles modificaciones del terreno en el entorno del sótano y se plantearán modelos estructurales alternos de considerarse necesario.

**Comentario 1.4.11 b**

*El caso más frecuente es la posibilidad de que se excave otro sótano en uno de los sitios colindantes. Si el terreno del lado opuesto está ejerciendo presión, entonces la estructura de interés puede verse sujeta a fuerzas cortantes no previstas en su diseño original. La manera de reducir la amenaza de presiones desbalanceadas futuras es previniendo el desarrollo de esas presiones sobre la estructura desde el inicio (ver el Inciso c) o proveyendo paredes perimetrales o muros adicionales en sótanos capaces de absorber cortantes y volteos significativos (ver el Inciso e)*

(c) Se permitirá no tomar en cuenta las presiones laterales del suelo solamente si el suelo adyacente ha sido reforzado adecuadamente con inclusiones o enclavados larga duración.

**Comentario 1.4.11 c**

*En Guatemala el desarrollo futuro de presiones desbalanceadas ha tratado de prevenirse instalando enclavados de acción permanente cuando se está ejecutando la protección de excavación (enclavados que normalmente solo son garantizados como de “larga duración”).*

(d) Para análisis sísmico se podrán tomar en cuenta las reacciones elásticas del suelo circundante; serán establecidas sobre el valor esperado de constantes elásticas determinadas por métodos geotécnicos o geofísicos. Véase también la Sección 1.11.4 donde se define la “base sísmica” de una estructura.

(e) Se podrá determinar por análisis y diseño el espesor de los muros de los sótanos que estén encargados resistir subpresiones, estos deberán tener además consideraciones de recubrimiento acordes.

### 1.4.12 — Componentes no estructurales

NSE 8 Contiene disposiciones para la determinación de la carga sísmica que se le debe aplicar a los componentes de cerramiento o muros que sostienen gradas entre otros.

**1.4.12.1** El proveedor de sistemas no estructurales tales como cielos falsos, tuberías y equipos colgantes, maquinaria, aires acondicionados, fachadas, particiones de cualquier material y demás componentes no estructurales deberán presentar una certificación de servicio que sea compatible con las derivas calculadas para la edificación. El ingeniero estructural no es responsable del diseño ni aval de estos elementos a menos que el haya hecho el estudio del comportamiento de los mismos.

**Comentario 1.4.12.1**

*Los sistemas no estructurales representan la mayor parte del daño estructural post-sismo. Es de suma importancia reconocer que dichos componentes deben tener un nivel de desempeño mínimo para no colapsar. La responsabilidad del ingeniero se limita a proveer a los clientes las derivas permisibles para que cada proveedor entregue una certificación de funcionamiento. De particular importancia es el funcionamiento de los elevadores.*

**1.4.12.2** Se espera que eventualmente algunos muros de mampostería de fachadas o internos sufran daños. Los propietarios deberán atender las recomendaciones de reparación o reemplazo de las particiones y/o fachadas asumiendo su costo.

**Comentario 1.4.12.1**

*Es poco entendido en la población general que se espera daño ligero o severo dependiendo de la intensidad de los sismos sufridos. Esta cláusula alerta a la población y a los ingenieros a prepararse para dicha eventualidad.*

## 1.5 — Parámetros para modelar respuesta sísmica

**1.5.1 General** — En esta sección se definen los factores sísmicos que se emplearán en el diseño de una estructura con el fin de satisfacer los niveles de desempeño, objeto de esta norma. Estos factores se aplicarán conforme al sistema estructural que haya sido seleccionado por los diseñadores. Los sistemas estructurales que podrán emplearse se establecen en la Sección 1.6 de esta norma.

**1.5.2 Factor R** — R es el Factor de Modificación de Respuesta Sísmica. Se aplicará para reducir los espectros sísmicos elásticos que representan la amenaza sísmica en el sitio. El valor del parámetro R depende de las características genéricas del sistema estructural seleccionado. Se especifica en la Tabla 1.6.14-1 de esta norma y en la Sección 4.3.2 de la NSE 7.5 para diseño de edificaciones de acero.

**Comentario 1.5.2**

*El valor de **R** es genérico para un sistema estructural. Toma en cuenta la reserva de capacidad del sistema estructural y sus componentes más allá de la capacidad nominal al límite elástico. La reserva de capacidad representada por **R** tiene varios componentes: la ductilidad de desplazamiento lateral del sistema estructural es el principal componente intencional, pero no es la única fuente de reserva; la sobre-resistencia inherente de los componentes de la estructura como un todo hiperestático, es otro factor y también la variabilidad de los pulsos sísmicos.*

*La sobre-resistencia inherente es variable y no es intencional; se debe a factores como diseñar con los valores mínimos de resistencia de los materiales (en lugar del valor esperado que es más probable); adicionalmente, minimizar esas resistencias nominales mínimas con los factores  $\Phi$ ; en concreto reforzado el incremento de resistencia con el tiempo; el endurecimiento del acero después de la fluencia (que ocurre en estructuras de concreto reforzado y acero estructural); el factor de diseño en el que se ponen piezas y refuerzos comerciales un poco más altos que lo que requiere el diseño teórico; la uniformización de las piezas especificadas y que no todos los elementos ceden al mismo tiempo; todo ello genera una resistencia “escondida” difícil de cuantificar, que usualmente no baja de 1.5 veces la capacidad supuesta en el diseño. Cuando se hace referencia a esta sobre-resistencia en esta norma se la denomina  $S_R$ . Poniéndolo en lenguaje coloquial, existe el dicho “los materiales son nobles” que, no obstante, no podremos usar como “último cartucho” de esperanza en caso de alguna omisión, porque en rigor ya está incorporado en el factor R.*

*Los pulsos de un sismo son de intensidad variable y el espectro de sitio está basado en la respuesta pico; la excitación ponderada puede estar alrededor de 0.7 en sismos intensos largos, lo que aparentemente generaría un factor de reducción que ronda 1.4, aunque en contraposición, el sismo largo es desgastante. En sismos locales, intensos, la excitación ponderada está más cercana al valor pico, tal vez en el orden de 0.9. Nuevamente hay una reserva “escondida” pero de muy incierta cuantificación.*

*Finalmente, si bien la reserva principal e intencional se debe a la ductilidad de los componentes de la estructura, actualmente, esa ductilidad se incorpora por medio de prescripciones genéricas: limitación de esfuerzos axiales, confinamiento, secciones compactas. Aunque aumenta la tendencia a tratar de incorporar la ductilidad por cálculo numérico, la mejor opción para tratar esa real pero elusiva combinación de “reservas” sísmicas parece ser esa todopoderosa síntesis: el **Factor R**.*

**1.5.3 Factor  $\Omega_R$**  —  $\Omega_R$  es el Factor de Incremento de Resistencia. Se usará para aumentar la resistencia elástica de ciertos componentes críticos de una estructura según se indica en las Secciones 1.9.4 y 1.9.5. Su valor numérico deseable depende del sistema estructural y se especifica en la Tabla 1.6.14-1 de esta norma y en la Sección 4.3.2 de la NSE 7.5 para diseño de edificaciones de acero.

**Comentario 1.5.3**

*Al factor  $\Omega_R$  suele llamársele “Factor de sobre-resistencia”, porque en inglés se le llama “overstrength factor”. Sin embargo, para efectos de esta norma se ha considerado correcto llamarlo “Factor de Incremento de Resistencia” para no generar conflicto de conceptos con la sobre-resistencia inherente  $S_R$  definida en la Sección 1.5.6 y descrita en los Comentarios C 1.5.2 y C 1.5.6.*

*$\Omega_R$  se elige por prescripción mientras que  $S_R$  es inherente, no intencional; son análogos, pero no intercambiables.*

**1.5.4 Factor  $C_d$**  —  $C_d$  es el Factor de Incremento del Desplazamiento Elástico. Se utilizará para amplificar el desplazamiento que incurre el modelo estructural como resultado del análisis elástico para modelar el desplazamiento post-elástico. El desplazamiento incrementado se comparará con el máximo desplazamiento post-elástico admisible por especificación. Su valor genérico para cada sistema estructural se especifica en la Sección 1.6.14 de esta norma y en la Sección 4.3.2 de la NSE 7.5 para diseño de edificaciones de acero.

**1.5.5 Factor  $\rho$**  — Es el Factor de Falta de Redundancia,  $\rho$ . Castiga la carencia de redundancia estructural o la presencia de aspectos irregulares en la edificación que se proyecta. Su valor numérico será 1.0 o 1.3 según se indique en la Sección 1.10.

**1.5.6 Factor  $S_R$**  — Factor que estima la sobre-resistencia inherente de un sistema estructural o algunos de sus componentes. Su uso se requiere en varias de las normas de la serie NSE 7 en el manejo de ductilidades.

**Comentario 1.5.6**

*El valor numérico de  $S_R$  depende del sistema constructivo, tipo de componente y clase de esfuerzo, y se indica cuando se hace necesario, en la norma NSE 7 correspondiente al sistema constructivo. El concepto se describe en el Inciso C de la Sección 1.5.2.*

**1.5.7 Reporte de factores de diseño** — Para cada proyecto, el diseñador estructural consignará en los planos y en el Informe de Diseño Estructural el valor de los factores  $R$ ,  $C_d$  y  $\rho$  utilizados en cada dirección de análisis considerada, de acuerdo con lo especificado en la NSE 1 Sección 5.1 de la NSE 1. También reportará los componentes de la estructura a los que hubo que aplicar factores  $\Omega_R$ .

## 1.6 — Tipologías estructurales

**1.6.1 Clasificación** — La estructura de una edificación se clasificará conforme a lo estipulado en esta sección. Cada estructura o cada parte significativa de la misma se clasificarán independientemente, en cada dirección de análisis, en una de seis posibles familias E1 a E6. De no ser posible clasificarla, o en caso de duda, se hará referencia a la Sección 1.6.11. Para estructuras de acero, referirse a la Sección 4.3.2 de la Norma NSE 7.5.

### *Comentario 1.6.1*

*Las Secciones 1.6.2 a 1.6.7 definen seis sistemas sismo-resistentes. Las variantes en cada familia y el detalle de los atributos sismo-resistentes como factores de reducción, factores de deriva sísmica, altura máxima y otras características estructurales se encontrarán en la Tabla I-1.*

### 1.6.2 Sistema E1 — Estructura de marcos simples

- (a) Es un sistema integrado con marcos de columnas y vigas que soportan toda la carga vertical y además todas las solicitaciones horizontales. Todos los marcos deben estar unidos entre sí por diafragmas de piso. Los marcos pueden ser de concreto reforzado, de perfiles de acero estructural o combinados. Algunos marcos de concreto prefabricado califican como sistema E1.
- (b) Los marcos, atendiendo a sus capacidades sismo-resistentes, pueden ser de Alta Ductilidad (Tipo DA), Ductilidad Intermedia (Tipo DI) o, en algunos casos, de Baja Ductilidad (Tipo DB). Los atributos sismo-resistentes se definen para cada sistema constructivo en la norma NSE 7 correspondiente.

### 1.6.3 Sistema E2 — Estructura de muros (estructura de cajón)

- (a) Es un sistema sostenido por muros estructurales interconectados con losas actuando como diafragmas. Los muros soportan el 100% de las solicitaciones horizontales y la parte de las solicitaciones verticales que les correspondan por área tributaria. La carga vertical no soportada por los muros podrá ser sostenida por columnas de concreto o acero que no tendrán la función de resistir solicitaciones horizontales, pero deberán aceptar las acciones inducidas por las



derivas laterales de la estructura. Las losas pueden tener vigas incorporadas o ser planas; las vigas no necesitan tener una función sismo-resistente.

- (b) Los muros estructurales actualmente considerados en esta norma podrán ser de concreto reforzado o mampostería reforzada. Los muros estructurales podrán ser de Alta Ductilidad (Tipo DA) o de Baja Ductilidad (Tipo DB) atendiendo a sus capacidades post-elásticas. Los atributos sismo-resistentes se definen para cada sistema constructivo en la norma NSE 7 correspondiente.
- (c) Muros de otros materiales, incluyendo paneles livianos de madera o paneles prefabricados de concreto, no están actualmente considerados en las normas NSE, pero podrían utilizarse aplicando los requerimientos del documento de referencia ASCE/SEI 7-22 y consignándolo así en el informe estructural.

#### 1.6.4 Sistema E3 — Estructura combinada

- (a) Es un sistema sostenido por una combinación de muros estructurales y marcos (formados con columnas y vigas), todos interconectados con losas actuando como diafragmas. Las solicitaciones horizontales se reparten entre muros y marcos en proporción a sus rigideces en el plano vertical. Las losas pueden tener vigas o ser planas. Las vigas de los marcos tendrán una función sismo-resistente. Algunos componentes podrán excluirse del sistema sismo-resistente, pero deberán aceptar las acciones inducidas por las derivas laterales de la estructura sin menoscabo de su capacidad portante vertical.
- (b) Los muros estructurales actualmente considerados en esta norma podrán ser de concreto reforzado o mampostería reforzada. Los muros estructurales podrán ser de Alta Ductilidad (Tipo DA) o de Baja Ductilidad (Tipo DB) atendiendo a sus capacidades sismo-resistentes. Los atributos sismo-resistentes se definen para cada sistema constructivo en la norma NSE 7 correspondiente.
- (c) Muros de otros materiales incluyendo paneles livianos de madera, planchas de acero o paneles prefabricados de concreto, no están actualmente considerados en las normas NSE, pero podrían utilizarse aplicando los requerimientos del documento de referencia ASCE/SEI 7-22 y consignándolo así en el informe estructural.

#### 1.6.5 Sistema E4 — Estructura dual

- (a) El sistema E4 será similar al sistema E3 en todos los aspectos, excepto que deberá contener obligadamente tener muros que en cualquier piso tomen al menos el 40% del cortante de piso y marcos de Alta Ductilidad (Tipo DA) capaces de tomar, sin el concurso de los muros, al menos el 25% de las solicitaciones sísmicas totales. Los marcos también podrán ser de Ductilidad Intermedia (Tipo DI) con las limitaciones indicadas en la Tabla 1.6.14-1. No se

requiere que esa estructura residual satisfaga los límites de derivas. Algunos componentes podrían excluirse del sistema sismo-resistente, pero deberán aceptar las acciones inducidas por las derivas laterales de la estructura sin menoscabo de su capacidad portante vertical.

**Comentario 1.6.5**

*Obsérvese que no se requiere que los marcos tomen el 25% del cortante basal de diseño mientras los muros están funcionando. Se requiere un análisis de capacidad residual, es decir que deberá verificarse que una vez degradada la rigidez horizontal de los muros y riostras, los marcos remanentes puedan resistir el 25% del cortante original. No sería realista anular toda la rigidez lateral de los muros sino sólo la de los sectores sin confinamiento, manteniendo los elementos de borde que estén formalmente confinados; la capacidad portante vertical de los sectores confinados de muros se mantendrá. Igualmente, no sería realista anular todos los tramos arriostrados, si los hubiera, sino sólo las riostras diagonales propiamente dichas.*

### 1.6.6 Sistema E5 — Soportes en voladizo y naves

- (a) Estructuras de un solo nivel o que constituyen el nivel superior de otras estructuras en las que columnas y/o muros soportan las cargas verticales y también todas las cargas horizontales actuando como voladizos verticales sin acción de marco en la dirección de la carga horizontal. La capacidad de momento flector en la cimentación y en la base de la columna de soporte se calculará aplicando el factor de incremento de resistencia  $\Omega_r$ . La demanda axial en la columna, considerando sólo combinaciones de sismo, no excederá 25% de la resistencia axial concéntrica.

