NORMAS DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES Y OBRAS DE INFRAESTRUCTURA PARA LA REPÚBLICA DE GUATEMALA

AGIES NSE 3-10
DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES

AGIES
ASOCIACION GUATEMALTECA DE INGENIERIA ESTRUCTURAL Y SISMICA

TABLA DE CONTENIDO

PRÓLOGO

CAPÍTULO 1
BASES DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

1.1 Alcances
- 1.1.1 Alcances de esta norma y normas afines
- 1.1.2 Esquema de la norma NSE 3

1.2 Metodología de análisis y diseño

1.3 Configuración estructural
- 1.3.1 Trayectoria de las fuerzas
- 1.3.2 Requisitos básicos de estructuración

1.4 Rangos de desempeño
- 1.4.1 Solicitaciones permanentes o de ocurrencia frecuente
- 1.4.2 Viento
- 1.4.3 Sismo y solicitaciones de baja probabilidad de ocurrencia

1.5 Sistemas estructurales
- 1.5.1 Sistema de marcos (E1)
- 1.5.2 Sistema de cajón (E2)
- 1.5.3 Sistema combinado de marcos y muros o marcos arriostrados (E3)
- 1.5.4 Sistema dual (E4)
- 1.5.5 Soportes en voladizo (E5-1)
- 1.5.6 Péndulo invertido (E5-2)
- 1.5.7 Limite de altura de los sistemas estructurales
- 1.5.8 Sistemas sismorresistentes permitidos según el Nivel de Protección
- 1.5.9 Combinación de sistemas sismorresistentes en diferentes direcciones
- 1.5.10 Combinación de sistemas sismorresistentes en la misma dirección
- 1.5.11 Otros sistemas estructurales

1.6 Parámetros para modelar respuesta sísmica de los sistemas estructurales
- 1.6.1 Factor R
- 1.6.2 Factor Ω_r
- 1.6.3 Factor C_d
- 1.6.4 Factor ρ
- 1.6.5 Reporte de parámetros

1.7 Diafragmas de la estructura
- 1.7.1 Rigidez de losas y estructuras horizontales
- 1.7.2 Diafragmas infinitamente rígidos
- 1.7.3 Diafragmas sin rigidez

1

1.8 Configuraciones estructurales regulares e irregulares
1.8.1 Irregularidad en planta
1.8.2 Irregularidad en elevación
1.8.3 Disposiciones especiales para condiciones irregulares
1.9 Redundancia estructural
1.9.1 Redundancia potencialmente insuficiente
1.9.2 Comprobación de redundancia
1.9.3 Casos a los que no aplica el factor ρ
1.10 Modelos estructurales
1.10.1 General
1.10.2 Casos de modelos simplificados
1.10.3 Peso sísmico efectivo W_s
1.10.4 Base de la estructura
1.10.5 Procedimientos para el análisis sísmico

CAPITULO 2
MÉTODO DE LA CARGA SÍSMICA ESTÁTICA EQUIVALENTE
2.1 Definición
2.1.1 Cortante basal al límite de cedencia
2.1.2 Coeficiente sísmico al límite de cedencia C_s
2.1.3 Caso especial – permite reducción de espectro
2.1.4 Período de vibración empírico T_a
2.1.5 Cálculo del período de vibración mediante fórmula analítica
2.1.6 Selección del período T para usar en el diseño estructural
2 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 dinámica
2.3.4 Dirección de las fuerzas estáticas equivalentes
2.4 Volteo
2.5 Cálculo de desplazamientos laterales provocados por sismo
2.5.1 Espectro para calcular los desplazamientos
2.5.2 Período a utilizar en el espectro
2.5.3 Desplazamientos al límite de cedencia
2.5.4 Efectos P-delta

CAPITULO 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 3.2.2 Modelo estructural
3.2.3 Masa de análisis
3.2.4 Excentricidades
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 Cortantes basales dinámicos – Iteración inicial
3.3.6 Calibración del análisis modal
3.4 Resultados modales y su combinación
3.5 Cálculo de desplazamientos laterales sísmicos
3.5.1 Desplazamientos modales combinados calibrados
3.5.2 Efectos P-delta

CAPITULO 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 sobre-resistencia
4.2 Dirección de las solicitaciones sísmicas horizontales
4.2.1 Criterio
4.2.2 Nivel de Protección B
4.2.3 Nivel de Protección C, D y E
4.2.4 Estructuras con irregularidad en planta H5
4.3 Derivas laterales admisibles
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 Δ_C y δ_C
4.3.5 Marcos a momento con Nivel de Protección D y E
4.4 Efecto P-delta
4.4.1 Coeficiente de inestabilidad
4.4.2 Valor máximo del coeficiente
4.4.3 Condición para obviar verificación P-delta
4.4.4 Incrementos de desplazamientos laterales debidos a efectos P-delta
4.5 Separaciones estructurales
4.5.1 Separaciones dentro de la propiedad
4.5.2 Separaciones hacia el lindero de propiedad

4

PRÓLOGO

La revisión de esta norma conlleva una reorganización completa de manera que se hace compatible con las disposiciones de la norma ASCE/SEI 7-10.

Inicialmente se indican los tipos de análisis y diseño y se dan los lineamientos acerca de las configuraciones estructurales. Así mismo se proporciona la clasificación de los diversos sistemas estructurales para la determinación de los parámetros de la respuesta sísmica.

Se establece la diferencia entre los diferentes tipos de diafragma y los procedimientos para determinarlos, las irregularidades estructurales que afectan el comportamiento y la importancia de contar con redundancia estructural.

El capítulo 1 finaliza con los lineamientos para los modelos estructurales, así como los requisitos del tipo de análisis requerido, según la estructura.

El capítulo 2 se dedica al método de la carga sísmica estática equivalente y el capítulo 3 al método de análisis modal espectral.

Finalmente, el capítulo 4 se refiere a las demandas sísmicas y a las derivas admisibles.

1 BASES DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

1.1 Alcances

1.1.1 *Alcances de esta norma y normas afines*

La Norma NSE 3 cubre la estructuración, la selección de los procedimientos de análisis y la obtención de los resultados de análisis de edificaciones habitables y ocupables, nuevas, de cualquier tamaño, con diversas tipologías y modalidades de estructuración, especialmente las estructuras reticulares de varios niveles comúnmente llamadas "edificios".

La norma NSE 3.1 complementa la norma NSE 3 y cubre la estructuración y análisis de varios tipos de edificación de uso común en Guatemala que admiten métodos simplificados o requieren disposiciones adaptadas al medio local.

Comentario: NSE 3.1 incluye disposiciones para estructuras medianas de varias plantas que admiten análisis y diseño simplificados; disposiciones simplificadas para edificaciones de pocas plantas llamadas de cajón; edificaciones sin diafragmas; ambientes con paredes altas de gran longitud; losas por métodos aproximados.

La norma NSE 3.2 complementa la norma NSE 3 con procedimientos especializados.

Comentario: NSE 3.2 incluye análisis dinámico paso a paso, lineal y no-lineal y análisis estático no-lineal de empujes incrementales ("*pushover*"). También incluye cimentaciones especiales como placas de fundación y pilotes y lineamientos para interacción suelo-estructura; estructuras no reticulares como placas planas y plegadas, cáscaras, membranas y cubiertas suspendidas.

Los resultados de estructuración y análisis obtenidos con las normas anteriores se procesan con las normas de la serie NSE 7 para cada sistema estructural en particular concreto reforzado, mampostería reforzada, acero estructural, madera y otros.

La norma NSE 4 cubre las edificaciones habitables menores que pueden ser proyectadas con metodologías no matemáticas simplificadas y cartillas de instrucciones.

Las normas de la serie NSE 5 cubren estructuras de infraestructura o industriales, entre ellas presas, diques, obras de retención, túneles; construcciones especiales

como silos, chimeneas, torres, tanques y líneas de tubería; puentes, bóvedas y otras obras viales.

La norma NSE 6 cubre disposiciones para edificaciones existentes, previas a la vigencia de las normas NSE.

1.1.2 *Esquema de la norma NSE 3*

El capítulo 1 cubre la tipología y configuración de estructuras reticulares y el tipo de modelos matemáticos que pueden utilizarse para el análisis estructural. Los capítulos 2 y 3 cubren 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 capítulo 4 establece en detalle las acciones para diseñar los elementos de la estructura y los desplazamientos máximos aceptables. En una publicación especial de AGIES se cubren los componentes arquitectónicos y las fijaciones de las instalaciones contenidas en una edificación.

1.2 Metodología de análisis y diseño

(a) **Solicitaciones:** Se establecerán las solicitaciones que deberá resistir la estructura conforme a los requerimientos de la norma NSE 2. Se determinará el Nivel de Protección Sísmica (NdP) y la Probabilidad de Ocurrencia del Sismo de Diseño que se requiere conforme al capítulo 4 de la NSE 2.

(b) **Sitio:** deberán tomarse en cuenta posibles limitaciones en cuanto a condiciones del sitio de acuerdo a la norma NSE 2.1.

(c) **Configuración estructural:** Toda estructura estará razonablemente configurada, con estabilidades vertical y lateral en todas direcciones y deberá poder ser clasificada en al menos una de las tipologías estructurales definidas en la sección 1.5.

