

NORMA TÉCNICA COMPLEMENTARIA PARA EL DISEÑO POR SISMO

DEFINICIONES	4
NOTACIÓN	9
1. CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO	14
1.1 Propósitos y alcances	14
1.2 Requisitos generales	19
1.3 Zonas	24
1.4 Clasificación de las estructuras	25
1.5 Acciones sísmicas de diseño	25
1.6 Reducción de las fuerzas sísmicas	25
1.7 Revisión de los desplazamientos laterales.....	26
1.8 Separación de edificios colindantes.....	27
2. TIPOS DE ANÁLISIS Y EFECTOS ESPECÍFICOS A CONSIDERAR.....	29
2.1 Métodos de análisis sísmico	29
2.2 Irregularidad estructural.....	30
2.3 Efectos de torsión.....	30
2.4 Efectos de segundo orden.....	32
2.5 Efectos bidireccionales	32
2.6 Efectos de la interacción suelo-estructura	33
2.7 Comportamiento asimétrico en elevación	33
2.8 Flexibilidad en el plano de los diafragmas de piso.....	34
2.9 Cargas sísmicas durante la construcción.....	35
3. ESPECTROS PARA EL DISEÑO SÍSMICO	36
3.1 Espectros de diseño para el análisis dinámico modal y análisis estático.....	36
3.2 Factores de reducción de las ordenadas espectrales.....	40
3.3 Factor de sobre-resistencia	42
4. FACTORES DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y DISTORSIONES PERMISIBLES ; <small>Error! Marcador no definido.</small>	44
4.1 Alcances.....	44
4.2 Reglas generales.....	44
4.3 Valores de Q y de distorsiones límite	47
5. ESTRUCTURAS IRREGULARES.....	61
5.1 Alcance	61
5.2 Irregularidades en planta	61
5.3 Irregularidades en elevación.....	65
5.4 Correcciones para estructuras irregulares.....	68
5.5 Correcciones para estructuras fuertemente irregulares por torsión	69
5.6 Correcciones para estructuras fuertemente irregulares en elevación.....	70
5.7 Corrección por concentraciones de sismo resistencia.....	72
5.8 Otras irregularidades.....	72
6. ANÁLISIS ESTÁTICO	74
6.1 Alcances.....	74
6.2 Requisitos de aplicación	74
6.3 Determinación de las fuerzas laterales de diseño.....	74
6.4 Reducción de las fuerzas laterales en función del período fundamental	75

6.5	Análisis estático no lineal	75
7.	ANÁLISIS DINÁMICO	79
7.1	Alcances.....	79
7.2	Análisis dinámico modal espectral.....	79
7.3	Análisis dinámico modal paso a paso.....	80
7.4	Análisis dinámico no lineal paso a paso.....	80
7.5	Cortante basal mínimo.....	90
7.6	Péndulos invertidos	90
8.	ACELERACIONES DE PISO, FUERZAS EN DIAFRAGMAS, CONTENIDOS Y ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	91
8.1	Criterios Generales.....	91
8.2	Aceleraciones de piso.....	92
8.3	Fuerzas de diseño para diafragmas de piso.....	95
8.4	Respuesta sísmica de contenidos y elementos no estructurales	96
8.5	Elementos arquitectónicos	98
8.6	Requisitos adicionales	98
9.	INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.....	99
9.1	General.....	99
9.2	Interacción cinemática	99
9.3	Interacción inercial.....	99
9.4	Modelos numéricos.....	114
10.	ESTRUCTURAS EXISTENTES	116
11.	METODOLOGÍAS DE DISEÑO BASADAS EN EL CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS	116
12.	SISTEMAS ESTRUCTURALES CON DISIPADORES DE ENERGÍA.....	117
12.1	General	117
12.2	Análisis	126
13.	SISTEMAS ESTRUCTURALES CON AISLAMIENTO SÍSMICO.....	131
13.1	General.....	131
13.2	Análisis	142
14.	EVALUACIÓN BASADA EN DESEMPEÑO	148
14.1	General.....	148
14.2	Metodología.....	149
15.	ANÁLISIS Y DISEÑO DE OTRAS CONSTRUCCIONES	154
16.	INSTRUMENTACIÓN	154
	APÉNDICE A. DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO PARA UN SITIO ESPECÍFICO	154
	APÉNDICE B. PROPIEDADES Y CONTROL DE CALIDAD DE DISIPADORES DE ENERGÍA.....	154
	APÉNDICE C. PROPIEDADES Y CONTROL DE CALIDAD DE AISLADORES SÍSMICOS.....	154
	REFERENCIAS.....	229
	ESTÁNDARES Y GUÍAS.....	231

DEFINICIONES

Acciones

Todos los fenómenos que inducen en una estructura fuerzas internas, esfuerzos y deformaciones.