### 1.6.7 Sistema E6 — Péndulo invertido

- (a) Es un sistema que soporta la carga vertical y también las fuerzas horizontales actuando esencialmente como voladizo vertical aislado. Además, más del 50% de la masa del sistema está concentrada en el extremo superior y la estabilidad lateral de la masa depende de una restricción a momento. La capacidad de momento flector en el extremo del soporte no será menos que 50% de la capacidad en la base del soporte. La capacidad de momento flector en la cimentación y en la base del soporte se calculará aplicando el factor de incremento de resistencia  $\Omega_r$  correspondiente. La demanda axial en la columna no excederá 15% de la resistencia axial concéntrica.

### 1.6.8 — Sistemas sismo-resistentes permitidos según el nivel de protección

- (a) Los sistemas estructurales permitidos para cada nivel de protección están estipulados en la Tabla 1.6.14-1 de esta norma y en la Tabla 4.3.3 de la Norma NSE 7.5 para diseño de edificaciones de acero.

### 1.6.9 — Límite de altura de los sistemas estructurales

- (a) La máxima altura sobre la base nominal a la que podrá elevarse un sistema estructural dado está especificada para cada nivel de protección en la Tabla 1.6.14-1.
- (b) La altura está definida desde la base nominal hasta el techo del último nivel mayor de la estructura. No contarán casas de máquinas y otros apéndices cuya área sea inferior a 1/3 del área de los niveles principales.
- (c) La altura máxima de los sistemas E3 y E2 podrá incrementarse 33 por ciento para NPS E y 50 por ciento para NPS D si se cumple con el requisito de  $\rho < 1.3$  conforme a la Sección 1.10.

**1.6.10 Diferentes sistemas sismo-resistentes en diferentes direcciones** — Una misma edificación podrá incorporar diferentes sistemas estructurales en cada dirección de análisis, en cuyo caso se conservarán los respectivos parámetros sísmicos:  $R$ ,  $\Omega_r$  y  $C_d$ ; en cada dirección. De haber limitantes de altura máxima distintas en cada dirección de análisis, se usará la menor.

**1.6.11 Combinación de sistemas sismo-resistentes en la misma dirección** — Se permitirá combinar sistemas estructurales en la misma dirección a lo alto de la estructura. Cuando se utilizan diferentes sistemas estructurales combinados para resistir las fuerzas sísmicas en la misma dirección, diferentes a las combinaciones consideradas como sistemas duales, se aplicarán las limitaciones del sistema estructural más restrictivo, conforme en lo indicado en la Tabla 1.6.14-1.

### 1.6.12 — Combinación vertical de sistemas sismorresistentes

- (a) Cuando la estructura posee una combinación vertical de sistemas sismorresistentes en la misma dirección, se aplican los requisitos siguientes:
  - (i) **Sistema con  $R$  mayor arriba** — Se utilizarán los parámetros de diseño ( $R$ ,  $C_d$  y  $\Omega_r$ ) respectivos del sistema superior, así como del sistema inferior, para obtener fuerzas y derivas. Las fuerzas transmitidas entre la parte superior y la inferior serán incrementadas multiplicándolas por la relación del coeficiente de modificación de respuesta,  $R$ , de la parte superior entre el coeficiente de modificación de respuesta,  $R$ , de la parte inferior.
  - (ii) **Sistema con  $R$  menor arriba** — Se utilizarán los parámetros de diseño ( $R$ ,  $C_d$  y  $\Omega_r$ ) que corresponden al menor factor  $R$  en los dos sectores.

**(b) Excepciones**

- (i) Cuando se trate de estructuras de 1 o 2 pisos, superpuestas al cuerpo principal de la edificación, con  $R$  menor arriba, pero con peso inferior a 10% del peso de la estructura sobre la base nominal, sus parámetros  $R$ ,  $C_d$  y  $\Omega_r$  se usarán para el diseño local y no afectarán el resto de la estructura del edificio.

**Comentario 1.6.11 a.i**

*Aplica a "penthouses", pérgolas, casas de máquinas u otras estructuras en la parte superior de edificios de varias plantas.*

- (ii) Otros sistemas estructurales con un peso igual o menor al 10% de la estructura principal.

**1.6.13 Procedimiento de análisis de dos etapas** — Se permite utilizar un procedimiento de fuerza lateral equivalente de dos etapas para estructuras que poseen una porción flexible sobre una rígida, cuando el diseño de la estructura cumple con lo siguiente:

- (a) La rigidez de la porción inferior deberá ser al menos 10 veces la rigidez de la porción superior;
- (b) El período de vibración de toda la estructura no será mayor a 1.1 veces el período de la porción superior considerada como una estructura separada soportada en la transición entre la parte superior y la inferior;
- (c) La porción superior será diseñada como una estructura separada, utilizando sus respectivos parámetros de diseño  $R$  y  $\rho$  ;
- (d) La porción inferior será diseñada como una estructura separada, utilizando sus respectivos parámetros de diseño  $R$  y  $\rho$ . Las reacciones de la porción superior serán las determinadas en su análisis, y se aplicarán amplificándolas por la relación entre  $R/\rho$  de la porción superior, dividida por  $R/\rho$  de la porción inferior. Esta relación no será menor que 1.0;
- (e) La porción superior es analizada utilizando el procedimiento de la fuerza lateral equivalente o el espectro de respuesta modal, y la inferior será analizada utilizando el procedimiento de la fuerza lateral equivalente.

**Comentario 1.6.13**

*Este procedimiento es opcional, regularmente el análisis modal y la aplicación factores de sobre resistencia en diseño elimina la necesidad de hacer este análisis.*

**1.6.14 Asignación de factores R, Cd y ΩR a las tipologías estructurales**

(a) Los factores **R**, **Cd** y **ΩR** se asignarán conforme lo estipula la Tabla 1.6.14-1

**TABLA 1.6.14-1 — Coeficientes y factores para diseño de sistemas sismo-resistentes**

**DA** — Alta Ductilidad.  
**DI** — Ductilidad intermedia; igual a DA con algunos requisitos menos exigentes de acuerdo a lo prescrito en la norma correspondiente.  
**DB** — Baja Ductilidad; el sistema constructivo se considera frágil poco apto para zona de alta sismicidad.  
**DL** — Ductilidad Limitada; el sistema estructural es inherente carente de ductilidad aunque podrá desempeñarse en zona de alta sismicidad siguiendo las prescripciones de norma.

	SISTEMA ESTRUCTURAL Sección 1.6 [a]	Norma	R	ΩR	Cd	Límite de altura en metros				notas
						SL - sin límite NP - no permitido				
						Nivel de protección				
B	C	D	E							
<b>E1</b>	<b>SISTEMA DE MARCOS RESISTENTES A MOMENTO</b>	1.6.2								
	<b>Marcos dúctiles DA</b>									
	De concreto reforzado	NSE 7.1	8	3	5.5	SL	SL	SL	SL	[b]
	De acero estructural	NSE 7.5	8	3	5.5	SL	SL	SL	SL	--
	Compuestos acero-concreto	NSE 7.1 / 7.5	8	3	5.5	SL	SL	SL	SL	[g]
	<b>Ductilidad intermedia DI</b>									
	De concreto reforzado	NSE 7.1	5	3	4.5	33	20	12	NP	[b]
	De acero estructural	NSE 7.5	4.5	3	4	55	33	20	NP	--
	Compuestos acero-concreto	NSE 7.1 / 7.5	4.5	3	4.5	33	20	12	NP	[g]
	Sistemas aislados	NSE 7.7	5	3	4.5	75	75	75	75	[n]
	<b>Ductilidad Baja DB</b>									
	De concreto reforzado	NSE 7.1	3	3	2.5	20	NP	NP	NP	[b]
	De acero estructural	NSE 7.5	3.5	3	3	33	12	NP	NP	--
	Compuestos acero-concreto	NSE 7.1 / 7.5	3	3	2.5	33	NP	NP	NP	[g]
	<b>E2</b>	<b>SISTEMA DE MUROS</b>	1.6.3							
De concreto reforzado DA		NSE 7.1	6	2.5	5	SL	SL	SL	SL	[b]
De concreto reforzado DB		NSE 7.9	4	2.5	4	[d]	[d]	[d]	[d]	[c]
De mampostería reforzada DA		NSE 7.4	4	2.5	3.5	[f]	[f]	[f]	[f]	[e]
De mampostería reforzada DB		NSE 4.1	3	2.5	2	[h]	[h]	[h]	[h]	[h]

**TABLA 1.6.14-1 — (continuación)**

SISTEMA ESTRUCTURAL Sección 1.6 [a]	Norma	R	$\Omega_R$	$C_d$	Limite de altura en metros				notas
					SL - sin límite NP - no permitido				
					Nivel de protección				
B	C	D	E						
<b>E3 SISTEMA GENERAL</b>	1.6.4								
<b>Marcos y muros estructurales</b>									
De concreto reforzado DA	NSE 7.1	6	2.5	5	SL	SL	SL	SL	[b]
De concreto reforzado DL	NSE 7.9	4	2.5	3	[d]	[d]	[d]	[d]	[c]
De concreto reforzado DB	N/A			3	NP	NP	NP	NP	--
De mampostería reforzada DA	NSE 7.4	4	3	3.5	[f]	[f]	[f]	[f]	[e]
Paneles de concreto prefabricado	NSE 7.3	4	3	3.5	[j]	[j]	[j]	[j]	[j]
<b>Marcos de acero que incluyen tramos arriostrados de acero</b>									
Con riostras excéntricas DA	NSE 7.5	8	2	4	SL	75	55	33	[b]
Con riostras concéntricas DA	NSE 7.5	6	2	5	SL	55	33	20	
Con riostras concéntricas DB	AISC 360	3.2	2	3.2	20	12	12	NP	
<b>E4 SISTEMA DUAL</b>	1.6.5								
<b>Marcos de concreto reforzado DA</b>									
<b>Con muros estructurales</b>									
De concreto reforzado DA	NSE 7.1	7	2.5	5.5	SL	SL	SL	SL	
De mampostería reforzada DA	NSE 7.4	4.5	3	4	[f]	[f]	[f]	[f]	[e]
<b>Marcos de acero DA</b>									
Con riostras excéntricas DA	NSE 7.5	8	2.5	4	SL	SL	SL	SL	
Con riostras concéntricas DA	NSE 7.5	7	2.5	5.5	SL	75	55	33	
<b>E5 PAREDES VOLADIZAS Y COLUMNAS VOLADIZAS</b>	1.6.6								
<b>De concreto reforzado</b>									
Confinado	NSE 7.1	2.5	1.25	2.5	12	12	12	12	[k]
<b>De estructura de acero</b>									
Con detalles sísmicos	NSE 7.5	2.5	1.25	2.5	12	12	12	12	[k]
De estructura de madera	DSE 06+07	1.5	1.5	1.5	8	8	8	NP	[m]
Naves y salones de mampostería	DSE 06+07	2	1.25	2	6	6	6	NP	[m]

**TABLA 1.6.14-1 — (continuación)**

SISTEMA ESTRUCTURAL Sección 1.6 [a]	Norma	R	$\Omega_R$	$C_d$	Límite de altura en metros				notas	
					SL - sin límite		NP - no permitido			
					Nivel de protección					
					B	C	D	E		
<b>E6</b>	<b>PÉNDULO INVERTIDO</b>	1.6.7								
	Concreto confinado			2	1.5	1.5	SL	SL	SL	15
	Acero con detalles sísmicos			2	1.5	1.5	SL	SL	SL	15
	<b>OTROS</b>	<b>1.6.8</b>								

**[a]** Se listan los sistemas más utilizados en el país. Varios sistemas posibles, pero no listados pueden consultarse en la norma modelo ASCE/SEI 7-22. Esa referencia también puede utilizarse para ampliación de criterios y poder decidir cursos de acción; no obstante, cuando NSE 3 cubra específicamente al sistema de interés, NSE 3 tiene precedencia sobre las referencias de apoyo.

**[b]** NSE 7.1-24 no reemplaza ACI 318S sino indica complementos para práctica local.

**[c]** Regirse por NSE 7.9-24

**[d]** Límite de altura conforme NSE 7.9-24.

**[e]** NSE 7.4-24 cubre mampostería confinada por método de resistencia con un enfoque totalmente distinto a versiones anteriores de NSE 7.4.

**[f]** Límite de altura conforme NSE 4 y NSE 7.4

**[g]** Estructuras con subestructuras combinadas de acero y de concreto se rigen por lo aplicable en NSE 7.1-24 y NSE 7.5-24 que a su vez basan los requerimientos en lo prescrito en las referencias AISC 341-22 y ACI 318S-19. Las mismas normas y referencias aplican a elementos compuestos acero-concreto (ya sea concreto con núcleo de acero o concreto con perímetro de acero).

**[h]** La construcción menor de mampostería reforzada cubierta por NSE 4 se considera de baja ductilidad.

**[j]** El diseño y construcción de concreto prefabricado se regirá por AGIES NSE 7.3.

**[k]** Cuando aplique a columnas de un piso de remate con una cubierta final articulada sobre una estructura E1 a E4 aplicarán  $R$ ,  $C_d$  y  $\Omega_r$  de la estructura base con una altura máxima del nivel de 12 metros.

**[m]** Sistema aplica sobre todo a salones de usos múltiples y templos de bajo presupuesto y también a construcción de mampostería que soporta techos artesonados. Véase la Guía de Diseño AGIES DSE 06+07 – opcionalmente aplicar criterios para sistema E6.

**[n]** En previsión de la NSE 7.7-24 que prescribirá el diseño de estructuras aisladas. Se permite ductilidad intermedia solamente en el sector aislado del sismo; no aplica a la parte de la estructura entre el suelo y los aisladores.

### 1.6.15 — Otros sistemas estructurales

- (a) Las edificaciones y otras obras consideradas en las normas NSE 3.1, NSE 3.2, NSE 4, NSE 5, o NSE 6, no necesariamente clasificarán conforme a los sistemas descritos en la Sección 1.6. Sus atributos sismo-resistentes estarán definidos y detallados en las normas respectivas.
- (b) Se permite utilizar sistemas estructurales listados en la Tabla 12.2-1 del documento ASCE/SEI 7-22, siempre que se cumpla con todas las limitaciones derivadas del uso de esa tabla.