(c) **Modelo analítico:** las características de la estructura y el método de análisis estructural se establecerán conforme a lo indicado en este mismo capítulo. Para efectuar el análisis estructural se planteará un modelo analítico conforme a la sección 1.10

(d) **Análisis gravitacional y de viento:** se calcularán las fuerzas internas en los elementos de la estructura correspondientes a las cargas gravitacionales y demás posibles solicitaciones definidas en la norma NSE 2. En caso de ser significativas las solicitaciones por viento, se calcularán las correspondientes fuerzas internas en los elementos.

(e) **Análisis sísmico:** las solicitaciones sísmicas y su distribución a lo alto y ancho de la edificación se calcularán con alguno de los siguientes métodos: el Método de la fuerza estática equivalente del capítulo 2; el Método de análisis modal dinámico del capítulo 3; por análisis dinámico paso a paso, lineal o no-lineal, conforme a los capítulos 1 y 2 de NSE 3.2 (siempre que puedan establecerse acelerogramas apropiados); o bien por el Método estático no-lineal de empujes incrementales (*"pushover"*), conforme al capítulo 3 de NSE 3.2. En la sección 1.10 se indica cuándo es electivo u obligatorio utilizar un método u otro. Cuando se considere pertinente, se recurrirá al Análisis de interacción suelo-estructura siguiendo metodologías de análisis que estén bien establecidas en la literatura técnica. Podrá utilizarse un método diferente de los descritos anteriormente para establecer y distribuir las fuerzas sísmicas, siempre y cuando se cumpla con lo establecido en la sección 2.3 de la norma NSE 1.

(f) **Combinaciones de carga:** cuando cada caso de carga haya sido analizado separadamente, las deformaciones y fuerzas internas en los componentes estructurales que resulten de los correspondientes análisis individuales se combinarán conforme lo requerido en el capítulo 8 de la norma NSE 2. El detalle de la aplicación de las cargas sísmicas se hará conforme a las secciones 4.1 y 4.2

(g) **Deformaciones máximas:** las deformaciones verticales y horizontales que producen las combinaciones de carga, incluyendo viento de diseño y sismo de diseño se compararán con los respectivos límites establecidos en la sección 4.3 de esta norma. De ser necesario se modificarán componentes estructurales, o inclusive se modificará la configuración estructural hasta obtener resultados satisfactorios.

(h) **Fuerzas internas y diseño de elementos:** según el sistema constructivo de que se trate, se verificará que los esfuerzos internos no excedan los límites especificados en las normas de la serie NSE 7 u otras normas NSE. Se verificará también que los elementos tengan las características que correspondan a los niveles de protección de sismo o viento especificados.

(j) **Cimientos:** se diseñará la cimentación utilizando las combinaciones de carga prescritas en el capítulo 9 de NSE 2.

(k) **Componentes no estructurales:** El Coordinador del Proyecto será responsable de que especialistas verifiquen formalmente la capacidad estructural de los componentes arquitectónicos y sus fijaciones y la capacidad de las fijaciones de los equipos y las instalaciones de la edificación conforme al capitulo 5. Estas verificaciones y diseños especiales se consideran actividades separadas del cálculo de la estructura principal.

1.3 Configuración estructural

1.3.1 *Trayectoria de las fuerzas*

Las estructuras se configurarán de modo que haya una o varias trayectorias de las fuerzas, claramente definidas, para transferir las solicitaciones desde cualquier punto de la estructura hasta la cimentación. En general habrá una jerarquía de menor a mayor en la capacidad de absorción de energía de los componentes de la estructura a lo largo de las trayectorias de las fuerzas, especialmente para solicitaciones sísmicas o de explosión.

Comentario: la sección 1.3.1 es un requerimiento no-prescriptivo, basado 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 (las llamadas vigas de transferencia); otro caso que requiere cautela son muros estructurales soportados por columnas. Más adelante, en este capítulo, se introduce el factor de sobre-resistencia Ω_r para manejar situaciones en las que se rompe el orden jerárquico de capacidad estructural o para disminuir demandas sísmicas post-elásticas.

1.3.2 *Requisitos básicos de estructuración*

El sistema estructural deberá tener resistencia y rigidez verticales apropiadas para resistir las cargas gravitacionales especificadas en estas normas dentro de límites especificados de deformación.

El sistema estructural deberá ser capaz de proporcionar resistencia y rigidez laterales en todas direcciones para resistir las solicitaciones horizontales especificadas en estas normas dentro de límites especificados de deriva lateral.

Cada edificación contendrá subestructuras planas como marcos, armaduras, muros, riostras o combinaciones de éstos, orientadas en al menos dos direcciones horizontales aproximadamente perpendiculares entre sí, formando ángulos entre 75° y 105°. De no ser así, se requerirá la inclusión de otras subestructuras en direcciones horizontales adicionales de manera que no se formen ángulos mayores de 120° entre ellas. Cada una de estas direcciones será una dirección de análisis obligada.

1.4 Rangos de desempeño

1.4.1 *Solicitaciones permanentes o de ocurrencia frecuente*

Las estructuras deberán desempeñarse elásticamente cuando estén sujetas a este tipo de solicitaciones, incluidos el peso propio, las cargas muertas superpuestas, las cargas vivas, las presiones y los esfuerzos autoinducidos

(temperatura y retracciones). No será necesario verificar específicamente el desempeño elástico si se aplican correctamente los factores de mayoración especificados en el capítulo 8 de NSE. 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 de la serie NSE 7 y otras normas NSE.

1.4.2 *Viento*

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. Las estructuras deberán desempeñarse dentro de los límites de deformación por viento que estén especificados en el capítulo 5 de NSE 2

1.4.3 *Sismo y solicitaciones de baja probabilidad de ocurrencia*

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. Las combinaciones de carga que incluyen sismo están planteadas para que la estructura se esté desempeñando en el rango post-elástico al estar sujeta al sismo de diseño. Las estructuras deberán desempeñarse dentro de los límites de deriva lateral por sismo conforme a la sección 4.3.

La intensidad del desempeño post-elástico estará limitada por los factores de reducción o magnificación de respuesta sísmica definidos en la sección 1.6.

1.5 Sistemas estructurales

La estructura de una edificación se clasificará conforme a lo especificado en esta sección. Cada estructura o cada parte significativa de la misma se clasificarán, en cada dirección de análisis independientemente, en una de cinco posibles familias E1 a E5. En el caso de no ser posible clasificarla, o en caso de duda, véase el inciso 1.5.11.

Importante: Los incisos 1.5.1 a 1.5.5 definen el concepto de los cinco sistemas sismorresistentes. Las variantes en cada familia y el detalle de los atributos sismorresistentes como ductilidad, factores de deriva sísmica, altura máxima y otras características estructurales se encuentran en la tabla 1-1.

1.5.1 *Sistema de marcos (E1)*

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 horizontales. Los marcos pueden ser de concreto reforzado o acero estructural. Los marcos, atendiendo a sus capacidades sismorresistentes, pueden ser especiales, intermedios o, en algunos casos, ordinarios. Los atributos sismorresistentes se definen para cada sistema constructivo en la norma NSE 7 correspondiente.

1.5.2 *Sistema de cajón (E2)*

Es un sistema formado por losas actuando como diafragmas en el plano horizontal, sostenidas por muros estructurales. Los muros soportarán todas las solicitaciones horizontales y la parte de las solicitaciones verticales que les correspondan por área tributaria (que normalmente excederá el 50% del peso de la estructura). La carga vertical no soportada por los muros podrá ser sostenida por columnas de concreto o acero que no se requiere que tengan 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 sismorresistente. Los muros estructurales actualmente considerados en esta norma pueden ser de concreto reforzado o mampostería reforzada. Los muros estructurales pueden ser ordinarios o especiales atendiendo a sus capacidades sismorresistentes. Los atributos sismorresistentes se definen para cada sistema constructivo en la norma NSE 7 correspondiente. Muros de otros materiales incluyendo paneles livianos de madera o planchas de acero, paneles prefabricados de concreto, no están actualmente considerados en las normas NSE pero podrían utilizarse aplicando los requerimientos del documento de referencia ASCE 7-10 y consignándolo así en el informe estructural.

1.5.3 *Sistema combinado de marcos y muros o marcos arriostrados (E3)*

Es un sistema formado por losas actuando como diafragmas horizontales, sostenidas por una combinación de muros estructurales y marcos. (marco = columnas + vigas). Las solicitaciones horizontales se reparten entre muros y marcos en función de sus rigideces en el plano vertical. Las losas pueden tener vigas o ser planas. Las vigas de los marcos tendrán una función sismorresistente. Algunos marcos podrán excluirse del sistema sismorresistente pero, deberán aceptar las acciones inducidas por las derivas laterales de la estructura sin menoscabo de su capacidad portante vertical. Los muros estructurales actualmente considerados en esta norma pueden ser de concreto reforzado o mampostería reforzada. Los muros estructurales pueden ser ordinarios o especiales atendiendo a sus capacidades sismorresistentes. Los atributos sismorresistentes se definen para cada sistema constructivo en la norma NSE 7 correspondiente. Muros de otros materiales incluyendo paneles livianos de madera

o planchas de acero, paneles prefabricados de concreto, no están actualmente considerados en las normas NSE

1.5.4 *Sistema dual (E4)*

El sistema E4 es similar al sistema E3 en todos los aspectos, excepto que deberá contener marcos especiales cuya capacidad residual será al menos el 25% de las solicitaciones sísmicas totales considerando el mismo factor R original. La estructura residual tendrá un comportamiento sísmico aceptable. (no excederá las derivas admisibles considerando un factor R para marcos y un sismo ordinario). Algunos marcos pueden ser ordinarios, en cuyo caso no se les asigna al sistema sismorresistente.