Activación del sistema de aislamiento

Un sistema de aislamiento con envolvente de comportamiento histerético bilineal se activa cuando rebasa el cortante basal asociado al límite de su comportamiento elástico, e ingresa a su intervalo de comportamiento post-elástico, en el que un pequeño incremento de cortante basal resulta en un incremento significativo de su deformación lateral.

Adelgazamiento histerético

Reducción de rigidez y resistencia que resulta en una degradación de la capacidad de disipación de energía de un elemento estructural. Se incluye en esta acepción a dispositivos de control, tales como disipadores de energía y aisladores sísmicos.

Aislamiento parcial

Caso de aislamiento sísmico que se diseña bajo la consideración de que algunos elementos estructurales de la superestructura pueden desarrollar comportamiento no lineal.

Aislamiento total

Caso de aislamiento sísmico que se diseña para que la superestructura exhiba comportamiento elástico durante la excitación sísmica.

Amortiguamiento equivalente

Fracción de amortiguamiento crítico, estimada de acuerdo con lo indicado en el [apéndice B](#), para un disipador de energía individual o el sistema estructural con disipadores de energía para una dirección de análisis y desplazamiento lateral de interés. Para un sistema de aislamiento, la fracción de amortiguamiento crítico se estima de acuerdo con lo indicado en el [apéndice C](#). El amortiguamiento equivalente se establece en función de la energía disipada en un ciclo histerético con amplitud igual al desplazamiento lateral de interés.

Articulación plástica

Zona sobre el eje de una viga, columna o muro en la que se alcanza la fluencia por flexión.

Componente estructural

Parte de la estructura que contribuye a la estabilidad de esta ante las acciones de diseño; puede estar formado por uno o varios elementos estructurales.

Comportamiento controlado por la deformación

Comportamiento que se espera incluya no linealidad en respuesta al sismo, y que se evalúa en términos de su capacidad para acomodar la correspondiente demanda no lineal de deformación.

Comportamiento controlado por la fuerza

Comportamiento lineal en respuesta al sismo, y que se evalúa en términos de su capacidad para acomodar la correspondiente fuerza interna.

Comportamiento histerético

Caracterización cuantitativa de los lazos cíclicos de comportamiento que en una gráfica fuerza-deformación desarrolla un elemento, componente o sistema estructural, sujeto a una historia de deformación cíclica de amplitud variable.

Comportamiento no lineal

Intervalo de comportamiento en que la relación entre las deformaciones y la carga aplicada deja de ser proporcional. En el diseño estructural este comportamiento se asocia a deformaciones permanentes, a pérdida de rigidez y resistencia, y a un cierto nivel de daño.

Conexión

Sistema de unión entre dos o más elementos o componentes estructurales.

Curva de Capacidad

Trayectoria de equilibrio del sistema estructural en una dirección de interés. Se representa gráficamente con una curva que considera la deformación lateral o desplazamiento de azotea en el eje de las abscisas, y la resistencia lateral o cortante basal en el eje de las ordenadas.

Daño

Evidencia física de las deformaciones no lineales de un elemento o componente estructural causadas por las acciones de diseño. El daño se relaciona con la degradación de rigidez y resistencia del elemento, componente o sistema estructural.

Desempeño estructural

Capacidad del sistema estructural que se evalúa en términos de condiciones de comportamiento previamente establecidas.

Desplazamientos de diseño

Desplazamientos laterales máximos al nivel de las losas del sistema estructural para la intensidad sísmica de interés.

Desplazamiento máximo

Demanda máxima de desplazamiento lateral en la dirección de análisis para la intensidad sísmica infrecuente, en el centro de rigidez del sistema de aislamiento.

Desplazamiento total máximo

Demanda máxima de desplazamiento lateral en la dirección de análisis para la intensidad sísmica infrecuente, que se calcula en el aislador con mayor deformación lateral bajo la consideración explícita de los efectos de la torsión en planta.

Disipador de energía

Elemento estructural complementario que disipa energía en función del movimiento relativo entre sus extremos. Se clasifica como dependiente del desplazamiento, la velocidad, o una combinación de ambos, y puede exhibir comportamiento lineal o no lineal.