#### *Comentario 1.6.15 b*

*La Tabla 1.6.14-1 está parcialmente basada en la Tabla 12.2-1 de ASCE/SEI 7-22 que tiene un listado más numeroso de sub-sistemas estructurales que los sistemas contemplados por NSE 3.*

- (c) Se permite utilizar sistemas estructurales aislados y sistemas estructurales con disipadores sísmicos conforme a NSE 7.7. En tanto se emita esa norma (pendiente a la Edición 2024 de NSE 3) el diseñador deberá referirse al Capítulo 17 de SEI/ASCE 7 para sistemas aislados y al Capítulo 18 de SEI/ASCE 7 para sistemas estructurales con disipación de energía. Los sistemas de aislamiento o disipación deberán ser ensayados por el proveedor conforme a norma española EN-15129-2011.
- (d) Otros sistemas totalmente diferentes deberán ser exhaustivamente justificados en el Informe de Diseño en cuanto a los valores de los parámetros y en cuanto a la aplicabilidad para cada nivel de protección. Las diferencias con sistemas establecidos y los criterios utilizados como fundamento, deberán ser explícitamente consignadas en los planos y en los documentos de proyecto

## 1.7 — Diafragmas de la estructura

**1.7.1 Definición** — Se define como “diafragma” una subestructura horizontal o con poca inclinación capaz de conectar entre sí las subestructuras verticales o inclinadas que conducen cargas a la cimentación. Los diafragmas conducen cargas normales a su plano y fuerzas cortantes en su plano y escasas cargas axiales.

### 1.7.2 Rigidez de Diafragmas

- (a) El análisis estructural tomará en cuenta la rigidez de los diafragmas para generar un esquema realista de distribución de fuerzas horizontales a las subestructuras verticales con rigidez lateral.



- (b) No estará permitido ignorar la rigidez finita de los diafragmas ya que se requiere la verificación de las acciones y esfuerzos internos que se desarrollan en ellos. Se exceptúan los casos en que otras normas NSE permiten la aplicación de métodos simplificados.
- (c) Las losas macizas de concreto y las losas compuestas (lámina de acero y concreto) con una relación entre la luz y el ancho de 3 o menos, que pertenezcan a estructuras sin irregularidades horizontales podrán ser idealizadas como diafragmas rígidos.
- (d) Las fuerzas de diseño de los diafragmas podrán tomarse como las fuerzas de análisis multiplicadas por el factor omega pero no más que 0.4 de  $S_{Cd}$ . Alternativamente se podrá utilizar el procedimiento descrito ASCE 7 sección 12.10.
- (e) Se permitirá el cálculo de las fuerzas de diafragmas tomados de un análisis de un solo piso pero con el cortante aplicado acorde al inciso (d).

#### **Comentario 1.7.2**

*La suposición de diafragmas infinitamente rígidos puede ser una herramienta de trabajo para facilitar el proceso de análisis de la estructura, pero las corridas finales del análisis deben reconocer la rigidez finita porque actualmente se requiere la verificación de esfuerzos de diafragma.*

*Los diafragmas de rigidez infinita quedan relegados a casos muy regulares en los que el analista pueda anticipar una estimación basado en su experiencia o para los casos que permitan diseños simplificados.*

*La nota (d) y (e) validan el uso de modelos tridimensionales para la evaluación de las fuerzas de diafragma pero sin castigar de manera poco objetiva el uso de los mismos para la determinación de las fuerzas de análisis. Para el diseño de una estructura de varios pisos, se vuelve entonces necesaria la evaluación de al menos el piso más castigado de cada tipo diferente de tipología o geometría de piso.*

### **1.7.3 — Diafragmas sin rigidez**

- (a) Los diafragmas se considerarán sin rigidez cuando sean incapaces de redistribuir efectivamente fuerzas cortantes en su propio plano entre las subestructuras sismo-resistentes verticales que interconectan.
- (b) Se deberá suponer que los enlaminados sin loseta (topping) y las cubiertas de madera no tienen rigidez en su propio plano; si se plantea que estas cubiertas actúen como diafragma deberán incorporarse arriostrados o demostrar con cálculos su capacidad de transmitir cortantes en su propio plano.
- (c) No obstante, los entramados sin rigidez cortante en su plano si podrán tener rigidez axial en su plano interconectando sub-estructuras verticales, la cual en tal caso deberá incluirse en los modelos de análisis.

## 1.8 — Estructuras con irregularidades en planta

**1.8.1 General** — Las estructuras serán irregulares en planta si tienen una o más de las características enumeradas en la Tabla 1.8-1, en cuyo caso deberán cumplir con las disposiciones especiales señaladas para cada tipo de irregularidad definido en la tabla.

**Tabla 1.8-1 — Irregularidades en planta**

La tabla no aplica a estructuras sin diafragma o con diafragma sin rigidez

Ж irregularidad prohibida para el NPS indicado

◀ precaución especial para el NPS indicado

Ω<sub>r</sub> irregularidad requiere aplicar Ω<sub>r</sub> para contrarrestarla

Tipo de irregularidad	Descripción	Nivel de Protección al que aplica	Sección de referencia
H1-A	<b>Irregularidad torsional:</b> Existe irregularidad torsional cuando la deriva máxima del nivel en un extremo de la estructura, incluyendo la torsión accidental, es mayor a 1.20 veces el promedio de las derivas en ambos extremos de la estructura, en la dirección de análisis.	B, C, D, E	1.8.3 a ◀
		C, D, E	1.8.2 a ◀
H1-B	<b>Irregularidad torsional extrema:</b> Existe irregularidad torsional extrema cuando la deriva máxima del nivel en un extremo de la estructura, incluyendo la torsión accidental, es mayor a 1.40 veces el promedio de las derivas en ambos extremos de la estructura, en la dirección de análisis.	E	1.8.3 b Ж
		B, C, D	1.8.3 b ◀
		C, D, E	1.8.2 a ◀
H2	<b>Esquina entrante:</b> Esta irregularidad existe cuando ambas proyecciones de la estructura en planta poseen un reentrante mayor al 15% de la dimensión.	C, D, E	1.8.2 a ◀ 1.8.6 ◀
H3	<b>Diafragma discontinuo:</b> el diafragma tiene menos del 50% del área del rectángulo que circunscribe al piso o si cambia rigidez en más de 50% de un piso al siguiente	C, D, E	1.8.2 a ◀
		B	1.8.2 b ◀
		C, D, E	1.8.1 --
H4	<b>Desfase lateral:</b> Existe cuando se produce una discontinuidad en la ruta de la carga del sistema de resistencia lateral, tal que al menos uno de sus elementos verticales se encuentra desfasados del plano de los elementos de los niveles superiores o inferiores.	B, C, D, E	1.9.3 Ω <sub>r</sub>
H5	<b>Sistema no-paralelo:</b> Esta irregularidad se presenta cuando los elementos verticales del sistema de resistencia lateral no son paralelos a los ejes principales de la estructura.	B, C, D, E	1.8.5 --

### a.8.2 — Requerimiento de análisis dinámico

- (a) Las irregularidades **H1-A**, **H1-B**, **H3**, **H2**, **H4** y **H5** requieren un análisis dinámico. Para los otros casos es electivo el método de análisis dentro de lo que estipula la Sección 1.11.5.

### 1.8.3 — Incremento de fuerzas de diseño en diafragmas

- (a) Si se identifica irregularidad **H1-A**, **H1-B**, **H2** con **NPS C**, **NPS D** o **NPS E** se deberá incrementar en 25% las fuerzas y esfuerzos de diseño de las conexiones entre el diafragma y los elementos verticales o colectores y en los elementos colectores y sus conexiones. Excepción: las fuerzas sísmicas que se incluyen que hayan sido amplificadas por el factor de incremento de resistencia,  $\Omega_r$ , no necesitan ser incrementadas. Si las estructuras son monolíticas de concreto reforzado este criterio no aplica y se da por satisfecho con el análisis del diafragma.
- (b) Si se identifica irregularidad **H3** con **NPS B** también aplican los incrementos de fuerzas y esfuerzos de diseño enumerados en el inciso anterior.

### 1.8.4 — Torsión en planta

- (a) Si se identifica irregularidad **H1-A** con **NPS C**, **NPS D** o **NPS E**, se incluirá en el análisis dinámico (a modo de amplificación torsional) la excentricidad accidental de 10% estipulada en la Sección 3.2.4.
- (b) No se permitirá la irregularidad **H1-B** para **NPS E**. Si se identifica irregularidad **H1-B** con **NPS C** o **NPS D**, se incluirá en el análisis dinámico (a modo de amplificación torsional) la excentricidad accidental de 15% estipulada en la Sección 3.2.4.

### 1.8.5 — Estructuras con ejes no paralelos

- (a) La irregularidad tipo **H5** requiere que la estructura se modele tridimensional cuando la estructura exceda 3 pisos o 9 metros de altura sobre la base nominal.
- (b) Se verificará que se cumpla lo estipulado en la Sección 1.2.2 respecto de direcciones de ejes.

### 1.8.6 — Estructuras con esquinas entrantes

- (a) La irregularidad tipo **H2** requiere que la estructura se modele tridimensional cuando la estructura exceda 3 pisos o 9 metros de altura sobre la base nominal.

## 1.9 — Irregularidades en elevación

**1.9.1** **General** — Las estructuras serán irregulares en elevación si tienen una o más de las características enumeradas en la Tabla 1.9-1, en cuyo caso deberán cumplir con las disposiciones especiales señaladas para cada clase de irregularidad en la misma tabla.

**Tabla 1.9-1 — Irregularidades en elevación**

- ✘ irregularidad prohibida para el NPS indicado
- ◀ precaución especial para el NPS indicado
- $\Omega_R$  irregularidad requiere aplicar  $\Omega_R$  para contrarrestarla

Tipo de irregularidad	Descripción	Nivel de Protección al que aplica	Sección de referencia
V1 A	<b>Piso flexible:</b> La rigidez lateral de un piso es menos que 70% de la rigidez del piso de encima; o menos que 80% de la rigidez promedio de los 3 pisos encima -- ver Inciso C de la Sección 1.9.2 (2).	D, E	1.9.3 a ◀
V1 B	<b>Piso flexible – caso extremo:</b> La rigidez lateral de un piso es menos que 60% de la rigidez del piso de encima; o menos que 70% de la rigidez promedio de los 3 pisos encima – ver Inciso C de la Sección 1.9.3.	D E	1.9.3 b ◀ 1.9.3 b ✘
V2	<b>Masa irregular verticalmente:</b> el peso sísmico de un piso es más del 150% del peso sísmico de cualquier piso adyacente. No necesita considerarse un techo que es más liviano que su piso inferior.	C, D, E	1.9.3 c ◀
V3	<b>Geometría vertical escalonada:</b> Esta condición existe cuando la dimensión horizontal del sistema de resistencia lateral en cualquier nivel es un 130% de la dimensión horizontal de un nivel adyacente.	C, D, E	1.9.3 a ◀
V4	<b>Discontinuidad en el plano vertical:</b> Existe cuando uno de los sistemas sismo-resistentes verticales sufre un desfase o reducción en su propio plano que resulta en demandas de volteo en los elementos estructurales que lo soportan.	B, C, D, E	1.9.3 $\Omega_R$
V5	<b>Condiciones de potencial debilidad:</b> Existe cuando un muro o tramo arriostrado superior se interrumpe y queda soportado en columnas	D, E	1.9.4 $\Omega_R$

V6	<p><b>Discontinuidad en la resistencia lateral: Piso débil</b> Existe cuando la resistencia lateral de un nivel es menor al 80% de la del nivel superior. La resistencia lateral del nivel es la resistencia lateral total de todos los elementos del sistema de resistencia lateral que resisten el cortante del nivel en la dirección en consideración.</p>	C,D,E	1.9.3
V7	<p><b>Discontinuidad en la resistencia lateral: Piso extremadamente débil</b> Existe cuando la resistencia lateral de un nivel es menor al 65% de la del nivel superior. La resistencia lateral del nivel, es la resistencia lateral total de todos los elementos del sistema de resistencia lateral que resisten el cortante del nivel en la dirección en consideración.</p>	C,D,E	1.9.3

**1.9.2 Irregularidades verticales - método de análisis estructural** — Las estructuras a las que apliquen las irregularidades verticales de la Tabla 1.9-1 deberán analizarse utilizando métodos dinámicos.

### 1.9.3 Limitaciones en estructuras con irregularidades verticales

- (a) Si se identifica irregularidad **V1-A** el factor  $\rho$  estipulado en la Sección 1.10.1 (c) será **1.05**.
- (b) Si aplica irregularidad **V1-B** el factor  $\rho'$  estipulado en la Sección 1.10.1 (c) será **1.10**
- (c) Si aplica irregularidad **V2** el factor  $\rho'$  estipulado en los incisos (a) o (b) se multiplicará por **1.05**.
- (d) No serán permitidas estructuras que estén asignadas al NPS E que tengan cualquiera de las irregularidades verticales **V1-B, V6 o V7**.
- (e) No serán permitidas estructuras que estén asignadas al NPS C, D que tengan una irregularidad vertical **V7**, excepto que la estructura tenga tres pisos o menos o menos de 9 metros de altura.
- (f) Si aplica irregularidad **V-6** el factor  $\rho'$  ya acumulado se multiplicará por **1.10**.

**Comentario 1.9.3**

*El factor  $\rho$  actúa como una advertencia a la presencia de pisos comparativamente flexibles. Si la irregularidad vertical combina con estructuras de baja redundancia (Sección 1.9) o con la amplificación de rotación de piso por irregularidad en planta, la configuración de la estructura se ve muy comprometida. Es el propósito de la norma castigar el diseño para alertar sobre la acumulación de características estructurales poco deseables.*

*Los programas modernos de análisis estructural calculan las rigideces de piso. Alternativamente, para verificar la rigidez de piso, se puede hacer un análisis estático equivalente de ensayo y comparar las derivas unitarias en los pisos (para esta verificación no importa el valor absoluto de las derivas) la rigidez lateral es directamente proporcional a las derivas unitarias elásticas – ver Sección 4.3 sobre desplazamientos y derivas.*

*Consecuentemente, la evaluación de rigideces no representa dificultades.*

**1.9.4 — Interrupción de soportes verticales (irregularidad H4 y V4)**

- (a) **Cargas transferidas** — Se permitirá interrumpir columnas u otros elementos de soporte vertical sin que bajen directamente a la cimentación, pero deberán apoyarse sobre una o más vigas capaces de resistir y transferir los esfuerzos inducidos por el elemento interrumpido a otros componentes capaces. Los cortantes interrumpidos se transferirán por acción de diafragma.
- (b) En cada combinación de carga que actúe sobre el o los componentes de transferencia, las acciones producidas por el sismo serán multiplicadas por el Factor de Incremento de Resistencia  $\Omega_r$ . Aplica a todos los **NPS**.
- (c) Las acciones gravitacionales y de otra índole que se deban transferir estarán solamente mayoradas sin aplicarles  $\Omega_r$ . Aplica a todos los **NPS**.
- (d) Cada viga de transferencia se diseñará con todos los requerimientos de alta ductilidad contemplados en la NSE correspondiente al sistema constructivo. Los elementos que soporten la viga de transferencia, hasta la cimentación, se diseñarán con las acciones sísmicas multiplicadas por el factor  $\Omega_r$ .
- (e) No más del 33 por ciento del peso o 50 por ciento del cortante de piso de la edificación que esté sobre el nivel de transferencia podrá soportarse por medio de transferencias. La porción de la estructura que permanece continua deberá tener como máximo una excentricidad con respecto al centro de masa de 15 por ciento con respecto a la dimensión considerada. Este cálculo debe ser demostrado por el diseñador de manera explícita en la memoria de cálculo cuando existan sistemas de transferencia.