Comentario: Obsérvese que no se requiere que los marcos tomen el 25% del cortante basal de diseño mientras los muros están funcionando. Se requiere capacidad residual, es decir que deberá verificarse que una vez anulada 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. Igualmente, no sería realista anular todos los tramos arriostrados, si los hubiera, sino sólo las riostras diagonales.

1.5.5 *Soportes en voladizo (E5-1)*

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 requerida de momento flector en la cimentación y en la base de la columna de soporte se calculará aplicando el factor de sobre-resistencia Ω_r. La demanda axial en la columna, considerando sólo combinaciones de sismo, no excederá 25% de la resistencia axial concéntrica.

1.5.6 *Péndulo invertido (E5-2)*

Es un sistema relativamente esbelto en la dirección de la carga horizontal, 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. La capacidad de momento flector en la cimentación y en la base de la columna de soporte se calculará aplicando el factor de sobre-resistencia Ω_r. La demanda axial en la columna, considerando sólo combinaciones de sismo, no excederá 15% de la resistencia axial concéntrica.

1.5.7 Limite de altura de los sistemas estructurales

La máxima altura sobre la base a la que puede elevarse un sistema estructural dado está especificada para cada nivel de protección en la tabla 1-1.

La altura está definida hasta el techo del último nivel mayor de la estructura. No se incluyen casas de máquinas, y otros apéndices cuya área sea inferior a 1/3 del área de los niveles principales.

Los límites de altura en la Tabla 1-1 pueden ampliarse de 50 a 75 metros para estructuras que requieren NdP D y de 30 a 50 metros para estructuras que requieren NdP E si las estructuras cumplen las siguientes condiciones adicionales concurrentemente:

- Deben tener muros estructurales Tipo A colados en sitio o bien marcos de acero Tipo A arriostrados
- La estructura no tendrá irregularidad horizontal Tipo 1-B conforme la Tabla 1-2
- Ningún eje estructural que contenga muros o marcos arriostrados deberá absorber más del 60 % del cortante sísmico

1.5.8 *Sistemas sismorresistentes permitidos según el Nivel de Protección*

Los sistemas estructurales permitidos para cada nivel de protección están especificados en la tabla 1-1.

Los detalles de los diferentes sistemas deberán estar conforme a los varios sistemas constructivos incluidos en la NSE 7 y señalados en la Tabla 1-1.

Comentario: Los sistemas Tipo A de la Tabla 1-1 también se llaman "especiales" en la literatura sismorresistente (marcos especiales, muros especiales). Los sistemas Tipo B también se llaman "intermedios" y los sistemas Tipo C también se llaman "ordinarios" en esa literatura.

Mientras no esté disponible el capítulo correspondiente en las normas NSE 7 se recurrirá, para concreto reforzado, al documento ACI-318 S (en español) de American Concrete Institute. Otros aspectos relacionados con concreto o mampostería reforzada también quedarán cubiertos por normativas de ACI. Los aspectos de acero estructural quedarán cubiertos por los manuales de AISC (American Institute of Steel Construction) y las normas AWS (American Welding Society).

Los sistemas E2 con muros de poco espesor y una sola cama de refuerzo son sistemas de baja ductilidad que quedarán provisionalmente sujetos a la Adenda

EMDL de la norma peruana E.030 "Edificaciones con Muros de Ductilidad Limitada".

1.5.9 *Combinación de sistemas sismorresistentes en diferentes direcciones*

Una misma edificación podrá incorporar diferentes sistemas estructurales en cada dirección de análisis, en cuyo caso se conservarán los respectivos atributos en cada dirección. Controlará la altura máxima menor.

1.5.10 *Combinación de sistemas sismorresistentes en la misma dirección*

Se permitirá combinar sistemas en la misma dirección a lo alto de la estructura.

1.5.10.1 *Sistema con R mayor arriba*

Se utilizarán los respectivos parámetros R, C_d y Ω_r en cada sector. En la interfaz se utilizará el R menor.

1.5.10.2 *Sistema con R menor arriba*

Se utilizarán los parámetros R, C_d y Ω_r que corresponden al menor factor R en los dos sectores.

1.5.10.3 *Excepciones a 1.5.10.2*

Cuando se trate de un "penthouse" no más alto de 2 niveles y con peso inferior a 10% del peso de la estructura total en vibración libre los parámetros R, C_d y Ω_r se usará para diseño local y no afectarán al resto del edificio.

1.5.10.4 Articulaciones

Se permite utilizar articulaciones que no transmitan momentos flectores en elementos horizontales, verticales o inclinados en la estructura. Las articulaciones deberán tomarse en cuenta en el modelo estructural tri-dimensional para verificar la ausencia de mecanismos inestables en la estructura considerada como un todo.

1.5.11 Otros sistemas estructurales

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 esta sección. Sus atributos sismorresistentes estarán definidos y detallados en las normas respectivas.

Se permite utilizar sistemas estructurales listados en la tabla 12.2-1 del documento ASCE/SEI 7-10 siempre que se cumpla con todas las limitaciones derivadas del uso de esa tabla.

Comentario: La tabla 1-1 de este capítulo está parcialmente basada en la tabla 12.2-1 de ASCE/SEI 7-10 que tiene un listado más numeroso de sub-sistemas estructurales relacionados con los sistemas contemplados por NSE 3.

Los sistemas totalmente diferentes deberán ser exhaustivamente justificados en cuanto a los valores de los parámetros y en cuanto a la aplicabilidad para cada nivel de protección. Deberán ser explícitamente consignadas en los planos y en los documentos de proyecto las diferencias con sistemas establecidos y los criterios utilizados como fundamento.

TABLA 1-1
Coeficientes y factores para diseño de sistemas sismorresistentes

	SISTEMA ESTRUCTÚRAL (sección 1.5)	Sistema Constructivo Véase Secc1.5.8	R	Ω_r	C_d	Límite de altura en metros			
						Nivel de Protección			
						B	C	D	E
E1	SISTEMA DE MARCOS								
E1-A	Marcos tipo A								
	De concreto reforzado	NSE 7.1	8	3	5.5	SL	SL	SL	SL
	De acero estructural	NSE 7.5	8	3	5.5	SL	SL	SL	SL
E1-B	Marcos tipo B								
	De concreto reforzado	NSE 7.1	5	3	4.5	50	30	12	NP
	De acero estructural	NSE 7.5	4.5	3	4	50	30	12	NP
E1-C	Marcos tipo C								
	De concreto reforzado	NSE 7.1	3	3	3	30	NP	NP	NP
	De acero estructural	NSE 7.5	3.5	3	2.5	30	NP	NP	NP
E2	SISTEMA DE CAJON								
	Con muros estructurales								
	De concreto reforzado A	NSE 7.1	5	2.5	5	SL	75	50	30
	De concreto reforzado B	NSE 7-1	4	2.5	4	50	50	30	NP
	De concreto reforzado BD	1.5.8	5	2.5	3	30	30	15	12
	De mampostería reforzada A	NSE 7.4	4	2.5	3	30	30	20	15
	Paneles de Concreto prefabricado	NSE 7.3	4	3	3.5	30	30	15	12
	Con paneles de madera	NSE 7.6	6	3	4	20	20	15	20
E3	SISTEMA GENERAL								
	Con muros estructurales								
	De concreto reforzado A	NSE 7.1	6	2.5	5	SL	75	50	50
	De concreto reforzado B	NSE 7.1	5	2.5	4	SL	50	30	NP
	De mampostería reforzada A	NSE 7.4	5.5	3	3.5	SL	SL	50	50
	Paneles de concreto prefabricado	NSE 7.3	4.5	3	3.5	SL	30	30	20
	Marcos de acero arriostrado								
	Tipo A con riostras excéntricas	NSE 7.5	8	2	4	SL	50	50	30
	Tipo A con riostras concéntricas	NSE 7.5	6	2	5	SL	50	30	20
	Tipo B con riostras concéntricas	NSE 7.5	3.5	2	3.5	30	12	12	NP

TABLA 1-1 (continuación)
Coeficientes y factores para diseño de sistemas sismorresistentes

	SISTEMA ESTRUCTÚRAL (sección 1.5)	Sistema Constructivo Véase Secc1.5.8	R	Ω_r	C_d	Límite de altura en metros			
						Nivel de Protección			
						B	C	D	E
E4	SISTEMA DUAL								
	Marcos de concreto reforzado A								
	Con muros estructurales								
	De concreto reforzado A	NSE 7.1	7	2.5	5.5	SL	SL	SL	SL
	De mampostería reforzada A	NSE 7.4	5.5	3	5	SL	SL	SL	SL
	Marcos de acero tipo A								
	con riostras excéntricas	NSE 7.5	8	2.5	4	SL	SL	SL	SL
	con riostras concéntricas	NSE 7.5	7	2.5	5.5	SL	SL	SL	SL
	especiales								
E5	COLUMNAS VOLADIZAS o PÉNDULO INVERTIDO								
	De concreto reforzado Confinado	NSE 7.1	2.5	1.2	2.5	12	12	12	12
	De estructura de acero Con detalles sísmicos	NSE 7.5	2.5	1.2	2.5	12	12	12	12
	De estructura de madera	NSE 7.7	1.5	1.5	1.5	12	12	12	12
E6	OTRO TIPO								
	Clasificar como E5, o bien, consultar exclusiones en NSE 3.1, NSE 4, NSE 5 o NSE 6.								