Disipador de energía dependiente del desplazamiento

Disipador de energía cuya disipación de energía y fuerza interna dependen del desplazamiento relativo entre sus extremos. Su comportamiento ante la acción sísmica es sensiblemente independiente de la velocidad relativa entre sus extremos y, por ende, del contenido de frecuencias del movimiento lateral del sistema estructural.

Disipador de energía dependiente de la velocidad

Disipador de energía cuya disipación de energía y fuerza interna dependen de la velocidad relativa entre sus extremos. Su comportamiento ante la acción sísmica es sensiblemente dependiente del contenido de frecuencias del movimiento lateral del sistema estructural.

Distorsiones de diseño

Distorsiones máximas de entrepiso del sistema estructural para la intensidad sísmica de interés.

Efectos P-Δ

Efectos de segundo orden resultado de la acción de las cargas gravitacionales sobre la configuración deformada del sistema estructural.

Elemento estructural

Unidad básica constitutiva de una estructura, capaz de soportar y transmitir las cargas a sus apoyos u otros elementos a los que está conectada.

Envolvente de comportamiento histerético

Curva en una gráfica fuerza-deformación de un elemento estructural sometido a una historia de deformación cíclica de amplitud variable, que une los puntos que corresponden a la primera incursión del elemento a una deformación determinada creciente (o decreciente en el sentido negativo) y la fuerza que le corresponde. Esto se hace en forma independiente en el sentido positivo y negativo de la deformación.

Espectro de diseño de pseudo-aceleración

Espectro de pseudo-aceleración que ha sido reducido por los factores de reducción por sobre-resistencia y por comportamiento sísmico de acuerdo con lo indicado en 3.2 y 3.3.

Espectro elástico de pseudo-aceleración

Espectro elástico de pseudo-aceleración sin reducir que sigue el formato indicado en las ecuaciones 3.1.2.

Estrechamiento de lazo histérico

Estrangulamiento que exhiben los lazos histéricos de un miembro, ensamblaje o sistema estructural debido a una reducción considerable de la rigidez durante la etapa de recarga, seguida de un incremento en dicha rigidez. En inglés, *pinching*.

Evaluación basada en desempeño

Procedimiento que identifica las demandas sísmicas relevantes para la estabilidad y seguridad del sistema estructural, y que las estima con base en un análisis dinámico paso a paso con fines de evaluar el desempeño del sistema estructural para uno o más intensidades sísmicas de interés.

Fuerzas internas

Fuerzas axiales y cortantes y los momentos de flexión y torsión que actúan en una sección de un elemento estructural o conexión.

Fuerza interna controlada por deformación

Momento flexionante, momento torsionante, fuerza cortante, o fuerza axial asociados a una deformación, desplazamiento o rotación, que exceden el valor de fluencia en el elemento y que no debe sobrepasar la capacidad de deformación plástica del elemento evaluado.

Fuerza interna controlada por fuerza

Momento flexionante, momento torsionante, fuerza cortante, o fuerza axial internos asociados a una deformación, desplazamiento o rotación, menores que el valor de fluencia en el elemento, y que no debe exceder la resistencia del elemento evaluado.

Fuerzas sísmicas de diseño

Fuerzas sísmicas que actúan en el sistema estructural para la intensidad sísmica de interés.

Intensidad sísmica base de diseño

Intensidad sísmica para la que, según esta Norma, debe revisarse el nivel de desempeño de Seguridad de Vida para una estructura convencional que pertenezca al Grupo B.

Intensidad sísmica (de diseño)

Se establece a partir de un periodo de retorno de referencia o una probabilidad de que una medida de la intensidad de la excitación sísmica (por ejemplo, la aceleración media cuadrática de la ecuación 7.4.1) exceda, durante un intervalo de tiempo, un valor dado. Las intensidades sísmicas de diseño consideradas por esta Norma se indican en la tabla 1.1a.

Intensidad sísmica frecuente

Intensidad sísmica para la que, según esta Norma, debe revisarse el nivel de desempeño de Limitación de Daño No Estructural para una estructura convencional que pertenezca al Grupo B.

Intensidad sísmica infrecuente

Máxima intensidad sísmica considerada por esta Norma.

Mecanismo lateral inelástico

Mecanismo plástico desarrollado en un elemento o conjunto de ellos ante la acción combinada de cargas verticales y laterales.

Modelo bilineal

Idealización bilineal para la envolvente de comportamiento histerético o la curva de capacidad. Mientras que la primera línea modela el comportamiento elástico del elemento o sistema estructural, la segunda línea corresponde al comportamiento plástico. El punto de quiebre entre las dos líneas corresponde a la fluencia. La capacidad de deformación que corresponde a un nivel de desempeño de Seguridad de Vida corresponde a aquella en que el miembro alcanza su resistencia máxima.