**Comentario 1.9.4 e**

*Pueden existir estructuras que dada su configuración arquitectónica las porciones que permanecen continuas de la estructura no queden en posiciones que sean favorables para el comportamiento lateral, la cláusula (e) evita que se puedan tener transferencias en estructuras con altos niveles de irregularidad en planta, que pueden provocar torsiones excesivas.*

- (f) En los planos se consignará a cuáles elementos de la cadena de transferencia se ha aplicado el factor  $\Omega_r$  y además se señalará cuáles son las vigas o losas primarias de transferencia. Se anotará en planos que las vigas y losas de transferencia son susceptibles de daño severo, no necesariamente reparable, en caso de sismo extremo.

**Comentario 1.9.4 f**

*Hay una probabilidad significativa que una viga de transferencia ceda y sufra deflexiones verticales permanentes durante un sismo muy intenso cuando no se toman precauciones especiales. Para las transferencias consideradas en la Sección 1.9.4 las precauciones especiales son dos: aplicar el magnificador  $\Omega_r$  a los elementos indicados y limitar la porción de peso del edificio que puede sostenerse por transferencia.*

*Frecuentemente este tipo de transferencia se plantea en el nivel de ingreso (entre torre y sótanos) porque la función cambia de vivienda a estacionamiento.*

- (g) **Excepciones y casos menores** — Transferencias de soportes de un sólo piso de alto que soporten segmentos menores de entrepiso no se considerarán causales de irregularidad H4 o V4. Sistemas de puntales o paneles desarrollados sobre varios niveles pero que no recolecten cargas axiales tampoco se considerarán causales de irregularidad H4 o V4.

**Comentario 1.9.4 g**

*Puntales de un piso de altura para pérgolas o losas localmente recortadas, podrán apoyarse sobre el entrepiso inferior sin que se considere que introducen irregularidades en la estructura global. Puntales y paneles de fachada que se utilicen como separadores de extremos de voladizos largos no recolectan carga axial de un piso a otro mientras las vigas voladizas sean iguales entre sí y los puntales o paneles no se apoyen en el suelo o en otro sector de estructura (en ese caso hay que romper la transmisión de carga axial en uno o varios puntos).*

*El concepto de puntal es importante ya que siendo generalmente metálico puede diseñarse como una inserción articulada en varios sistemas constructivos.*

### 1.9.5 Columnas que sostienen muros discontinuados (irregularidad V5)

- (a) Localmente un muro podrá quedar discontinuado y soportado con columnas de menor capacidad de manera que la ruta axial de cargas no queda interrumpida, pero si debilitada. En estas situaciones el diafragma transferirá los cortantes a otros componentes con capacidad lateral en el mismo piso. El programa tridimensional de análisis se encargará de distribuir las fuerzas.
- (b) Si el muro o tramo arriostrado que viene de arriba queda interrumpido en un piso que tenga más del 35% del cortante basal de diseño, entonces se aplicará el factor  $\Omega_R$  a todas las acciones sísmicas del componente interrumpido antes de transmitir las a los soportes y al diafragma correspondiente. En los planos se

anotará explícitamente que los componentes en la frontera de discontinuidad son susceptibles de incurrir daño en caso de sismo.

**Comentario 1.9.5 b**

*Es un aspecto bien conocido que la reducción abrupta de una sección de muro que conduce carga axial y momentos de volteo sísmicos significativos puede inducir daños intensos por esfuerzos axiales en los receptores de la carga axial reducidos a columnas simples. El propietario y usuario deben tener la oportunidad de quedar informados de esta situación por lo que se requiere la nota en planos.*

## 1.9.6 Irregularidades prohibidas

- (a) Para niveles de protección E queda prohibido el uso de estructuras con irregularidades V1-b , V6 y V7.
- (b) Para niveles de protección D queda prohibida la irregularidad (V7)

## 1.10 — Incremento de cortante basal

### 1.10.1 — Factor de incremento

- (a) Al cortante basal se le aplicará un factor de incremento dado por la Ecuación 1.10.1-1.

$$\rho = \rho_b * \rho' \quad (1.10.1-1)$$

- (b) A estructuras con **NPS C, D y E** se les aplicará un factor base  $\rho_b = 1.2$  en previsión de falta de redundancia. A estructuras con **NPS A o B** se les podrá aplicar un factor base  $\rho_b = 1.0$
- (c) El factor base estipulado en el inciso (a) o permitido en la Sección 1.10.2, será multiplicado por los factores de incremento  $\rho'$  por irregularidad vertical estipulados en la Sección 1.9.3.

**Comentario 1.10.1 b**

*Algunas configuraciones acentúan la necesidad de protegerse contra la falta de redundancia, tal el caso de las rotaciones de piso excesivas.*

### 1.10.2 — Comprobación de redundancia suficiente

- (a) El factor base  $\rho$  podrá ser 1.0 para NPS D y E si se da al menos uno de estos dos casos:
  - (i) Estructuras que tengan marcos en el perímetro de al menos dos tramos en cada costado en los pisos que estén sujetos a más del 35% del corte



basal de diseño; si lo que hay en la periferia son muros, el número equivalente de tramos por muro será la longitud del muro dividida por la altura de entrepiso redondeada a cero decimales. En estructuras alargadas, el muro o el marco de 2 tramos mínimo podrán estar remetidos un módulo estructural desde los extremos en la dirección larga.

(ii) Cada piso de la estructura que deba resistir más del 35% del cortante basal de diseño en la dirección de interés cumple con todos los requisitos de la Tabla 1.10.2-1.

**Comentario 1.10.2**

*La verificación de redundancia, tomada de ASCE/SEI 7-16 puede parecer laboriosa y difícil de establecer; sin embargo, se observará que cuando exista la condición “a”, la condición de redundancia suficiente es fácil de establecer.*

**Tabla 1.10.2-1 — Requisitos para redundancia adecuada en cada piso que deba resistir más de 35% de  $V_B$  de diseño**

Elemento sismo-resistente	Requisito
Marco arriostrado	Pérdida de una sola riostra, o su conexión, localizada en la posición menos favorable no resulta en una reducción de más del 33% de la capacidad del nivel y no genera irregularidad H1-B.
Marco a momento	Pérdida de la resistencia flexionante en la conexión viga-columna en ambos extremos de 1 sola viga localizada en la posición menos favorable no resulta en una reducción de más del 33% de la capacidad del nivel y no genera irregularidad H1-B.
Muro o panel $\frac{h_p}{L} > 1.0$	La remoción de un muro o panel arriostrado localizado en la posición menos favorable no resulta en una reducción de más del 33% de la capacidad del nivel y no genera irregularidad H1-B.
Columna voladiza	La pérdida de la resistencia a momento en la base de la conexión de una sola columna voladiza localizada en la posición menos favorable no resulta en una reducción de más del 33% de la capacidad del nivel y no genera irregularidad H1-B.
Otro sistema	No hay requisito

### 1.10.3 —Casos a los que no aplica el factor $\rho$

- (a) El factor  $\rho$  será siempre 1.0 en los casos listados a continuación:
- Estructuras con NPS B o C (excepto por lo indicado en la Sección 1.9.2);
  - Cálculos de derivas y efectos P-delta;
  - Diseño de componentes no-estructurales;
  - **Diseño de estructuras que no son similares a edificios;**
  - Diseño de elementos colectores y sus conexiones en los cuales se ha utilizado el factor  $\Omega_R$ .
  - Diseño de miembros y conexiones en los cuales se requiere el uso de la carga sísmica amplificada, factor  $\Omega_R$ .
  - Cargas en los diafragmas;
  - Estructuras con sistemas de amortiguamiento;
  - Estructuras con sistemas de aislamiento;
  - Diseño de muros estructurales para fuerzas fuera de su plano, incluyendo sus anclajes.
- (b) El factor  $\rho$  no necesitará aplicarse donde deba aplicarse el factor  $\Omega_R$ . Aunque se permita no aplicarlo en conjunto con  $\Omega_R$ , el factor  $\rho$  conserva su valor para los efectos de otras secciones donde haya referencias a  $\rho$ .

## 1.11 — Sobre modelos estructurales analíticos

### 1.11.1 — General

- (a) Las estructuras se analizarán con modelos matemáticos tridimensionales para determinar acciones en los componentes y desplazamientos estructurales causados por cargas externas, deformaciones autoinducidas y deformaciones aplicadas. Los modelos deberán incluir la rigidez de todos los componentes relevantes.
- (b) Los modelos matemáticos para concreto reforzado y mampostería reforzada deberán incluir reducciones de rigidez para modelar las situaciones de sección fracturada, conforme a lineamientos específicos en NSE 7.1 y NSE 7.4, respectivamente. También podrán considerarse los efectos del tamaño finito de las juntas entre las vigas y sus soportes en el programa de análisis.
- (c) Los modelos matemáticos para acero estructural podrán considerar los efectos de la rigidez de las conexiones y sus soportes, siempre que incluyan su distorsión como contribuyente a las derivas laterales. Los modelos tridimensionales tomarán en cuenta y serán compatibles con las suposiciones

de rigidez de diafragmas de la Sección 1.7.2, conforme a lineamientos en NSE 7.5.

**Comentario 1.11.1 c (aplica para los incisos b y c)**

*El apropiado tratamiento de la rigidez de los elementos es de mayor importancia para evaluar las derivas de la edificación; una sobreestimación de la rigidez conduce a una subestimación de las derivas y por tanto una subestimación del potencial de daño secundario o colateral en la eventualidad del sismo.*

*La edición 2018 de las NSE contiene estipulaciones bastante prescriptivas sobre suposiciones de rigidez para que los diseñadores estructurales obtengan resultados de derivas y desplazamientos laterales comparables entre sí. La evaluación de derivas y desplazamientos sísmicos laterales ha adquirido mayor relevancia en los últimos lustros por ser el método utilizado por las normas para inferir indirectamente el daño sísmico colateral a los componentes no-estructurales. La correlación en las normas entre límite de derivas y daño colateral aceptable es en realidad una prescripción empírica y de allí lo apropiado de obtener resultados consistentes.*

**1.11.2 Casos de modelos simplificados** — Estructuras que califiquen para análisis y diseño simplificados están cubiertas en la NSE 3.1 y podrán analizarse como marcos planos u otras estructuras planas, independientes entre sí en cada dirección de análisis.

**1.11.3 Peso sísmico efectivo  $W_s$**  —  $W_s$  es el peso de la masa que participa en el sismo. Se utiliza en las Secciones 2.1.2 y 3.2.3 o en otras formulaciones dinámicas. El peso  $W_s$  incluirá lo siguiente:

- (a) El peso propio de la estructura;
- (b) La carga muerta superpuesta de la edificación sin contar tabiques;
- (c) El mejor estimado del peso de los tabiques interiores (o 150 kg/m<sup>2</sup> mínimo);
- (d) Peso de fachadas;
- (e) El equipo en exceso de 1000 kg anclado a la estructura;
- (f) El 25% de las cargas vivas de 500 Kg/m<sup>2</sup> o más en la Tabla 3.7.1-1 del Capítulo 3 de la NSE 2;
- (g) El 25% de las cargas vivas que correspondan a artículos embodegados;
- (h) Se permitirá omitir las cargas vivas que califiquen como “reducibles” en la Sección 3.7 de la NSE 2;
- (i) Se permitirá omitir las cargas vivas en azoteas sin acceso público;
- (j) Se permitirá omitir las cargas vivas en estacionamientos de vehículos de pasajeros, incluyendo áreas de bodegas livianas o domiciliarias asociadas a los estacionamientos;

- (k) Se deberá incluir todas las cargas calificadas como vivas cuando estén rígidamente ancladas a la estructura y excedan 1000 kg.
- (l) Se deberá incluir el peso de jardines, en las áreas que aplique.

#### 1.11.4 — Base sísmica de la estructura

- (a) Es el nivel más alto al cual se supone que los movimientos horizontales del suelo producidos por un sismo se imparten a la edificación.
- (b) En estructuras con sótanos el nivel de esta "**base sísmica**" puede no ser el mismo que el nivel donde se cimientan las columnas y muros en el fondo de los sótanos. Véase la Sección 1.4.11 referente a sótanos.
- (c) En estructuras con sótanos el nivel de esta "**base sísmica**" suele no coincidir con la "base nominal" a nivel de calle circundante. Véase específicamente la Sección 1.4.11 Inciso D.
- (d) Quedará al buen criterio del analista decidir el nivel en el cual modelará las restricciones horizontales y decidir si evalúa modelos alternos variando la altura de la base sísmica para obtener una envolvente de estimaciones.

##### *Comentario 1.11.4*

*Para calcular los estimados estáticos equivalentes del cortante basal en estructuras con sótanos, es frecuente suponer que el primer contacto lateral efectivo entre la edificación y el suelo está a la altura del piso del primer sótano (o aún más alto si se juzga que el nivel de calle va a ser capaz de oponer resistencia efectiva). Para los modelos dinámicos es frecuente suponer resortes de acción horizontal en los diafragmas de sótano (en común acuerdo con el consultor geotécnico) para no subestimar las acciones verticales de volteo sísmico o de viento sobre los cimientos. También es fuente de incertidumbre la presencia actual o futura de sótanos en las vecindades. Decidir la localización de la base sísmica de la estructura es un proceso parcialmente subjetivo que muchas veces deberá resolverse con una envolvente de posibles situaciones presentes y futuras.*

*Es posible que los efectos sísmicos más severos en el primer nivel sobre la calle ocurran cuando se supone que la base sísmica está próxima al nivel de calle. Si se subestima esa restricción podría faltar capacidad cortante a nivel de calle; si se sobreestima podrían quedar subestimadas las acciones sobre la cimentación. La decisión sobre cuál es el nivel de la base sísmica también afecta la calibración del cortante modal dinámico estipulado en la Sección 3.3.6.*

#### 1.11.5 — Procedimientos para el análisis sísmico

- (a) Podrá utilizarse un análisis sísmico con fuerzas estáticas equivalentes en los siguientes casos:
  - Para analizar estructuras con nivel de protección B o C;
  - Estructuras que no posean irregularidades estructurales y que tengan una altura menor a 50 m.