Nota: SL = Sin límite, NP = No se permite

1.6 Parámetros para modelar respuesta sísmica de los sistemas estructurales

Las solicitaciones sísmicas para diseñar los elementos de las estructuras y limitar las derivas se calcularán con el auxilio de los factores y coeficientes empíricos que se definen en esta sección.

1.6.1 *Factor R*

El Factor Genérico de Reducción de Respuesta Sísmica (R) depende de las características genéricas del sistema estructural seleccionado por los diseñadores. Su valor numérico se especifica en la tabla 1-1.

1.6.2 *Factor Ω_r*

El Factor de Sobre-Resistencia, Ω_r, se usará para incrementar la resistencia elástica de ciertos componentes críticos de una estructura según se indica en las secciones 1.8.3.2 y 1.8.3.3. Su valor numérico para cada sistema estructural se especifica en la tabla 1-1.

1.6.3 *Factor C_d*

El Factor de Amplificación de Desplazamiento Post-elástico, C_d, se utilizará para estimar la máxima deriva elástica que puede incurrir una estructura a partir de la máxima deriva post-elástica admisible por especificación. Su valor numérico para cada sistema estructural se especifica en la tabla 1-1.

1.6.4 *Factor ρ*

El Factor de Redundancia, ρ, 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 1.9.

1.6.5 *Reporte de parámetros*

Para cada proyecto, el diseñador estructural incluirá en la memoria de diseño estructural el resumen de los parámetros de proyecto, de acuerdo con lo especificado en la sección 5.3 de la norma NSE 1.

1.7 Diafragmas de la estructura

1.7.1 *Rigidez de losas y estructuras horizontales*

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

1.7.2 *Diafragmas infinitamente rígidos*

Esta suposición podrá hacerse solamente si los pisos son losas de concreto de más de 90 mm de espesor o losetas (*"toppings"*) de concreto reforzado de más de 75 mm de espesor fundidas sobre lámina de metal o sobre prefabricados. La proporción del lado largo al lado corto del diafragma debe ser menor que 3.

1.7.3 *Diafragmas sin rigidez*

Los diafragmas se considerarán sin rigidez (e incapaces de transmitir fuerzas en su plano) si su distorsión en el plano del diafragma es igual o mayor a la deriva promedio de las estructuras sismorresistentes verticales, cuando el diafragma está sujeto a los cortantes que debería poder transferir. Se permitirá suponer que los enlaminados sin loseta y las cubiertas de madera son flexibles. Si se desea que estas cubiertas actúen como diafragma deberá demostrarse con cálculos.

1.8 Configuraciones estructurales regulares e irregulares

1.8.1 *Irregularidad en planta*

Las estructuras serán irregulares en planta si tienen una o más de las características enumeradas en la tabla 1-2, en cuyo caso deberán cumplir con las disposiciones especiales de la sección 1.8.3 señaladas en la misma tabla.

1.8.2 *Irregularidad en elevación*

Las estructuras serán irregulares en elevación si tienen una o más de las características enumeradas en la tabla 1-3, en cuyo caso deberán cumplir con las disposiciones especiales de la sección 1.8.3 señaladas en la misma tabla.

1.8.3 *Disposiciones especiales para condiciones irregulares*

1.8.3.1 *Prohibiciones en estructuras irregulares*

Para NDP E (Nivel de Protección E) no se permitirán irregularidades H1-B, V1-B, V5-A ni V5-B.

Para NDP D no se permitirá la irregularidad V5-B excepto que la edificación tenga menos de 9 metros sobre la base y además se aplique Ωr como en 1.8.3.2

1.8.3.2 *Pisos débiles – casos extremos*

La irregularidad tipo V5-B queda limitada a estructuras con NDP B, C. El piso que califica como "débil" **resistirá Ω_r veces** el cortante resultante del análisis.

1.8.3.3 *Elementos que sostienen muros discontinuos*

Las columnas, vigas, armaduras o losas que sostengan muros o marcos de estructuras con irregularidades H4 o V4 deberán diseñarse para **soportar Ω_r veces** los resultados del análisis. Aplica a todos los NdP.

1.8.3.4 *Incremento de fuerzas de diseño en diafragmas*

Las irregularidades H1-A, H1-B, H2, H3, H4 y V4 para NdP D, E requieren que se incrementen en 25% las fuerzas de diseño de las conexiones entre el diafragma y los muros o entre el diafragma y las columnas, y además las fuerzas de diseño de los elementos colectores de cortante dentro de los diafragmas. Si por otro requisito debe usarse el magnificador Ω_r, entonces no se requiere el incremento de **fuerza adicional de 25%.**

1.8.3.5 *Magnificación de torsión accidental*

Las irregularidades H1-A para NdP C, D, E y H1-B para NdP C, D requieren que se magnifique la componente accidental del giro en cada piso conforme se especifica en la sección 2.3.3. No se requiere aplicar la magnificación en cada piso si la excentricidad accidental se incluye en el análisis modal conforme se describe en la sección 3.2.3.

1.8.3.6 *Estructuras con ejes no paralelos*

La irregularidad tipo H5 requiere que la estructura se modele tridimensional sin importar su altura o número de pisos. A pesar de la irregularidad generada por ejes no paralelos, si la estructura tiene redundancia suficiente, aún podría cumplir con el inciso 1.9.2 caso 1.

Tabla 1-2
Características irregulares en planta [1]

Tipo de irregularidad	Descripción	Nivel de Protección al que aplica	Sección de referencia
H1-A	Giro mayor de diafragma: en la dirección de la carga lateral, la deriva en un extremo es mayor que 1.5 veces la deriva en el otro extremo	D, E	1.8.3.4 ● 1.10.5
		C, D, E	1.8.3.5 ● 1.10.5
		B, C, D, E	1.10.5
H1-B	Giro extremo del diafragma: en la dirección de la carga lateral, la deriva en un extremo es mayor que 2.3 veces la deriva en el otro extremo	E	1.8.3.1 ♦
		D	1.8.3.4 ● 1.10.5
		C, D	1.8.3.5 ● 1.10.5
		B, C, D	1.10.5
H2	Esquina entrante: al menos una esquina del diafragma está recortada más de 25% en la dirección de análisis	D, E	1.8.3.4 ● 1.10.5
H3	Diafragma discontinuo: 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	D, E	1.8.3.4 ● 1.10.5
H4	Desfase lateral: un muro o marco o columna se interrumpe y se reanuda total o parcialmente hacia un lado	D, E	1.8.3.4 ● 1.10.5
		B, C, D, E	1.8.3.3 Ω_r
		B, C, D, E	1.10.5
H5	Sistema no-paralelo: cuando hay uno o más marcos o muros que no son paralelos a los ejes principales de la estructura	D, E	1.10.5
		B, C, D, E	1.8.3.6
		B, C, D, E	4.2.4

1) La tabla no aplica a estructuras sin diafragma o con diafragma sin rigidez
♦ irregularidad prohibida para el NdP indicado
● precaución especial para el NdP indicado
Ω_r irregularidad requiere aplicar Ω_r para resolverla

Tabla 1-3
Características irregulares en elevación

Tipo de irregularidad	Descripción	Nivel de Protección al que aplica	Sección de referencia
V1 A	Piso suave: 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 – nota 1	D, E	1.10.5
V1 B	Piso suave – caso extremo: 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 – nota 1	D	1.10.5
		E	1.8.3.1 ♦
V2	Masa irregular verticalmente: el peso sísmico de un piso es mas del 150% del peso sísmico de cada piso adyacente	D, E	1.10.3 1.10.5
V3	Geometría vertical escalonada: la dimensión horizontal de la mitad o más de los marcos se reduce en más de 75%	D, E	1.10.5
V4	Discontinuidad en plano vertical: uno de los sistemas sismo-resistentes verticales sufre un desfase o reducción en capacidad o rigidez lateral	B, C, D, E	1.8.3.3 Ω_r
		D, E	1.8.3.4 ● 1.10.5
V5-A	Piso débil : la resistencia del piso es 80% o menos que la resistencia del piso superior – nota 2	D	1.10.5
		E	1.8.3.1 ♦
V5-B	Piso débil – caso extremo: la resistencia del piso es 65% o menos que la resistencia del piso superior – nota 2	D, E	1.8.3.1 ♦
		B, C	1.8.3.2 Ω_r 1.10.5

1) para verificar esta condición se puede hacer un análisis estático equivalente de ensayo y comparar las derivas unitarias en los pisos (para este chequeo no importa valor absoluto de las derivas): la rigidez lateral es directamente proporcional a las derivas unitarias elásticas – (derivas ver Sección 4.3)
2) para verificar esta condición en forma preliminar rápida se puede sumar, en la dirección de interés, las secciones de todos los elementos capaces de recolectar carga lateral y comparar los totales en los pisos verificados; en caso necesario se podrá detallar más el chequeo tomando en cuenta los refuerzos de cortante.