Modelo de plasticidad concentrada

Modelo de análisis que concentra el comportamiento plástico del sistema estructural en puntos específicos de los elementos estructurales. En el caso de marcos resistentes a momento diseñados correctamente de acuerdo con la Norma Técnica Complementaria para el Diseño y Construcción del material de que se trate, la plastificación está referida a articulaciones plásticas que, por lo general, se desarrollan en los extremos de las vigas.

Nivel de desempeño

Límite para el que una combinación de fuerzas internas y deformaciones actuantes en un elemento, componente o sistema estructural, dejan de satisfacer alguna de las condiciones de comportamiento consideradas como aceptables. Denotado estado límite en versiones anteriores de esta Norma. Los niveles de desempeño considerados por esta Norma se indican en la [tabla 1.1a](#).

Periodo efectivo (o secante)

Periodo de vibrar estimado para el sistema estructural para una dirección de análisis y un desplazamiento lateral de interés. En caso de un sistema estructural con disipadores de energía, se establece bajo la consideración de la rigidez secante de los disipadores de energía y la masa total del sistema estructural. En caso de un sistema estructural aislado, se establece bajo la consideración de la rigidez secante de los aisladores, la masa total de la superestructura, y de que la superestructura posee una rigidez lateral infinita.

Proyectista

Persona física con cédula profesional encargada de realizar el proyecto de obra nueva o de rehabilitación, de la estructura y/o cimentación, de acuerdo con el Reglamento.

Rehabilitación

Proceso de intervención estructural para recuperar las condiciones originales (reparación) o para mejorar el comportamiento de elementos y sistemas estructurales para que la edificación cumpla con los requisitos de seguridad contra colapso y de limitación de daños establecidos en el Reglamento; incluye la recimentación, reforzamiento, reparación y rigidización.

Rigidez secante o efectiva

Cociente de una resistencia y la deformación a la que corresponde dicha resistencia. Se estima, para un disipador de energía y un desplazamiento lateral de interés, de acuerdo con lo indicado en el [apéndice B](#). En el caso de un aislador sísmico, se estima de acuerdo con lo indicado en el [apéndice C](#).

Seguridad estructural:

Nivel de confianza con que el sistema estructural satisface un nivel de desempeño expresado exclusivamente en términos de comportamiento y daño estructural.

Sismo importante

Aquel al que se refiere el Reglamento.

Sistema de aislamiento

Conjunto de dispositivos con alta flexibilidad lateral, denotados aisladores sísmicos, que aíslan a la superestructura del movimiento lateral del terreno. Incluye los elementos estructurales y conexiones que transfieren las acciones de diseño de la superestructura y subestructura a los aisladores y, en su caso, el sistema de restricción de desplazamientos contra viento, dispositivos externos de disipación de energía y el sistema de restricción de desplazamientos laterales que puede activarse durante sismos de alta intensidad.

Sistema de aislamiento no convencional

Sistema de aislamiento que usa aisladores distintos a dispositivos de hule (elastoméricos), incluidos aquellos con núcleo de plomo o material polimérico; y dispositivos deslizantes con superficies curvas o planas.

Sistema de restricción de desplazamientos contra viento

Conjunto de elementos estructurales que previenen la activación del sistema de aislamiento para las cargas de viento de diseño. Este sistema puede estar integrado a los aisladores, o puede incorporarse de manera externa.

Sistema disipador de energía o sistema secundario

Conjunto de disipadores de energía que aportan una capacidad suplementaria de disipación de energía al sistema primario y, en ocasiones, rigidez lateral. Incluye, además de los disipadores, los pasadores, pernos, placas, elementos de montaje y cualquier otro componente requerido para conectar los disipadores de energía al sistema primario.

Sistema estructural

Serie de elementos y componentes estructurales interconectados entre sí, que aportan resistencia a la edificación contra las acciones de diseño.

Sistema estructural convencional

Sistema estructural estructurado con base en una o una combinación de las estructuraciones bajo consideración en las [tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4](#).

Sistema estructural total

Sistema estructural primario equipado con disipadores de energía.

Sistema primario

Conjunto de elementos estructurales interconectados entre sí, como traveses y columnas, cuya función es resistir las fuerzas gravitacionales, y complementar la capacidad sismo-resistente de un sistema estructural que use disipadores de energía. Debe estar estructurado con base en las estructuraciones bajo consideración en las [tablas 4.3.1 y 4.3.2](#).