- Estructuras que no posean irregularidades verticales, pueden ser superiores a 50 m de altura si su periodo fundamental de vibración  $T$  es menor que  $3.5 T_s$ .
  - Estructuras que no excedan 50 metros de altura y que posean las irregularidades horizontales H2, H3, H4 o las irregularidades verticales V4.
- (b) En los demás casos deberá utilizarse un análisis de respuesta modal espectral, descrito en el Capítulo 3 de esta norma.
- (c) También se permitirá la utilización de otros métodos de análisis de respuesta dinámica, lineal o no-lineal debidamente sustentados en la literatura técnica. Las limitantes para utilizar procedimientos no lineales están descritas en el capítulo 5 de esta norma.
- (d) No obstante, los cortantes basales estáticos equivalentes se calcularán en todos los casos ya que sirven de referentes de calibración para las fuerzas y derivas de diseño (Sección 3.3.6) aunque no se utilice el análisis estático equivalente para obtener los resultados.

---

## FIN DEL CAPÍTULO 1

## CAPÍTULO 2 — CARGA SÍSMICA ESTÁTICA EQUIVALENTE

### 2.1 — Metodología

#### 2.1.1 — Definición

- (a) El Método de la Carga Sísmica Estática Equivalente permite que las solicitaciones sísmicas sean modeladas como fuerzas estáticas horizontales (y también verticales) aplicadas externamente a lo alto y ancho de la edificación. La cuantificación de la fuerza equivalente es semi-empírica. Está basada en un espectro de diseño sísmico definido en el Capítulo 4 de la NSE 2, en la masa "efectiva" de la edificación (Sección 1.11.3), en las propiedades elásticas de la estructura y en el cálculo empírico del período fundamental de vibración de la edificación, según lo definido en este capítulo.
- (b) El Método Estático Equivalente también será un instrumento de calibración. Sus principales resultados se utilizarán como valores de comparación al aplicar cualquiera de los demás métodos para cuantificar las solicitaciones sísmicas.

#### *Comentario 2.1.1*

*No hay certeza de que los modelos analíticos de la estructura desnuda de una edificación (es decir, la obra gris sin considerar elementos no estructurales ni el posible efecto del contenido) logren pronosticar acertadamente la respuesta sísmica real de esa edificación (que además de la estructura matemáticamente modelable contiene componentes aleatoriamente instalados que alteran el comportamiento vibratorio). Los modelos analíticos generalmente subestiman la respuesta sísmica y se hace necesario utilizar un calibrador empírico para obtener resultados eficaces. Por esa razón las normas recurren al método estático equivalente para calibrar el efecto del sismo sobre una edificación.*

#### 2.1.2 — Cortante basal al límite de cedencia

- (a) El total de las fuerzas sísmicas equivalentes que actúan sobre la edificación, en cada dirección de análisis, se representará por medio del cortante estático equivalente al límite de cedencia en la base sísmica de la estructura; en adelante simplemente se le llamará "cortante basal estático a cedencia" ( $V_B$ ); se obtendrá con la expresión:

$$V_B = C_s W_s \quad (2.1.2-1)$$

Donde:

- $W_s$  es la parte del peso de la edificación definida en la Sección 1.11.3
- $C_s$  es el coeficiente sísmico de diseño definido en la Sección 2.1.3

### 2.1.3 — Coeficiente sísmico al límite de cedencia $C_s$

- (a) El coeficiente sísmico ( $C_s$ ) en cada dirección de análisis se establecerá de la manera siguiente:

$$C_s = \frac{S_a(T)}{R \cdot \beta_d} \quad (2.1.3-1)$$

Donde:

- $S_a(T)$  es la demanda sísmica de diseño (pseudo-aceleración inducida en función del periodo) para una estructura con período T obtenida del espectro de diseño sísmico establecido para el sitio, según la probabilidad de ocurrencia requerida, en la Sección 4.5.6 de la NSE 2;
- $R$  es el factor de reducción que se obtiene en la Sección 1.5.2 de esta norma;
- $T$  es el período fundamental de vibración de la estructura según la Sección 2.1.9;
- $\beta_d$  se obtiene según la ecuación 2.1.4-4.

#### Comentario 2.1.3

Obsérvese que en la Ecuación 2.1.3-1 no está explícito el tradicional factor de importancia. El factor de importancia quedó implícito al seleccionar la probabilidad de ocurrencia de  $S_a(T)$  por medio del factor  $K_a$ . (Sección 4.5.5 de la NSE 2)

### 2.1.4 — Valores mínimos de $C_s$

- (a) Se verificará que el  $C_s$  obtenido con la Ecuación 2.1.3-1 cumpla con lo siguiente:

$$C_s \geq \frac{0.044 S_{cd} F_d}{\beta_d} \geq 0.01 \quad (2.1.4-1)$$

Donde:

- La ecuación 2.1.4-2 aplica si el Índice de Sismicidad es igual a cuatro punto dos ( $I_0 = 4.2$ );

$$C_s \geq \frac{0.45 K_d F_d}{R \cdot \beta_d} \quad (2.1.4-2)$$

$$F_d = \left[ 0.59 + \frac{4.77 S_{1d}}{S_{cd} T_{FR}} \right] * \frac{1}{K_d} \quad (2.1.4-3)$$

#### Comentario 2.1.4 (Ecuación 2.1.4-3)

En la actualidad, gracias a la posibilidad de realizar análisis de desempeño (pushover), la ingeniería estructural ha logrado determinar que las estructuras altas mantienen un comportamiento elástico y no se forman rótulas plásticas en los elementos debido, principalmente, al cortante mínimo considerado en los códigos (Ecuaciones 2.1.4-1 y 2.1.4-2). En la norma para las estructuras importantes se aumentan las cargas sísmicas buscando que estas estructuras tengan un comportamiento elástico superior comparado con las estructuras ordinarias. El factor  $F_d$  busca reconocer que las estructuras altas ya tienen un comportamiento elástico superior, por lo que es innecesario considerar una carga mayor para lograr el comportamiento deseado de una estructura importante.

- $T_F$  es el periodo fundamental obtenido por medio de la fórmula analítica de la Ecuación 2.1.8-1;

$$\bullet \frac{2}{3K_d} \leq F_d < 1$$

$$\beta_d = \frac{4}{1-\ln(\varepsilon)} \quad (2.1.4-4)$$

- $\varepsilon$  es el amortiguamiento efectivo de la estructura, el cual debe ser tomado como 0.05. Para estructuras con sistemas de aislamiento en la base o amortiguadores, el amortiguamiento efectivo se designará según indicaciones del fabricante.

- (b) La ecuación 2.1.4-2 aplica si el Índice de Sismicidad es igual a cuatro punto dos ( $I_o = 4.2$ ):

#### Comentario 2.1.4

*El factor  $\beta_d$  se incluye en esta edición para considerar la aplicación de estructuras aisladas y amortiguadas, y así estimar el efecto del amortiguamiento adicional que estos mecanismos proporcionan. En las estructuras convencionales, que tradicionalmente se ha considerado que poseen un amortiguamiento del 5%, no existirá cambio, ya que con este porcentaje el factor  $\beta_d$  es igual a 1.*

### 2.1.5 — Casas y edificios menores - se permite reducción de espectro

- (a) En aquellos casos en que  $S_{cr}$  exceda 1.5, y si el período fundamental  $T$  calculado conforme a la Sección 2.1.9 resulta igual o menor que 0.50 segundos se permitirá volver a Sección 4.5.6 de la NSE 2 y recalculer la meseta del espectro  $S_a(T)$  suponiendo  $S_{cr} = 1.5$  siempre y cuando la estructura cumpla además lo siguiente:
- Estructura E2 de 3 niveles o menos;
  - Estructura E1, E3 o E4 de 5 niveles o menos sobre la base nominal y que además califique como regular en planta y en elevación conforme al Capítulo 1 de esta norma;
  - E5 de 1 nivel;
  - La reducción no aplica a estructuras E6.

### 2.1.6 — Fórmula empírica para período fundamental de vibración

- (a) El periodo fundamental de vibración de una edificación se estimará en forma empírica y genérica como:

$$T_a = K_T(h_n)^x \quad (2.1.6-1)$$

Donde:

- $h_n$  es la altura total del edificio, **en metros**, desde la base definida en la Sección 1.11.4;
- Según el sistema estructural se dan los siguientes 5 casos de la Ecuación 2.1.6-1:



- (1)  $K_T = 0.049$ ,  $x = 0.75$  para sistemas estructurales E2, E3, E4 o E5;
- (2)  $K_T = 0.047$ ,  $x = 0.90$  solamente para sistemas estructurales E1, de concreto reforzado que sean abiertos o con fachadas de vidrio o paneles livianos y pocas particiones rígidas;

**Comentario 2.1.6 (2)**

*Las particiones rígidas de concreto o de mampostería parcialmente reforzada con conexión piso a cielo, deberán estar en proporción menor a 1/3 de m<sup>2</sup> levantado por m<sup>2</sup> de área bruta de piso; si hay sillares de altura parcial no estarán en el plano de los soportes.*

- (3)  $K_T = 0.047$ ,  $x = 0.85$  para sistemas E1 de concreto reforzado con fachadas rígidas o que no cumplan con el párrafo anterior;

**Comentario 2.1.6 (3)**

*Las fachadas rígidas incluyen las de mampostería reforzada y las de paneles prefabricados de concreto, porque aún las juntas entre paneles calificadas de flexibles proveen suficiente rigidez para acortar los períodos de vibración.*

- (4)  $K_T = 0.072$ ,  $x = 0.80$  solamente para sistemas estructurales E1 de acero que sean abiertos o con fachadas de vidrio o paneles livianos y pocas particiones rígidas;

**Comentario 2.1.6 (4)**

*Las particiones rígidas de concreto o de mampostería parcialmente reforzada con conexión piso a cielo, deberán estar en proporción menor a 1/3 de m<sup>2</sup> levantado por m<sup>2</sup> de área bruta de piso; si hay sillares de altura parcial no estarán en el plano de los soportes.*

- (5)  $K_T = 0.072$ ,  $x = 0.75$  para sistemas E3 o E4 de acero rigidizados.

**Comentario 2.1.6 (5)**

*El calificativo "rigidizado" incluye la presencia de riostras estructurales o casos en que no se cumpla el Comentario 2.1.6 (2).*

## 2.1.7 — Fórmula alterna opcional

- (a) Para sistemas estructurales E2, E3 o E4, con muros de concreto reforzado o mampostería reforzada con altura no mayor a 36.6 metros, el período aproximado puede electivamente calcularse como:

$$T_a = \frac{C_q}{\sqrt{C_w}} h_n^{0.85} \quad (2.1.7-1)$$

Donde:

- $C_q = 0.00058m$

$$C_W = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^x \frac{A}{\left[1 + 0.83 \left(\frac{h_i}{D_i}\right)^2\right]} \quad (2.1.7-2)$$

- (b) El período  $T_a$  así calculado debe quedar comprendido entre los valores de  $T_a$  obtenidos del primer caso y tercer caso de la Ecuación 2.1.6-1.

Donde:

- $h_n$  altura de la estructura sobre la base sísmica.
- $x$  número de muros estructurales en la dirección de análisis.
- $A_i$  área del alma del muro "i" en metros cuadrados.
- $D_i$  longitud del alma del muro "i".
- $A_B$  área de la planta de la estructura en metros cuadrados.

### 2.1.8 — Fórmula analítica del período fundamental de vibración T

- (a) Los períodos fundamentales de vibración de la estructura, para cada dirección de análisis, se podrán establecer analíticamente tomando en consideración las rigideces y características estructurales de los componentes de una estructura. Se deberá utilizar un método analítico debidamente sustentado en la literatura técnica.
- (b) Un método aplicable es el de Rayleigh dado por la Ecuación 2.1.8-1:

$$T_F = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (W_i u_i^2)}{g \sum_{i=1}^n (F_i u_i)}} \quad (2.1.8-1)$$

Donde:

- $W_i$  peso sísmico efectivo del nivel "i"
  - $u_i$  desplazamiento horizontal del centro de masa del nivel "i". Estos desplazamientos laterales se pueden calcular ignorando los efectos de giro de la planta
  - $F_i$  fuerza estática equivalente para el nivel "i"
  - $g$  aceleración debida a la gravedad (9.81 m/s<sup>2</sup>)
- (c) Este y otros métodos son iterativos ya que los desplazamientos dependen de las fuerzas sísmicas y éstas dependen del período de vibración cuyo valor es el que se está calculando.
- (d) Los períodos fundamentales  $T_F$  calculados analíticamente en cada dirección de análisis no se utilizarán directamente sin antes compararlos con estimaciones empíricas, como se indica en la próxima sección.

### 2.1.9 — Selección del período $T$ a utilizar

(a) Los períodos  $T$  que se utilizarán con el método estático equivalente en la Ecuación 2.1.3-1 en cada dirección de análisis podrán ser:

- Directamente los períodos empíricos  $T_a$  calculados con la Sección 2.1.6;
- Para sistemas estructurales E2, E3 o E4 con muros de concreto reforzado o mampostería reforzada podrá recurrirse al período  $T_a$  obtenido con la Sección 2.1.7;
- Los períodos analíticos  $T_F$  calculados con la Sección 2.1.8 limitados conforme a la Ecuación 2.1.9-1:

$$T = T_F \leq 1.4T_a \quad (2.1.9-1)$$

#### Comentario 2.1.9

Tal como se comentó en el Comentario 2.1.1, los modelos analíticos generalmente subestiman la respuesta sísmica y se hace necesario utilizar un calibrador empírico para obtener resultados eficaces.

## 2.2 — Distribución vertical de las fuerzas sísmicas

2.2.1 El cortante basal de cedencia ( $V_B$ ) se distribuirá a lo alto del edificio de acuerdo con

$$F_x = C_{yx}V_B \quad (2.2.1-1)$$

$$C_{xy} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n (W_i h_i^k)} \quad (2.2.1-2)$$

Donde:

- $F_x$  es el cortante de cedencia en el nivel "x" de la edificación;
- $h_x$  es la altura del nivel "x" sobre la base sísmica;
- $k = 1$ , para  $T \leq 0.5$  segundos;
- $k = 0.75 + 0.5 T_s$ , para  $0.5 < T \leq 2.5$  segundos;
- $k = 2$ , para  $T > 2.5$  segundos;
- Los términos  $W_x$ ,  $W_i$ ,  $h_x$  y  $h_i$  han sido previamente definidos.

## 2.3 — Distribución horizontal de las fuerzas sísmicas

### 2.3.1 — Distribución directa

- (a) La fuerza sísmica ( $V_x$ ), acumulada desde arriba hasta el nivel "x", se distribuirá a los diversos miembros verticales del sistema sismo-resistente que están en el piso debajo del nivel "x", tomando en cuenta las rigideces relativas de esos miembros verticales y las del diafragma en el nivel "x".

#### *Comentario 2.3.1 a*

*Como ya se comentó en Comentario 1.7.2, el diseñador estructural necesitará en general tomar en cuenta las rigideces finitas de los diafragmas en el análisis, no solo para lograr una mejor distribución de cortantes en el modelo, sino para evaluar los esfuerzos de diafragma que son actualmente un requisito de cálculo.*

- (b) En el proceso de distribuir las fuerzas sísmicas se tomará en cuenta el momento de giro causado por la excentricidad del centro de masa del entrepiso respecto de su centro de rigidez cuando el diafragma tenga rigidez en cortante. En casos de diafragmas sin rigidez cortante, las fuerzas inerciales se aplicarán según la posición de las masas que las generan.