♦ irregularidad prohibida para el NdP indicado
● precaución especial para el NdP indicado
Ω_r irregularidad requiere aplicar Ω_r para resolverla

1.9 Redundancia estructural

1.9.1 *Redundancia potencialmente insuficiente*

A estructuras con NdP D y E se les aplicará un factor ρ = 1.3 en previsión de falta de redundancia. Estructuras con un NdP menor pueden diseñarse con ρ = 1.0.

1.9.2 *Comprobación de redundancia*

Si se comprueba que hay suficiente redundancia se permitirá que el factor ρ sea 1.0 para NdP D y E, lo que aplicará si se da al menos uno de estos dos casos:

1) 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 1-4.

2) Estructuras sin irregularidades tipo H que tengan al menos 2 tramos de marco en cada costado del perímetro, 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.

Comentario: el procedimiento indicado puede parecer intrincado; sin embargo se observará que cuando exista la condición 2, ésta será muy fácil de identificar.

Tabla 1-4
Requisitos para redundancia adecuada de cada piso que deba resistir más de 35% de V_B de diseño

Elemento sismorresistente	Requisito
Marco arriostrado	Pérdida de las riostras de un tramo no sobrecarga en más de 33% el total de los elementos restantes ni se genera problema H1-B
Marco a momento	Pérdida de momentos flectores en ambos extremos de 1 sola viga no sobrecarga en más de 33% el total de los elementos restantes del piso ni se genera problema H1-B
Muro o panel h/L>1.0 Nota 1	Pérdida de un muro o panel no debilita más de 33% el piso ni se genera problema H1-B (anular la rigidez lateral)
Muro o panel h/L≤1.0 Nota 1	Pérdida del 50% de la rigidez de análisis del muro o panel no sobrecarga en más de 33% el total de los elementos restantes del piso ni se genera problema H1-B. (Nota 2)
Columna voladiza	Pérdida de momento en base de una columna no sobrecarga en más de 33% el total de los elementos restantes del piso ni se genera problema H1-B
Otro	No hay requisito

1) En muros sin aberturas “h” es la altura piso a piso y “L” es la longitud horizontal. En muros con aberturas investigar los paneles junto a la abertura donde “h” es la altura de la abertura y “L” la distancia de la abertura al borde del muro.
2) En el análisis básico el muro tendrá una rigidez lateral disminuida por fracturación; deberá suponerse el 50% de esa rigidez disminuida.

1.9.3 *Casos a los que no aplica el factor ρ*

El factor no aplicará en los casos listados a continuación, donde ρ se tomará como 1.0.

1) estructuras con NdP B o C;
2) cálculos de derivas y efectos P-delta;
3) cálculos de componentes no-estructurales;
4) todos los componentes estructurales donde deba aplicarse el factor Ω_r (Ω_r y ρ no son acumulativos aunque Ω_r tiene precedencia). Esto no exime al resto de componentes estructurales de la posible aplicación de ρ>1.

1.10 Modelos estructurales

1.10.1 *General*

Las estructuras se analizarán con modelos matemáticos tridimensionales para determinar acciones en los elementos y desplazamientos estructurales causados por cargas externas, deformaciones auto-inducidas y deformaciones aplicadas. Los modelos deberán incluir la resistencia y la rigidez de todos los componentes relevantes.

Adicionalmente, 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 considerarán los efectos del tamaño finito de las juntas entre las vigas y sus soportes.

Los modelos matemáticos para acero estructural podrán considerar los efectos del tamaño finito de las juntas entre las vigas y sus soportes, siempre que incluyan su distorsión como contribución a las derivas laterales.

Los modelos tridimensionales tomarán en cuenta y serán compatibles con las suposiciones de rigidez de diafragmas del inciso 1.7.1, conforme a lineamientos en NSE 7.5.

Comentario: El apropiado tratamiento de la rigidez de los elementos es de la mayor importancia para evaluar las derivas de la edificación; una sobre-estimación de la rigidez conduce a una sub-estimación de las derivas y por tanto una sub-estimación del potencial de daño secundario o colateral en la eventualidad del sismo. En el caso contrario, una sobre-estimación de la flexibilidad tiene menos impacto sobre la estimación de fuerzas internas que son proporcionales a las rigideces relativas y no a las absolutas y porque las fuerzas sísmicas internas están intencionalmente controladas por formulaciones empíricas que salvaguardan que los resultados sean accidentalmente (o intencionalmente) menores de lo debido. De hecho, cuando los cortantes basales pronosticados por el modelo matemático sean mayores que los estimados empíricos, lo probable es que haya un error en el modelo; el analista debe estar atento a esta eventualidad. Finalmente, es importante tomar en cuenta el tamaño finito de las uniones viga-columna ya que este es un reductor confiable de los estimados de derivas laterales.

1.10.2 *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.

1.10.3 *Peso sísmico efectivo W_s*

El peso W_s incluirá como mínimo la carga muerta total de la edificación y el 25% de la carga viva que no califica como reducible. Podrá no incluirse el 25% de las cargas vivas en estacionamientos, aunque sean no-reducibles. Se deberán incluir otras cargas vivas que estén rígidamente ancladas a la estructura.

1.10.4 *Base de la estructura*

Es el nivel al cual se supone que los movimientos horizontales del suelo producidos por un sismo se imparten a la edificación. En estructuras con sótanos la "base" puede no ser la misma que el nivel donde se apoyan las columnas. 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 para obtener una envolvente de estimaciones.

Comentario: en estructuras con sótanos es frecuente suponer que la base está a la altura del piso del primer sótano (o aún más alta) .para los estimados empíricos de cortante basal y suponer soportes flexibles hacia abajo en los sótanos para no sub-estimar las acciones de volteo. Decidir la localización de la base de la estructura es un proceso parcialmente subjetivo.

1.10.5 *Procedimientos para el análisis sísmico*

Podrá utilizarse un análisis sísmico con fuerzas estáticas equivalentes en los siguientes casos:

- para analizar estructuras con nivel de protección B o C
- edificios ordinarios y utilitarios de hasta 3 niveles sobre la base.
- estructuras sin ninguna irregularidad en planta o en elevación conforme a las tablas 1-2 y 1-3, y que no excedan 50 m de altura sobre la base.
- Estructuras que no excedan 30 m aunque tengan irregularidades, siempre que no sean de tipo H1 o V1. Tampoco V2 o V3 cuando los cambios de referencia sean incrementales hacia arriba.

En los demás casos deberá utilizarse un análisis de respuesta modal espectral, descrito en el capítulo 3 de NSE 3. Si se cuenta con acelerogramas apropiados, podrán acometerse análisis paso-a-paso de respuesta dinámica lineal o no-lineal (capítulos 1 ó 2 de NSE 3.2). En general, se permitirá la utilización de estos métodos de análisis para cualquier caso.

Los cortantes basales estáticos equivalentes se calcularán en todos los casos ya que sirven de referentes de calibración para las fuerzas de diseño y para las derivas aunque no se utilice el análisis estático para obtener los resultados.

El análisis estático no-lineal de carga incremental *("pushover"*) puede utilizarse en todos los casos como referente y para identificar puntos de problema, aunque por el momento no se utilice como método independiente de análisis.

2 MÉTODO DE LA CARGA SÍSMICA ESTÁTICA EQUIVALENTE

2.1 Definición

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 NSE 2, la masa "efectiva" de la edificación, las propiedades elásticas de la estructura y el cálculo empírico del período fundamental de vibración de la edificación, según lo definido en este capítulo.

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: La razón de tener que recurrir siempre al método estático equivalente es que no hay certeza de que los modelos analíticos de la estructura desnuda de una edificación 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 el calibrador empírico para obtener resultados eficaces.

2.1.1 *Cortante basal al límite de cedencia*

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 de la estructura o simplemente Cortante Basal Estático a Cedencia (V_B):

$$V_B = C_s W_s \qquad (2\text{-}1)$$

donde

W_s es la parte del peso de la edificación definida en la sección 1.10.3

C_s es el coeficiente sísmico de diseño definido en la sección 2.1.2

2.1.2 *Coeficiente sísmico al límite de cedencia C_s*

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

$$C_s = \frac{S_a(T)}{R} \quad \text{.....(2-2)}$$

donde

S_a (T) es la demanda sísmica de diseño para una estructura con período T obtenida del espectro de diseño símico establecido para el sitio en la sección 4.3.4 de la norma NSE 2; **y calibrado según la probabilidad de ocurrencia requerida**

R es el factor de reducción que se obtiene en la sección 1.6.1 de esta norma

T es el período fundamental de vibración de la estructura según 2.1.4 o 2.1.5

Comentario: Obsérvese que en la ecuación 2-2 no está explícito el tradicional factor de importancia. El factor de importancia queda implícito al seleccionar la probabilidad de ocurrencia de Sa(T).