Subestructura

Porción de un sistema estructural aislado sobre el cual se desplantan los aisladores sísmicos.

Superestructura

Porción del sistema estructural aislado que se desplanta sobre los aisladores sísmicos. En caso de un sistema estructural convencional, porción del sistema estructural que se apoya en la cimentación.

NOTACIÓN

A	área de una cimentación
a_0	valor de S_a que corresponde a $T = 0$ (aceleración máxima del terreno)
a_1	ordenada del espectro elástico de pseudo-aceleración correspondiente al periodo fundamental de vibrar del sistema estructural
a_a	parámetro para el cálculo de F_a
A_c	aceleración que actúa en un contenido o elemento no estructural flexible
a_{c1}, a_{c2}	ordenadas espectrales elásticas correspondientes a las dos componentes horizontales individuales del movimiento del terreno
a_{es}	ordenada del espectro que caracteriza la intensidad de la excitación sísmica
a_i	aceleración absoluta como fracción de la aceleración de la gravedad del centro de masa del i -ésimo nivel; el subíndice n corresponde al extremo superior del edificio
a_{ix}, a_{iy}	aceleraciones absolutas como fracción de la aceleración de la gravedad en un punto de interés del i -ésimo nivel en las direcciones ortogonales X y Y , respectivamente, producidas por el j -ésimo modo de vibrar
a_{ix}, a_{iy}	aceleraciones absolutas como fracción de la aceleración de la gravedad en un punto de interés del i -ésimo nivel en las direcciones ortogonales X y Y , respectivamente
a_{min}	aceleración como fracción de la aceleración de la gravedad para el cálculo del cortante basal mínimo de diseño
a_n	máxima aceleración absoluta del centro de masa del nivel n , correspondiente al extremo superior del edificio, un subíndice i indica el valor correspondiente al i -ésimo modo de vibrar
B	menor dimensión en planta del sistema estructural
b	dimensión de la planta del entrepiso, medida perpendicularmente a la dirección de análisis; un subíndice i indica que la dimensión corresponde al i -ésimo nivel
b_A	dimensión en planta de la losa desplantada inmediatamente arriba del sistema de aislamiento
b_a	parámetro para el cálculo de F_a
b_{me}	menor distancia en la dirección horizontal considerada, entre la vertical que pasa por el centro de masa del contenido hasta el borde de su zona de apoyo
c	ordenada espectral de pseudo-aceleración como fracción de la aceleración de la gravedad, correspondiente a la meseta del espectro elástico; coeficiente que indica el valor de dicha ordenada
c_a	parámetro para el cálculo de F_a
C_c	constante de amortiguamiento viscoso asociado al cabeceo de la cimentación
c_c	coeficiente de amortiguamiento adimensional asociado al cabeceo de la cimentación
C_h	constante de amortiguamiento viscoso en traslación horizontal de la cimentación, un subíndice i denota el valor correspondiente a la i -ésima zapata o al i -ésimo pilote
c_h	coeficiente de amortiguamiento adimensional en traslación horizontal
C_m	amortiguamiento de la cimentación, m puede ser igual a h , v o c
c_m	coeficiente de amortiguamiento adimensional, m puede ser igual a h , v o c
C_v	constante de amortiguamiento viscoso en traslación vertical de la cimentación, un subíndice i denota el valor correspondiente a la i -ésima zapata o al i -ésimo pilote
c_v	coeficiente de amortiguamiento adimensional en traslación vertical
D	profundidad de desplante
d	diámetro de pilote; si este es de sección cuadrada, es el diámetro equivalente
d_A	dimensión en planta de la losa desplantada inmediatamente arriba del sistema de aislamiento
d_a	parámetro para el cálculo de F_a
DM	desplazamiento máximo, según un análisis estático, en el centro de rigidez del sistema de aislamiento
D_{max}	desplazamiento máximo del suelo, valor al que tiende la ordenada de un espectro de desplazamientos para valores grandes de T
D_{TM}	desplazamiento total máximo, según un análisis estático, en el aislador que desarrolla el mayor desplazamiento lateral
e	suma de las excentricidades natural y accidental de un sistema de aislamiento
e_a	excentricidad accidental; un subíndice i indica que la excentricidad corresponde al i -ésimo nivel
E_p	módulo de elasticidad del material de un pilote
E_s	módulo de elasticidad del suelo
e_s	excentricidad torsional; un subíndice i indica que la excentricidad corresponde al i -ésimo nivel
F	fuerza lateral; un subíndice i indica que la fuerza actúa en el i -ésimo nivel de la estructura