### 2.3.2 — Excentricidad accidental

- (a) Cuando los diafragmas tengan rigidez cortante, se deberá considerar una excentricidad accidental adicional a la excentricidad inherente que se determinará de la siguiente forma:
- (i) Para fuerzas aplicadas paralelas a alguna de las direcciones de análisis, se sumará al momento inherente de giro un momento de giro accidental ( $M_{ga}$ ) producto de la fuerza inercial ( $V_i$ ) multiplicada por una excentricidad accidental igual al 5% de la dimensión del nivel perpendicular a las fuerzas consideradas; si hay fuerzas inerciales ortogonales, simultaneas, se aplicarán las excentricidades correspondientes al mayor efecto, no ambas.
  - (ii) Las fuerzas sísmicas que estuvieran aplicadas en direcciones arbitrarias se descompondrán en las direcciones de análisis y se aplicarán las excentricidades correspondientes al mayor efecto.

#### *Comentario 2.3.2*

*En los programas actuales de análisis estructural suele ser simple la inclusión de esta excentricidad accidental.*

### 2.3.3 — Amplificación torsional

- (a) En estructuras que requieran NPS C, D o E, y que además tengan irregularidad en planta H1-A o H1-B, definidas en la Tabla 1.6.14-1, deberán analizarse por métodos dinámicos suponiendo excentricidades accidentales de 10% y 15% respectivamente en lugar del 5% especificado en la Sección 2.3.2. Referirse también a la Sección 3.2.4.
- (b) Alternativamente se podrá utilizar el procedimiento del documento ASCE/SEI 7-22 Sección 12.8.4.3.

## 2.4 — Volteo

**2.4.1** Toda edificación se diseñará para resistir los efectos del volteo causado por las fuerzas sísmicas especificadas en la Sección 2.3.

## 2.5 — Cálculo de desplazamientos laterales provocados por sismo

**2.5.1 General** — En esta sección se especifica la forma de calcular las derivas al límite de cedencia cuando se utiliza el método estático equivalente. Los límites de las derivas laterales de la estructura cuando ésta está sujeta al sismo de diseño se especifican en la Sección 4.3 de esta norma.

### 2.5.2 — Espectro para calcular los desplazamientos

- (a) Los desplazamientos laterales se calcularán por medio de un análisis lineal elástico de la estructura sujeta al coeficiente  $C_s$  de la Ecuación 2.1.3-1. Se aplicará la Sección 2.1.3 o la 2.1.4 según el caso.
- (b) En el espectro de diseño para calcular desplazamientos puede obviarse la aplicación de la Ecuación 2.1.4-1 o 2.1.4-2.
- (c) La Ecuación 2.1.4-2 puede ser aplicada donde el sitio califique como  $I_0 = 4.2$

#### *Comentario 2.5.2 c*

*Las limitantes de cortante basal mínimo para calcular desplazamientos en general solo aplican en la costa del pacífico. Verificar  $S_{1r}$  en el mapa de amenaza sísmica.*

**2.5.3 Período a utilizar en el espectro** — Se puede utilizar el período  $T_F$  de la Ecuación 2.1.8-1 sin aplicar la limitación especificada en la Ecuación 2.1.9-1.

#### **2.5.4 — Desplazamientos al límite de cedencia**

- (a) Los desplazamientos  $\delta_{cx}$  y  $\delta_{cy}$  se calcularán para todos los nodos "i" del modelo estructural planteado conforme a la Sección 1.11. Podrá estar sujeto a las sollicitaciones en X y en Y derivadas del espectro de la Sección 2.5.2 o bien al mismo espectro usado para calcular los esfuerzos.
- (b) Éstos son los desplazamientos que se compararán en el Capítulo 4 con límites permisibles de deformación lateral. En caso de que estos desplazamientos excedan los requerimientos de derivas máximas, se hará un replanteo estructural (realizando otra iteración de análisis desde el Capítulo 1).

**2.5.5 Efectos P-delta** — Los desplazamientos laterales calculados conforme a los requisitos de esta sección podrían tener que modificarse para tomar en consideración los efectos P-delta, en los casos que éstos apliquen conforme a la Sección 4.6 de esta norma.

---

## **FIN DEL CAPÍTULO 2**



## CAPÍTULO 3 — MÉTODO DE ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

### *Comentario 3*

Los símbolos usados para aplicar este método de análisis tienen el mismo significado que en el Capítulo 2, excepto que se añade el subíndice "m" que lo refiere al modo de vibración "m".

### 3.1 — Aplicación

**3.1.1** Este método tiene aplicación general, tanto para las estructuras que obligatoriamente deben analizarse por métodos dinámicos conforme al Capítulo 1, como para aquellas que pudieran analizarse conforme lo permite el Capítulo 2.

### *Comentario 3.1*

A partir de 3 pisos la aplicación del análisis modal producirá estructuras más económicas.

### 3.2 — Análisis estructural

#### **3.2.1 — Objetivo del análisis - períodos y modos de vibración**

- (a) El objetivo del análisis será determinar los modos naturales de vibración de la estructura modelada en 3 dimensiones y los respectivos períodos de vibración. Para lograr una aceptable evaluación de los períodos de vibración de la estructura se seguirán las directrices de modelación y cálculo de rigideces estipuladas en la Sección 1.11.

**3.2.2 Modelo estructural** — Para la aplicación del método de análisis modal, se recurrirá a una herramienta de análisis integral que tenga una capacidad total de modelar geometrías, cargas, rigideces y resultados en 3 dimensiones.

### *Comentario 3.2.2*

En teoría, es posible aplicar el método de análisis modal con modelos analíticos simplificados que analicen una sola dirección a la vez o bien combinando modelos simplificados en 2 direcciones. Sin embargo, la disponibilidad actual de herramientas de modelado y análisis totalmente tridimensionales hacen innecesario que la norma se ocupe de tener que regular simplificaciones y de que haya que validar procedimientos que ya están bien establecidos y validados en "software" comercial. Sí se permiten herramientas simplificadas en los casos en que se permiten diseños simplificados, lo que se describe en la NSE 3.1.



### 3.2.3 — Masa de análisis

- (a) La masa total de análisis será la que corresponde al peso sísmico efectivo especificado en la Sección 1.11.3.
- (b) El analista deberá decidir a qué nodos del modelo estructural se les distribuirá la masa de análisis.
- (c) El diseñador estructural deberá decidir en qué casos es apropiado asignar la masa únicamente a grados de libertad horizontales y en qué casos es apropiado o necesario asignar masa a grados de libertad verticales.

#### **Comentario 3.2.3**

*En general será apropiado asignar la masa solamente a nodos con grados de libertad horizontales que coincidan con zonas de concentración de masa, por ejemplo, los entrepisos, siempre y cuando la masa intermedia sea correctamente reasignada a las zonas de concentración.*

*Asimismo, con frecuencia se podrá obviar la asignación de masa a grados de libertad verticales, pero el analista debe decidir cuándo es apropiado considerarlos.*

*En el Capítulo 4 de la NSE 2, se requiere aplicar a las estructuras una componente vertical de sismo que es estática equivalente, independientemente de la metodología de análisis. No es necesario que el análisis modal se extienda a vibraciones verticales para diseñar la resistencia de la estructura siempre y cuando se aplique el sismo vertical estático. Sin embargo, el análisis de modos de vibración vertical puede hacerse necesario para evaluar vibraciones ambientales y de tráfico en estructuras de grandes claros. Estas decisiones se han dejado a juicio del analista que sabrá cómo proceder correctamente.*

### 3.2.4 — Excentricidades accidentales

- (a) Además de la excentricidad inherente del centro de masa respecto al centro de rigidez, deberá considerarse una excentricidad accidental conforme a la Sección 2.3.2.
- (b) Si se tienen irregularidades H1-A o H1-B aplicarán las excentricidades estipuladas en la Sección 2.3.3. La excentricidad accidental podrá reducirse de valor en aquellos pisos donde no ocurra la irregularidad indicada, hasta el valor mínimo de la Sección 2.3.2.

#### **Comentario 3.2.4**

*En los programas de análisis estructural actuales suele ser simple la inclusión de esta excentricidad accidental en la definición de las características del análisis modal. Inclusive puede variarse la excentricidad accidental de piso a piso.*

**3.2.5 Metodologías de análisis modal** — Se utilizarán procedimientos de análisis bien establecidos en ingeniería estructural para calcular los períodos de vibración (valores  $T_m$ ) y las formas geométricas de vibración (vectores  $\phi_{i,m}$ ) que dependen unívocamente de su configuración, rigidez y masa.

**Comentario 3.2.5**

*El método de Ritz y el método de eigen-valores y eigen-vectores son los más frecuentemente utilizados para calcular los valores característicos y vectores característicos propios de la estructura que definen unívocamente sus características vibratorias.*

*La utilización del método de Ritz tiene las ventajas descritas en la literatura técnica.*

### 3.3 — Respuesta modal – Primera iteración

**3.3.1 Espectro sísmico para diseño** — El espectro para diseño será el obtenido al aplicar la Sección 4.5.5 de la NSE 2, dividido dentro del factor  $\beta d$  De la sección 2.1.4.

**3.3.2 Coeficientes sísmicos** — El coeficiente de diseño sísmico,  $C_{sm}$ , que corresponde a cada modo de vibración se calculará mediante la siguiente expresión:

$$C_{sm} = \frac{S_a(T_m)}{R} \quad (3.3.2-1)$$

Donde:

- $S_a(T_m)$  es la ordenada del espectro sísmico de diseño que corresponde al período  $T_m$  del modo "m". El espectro de diseño sísmico será el establecido para el sitio por medio de la NSE 2, aplicando la formulación genérica de la Sección 4.5.5 de la NSE 2 o los espectros permitidos por la Sección 4.7.3 de la NSE 2.
- $R$  es el factor de reducción de respuesta sísmica de la Tabla 1.6.14-1 de esta norma.
- $C_{sm}$  es el coeficiente sísmico de diseño a nivel de cedencia, para el modo de vibración "m".

**Comentario 3.3.2**

*Nótese que el factor de importancia tradicional que frecuentemente se asocia con la Ecuación 3.3.2-1 queda implícito en la selección de espectro según la Sección 4.4 de la NSE 2.*

*El Factor de Importancia que han estipulado tanto ASCE 7 como el antiguo UBC es realmente una expresión de la probabilidad del sismo de diseño, de manera que al utilizar un espectro permitido por la Sección 4.7.3 de la NSE 2, la calibración probabilística también ha quedado incluida.*

**3.3.3 Factor de participación modal y cortante basal del modo "m"** —Excepto que se utilice otro procedimiento bien establecido en ingeniería estructural, la fracción de participación de la masa total en cada modo en particular se calculará con la expresión:

$$M\beta_m = \frac{(\sum_{i=1}^n M_i \phi_{i,m})^2}{\sum_{i=1}^n M_i (\phi_{i,m})^2} \quad (3.3.3-1)$$

$$V_{Bm} = C_{sm} M\beta_m g \quad (3.3.3-2)$$

Donde:

- $\phi_{i,m}$  es la amplitud relativa del desplazamiento del grado de libertad "i" de la estructura cuando vibra en el modo "m". Se obtiene de los propios resultados del análisis modal
- $M_i$  es la masa sísmica del grado de libertad "i", como se indica en la Sección 3.2.3
- $n$  es el número de grados de libertad asociados con masas que se consideran en el modelo de la estructura
- $M\beta_m$  es la masa efectiva que participa en el modo "m" de vibración
- $g$  es la aceleración de la gravedad, 9.81 m/s<sup>2</sup>
- $V_{Bm}$  es el cortante basal a la cedencia que corresponde al modo "m"

**3.3.4 Número de modos "N" a considerar** — En el análisis se deberá incluir un número suficiente de modos de vibración que asegure que al menos el 90% de la masa del modelo analítico esté participando en cada una de las direcciones de análisis bajo consideración. El número de modos de vibración que satisfaga este requisito se denominará N y se establecerá por prueba y error.

**3.3.5 Parámetros de la respuesta modal** — El valor de cada parámetro de diseño relacionado con la fuerza, incluyendo las derivas laterales, fuerzas en los apoyos y fuerzas en todos los miembros individuales para cada modo de respuesta deberán calcularse utilizando las propiedades de cada modo y el espectro de diseño definido en la Sección 4.5.5. de la NSE 2-2024 dividido por el valor R. El valor de los desplazamientos y derivas deberá multiplicarse por  $C_d$ .

**3.3.6 Cortantes basales dinámicos – Iteración inicial** — Los cortantes basales en la estructura, correspondientes a cada modo de vibración, en cada dirección horizontal ortogonal, se combinarán con el método que se especifica en la Sección 3.4 para obtener los cortantes basales dinámicos ortogonales de la iteración inicial  $V_{1X}$  y  $V_{1Y}$ .

### 3.3.7 — Calibración del análisis modal

- (a) Los cortantes basales dinámicos de la iteración inicial en cada dirección ortogonal horizontal  $V_{1X}$  y  $V_{1Y}$  no deberán utilizarse para diseño sin antes someterlos a un proceso de calibración.

- (b) Los referentes de calibración serán los cortantes estáticos  $V_{EX}$  y  $V_{EY}$  calculados con la Ecuación 2.1.2-1, con los períodos T obtenidos conforme a lo indicado en la Sección 2.1.9 de esta norma. Por tanto, los cortantes basales dinámicos de diseño serán:

$$V_{DX} = \max (1.00V_{EX}, V_{1X}) \quad (3.3.7-1)$$

$$V_{DY} = \max (1.00V_{EY}, V_{1Y}) \quad (3.3.7-2)$$

- (c) Cuando la estructura no tenga irregularidades en planta (Sección 1.8), ni irregularidades en elevación (Sección 1.9), entonces se podrá calibrar con:

$$0.85 V_{EX} \quad \text{y} \quad 0.85 V_{EY}$$

- (d) Cuando la estructura tenga irregularidades en planta (Sección 1.8) o irregularidades en elevación (Sección 1.9), el cortante del análisis modal para diseño podrá calibrarse al cortante estático según los factores indicados en la tabla 3.3.7 (d) de la siguiente manera:

$$FF_m * V_{EX} \quad \text{y} \quad FF_m * V_{EY}$$

Tabla 3.3.7 (d) — Factores de calibración FFm

Participación del modo dominante mínima en la dirección considerada	Participación máxima del modo dominante a torsión	Factor de calibración al cortante estático (FFm)
Mayor a 60%	Menor a 10%	0.85
Mayor a 60%	Menor a 15%	0.90
Mayor a 60%	Menor a 20%	0.95
Mayor a 60%	Menor a 20%	1.00
Mayor a 50%	Menor a 10%	0.9
Mayor a 50%	Menor a 15%	0.95
Mayor a 50%	Menor a 15%	1.00
Mayor a 50%	N.A.	1.00
Mayor a 40%	N.A.	1.05
Mayor a 30%	N.A.	1.10

- (e) Las fuerzas resultantes del análisis modal se multiplicarán por los factores  $V_{Dx}/V_{1x}$  y  $V_{Dy}/V_{1y}$  y se utilizarán para integrar las sollicitaciones sísmicas de diseño. En adelante se hará referencia a "**resultados calibrados**" del análisis modal.