2.1.2.1 *Valores mínimos de C_s*

Se verificará que C_s de la ecuación 2-2 cumpla con lo siguiente

$$C_s \geq 0.044\ S_{cd} \quad \text{.....(2-2 a)}$$

$$C_s \geq 0.5\ S_{1r} / R \quad \text{.....(2-2 b)}$$

2.1.3 *Caso especial – permite reducción de espectro*

Si el período fundamental T calculado conforme a la sección 2.1.4 es igual o menor que 0.50 s y si la estructura tiene 5 niveles o menos sobre la base y solamente si califica como regular en planta y en elevación conforme al capítulo 1 de esta norma, entonces se permitirá volver a la sección 4.3.4 de la Norma NSE 2 y re-calcular la meseta del espectro $S_a(T)$ con base en S_{cr} = 1.5 en aquellos casos en que S_{cr} exceda 1.5.

2.1.4 *Período de vibración empírico T_a*

2.1.4.1 El periodo fundamental de vibración de una edificación se estimará en forma empírica y genérica como

$$T_a = K_T\,(h_n)^x \quad \text{.....(2-3)}$$

donde

h_n es la altura total del edificio, en m, desde la base definida en la sección 1.10.4,

y según el sistema estructural se dan los siguientes 5 casos de la ecuación 2-3

(a) $K_T = 0.049$, x=0.75 para sistemas estructurales E1, E3, E4 o E5;

(b) $K_T = 0.047$, x=0.90 solamente para sistemas estructurales E2 de concreto reforzado que sean abiertos o con fachadas de vidrio o paneles livianos y pocas particiones rígidas[1];

(c) $K_T = 0.047$, x=0.85 para sistemas E2 de concreto reforzado con fachadas rígidas[2] o que no cumplan con el párrafo anterior;

(d) $K_T = 0.072$, x=0.80 solamente para sistemas estructurales E2 de acero que sean abiertos o con fachadas de vidrio o paneles livianos y pocas particiones rígidas[3];

(e) $K_T = 0.072$, x=0.75 para sistemas E2 de acero rigidizados[4].

2.1.4.2 Para sistemas estructurales E1, E3 o E4, el período aproximado puede electivamente calcularse como

$$T_a = \frac{0.0019}{\sqrt{Cw}}\; h_n^{0.85} \qquad \text{(2-4 a)}$$

$$C_w = \frac{9.30}{A_B}\sum_{i=1}^{x}\left(\frac{h_n}{h_i}\right)^2 \frac{A_i}{\left[1+0.83\left(\frac{h_i}{D_i}\right)^2\right]} \qquad \text{(2-4 b)}$$

$$T_{a\ (\text{ecuación 2-3 a})} \le T_a \le T_{a\ (\text{ecuación 2-3 c})} \qquad \text{(2-4 c)}$$

donde

h_n altura de la estructura sobre la base

x número de muros estructurales en la dirección de análisis

h_i altura total del muro "i" sobre la base

---

[1] 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^2 levantado por m^2 de área bruta de piso; si hay sillares de altura parcial no estarán en el plano de los soporte.

[2] 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.

[3] Igual a nota 1.

[4] El calificativo "rigidizado" incluye la presencia de riostras estructurales o casos en que no se cumpla la nota 1.

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

2.1.5 *Cálculo del período de vibración mediante fórmula analítica*

El período fundamental de vibración T_F, en cada dirección de análisis, se podrá electivamente calcular con un método analítico debidamente sustentado.

Un método apropiado es el de Rayleigh dado por

$$T_F = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(W_i u_i^2)}{g\sum_{i=1}^{n}(F_i u_i)}} \qquad (2\text{-}5)$$

donde:
W_i peso sísmico efectivo del nivel "i"
u_i desplazamiento lateral 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^2 **)**

2.1.6 *Selección del período T para usar en el diseño estructural*

Los períodos T que se utilizarán con el método estático equivalente en la ecuación 2-2 en cada dirección de análisis podrán ser:

- directamente los períodos empíricos T_a calculados con la sección 2.1.4.1;
- para sistemas estructurales E1, E3 o E4 con muros de concreto reforzado o mampostería reforzada podrá recurrirse al período T_a obtenido con la sección 2.1.4.2;
- los períodos analíticos T_F calculados con la sección 2.1.5 limitados conforme a la ecuación 2-6

$$T = T_F \leq 1.4 * T_a \qquad (2\text{-}6)$$

2.2 Distribución vertical de las fuerzas sísmicas

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

$$F_x = C_{vx} V_B \qquad (2\text{-}7)$$

donde

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^{n} (W_i h_i^k)} \qquad (2\text{-}8)$$

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;
$k = 1$, para $T \leq 0.5$ s
$k = 0.75 + 0.5\,T_s$, para $0.5 < T \leq 2.5$ s
$k = 2$, para $T > 2.5$ s

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*

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". El diseñador estructural tomará en cuenta las rigideces finitas del diafragma en el análisis, excepto que pueda justificar el empleo de un modelo analítico de diafragma infinitamente rígido demostrando que los diafragmas son considerablemente más rígidos que los marcos estructurales.

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 casos de diafragmas flexibles las fuerzas inerciales se aplicarán según la posición de las masas que las generan.

2.3.2 *Excentricidad accidental*

Cuando los diafragmas son rígidos se deberá considerar además una excentricidad accidental adicional a la excentricidad inherente que se determinará de la siguiente forma:

(a) 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_x) multiplicada por una excentricidad accidental igual al 5% de la dimensión del nivel. La dimensión será la que es perpendicular a las fuerzas consideradas;

(b) Las fuerzas que estuvieran aplicadas en direcciones arbitrarias se descompondrán en las direcciones de análisis y se aplicarán las excentricidades correspondientes en cada dirección.

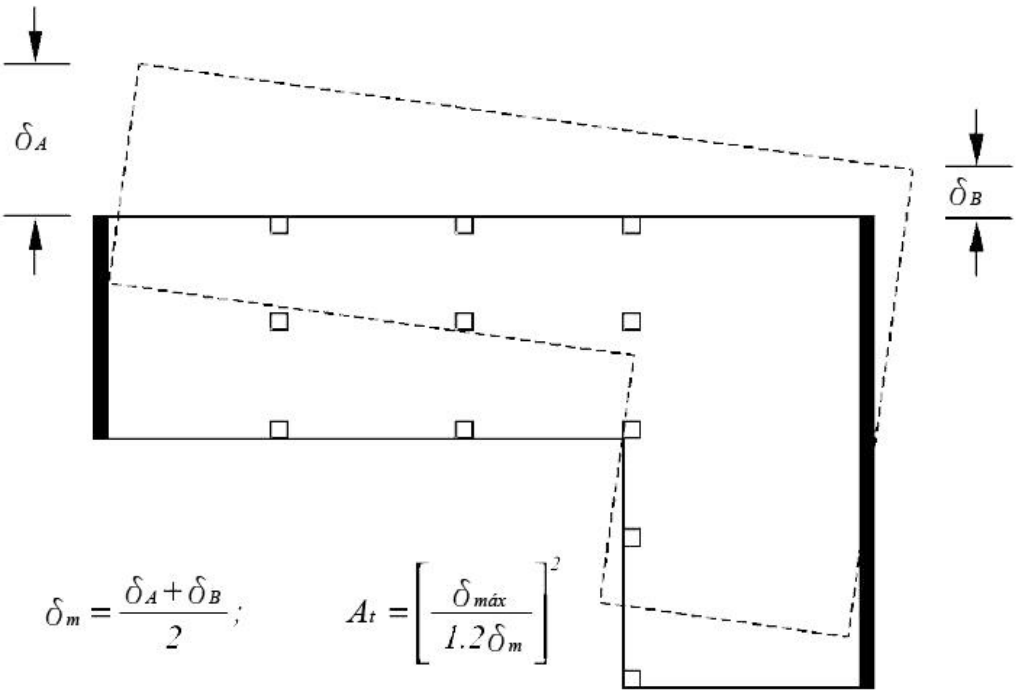
2.3.3 *Amplificación dinámica*

En estructuras con Nivel de Protección C y mayor, y que además tengan Irregularidad en Planta H1-A y H1-B, definidas en la tabla 1-4, se amplificará el giro torsional accidental que se aplica a cada nivel de la estructura. El factor de amplificación es

$$A_t = \left[\frac{\delta_{máx}}{1.2\delta_m}\right]^2 , \quad \text{tal que } 1.0 \le A_t \le 3.0 \qquad (2\text{-}9)$$

Los términos anteriores se ilustran en la figura 2-1.

Figura 2-1
Factor de amplificación torsional sísmica



La excentricidad accidental de giro incrementará de 0.05 a 0.05 * A_t

2.3.4 Dirección de las fuerzas estáticas equivalentes

Las fuerzas se aplicarán conforme se indica en las secciones 4.1 y 4.2 de esta norma.

2.4 Volteo

Toda edificación se diseñará para resistir los efectos de volteo causado por las fuerzas sísmicas especificadas en la sección 2.3.

2.5 Cálculo de desplazamientos laterales provocados por sismo

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. En esta sección se especifica la forma de calcular las derivas al límite de cedencia cuando se utiliza el método estático equivalente.

2.5.1 *Espectro para calcular los desplazamientos*

Los desplazamientos laterales se calcularán con base en un análisis lineal elástico de la estructura sujeta al coeficiente C_s de la ecuación 2-2. Aplicar 2.1.2 o 2.1.3 según el caso.