F_a	factor usado para reducir los factores de resistencia debido a comportamiento asimétrico
F_A	fuerza lateral de diseño, según el análisis estático, para el diseño de la superestructura de un sistema estructural con aisladores sísmicos, un subíndice i indica que la fuerza actúa en el i -ésimo nivel de la superestructura
F_c	fuerza sísmica que actúa en un contenido o elemento no estructural
f'_c	resistencia especificada del concreto a compresión, para mayor referencia ver NTC-Concreto
F_D	fuerza lateral de diseño, según el análisis estático, para el diseño de una estructura con disipadores de energía; un subíndice i indica que la fuerza actúa en el i -ésimo nivel de la estructura
F_d	fuerza lateral de diseño para un diafragma de piso; un subíndice i indica que la fuerza actúa en el diafragma ubicado en el i -ésimo nivel
F_{pe}	fuerza lateral que actúa en un péndulo invertido
g	aceleración de la gravedad
G_s	módulo de rigidez al corte del suelo, un subíndice i indica que el módulo corresponde al i -ésimo estrato de la formación de suelo
h	altura sobre el desplante de la masa para la que se calcula una fuerza o aceleración horizontal; un subíndice i indica que la altura corresponde al i -ésimo nivel; el subíndice n corresponde al extremo superior del edificio
H	Altura total del edificio medida desde el nivel de desplante
h_{cm}	altura del centro de masa del contenido, medida desde la superficie de apoyo
H_e	altura efectiva que se tomará como 0.7 de la altura total sobre el desplante, excepto para estructuras de un solo nivel, en que será igual a la altura total sobre el desplante
H_s	profundidad de la segunda capa dura, espesor del estrato homogéneo con que se representa una formación de suelo que sobreyace a los depósitos profundos
I	momento de inercia del área neta de la cimentación con respecto a su eje centroidal de rotación, perpendicular a la dirección de análisis
$\{J\}$	vector formado con “unos” en las posiciones correspondientes a los grados de libertad de traslación en la dirección de análisis y “ceros” en las otras posiciones
k	cociente entre desplazamientos máximos del suelo y de la estructura; se usa para el cálculo de p y Q'
k_1	factor de corrección por hiperestaticidad, se usa para el cálculo de R
k_2	factor de incremento para estructuras bajas y rígidas; se usa para el cálculo de R
k_3, k_4	variables usadas para el cálculo de las fuerzas laterales con el método estático cuando $T > T_b$
K_c	rigidez de cabeceo de la cimentación
K_c^0	rigidez estática de cabeceo de la cimentación
k_d	factor que establece un cortante basal mínimo para estructuras con disipadores de energía
K_h	rigidez en traslación horizontal de la cimentación; un subíndice i denota valores correspondientes a la i -ésima zapata o al i -ésimo pilote
K_h^0	rigidez estática en traslación horizontal de la cimentación
k_h	coeficiente de rigidez adimensional en traslación horizontal
K_m	rigidez de la cimentación, m puede ser igual a h , v o c .
K_m^0	rigidez estática de la cimentación, m puede ser igual a h , v o c .
k_m	coeficiente de rigidez adimensional de la cimentación, m puede ser igual a h , v o c .
K_{Mmax}	rigidez secante máxima del sistema de aislamiento para el desplazamiento D_M
K_{Mmin}	rigidez secante mínima del sistema de aislamiento para el desplazamiento D_M
k_r	coeficiente de rigidez adimensional en rotación
K_s	factor por el cual hay que multiplicar las ordenadas espectrales correspondientes a la intensidad sísmica base de diseño para obtener un espectro de intensidad sísmica frecuente
K_v	rigidez en traslación vertical de la cimentación; un subíndice i denota valores correspondientes a la i -ésima zapata o al i -ésimo pilote
K_v^0	rigidez estática en traslación vertical de la cimentación
k_v	coeficiente de rigidez adimensional en traslación vertical
L	longitud de pilote medida desde su unión con la losa, cajón o zapata (cabeza) hasta el nivel de desplante de la punta
L_p	longitud de un pilote de fricción
L_c	longitud activa de un pilote de fricción, corresponde a la longitud a lo largo de la cual el pilote transmite carga al suelo
M_0	momento de volteo en la base de la cimentación
M_{oi}	momento aplicado en el plano del sistema de piso del i -ésimo nivel
m_1	masa modal efectiva asociada al primer modo de vibrar traslacional