**Comentario 3.3.6**

*Lo práctico para el diseñador estructural será incorporar los factores  $V_D/V_1$  a la Ecuación 3.3.2-1 en las direcciones X y Y; entonces correr el análisis nuevamente.*

*En el transcurso del proceso de diseño, al modificar progresivamente sus modelos estructurales, el analista tendrá que recalibrar continuamente sus resultados, ya que al modificar la estructura se modifican los períodos de vibración resultantes.*

## 3.4 — Resultados modales y su combinación

**3.4.1** Todas las fuerzas internas (flexiones, cortes, torsiones y cargas axiales) en cada uno de los elementos componentes de la estructura y las reacciones y deformaciones en los extremos serán calculadas independientemente para los N modos de vibración considerados.

**3.4.2** Los N juegos de resultados se combinarán en uno solo utilizando preferentemente el método CQC (combinación cuadrática completa) o algunas de sus variantes publicadas en la literatura estructural.

**Comentario 3.4.2**

*El método CQC o sus variantes resuelven con mayor eficacia que el SRSS (raíz cuadrada de la suma de cuadrados) los casos de modos con períodos de vibración cercanos entre sí. En esos casos, que son frecuentes, el método SRSS puede subestimar el resultado de la superposición.*

## 3.5 — Cálculo de desplazamientos laterales sísmicos

**3.5.1 General** — En esta sección se especifica la forma de calcular esas derivas al límite de cedencia cuando se utiliza el método de análisis modal. Los límites máximos de las derivas laterales de la estructura cuando ésta está sujeta al sismo de diseño se especifican en el Capítulo 4.

### 3.5.2 — Desplazamientos modales combinados calibrados

- (a) Cuando el corte basal calculado que utiliza el análisis modal es inferior a  $C_s W_s$  donde  $C_s$  ha sido obtenido con la Ecuación 2.1.4-2, las derivas deberán multiplicarse por  $C_s W_s / V_{1x}$  (o  $V_{1y}$  según sea la dirección de análisis). En caso contrario, cuando el corte basal sea mayor a  $C_s W_s$ , los desplazamientos obtenidos por el análisis modal no requerirán de un ajuste.

- (b) Éstos son los desplazamientos que se compararán en el Capítulo 4 con límites permisibles de deformación lateral. En caso de que estos desplazamientos excedan los requerimientos de derivas máximas, se hará un replanteo estructural (realizando otra iteración de análisis desde el Capítulo 1).

**3.5.3 — Efectos P-delta:** Los desplazamientos laterales calculados conforme a los requisitos de esta sección podrían tener que modificarse para tomar en consideración los efectos P-delta, en los casos que estos apliquen conforme a la Sección 4.6 de esta norma.

---

### FIN DEL CAPÍTULO 3

## CAPÍTULO 4 — CARGAS SÍSMICAS Y DERIVAS LATERALES

### 4.1 — Demandas sísmicas

#### 4.1.1 — Aplicación

- (a) Todos los componentes de la estructura, hasta los que no son parte del sistema sismo-resistente, se diseñarán para resistir a su límite de cedencia, las demandas sísmicas definidas en la Sección 4.1, excepto que específicamente se puntualizara lo contrario.
- (b) Las demandas sísmicas son las cargas axiales, de flexión, corte, torsión y las combinaciones de estas, derivadas de la aplicación de las fuerzas horizontales y verticales especificadas en la Sección 4.1.2. En algunos casos deberán aplicarse factores adicionales especificados en la Sección 4.1.3.
- (c) Los componentes no estructurales satisfarán lo estipulado en el Capítulo 5.

#### 4.1.2 — Demandas sísmicas

- (a) Para utilizar en las combinaciones CR4 y CR5 de la Sección 8.3.3 de la NSE 2 o bien CS4 y CS5 de la Sección 8.4.3 de la NSE 2 se tendrá lo siguiente:
  - (i) **Efectos de demandas sísmicas horizontales:** Los efectos de las cargas axiales, de flexión, de corte y de torsión derivadas de la aplicación de demandas sísmicas horizontales se denotarán genéricamente como:

$$S_h = \rho Q_h \quad (4.1.2-1)$$

Donde:

- $\rho$  es el factor de redundancia definido en la Sección 1.5.5;
- $Q_h$  representa las acciones o esfuerzos derivados de aplicar las componentes horizontales de la demanda sísmica, que a su vez resultan de aplicar el espectro de diseño conforme a la Sección 4.5.5 de la NSE 2.

#### *Comentario 4.1.2 a.i*

*En gran número de casos el factor  $\rho$  será 1.0 y su presencia está implícita en las expresiones de mayoración; por otra parte, nótese que el factor también aplicará a las combinaciones CS4 y CS5.*

(ii) **Efectos de demandas sísmicas verticales:** Los efectos de las cargas axiales, de flexión, de corte y de torsión derivados de demandas sísmicas verticales se obtendrán de la Ecuación 4.1.2-2:

$$S_V = 0.20S_{cd}M \quad (4.1.2-2)$$

Donde:

- $S_{cd}$  es la ordenada espectral de período corto, Ecuación 4.5.2-1, Sección 4.5.5 de la NSE 2.
- $M$  es la notación genérica para las cargas muertas de la estructura.
- $S_V$  se tomará positivo en las combinaciones CR4 y CS4 y se tomará negativo en CR5 y CS5.

**Comentario 4.1.2 a.ii**

*Para efectos prácticos, el resultado de la Ecuación 4.1.2-2 actúa como un incremento (o una reducción) al factor de mayoración de la carga muerta. Por ejemplo si  $S_{cd} = 1.0$  el factor efectivo de mayoración de la carga muerta en la combinación CR4 será  $1.2 + 0.20 = 1.40$  y en la combinación CR5 será  $0.9 - 0.20 = 0.70$  y el analista ya no tendría que ocuparse de añadir explícitamente  $S_V$  a sus combinaciones.*

#### 4.1.3 — Aplicación de factor de resistencia incrementada

- (a) En los casos que así se requiera en las Secciones 1.9.3 y 1.9.4 (o en las Tablas 1.8-1 y 1.9-1) se aplicará un factor de resistencia incrementada  $\Omega_r$  tal que:

$$S_h = \Omega_r Q_h \quad (4.1.3-1)$$

Donde:

- $\Omega_r$  es el factor de resistencia incrementada definido en la Sección 1.5.3
  - $Q_h$  representa las acciones o esfuerzos derivados de las componentes horizontales de la demanda sísmica
- (b) El factor  $\Omega_r$  elimina al factor  $\rho$ . No se requiere que se apliquen simultáneamente.
- (c) No se requiere que el factor  $\Omega_r$  se aplique a las acciones derivadas de la componente vertical de la demanda sísmica.

**Comentario 4.1.3**

*Si bien  $\Omega_r$  no aplica a ninguna de las acciones derivadas del sismo vertical, si aplica a TODAS las acciones derivadas del sismo horizontal incluyendo las cargas axiales de volteo.*



## 4.2 — Dirección de las solicitaciones sísmicas horizontales

### 4.2.1 — Dirección de aplicación

- (a) Se hará el análisis aplicando el sismo de diseño independientemente a cada una de las direcciones estructurales que resulten de aplicar la Sección 1.2.2;
- (b) Para NPS C, D, E, en cada dirección estructural se utilizarán combinaciones concurrentes de carga: 100% en la dirección analizada y 30% en la otra dirección estructural;
- (c) Opcionalmente el diseñador podrá aplicar la Sección 12.5 de ASCE/SEI 7-22.
- (d) De haber más direcciones estructurales el analista decidirá como modelar la aplicación del 30% concurrente de manera de cumplir (b) o (c).

#### **Comentario 4.2.1**

*El inciso (b) ha estado requerido desde la versión 2010 de NSE 3; es una simplificación de la opción contenida en el Inciso (c) mucho más intrincada de aplicar (en especial por 12.5.4 de ASCE/SEI 7-22), pero un poco menos conservadora. La simplificación del inciso b es igual a la recomendación de FEMA “Instructional Material Complementing FEMA 451”.*

### 4.2.2 — Estructuras con irregularidad en planta H5

- (a) Si el ángulo entre ejes sub-paralelos es menor o igual a 15 grados, se permitirá escoger una de las direcciones sub-paralelas y aplicar la Sección 4.2.1 a esa dirección.
- (b) Si el ángulo entre ejes sub-paralelos es mayor que 15 grados, se aplicará el sismo de diseño independientemente en las dos direcciones sub-paralelas sin dejar de aplicarlo en otras direcciones relevantes.
- (c) En el caso de ejes en estrella, el analista aplicará la Sección 4.2.1 en cada dirección estructural.
- (d) En el caso de ejes radiales, el analista aplicará el criterio de los 15 grados cuantas veces sea necesario (lo que resultará en incrementos de dirección de análisis de 30 grados o más).

## 4.3 — Derivas laterales tolerables

### 4.3.1 — Definiciones

- (a) **Deriva de piso  $\Delta_{pk}$**  — Deriva del piso "k". Definida como la diferencia del desplazamiento horizontal del centro de masa del nivel "k" respecto del centro de masa del nivel "k-1"
- (b) **Deriva nodal  $\Delta_{ki}$**  — Deriva del nodo "i" en el diafragma "k". Definida como la diferencia de desplazamiento horizontal del nodo "i" respecto del correspondiente nodo en el diafragma inmediato inferior.
- (c) **Desplazamiento nodal horizontal  $\delta_{cki}$**  — Es el desplazamiento horizontal de cedencia del nodo "i" en el nivel "k" medido desde la base nominal de la estructura. Se utilizará el desplazamiento calibrado conforme se estipula en la Sección 3.5.
- (d) **Nivel "k"** — Es el "k" diafragma contado sobre la base nominal de la estructura que es el nivel cero.
- (e) **Piso "k"** — Es el espacio de altura  $h_{pk}$  entre el nivel "k" y el nivel "k- 1".
- (f)  **$h_k$**  — Es la altura del nivel "k" sobre la base nominal.
- (g)  **$h_{pk} = h_k - h_{k-1}$**  — Altura del piso "k".

#### *Comentario 4.3.1*

*Véase Sección 1.11.4 para definición de "base sísmica".*

### 4.3.2 — Progresión de desplazamientos y derivas

- (a) En estas normas se consideran dos etapas progresivas de desplazamientos sísmicos laterales
- (b) La primera etapa es el desplazamiento horizontal elástico, al límite de cedencia de la estructura, causado por el sismo de diseño dividido por R. Se le denomina desplazamiento horizontal al límite de cedencia y se denota con el símbolo  $\delta_c$ . Es el desplazamiento calculado en la Sección 2.5.4 cuando se usa fuerza estática equivalente o bien el desplazamiento dinámico calibrado calculado en la Sección 3.5.2 cuando se usa análisis espectral modal.

- (c) La segunda etapa el desplazamiento último, que se denota con el símbolo  $\delta_u$  que representa el desplazamiento horizontal de la estructura después de haber sobrepasado al rango post-elástico. Se calcula empíricamente con la Ecuación 4.3.2-1.

$$\delta_u = C_d \delta_c \quad (4.3.2-1)$$

Donde:

- $C_d$  es el coeficiente de amplificación de deformación lateral que se obtiene de la Tabla 1.6.14-1 y de la Tabla 4.3.3 de la Norma NSE 7.5 Diseño de Edificaciones de Acero. También pueden usarse los valores contemplados en la Tabla 12.2-1 de ASCE/SEI 7-22 cuando se utilizan sistemas de resistencia lateral no contemplados en esta norma, pero permitidos por ASCE/SEI 7-22.

### 4.3.3 — Derivas últimas máximas tolerables

- (a) Para control de deformaciones horizontales no interesan directamente los desplazamientos absolutos sino las derivas ( $\Delta$ ), definidas como la diferencia entre el desplazamiento de un nodo del diafragma k y el correspondiente nodo en el diafragma k-1.
- (b) Las derivas últimas  $\Delta_u$  máximas serán los referentes para establecer las "derivadas laterales tolerables" conforme a la Tabla 4.3.3:

Tabla 4.3.3 — Derivas últimas  $\Delta_u$  máximas tolerables

Estructura	Clasificación de obra		
	Categoría II	Categoría III	Categoría IV
Edificaciones NSE 7.4	0.007h <sub>p</sub>	0.007h <sub>p</sub>	0.007h <sub>p</sub>
Edificaciones NSE 7.9	0.010h <sub>p</sub>	0.010h <sub>p</sub>	0.010h <sub>p</sub>
Edificaciones en general	0.020h <sub>p</sub>	0.020h <sub>p</sub>	0.015h <sub>p</sub>
Paredes Voladizas	0.010hp	0.010hp	0.010hp

h<sub>p</sub> es la altura del piso para el que se calcula la deriva.<sup>[1]</sup>

<sup>[1]</sup>Para el diseño de estructuras de acero, aplicar la Tabla 6.2.1 de la norma NSE 7.5.

#### Comentario 4.3.3

La obra ordinaria y la obra importante aparentan no tener diferencia en desplazamientos permitidos, no obstante, sí hay diferencia porque el sismo para la obra importante es más severo. La obra importante y la esencial tienen el mismo sismo de diseño, (ver Tabla 4.2.2-1, Capítulo 4 de la NSE 2); sin embargo, la obra esencial tiene limitaciones de deriva más severas.

Las derivas tolerables para Categorías III y IV aparentan ser más liberales que en la norma modelo ASCE/SEI 7-22; no obstante, no es tanto así porque la modelo las deformaciones de piso se refieren al equivalente del sismo ordinario (como lo indica indirectamente la posición del factor de importancia en la ASCE/SEI 7-22 Ecuación 12.8-15).

**4.3.4 Valores máximos de derivas sísmicas** — Se iterará el proceso de análisis hasta que:

$$\Delta_{cP} \leq \frac{\Delta_U}{C_d} \quad (4.3.4-1)$$

Donde:

- $\Delta_{cP}$  es la deriva de piso causada por sismo y la Ecuación 4.3.4-1 deberá cumplirse para todos los pisos de la estructura.
- En rigor,  $\Delta_{cP}$  es la deriva medida entre centros de masa superior e inferior de pisos consecutivos. Por simplicidad se permitirá que  $\Delta_{YP}$  se calcule como el promedio de las derivas extremas en la dirección de análisis.