En el espectro de diseño $S_a(T)$ puede obviarse la aplicación de la ecuación 2-2 a.

2.5.2 *Período a utilizar en el espectro*

Se puede utilizar el período T_F de la ecuación 2-5 sin aplicar la limitación especificada en la ecuación 2-6.

2.5.3 *Desplazamientos al límite de cedencia*

Los desplazamientos $\boldsymbol{\delta_{cX\,i}}$ y $\boldsymbol{\delta_{cY\,i}}$ se calcularán para todos los nodos "i" del modelo estructural planteado conforme a la sección 1.10 sujeto a las solicitaciones en X y en Y derivadas del espectro de la sección 2.5.1.

Éstos son los desplazamientos que se compararán en el capítulo 4 con límites permisibles de deformación lateral. En caso que estos desplazamientos no satisfagan los requerimientos se hará otra iteración de análisis desde el capítulo 1.

2.5.4 *Efectos P-delta*

Los desplazamientos laterales calculadas 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 4.4 de esta norma.

3 MÉTODO DE ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Los símbolos usados en 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

Este método tiene aplicación general, tanto para las estructuras que deben analizarse por métodos dinámicos conforme al capitulo 1, como para aquellas que pudieran analizarse conforme al capitulo 2.

3.2 Análisis estructural

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

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 enumeradas en la sección 1.10.

3.2.2 *Modelo estructural*

Para la aplicación del método de análisis modal, se recurrirá a una herramienta de análisis que tenga una capacidad total de modelar en 3 dimensiones.

Comentario: 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 simplificadlas en los casos en que se permiten diseños simplificados, lo que se describe en la NSE correspondiente.

3.2.3 *Masa de análisis*

La masa total de análisis será la que corresponde al peso sísmico efectivo especificado en la sección 1.10.3.

El analista deberá decidir a qué nodos del modelo estructural se les distribuirá la masa de análisis. En primera instancia se podrá distribuir entre 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. El diseñador estructural deberá decidir en qué casos es apropiado distribuir la masa entre todos los nodos con grados de libertad horizontales.

Asimismo, en primera instancia se podrán obviar los modos de vibración verticales. Sin embargo, el diseñador estructural decidirá en qué casos es apropiado asignar masa a grados de libertad verticales.

Comentario: en estas normas se aplica a las estructuras una componente vertical de sismo 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. El análisis de modos de vibración vertical puede hacerse necesario para evaluar vibraciones ambientales y de tráfico en estructuras de grandes claros.

3.2.4 *Excentricidades*

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.

Cuando se utiliza el método de análisis modal no es necesario considerar la amplificación definida en la sección 2.3.3.

3.2.5 *Metodologías de análisis modal*

Los valores característicos y vectores característicos de la estructura que resultan del análisis modal son los períodos de vibración (valores T_m) y las formas geométricas de vibración (vectores $\phi_{i,m}$). Son propios de la estructura y dependen únicamente de su configuración, rigidez y masa. Se utilizarán procedimientos de análisis bien establecidos en ingeniería estructural.

Comentario: los métodos de Ritz o de eigenvalores son los más frecuentemente utilizados.

3.3 Respuesta modal – Primera iteración

3.3.1 *Espectro sísmico para diseño*

El espectro para diseño será el obtenido con la sección 4.3.4.2 de NSE 2;

3.3.2 *Coeficientes sísmicos*

El coeficiente de diseño sísmico, C_{sm}, para cada modo de vibración se calculará mediante

$$C_{sm} = \frac{S_a(T_m)}{R} \qquad (3\text{-}1)$$

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 símico será el establecido para el sitio en la sección 4.3.4 de la norma NSE 2; **y calibrado según la probabilidad de ocurrencia seleccionada o requerida**

R es el factor de reducción de respuesta sísmica de la tabla 1-1 de esta norma

C_{sm} es el coeficiente sísmico a cedencia, también llamado coeficiente sísmico de diseño para el modo "m"

Comentario: Nótese que el tradicional factor de importancia queda implícito en la selección de espectro según la sección 4.3.4.1 de NSE 2

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

$$M\,\beta_m = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n} M_i \phi_{i,m}\right)^2}{\sum_{i=1}^{n} M_i \left(\phi_{i,m}\right)^2} \qquad (3\text{-}2)$$

$$V_{Bm} = C_{Sm}\, M\, \beta_m\, g \qquad (3\text{-}3)$$

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 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^2

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 aseguren 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 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 primera iteración.

3.3.6 *Calibración del análisis modal*

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 calibrarlos.

Los calibradores serán los cortantes estáticos V_{EX} y V_{EY} calculados con las ecuaciones 2-1 y 2-2 con los períodos T obtenidos en la ecuación 2-6.

Los cortantes basales dinámicos de diseño serán

$$V_{DX} = \max(0.85\, V_{EX}, V_{1X}) \qquad (3\text{-}4\ a)$$

$$V_{DY} = \max(0.85\, V_{EY}, V_{1Y}) \qquad (3\text{-}4\ b)$$

Todos los resultados del análisis modal, se multiplicarán por los factores V_{DX}/V_{1X} y V_{DY}/V_{1Y} y se utilizarán para integrar las solicitaciones sísmicas de diseño. En adelante se hará referencia a "resultados calibrados" del análisis modal.

Comentario: Lo práctico para el diseñador estructural será incorporar los factores V_D/V_1 a la ecuación 3-1 en las direcciones X y Y y correr el análisis nuevamente. Al modificar progresivamente sus modelos estructurales, el analista tendrá que recalibrar progresivamente sus resultados ya que al modificar la estructura, se modifican los períodos de vibración resultantes.

3.4 Resultados modales y su combinación

Todas las acciones y fuerzas internas en los elementos de la estructura (flexiones, cortes, torsiones y cargas axiales), las reacciones externas y las deformaciones serán calculadas independientemente para los N modos de vibración considerados.

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

Comentario: el método CQC o sus variantes resuelven con mayor eficacia que el SRSS 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

Los límites máximos de las derivas laterales de la estructura cuando ésta está sujeta al sismo de diseño se especifican en el capítulo 4.

En esta sección se especifica la forma de calcular esas derivas al límite de cedencia cuando se utiliza el método de análisis modal.

3.5.1 *Desplazamientos modales combinados calibrados*

Los desplazamientos dinámicos, laterales, ya combinados para sismo en cada dirección ortogonal (vectores $\delta_{1X\ i}$ y $\delta_{1Y\ i}$) resultantes de la iteración inicial no deberán utilizarse para medir desplazamientos sin antes calibrarlos. Los cortantes basales correspondientes a esta condición son V_{1X} y V_{1Y} de la sección 3.3.6.

Los calibradores serán cortantes estáticos V_{EEX} y V_{EEY} calculados con las Ecuaciones 2-1 y 2-2, con los mismos períodos T utilizados para calibrar las fuerzas en la sección 3.3.6 pero sin aplicar los limitantes de la Ecuación 2-6. En el espectro $S_a(T)$ puede electivamente obviarse la aplicación de la ecuación 2-2 a.

Los factores de corrección de los desplazamientos son

$$FD_X = \max (0.85\ V_{EEX} / V_{1X},\ 1) \qquad (3\text{-}5\ a)$$

$$FD_Y = \max (0.85\ V_{EEY} / V_{1Y},\ 1) \qquad (3\text{-}5\ b)$$

Los "desplazamientos calibrados" al límite de cedencia correspondientes a los nodos "i" del modelo estructural son

$$\delta_{CX\ i} = FD_X * \delta_{1X\ I} \qquad (3\text{-}6\ a)$$

$$\delta_{CY\ i} = FD_Y * \delta_{1Y\ I} \qquad (3\text{-}6\ b)$$

Éstos son los desplazamientos que se compararán en el capítulo 4 con límites permisibles de deformación lateral. En caso que estos desplazamientos no satisfagan los requerimientos se hará otra iteración de análisis desde el capítulo 1.

3.5.2 *Efectos P-delta*

Los desplazamientos laterales calculadas 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 4.4 de esta norma.

4 CARGAS SÍSMICAS Y DERIVAS LATERALES

4.1 Demandas sísmicas

4.1.1 *Aplicación*

Todos los elementos 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 puntualice otra cosa.

Las demandas sísmicas son las cargas axiales, cortantes y flexionantes 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.

4.1.2 *Demandas sísmicas*

Para utilizar en las combinaciones CR4 y CR5 de la sección 8.2.2 de NSE 2 o bien CS4 y CS5 de la sección 8.3.2 de NSE 2 se tiene lo siguiente:

4.1.2.1 *Efectos de demandas sísmicas horizontales*

Los efectos axiales, cortantes y flexionantes derivados de demandas sísmicas horizontales se denotarán genéricamente como

$$S_h = \rho\, Q_h \qquad (4\text{-}1)$$

Donde

P es el factor de redundancia definido en la sección 1.6.4 y

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 4.3.4 de NSE 2

Comentario: en gran número de casos el factor ρ 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.