M_{ai}	momento actuante en el plano del sistema de piso del <i>i-ésimo</i> nivel
M_i	contribución del <i>i-ésimo</i> elemento individual de una cimentación al momento total que se usa para calcular su rigidez de cabeceo
M_{o1}	momento de volteo en la base correspondiente al modo fundamental de vibrar en la dirección de análisis sin modificar por interacción suelo-estructura
m_t	masa total de la estructura
n	número de pisos
p	variable usada para el cálculo de S_a y Q' cuando $T > T_b$
\tilde{p}	variable usada para el cálculo de \tilde{S}_a y \tilde{Q}'
Q	factor de comportamiento sísmico, independiente de T
\tilde{Q}	factor de comportamiento sísmico con efectos de interacción suelo-estructura
Q'	factor de reducción por comportamiento sísmico, función de T
\tilde{Q}'	factor de reducción por comportamiento sísmico con efectos de interacción suelo-estructura, función de T
Q_c	factor que cuantifica la ductilidad disponible en un apéndice o contenido
Q'_c	Factor de reducción de resistencia de la fuerza lateral con que se revisan los contenidos y elementos no estructurales flexibles
R	factor de sobre-resistencia total
r	radio equivalente de la cimentación, igual a la raíz cuadrada de la relación entre el área de la cimentación y el número π
R'	factor de reducción por sobre-resistencia que se usa con fines de establecer las fuerzas sísmicas de diseño
R_0	factor básico de sobre-resistencia
R_h	radio equivalente de la cimentación en traslación, igual al radio del círculo equivalente al área de desplante de la cimentación para el modo de traslación
R_c	radio equivalente de la cimentación en rotación, igual al radio del círculo equivalente al área de desplante de la cimentación para el modo de cabeceo
R'_s	factor de modificación de las fuerzas de diseño de diafragmas de piso
r_T	cociente del periodo de vibrar de un apéndice y del periodo dominante de la respuesta dinámica de piso
R_v	radio equivalente de la cimentación en el modo vertical, igual al radio del círculo equivalente al área de desplante de la cimentación para la dirección vertical
S	respuesta de la estructura como combinación de las respuestas modales; un subíndice i denota que la respuesta modal corresponde al <i>i-ésimo</i> modo
S_a	ordenada del espectro elástico de pseudo-aceleración como fracción de la aceleración de la gravedad, depende del periodo y amortiguamiento del sistema estructural
S_a^A	ordenada de espectro elástico de pseudo-aceleración como fracción de la gravedad para el análisis dinámico modal de un sistema estructural aislado
S_{aM}	ordenada del espectro elástico de pseudo-aceleración como fracción de la aceleración de la gravedad correspondiente al sismo infrecuente
S'_a	ordenada del espectro de diseño de pseudo-aceleración sin efectos de interacción suelo-estructura
\tilde{S}'_a	ordenada del espectro de diseño de pseudo-aceleración con efectos de interacción suelo-estructura
S_d	ordenada espectral de desplazamiento, depende del periodo, factor de comportamiento sísmico y amortiguamiento del sistema estructural
T	periodo natural de vibrar del sistema estructural, un subíndice i denota que el periodo corresponde al <i>i-ésimo</i> modo de vibrar
T_1	periodo fundamental de vibrar en la dirección de análisis
T_a, T_b	periodos característicos que delimitan la meseta del espectro de pseudo-aceleración
T_{bA}	periodo efectivo de un sistema de aislamiento para el sismo infrecuente
T_c	periodo de una estructura asociado a su cabeceo como cuerpo rígido
T_e	periodo fundamental efectivo de una estructura con base rígida
\tilde{T}_e	periodo fundamental efectivo de una estructura con base flexible
T_h	periodo natural de una estructura asociado con una traslación de cuerpo rígido
T_M	periodo efectivo del sistema aislado para el desplazamiento máximo D_M
T_s	periodo dominante de vibrar más largo del terreno en el sitio de interés
T_{sA}	periodo de la superestructura de una estructura aislada estimado bajo la consideración de que esta sobre base rígida
V	fuerza cortante; un subíndice i implica que la fuerza cortante corresponde al <i>i-ésimo</i> entrepiso
V_b	cortante basal resistente del sistema estructural