#### **Comentario 4.3.4**

##### **Notación**

*En la versión actual de NSE 3 se utiliza el subíndice “c” (cedencia) en lugar del más tradicional “y” (yielding); se ha hecho la modificación porque en algunas ecuaciones del Capítulo 3 se utilizan los subíndices “x”, “y” para denotar dirección y las notaciones de dirección combinadas con cedencia “cx” y “cy” son más clara que “yx” y “yy”.*

##### **Desplazamientos horizontales por sismo**

*Cumplir con los límites de desplazamientos horizontales por sismo es de gran importancia para el mejor desempeño sísmico de la edificación. Es la herramienta más simple que las normas ofrecen para limitar el daño a los componentes no-estructurales. El límite es semi-empírico. En el fondo es un compromiso entre los desplazamientos laterales post-elásticos que las estructuras diseñadas con prescripciones de norma pueden llegar a desarrollar y los desplazamientos que se considera que los componentes no-estructurales pueden tolerar mientras la estructura aún vibra en su rango elástico; incidentalmente, esto último es un recordatorio de que los componentes no-estructurales son altamente vulnerables a las excursiones post-elásticas de las estructuras durante sismos de gran intensidad y reitera por qué la rigidez es tan importante en la construcción actual.*

*Aunque los disipadores de energía sísmica no están contemplados en la NSE 3, cabe mencionar que son un método eficaz de limitar los desplazamientos sísmicos de las edificaciones.*

## 4.4 — Valores máximos de deformación vertical

Tabla 4.4.1 — Tabla de valores máximos de deformación vertical <sup>[1]</sup>

Tipo de miembro	Solo carga viva V	Carga viva + muerta (V + K*M)
Techos o pisos que soportan cielos con repello que pueden agrietarse.	L/360	L/240
Techos que soportan cielos flexibles que no sufren agrietamiento	L/240	L/180
Techos sin cielo	L/180	L/120

[1] Valores tomados de IBC 2012, Tabla 1604.3

Donde:

- **V** es la deformación por carga viva.
- **M** es la deformación por carga muerta.
- **L** es la longitud entre apoyos del elemento (en el caso de un voladizo se puede considerar como el doble de la longitud).
- **K** es el factor de deformación a largo plazo.

Tabla 4.4.2 — Tabla de factor de deformación a largo plazo

Madera sin tratar	Madera tratada	Concreto reforzado	Acero
K = 1	K = 0.5	$K = T/(1+50*p')$	K = 0

Donde:

- **p'** es el porcentaje de refuerzo a compresión (en segmento central para vigas apoyadas en ambos extremos y en el apoyo para voladizos).
- **T** es el factor dependiente del tiempo (T = 2 para 5 años, T = 1.4 para 12 meses, T = 1.2 para 6 meses y T = 1 para 3 meses).

## 4.5 — Desplazamientos laterales por viento

**4.5.1 Cálculo de desplazamientos horizontales** — Los desplazamientos horizontales por viento se calcularán aplicando a la estructura la combinación de carga CR6 y modificándolos como muestra la Ecuación 4.5.1-1.

$$\delta_{WK} = 0.75\delta_K \quad (4.5.1-1)$$

Donde:

- $\delta_{WK}$  es el desplazamiento horizontal nominal elástico del piso k;
- $\delta_K$  es el desplazamiento del piso k obtenido de aplicar la combinación de carga CR6.

### 4.5.2 — Deriva máxima por viento

- (a) Para control de desplazamientos laterales interesan las derivas ( $\Delta_K$ ), definidas como la diferencia entre el desplazamiento de un nodo del diafragma k y el correspondiente nodo en el Diafragma k-1.
- (b) La deriva máxima tolerable será:

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{0.004}{I_c} \quad (4.5.1-2)$$

Donde:

- $I_c$  es el factor de importancia por viento definido en la Sección 5.3.1 de la NSE 2.
- (c) La deriva máxima especificada en el inciso (b) podrá incrementarse 50 por ciento para estructuras de cubierta liviana de un nivel o bien usar criterios de acuerdo a las guías de diseño de AISC.

## 4.6 — Efecto P-delta

**4.6.1 General** — Los efectos P-delta son efectos incrementales de segundo orden que pueden ser significativos en estructuras muy esbeltas.

**4.6.2 Coeficiente de estabilidad** — La verificación de efectos P-delta se basará en el coeficiente de estabilidad ( $\theta$ ), definido como:

$$\theta = \frac{P_X \Delta_{CX}}{V_X h_{px}} \quad (4.6.2-1)$$

Donde:

- $P_x$  es la carga vertical gravitacional total encima del nivel "x", incluyendo el propio nivel "x". No habrá factores de mayoración en la sumatoria y pueden utilizarse las reducciones de carga viva que apliquen.
- $V_x$  es el cortante entre el piso "x" y el "x-1".
  - $\Delta_{cx}$  es la deriva elástica en el límite de cedencia del nivel "x" definida en la Sección 4.3.4.
  - $h_{px}$  altura de entrepiso del piso "x" respecto de "x-1"

**4.6.3 Valor máximo del coeficiente de inestabilidad** — En ningún caso el coeficiente de estabilidad ( $\theta$ ) excederá la Ecuación 4.6.3-1. Los sistemas estructurales donde  $C_d > 5$  son los más propensos a exceder el coeficiente de inestabilidad. Si la Ecuación 4.6.3-1 es excedida deberá replantearse la estructura para reducir el coeficiente de estabilidad.

$$\theta \leq \theta_{m\acute{a}x} = \frac{0.5}{\beta_x C_d} \leq 0.25 \quad (4.6.3-1)$$

Donde:

- $\beta_x$  es la relación entre la demanda cortante y la capacidad cortante en el piso inmediatamente debajo del nivel "x".  $\beta_x$  puede tomarse conservadoramente como 1.0 suponiendo que los elementos tienen una resistencia adecuada.

**Comentario 4.6.3**

*Si el coeficiente de estabilidad sobrepasa 0.25, se deberá redimensionar la estructura para alcanzar la estabilidad y los requerimientos mínimos de esbeltez.*

**4.6.4 Condición para obviar verificación P-delta** — Si  $\theta \leq 0.10$  no es necesario introducir efectos incrementales ni considerar otros detalles de esta sección. Con la excepción de las estructuras de acero, en las cuales se requiere realizar siempre un análisis P-delta, tal como se indica en el Capítulo C de AISC 360-22.

**Comentario 4.6.4**

*No obstante, la excepción anterior, si  $\theta > 0.10$  la estructura debe replantearse añadiendo rigidez lateral; el hecho que  $\theta_{m\acute{a}x} < 0.10$  no debe interpretarse como una excepción a la Ecuación 4.6.3-1.*

**4.6.5 — Incrementos de desplazamientos laterales debidos a efectos P-delta**

- Quando el coeficiente de estabilidad excede 0.10 sin exceder  $\theta_{m\acute{a}x}$  los efectos incrementales en desplazamientos, cortes y momentos deberán determinarse por medio de un análisis apropiado.
- Sin embargo se permitirá simplemente multiplicar los desplazamientos laterales, los cortes y los momentos por el factor  $[1.0 / (1 - \theta)]$  y utilizar los nuevos valores en el diseño de los elementos y en la limitación de derivas laterales.

## 4.7 — Separaciones estructurales

**4.7.1 Separaciones dentro de la propiedad** — Todas las partes y porciones de una estructura deberán actuar integralmente como una sola unidad a menos que se provean separaciones estructurales capaces de acomodar el desplazamiento post-elástico independiente entre ambas estructuras. La distancia combinada de separación será al menos

$$\delta_M = RCSC(\delta_{UA}, \delta_{UB}) \quad (4.7.1-1)$$

Donde:

- **RCSC** es "raíz cuadrada de suma de cuadrados" y  $\delta_{UA}$ ,  $\delta_{UB}$  son desplazamientos últimos en niveles correspondientes de las estructuras A y B. Los desplazamientos últimos están definidos en la Sección 4.3.2 Inciso c.

## 4.7.2 — Separaciones hacia el lindero de la propiedad

- (a) Hacia el lindero con otra propiedad encima de la base nominal se dejará una separación que no será menor que:

$$0.70 \delta_{U \text{ máx}} \quad (4.7.2-1)$$

Dónde:

- $\delta_{U \text{ máx}}$  es el desplazamiento último máximo de lo edificado junto al lindero.
- (b) Se exceptúan las bardas.
- (c) No será necesario dejar espacios hacia linderos con vía pública o servidumbres no edificables.
- (d) Las colindancias de sótanos debajo de la base nominal podrán quedar al límite de propiedad, excepto que el diseñador decida otra cosa.

---

## FIN DEL CAPÍTULO 4



## CAPÍTULO 5 — Métodos adicionales de análisis.

### 5.1 Análisis tiempo historia.

- (a) Se permitirá el uso de procesos de análisis tiempo historia tomando en cuenta los métodos y limitantes que se encuentran en el Capítulo 16 de ASCE 7-22
- (b) Los criterios de no aceptación del análisis serán acorde a 16.4.1.1 de ASCE 7-22.
- (c) El diseñador deberá de manera explícita mostrar los resultados de los elementos acorde a 16.4.2.1 para elementos controlados por fuerza y 16.4.2.2 para elementos controlados por deformación.
- (d) Las derivas temporales y permanentes deberán ser calculadas.
- (e) Las derivas residuales permanentes no podrán exceder 0.01hp.
- (f) El diseñador deberá mostrar de manera explícita las comparaciones de los valores de las ecuaciones 16.4-1 y 16.4-2 de ASCE7-22 valores para  $\phi BR_n$ .

#### *Comentario 5.1*

*Los programas de análisis modernos logran realizar ciertas porciones de los análisis tiempo historia sin tomar en cuenta las previsiones de 16.4.2.1 de ASCE7-22 y hacen simplificaciones utilizando “estados de rótula” para los cuales el usuario tiene muy pocos datos para revisar y ningún control más que la entrada del valor de “aceptación” de dichas rótulas. El inciso F lleva a que el diseñador tenga la obligación de tener control y conocimiento de los niveles de esfuerzo a los que su análisis está sometiendo la estructura modelada.*

#### 5.1.1 Limitantes para Análisis tiempo historia.

- (a) Cualquier estructura para diseñarse utilizando procedimientos tiempo historia deberá contar con un revisor calificado en adición al diseñador de la misma, ambos deberán dar su aceptación de los resultados obtenidos. El revisor debe contar con experiencia demostrada acorde a 16.5.1 de ASCE7-22
- (b) Para la verificación del estado de rótulas utilizando análisis tiempo historia se deberá contar primero con los resultados de refuerzo obtenidos utilizando un análisis modal correspondiente al proceso descrito dentro de esta norma con todas las limitantes descritas.
- (c) Con los resultados de espesor y refuerzo obtenidos acorde al inciso (a) se permitirá una reducción adicional no superior al 20 por ciento del refuerzo.

- (d) La reducción del 20% se considera válida únicamente si todas las rótulas analizadas muestran criterios de ocupación inmediata (IO) o todos los resultados de esfuerzos obtenidos acorde a 5.1 (f) son inferiores a  $\phi BR_n$  calculado.

**Comentario 5.1 (c) y (d)**

*Estas cláusulas reconocen el alto nivel de incertidumbre que existe en la generación de acelerogramas ajustados a un espectro. No existen procesos normados para la selección puntual de acelerogramas acorde a periodos específicos para tipologías específicas, por lo que las normas permiten “criterios de similitud” y “ajustes espectrales” al seleccionar los acelerogramas a utilizar. Esto puede y regularmente lleva a que muchas de las parejas seleccionadas para hacer el análisis tiempo historia básicamente sean incapaces de provocar esfuerzos significativos en las estructuras. Esto es un riesgo muy grande que las normas no pueden evaluar por lo que se requiere en otros países la introducción obligatoria de un revisor.*

## 5.2 Análisis Incluyendo Interacción Suelo Estructura.

- (a) Se permitirá la inclusión de análisis tomando en cuenta la interacción suelo estructura acorde al Capítulo 20 de ASCE 7-22. Con la modificación hecha 19.2.3 según 5.3 de esta norma.
- (b) Únicamente se permitirá un análisis de interacción suelo estructura en aquellos casos donde las velocidades de onda el suelo en el sitio de interés hayan sido medidas por MASW o MAM
- (c) Queda terminante prohibido el uso de correlaciones por SPT o por propiedades del suelo para el “cálculo” de velocidades de onda con el fin de aplicar métodos de interacción suelo estructura.
- (d) El diseñador de la estructura deberá mostrar de manera explícita en la memoria de cálculo los valores que corresponden a el método de interacción que seleccionó.
- (e) El diseñador deberá mostrar de manera explícita en la memoria de cálculo la determinación del radio efectivo de amortiguamiento acorde a 19.3.2 de ASCE 7-22
- (f) Las velocidades de onda a tomar en cuenta en este análisis definen explícitamente como las velocidades de onda bajo el nivel de cimentación y no a nivel de superficie o tampoco confundir estas con Vs30
- (g) El espesor del estrato de suelo sobre el que se promedian las velocidades de onda es la mitad de la dirección más corta del edificio.

### 5.3 Mínimo cortante basal global (Vmbg)

- (a) El Vmbg tomando en cuenta análisis dinámico, interacción suelo estructura y análisis tiempo historia no podrá ser inferior a un valor del 65 por ciento del valor dado por el método estático equivalente según el capítulo 2 de esta norma.
- (b) En el caso de utilizar los métodos descritos en 5.1 y 5.2 en adición al método dinámico o estático el diseñador reportará el coeficiente Vmbg en la memoria de cálculo.
- (c) Los valores de cortante mínimo NO son afectados a menos que el análisis de interacción suelo estructura muestre que el amortiguamiento del suelo justifica una reducción de la ordenada de periodo corto para diseño, en cuyo caso la mayor reducción admisible se tomará en 20%.

#### **Comentario 5.3**

*Dada la cantidad de factores adicionales que se introducen en el momento que se aceptan los análisis mencionados en 5.1 y 5.2 se introdujo el concepto de Vmbg para que el diseñador mantenga un estándar que no esté completamente alejado de la práctica actual de la ingeniería. Un ejemplo conceptual sería, por ejemplo, dado un  $V_s$  estático de 1, si la estructura es regular el análisis dinámico permite aplicar 0.85 de reducción, luego el análisis tiempo historia permitiría otro 0.80, a la hora de aplicar ambos entonces  $V_s = 1 * 0.8 * 0.85 = 0.68$  del original. Por ejemplo, tomando en cuenta de nuevo  $V_s = 1$  pero ahora una estructura irregular donde el dinámico es limitado a 1, tomando en cuenta tiempo historia eso permitiría 0.8 adicional, y la interacción suelo estructura puede llegar a ser de hasta 0.7, entonces  $V_s = 1 * 0.7 * 0.8 = 0.56$ . Se comienzan a obtener valores de diseño que distan mucho de la práctica actual, por lo que se optó por limitar al valor de 65% mencionado en (a). Una estructura regular con todas las posibles reducciones tendría un coeficiente basal de 0.476 del original, esto no se considera razonable.*



## CAPÍTULO 6 — REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

- 6.1** AGIES. Normas de Seguridad Estructural NSE 3-18 “Diseño Estructural de Edificaciones”, Guatemala, 2018.
- 6.2** ASCE/SEI 7-22. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. 2010
- 6.3** UBC 97. Uniform Building Code. 1997
- 6.4** FEMA 451. Recommended Provisions: Design Examples. 2006

---

**FIN DEL CAPÍTULO 6**