4.1.2.2 *Efectos de demandas sísmicas verticales*

Los efectos axiales, cortantes y flexionantes derivados de demandas sísmicas horizontales se obtendrán de

$$S_v = 0.15\ S_{cd}\ M \qquad (4\text{-}2)$$

donde

S_{cd} es la ordenada espectral de período corto, ecuación 4-4, sección 4.3.4 de 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: para efectos prácticos, el resultado de la ecuación 4-2 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+0.15=1.35 y en la combinación CR5 será 0.9 – 0.15 = 0.75 y el analista ya no tendría que ocuparse de añadir explícitamente S_v a sus combinaciones.

4.1.3 *Aplicación de factor de sobre-resistencia*

En los casos que así se requiere en la sección 1.8.3 de esta norma, por medio de las tablas 1-2 y 1-3, se aplicará un factor de sobre-resistencia Ω_r tal que

$$S_h = \Omega_r\ Q_h \qquad (4\text{-}3)$$

donde

Ω_r es el factor de sobre-resistencia definido en la sección 1.6.2 y

Q_h representa las acciones o esfuerzos derivados de las componentes horizontales de la demanda sísmica

El factor Ω_r sobresee al factor ρ. No se requiere que se apliquen simultáneamente.

No se requiere que el factor Ω_r se aplique a las acciones derivadas de la componente vertical de la demanda sísmica.

Comentario: Si bien Ω_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 *Criterio*

La dirección de aplicación del sismo será la que genere los resultados más desfavorables, aunque se aceptará lo siguiente:

4.2.2 *Nivel de Protección B*

Se permite hacer el análisis aplicando el sismo de diseño en dos direcciones ortogonales independientes entre sí. No se requiere considerar ninguna interacción entre ambas direcciones.

4.2.3 *Nivel de Protección C, D y E*

Se hará el análisis como se indica en la sección 4.2.2. Se utilizarán dos combinaciones de carga para diseñar los elementos de la estructura: 100% en una dirección concurrente con 30% en la dirección ortogonal y la combinación complementaria.

4.2.4 *Estructuras con irregularidad en planta H5*

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 4.2.2 o 4.2.3 (según lo requiera el NdP).

Si el ángulo entre ejes sub-paralelos es mayor que 15 grados se aplicará el sismo de diseño en las cuatro direcciones que resultan. Se aplicará 4.2.2 o 4.2.3 (según lo requiera el NdP).

En el caso de ejes en estrella, el analista aplicará el criterio en cada dirección de análisis.

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 30 grados o más).

4.3 Derivas laterales admisibles

4.3.1 *Definiciones*

Deriva de piso Δ_{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"

Deriva nodal Δ_{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.

Desplazamiento nodal horizontal $\delta_{Ck\ i}$: es la deformación horizontal de cedencia del nodo "i" en el nivel "k" medida desde la base de la estructura.

Nivel "k": es el "k" diafragma contado sobre la base de la estructura que es el Nivel cero

Piso "k": es el espacio de altura hp_k entre el nivel "k" y el nivel "k– 1".

h_k**:** es la altura del nivel "k" sobre la base

$hp_k = h_k - h_{k-1}$**:** altura del piso "k"

Base de la estructura: es el nivel definido en la sección 1.10.4. En este contexto es el Nivel cero.

4.3.2 *Progresión de desplazamientos y derivas*

En estas normas se consideran dos etapas progresivas para desplazamientos laterales y sus derivas.

La primera etapa es la deformación elástica, al límite de cedencia de la estructura, causada por el sismo de diseño dividido por R. Se la denomina **deformación al límite de cedencia** y se denota con el símbolo δ_C. Es la deformación calculada en la sección 2.5.3 cuando se usa fuerza estática equivalente o bien la deformación calculada en la sección 3.5.1 cuando se usa análisis espectral modal.

La segunda etapa es la **deformación última,** que se denota con el símbolo **δU** que representa la deformación de la estructura después de haber excursionado al rango post-elástico. Se calcula empíricamente con la expresión

$$\delta_U = C_d\ \delta_C \qquad (4\text{-}4)$$

donde

C_d es el coeficiente de amplificación de deformación lateral que se obtiene de la Tabla 1-1, capítulo 1 de NSE 3

Para control de desplazamientos laterales interesan las **derivas (Δ)**, definidas como la diferencia entre el desplazamiento de un nodo del diafragma k y el correspondiente nodo en el diafragma k-1.

4.3.3 *Derivas últimas máximas tolerables*

Las derivas últimas Δ_U máximas son los referentes para establecer las **"derivas laterales admisibles"** conforme a la tabla 4-1

Tabla 4-1
Derivas últimas Δ_U máximas tolerables

Estructura	Clasificación de obra		
	ordinaria	importante	esencial
Edificaciones de mampostería reforzada hasta 4 niveles	$0.007h_p$	$0.007h_p$	$0.007h_p$
Edificaciones hasta la altura permitida sin ascensor	$0.025h_p$	$0.025h_p$	$0.020h_p$
Edificaciones en general	**$0.020h_p$**	**$0.020h_p$**	**$0.015h_p$**
h_p es la altura del piso para el que se calcula la deriva.			

Comentario: nótese que 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 4-1, capítulo 4 de NSE 2); sin embargo la obra esencial tiene limitaciones de deriva más severas

4.3.4 *Valores máximos de Δ_C y δ_C*

Se iterará el proceso de análisis hasta que

$$\Delta_{CP} \leq \Delta_U / C_d \qquad (4\text{-}5)$$

donde

Δ_{CP} es la deriva de piso y la ecuación 4-5 deberá cumplirse para todos los pisos de la estructura

En rigor, Δ_{CP} es la deriva medida entre centros de masa superior e inferior del piso. Por simplicidad se permite que Δ_{CP} se calcule como el promedio de las derivas extremas en la dirección de análisis.

La deriva mayor del piso no será mayor que **1.2 Δ_{CP}**, de lo contrario, habrá que reducir **Δ_{CP}** hasta que **$\Delta_{máx} \leq 1.2\ (\Delta_U / C_d)$**.

4.3.5 *Marcos a momento con Nivel de Protección D y E*

Para sistemas estructurales E1 los cuales tienen únicamente marcos a momento

$$\Delta_{CP} \leq \Delta_U / (\rho\ C_d) \qquad \textbf{(4-6)}$$

donde
ρ está definido en la sección 1.6.4.

4.4 Efecto P-delta

Los efectos P-delta son efectos incrementales de segundo orden que pueden ser significativos en estructuras muy esbeltas. En general, es preferible si la estructura no requiere la aplicación de esta sección.

4.4.1 *Coeficiente de inestabilidad*

La verificación de efectos P-delta se basará en el Coeficiente de Inestabilidad (Θ) definido como

$$\Theta = \frac{P_x \Delta_{CX}}{V_x h_{pX}} \qquad (4\text{-}7)$$

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"
Δ_{CX} es la deriva elástica a cedencia del nivel "x" definida en las secciones 4.3.4 y 4.3.5
h_{px} altura del piso "x"

4.4.2 *Valor máximo del coeficiente*

En ningún caso el coeficiente de inestabilidad excederá la ecuación 4-8. Los sistemas estructurales donde $C_d > 5$ son los más propensos a exceder el coeficiente de inestabilidad. Si la ecuación 4-8 es excedida deberá replantearse la estructura para reducir el coeficiente de inestabilidad.

$$\Theta \leq \Theta_{máx} = \frac{0.5}{\beta_X \, C_d} \leq 0.25 \qquad (4\text{-}8)$$

donde

β_X es la relación entre la demanda cortante y la capacidad cortante en el piso inmediatamente debajo del nivel "x"

β_X puede tomarse conservadoramente como 1.0 suponiendo que los elementos tienen una resistencia adecuada.

4.4.3 *Condición para obviar verificación P-delta*

Si $\Theta \leq 0.10$ no es necesario introducir efectos incrementales ni considerar otros detalles de esta sección.

Comentario: no obstante la excepción anterior, si $\Theta_{máx} < \Theta < 0.10$ la estructura debe replantearse; el hecho que $\Theta_{máx} < 0.10$ no debe interpretarse como una excepción a la ecuación 4-8.

4.4.4 *Incrementos de desplazamientos laterales debidos a efectos P-delta*

Cuando el coeficiente de inestabilidad excede 0.10 sin exceder $\Theta_{máx}$ los efectos incrementales en desplazamientos, cortes y momentos deberán determinarse por medio de un análisis apropiado.

Sin embargo se permite simplemente multiplicar los desplazamientos laterales, los cortes y los momentos por el factor [1.0 / (1 – Θ)] y utilizar los nuevos valores en el diseño de los elementos y en la limitación de derivas laterales.

4.5 Separaciones estructurales

4.5.1 *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 de ambas estructuras. La distancia combinada de separación debe ser al menos

$$\delta_M = RCSC\,(\delta_{1\,max}, \delta_{2\,max})$$

donde

RCSC es "raiz cuadrada de suma de cuadrados" y $\delta_{1\,max}$, $\delta_{2\,max}$ son los desplazamientos a cedencia de las estructuras que deben separarse

4.5.2 *Separaciones hacia el lindero de propiedad*

Hacia los linderos se dejará una separación (C_d δ_C) correspondiente al desplazamiento total de lo edificado junto al lindero.

Por aspectos prácticos se podrá dejar un piso de altura edificado a rostro con el lindero.

CON EL APOYO DE:

VICEPRESIDENCIA DE GUATEMALA

CONRED

INSIVUMEH

GFDRR