V_b^d	cortante basal de fluencia en el sentido débil del sistema estructural en la dirección de análisis
V_b^f	cortante basal de fluencia en el sentido fuerte del sistema estructural en la dirección de análisis
V_{bA}	cortante basal para el que se diseña el sistema de aislamiento sísmico de acuerdo con un análisis estático
V_{bD}	cortante basal para el que se diseña una estructura con disipadores de energía de acuerdo con un análisis estático
$V_{bdiseño}$	cortante basal para el que se diseña el sistema estructural
V_{by}	cortante basal resistente asociado al punto de quiebre de una idealización bilineal de la curva de capacidad del sistema estructural
v_{dmax}	velocidad máxima de diseño
V_o	fuerza cortante en la base de la construcción
\tilde{V}_o	fuerza cortante en la base de la construcción corregida por interacción suelo-estructura
V_{o1}	fuerza cortante en la base correspondiente al modo fundamental de vibrar en la dirección de análisis sin modificar por interacción suelo-estructura
\tilde{V}_{o1}	fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental de vibrar en la dirección de análisis, corregida por efectos de interacción suelo-estructura
V_s	velocidad efectiva de ondas de cortante
V_{sA}	cortante basal para el que debe diseñarse la superestructura de una estructura aislada de acuerdo con un análisis estático
W	peso de un piso, incluyendo la carga viva que se especifica en la NTC-Criterios; un subíndice i indica que el peso corresponde al i -ésimo piso
$[W]$	matriz de pesos de las masas de las estructuras
W_c	peso de un contenido o elemento no estructural
W_d	peso tributario correspondiente a un diafragma de piso, incluyendo la carga viva que se especifica en la NTC-Criterios; un subíndice i implica que el peso corresponde al diafragma ubicado en el i -ésimo piso
W_e	peso efectivo de la estructura para su modo fundamental de vibrar; un subíndice i indica que el peso corresponde al i -ésimo modo
W_o	peso total de la estructura al nivel del desplante, peso total que actúa en la base del sistema estructural
W_p	peso de la construcción arriba del nivel que se considera, incluyendo la carga viva que se especifica en la NTC-Criterios; un subíndice i implica que el peso corresponde al i -ésimo nivel
W_s	peso total de la superestructura de una estructura aislada
X_i	desplazamiento lateral relativo al desplante del i -ésimo nivel
x_i	distancia en la dirección de análisis entre el centroide de la zapata y el eje centroidal de la planta de la cimentación
X_{i1}	desplazamiento lateral del i -ésimo nivel relativo al desplante, calculado usando el modo fundamental de vibrar en la dirección de análisis sin modificar por interacción suelo-estructura
\tilde{X}_{i1}	desplazamiento lateral del i -ésimo nivel relativo al desplante, calculado usando el modo fundamental de vibrar en la dirección de análisis, corregido por efectos de interacción suelo-estructura
\tilde{X}_{T1}	desplazamiento lateral total del i -ésimo nivel, incluye la contribución del corrimiento y cabeceo de la cimentación
y	distancia, medida en la dirección perpendicular a la de análisis, desde el centro de rigidez del sistema de aislamiento al aislador con la mayor deformación lateral
α	nivel de asimetría en fluencia
α_d	exponente que afecta la velocidad en la ecuación constitutiva de un disipador de energía dependiente de la velocidad
α_{sd}	nivel de asimetría en fluencia de una estructura sin desplomo
β_c	factor reductor por amortiguamiento para un apéndice o contenido
δ_{max}	desplazamiento de azotea para el que la curva de capacidad del sistema estructural alcanza su cortante basal resistente máximo
δ_y	desplazamiento de azotea asociado al punto de quiebre de una idealización bilineal de la curva de capacidad del sistema estructural
γ_{max}	distorsión límite de referencia para una estructura con irregularidad estructural, igual a γ_{o1} cuando se considera el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, e igual a γ_{sv} cuando se considera el nivel de desempeño de Seguridad de Vida
γ_{o1}	distorsión límite para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata; sus valores se especifican en las tablas 4.3.1, 4.3.2 y 4.3.3
γ_{OI}^{SE}	distorsión límite para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata de superestructura y subestructura de un sistema estructural con aislamiento sísmico.
γ_{OI}^{SP}	distorsión límite para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata del sistema primario de un sistema estructural con disipadores de energía.

γ_s	peso volumétrico del suelo
γ_{sv}	distorsión límite para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida; sus valores se especifican en las tablas 4.3.1, 4.3.2 y 4.3.3
γ_V	factor por el cual deben multiplicarse las fuerzas máximas desarrolladas por un disipador de energía para el diseño de sus conexiones y elementos de soporte
ζ	fracción de amortiguamiento crítico para el que se establece el espectro de diseño, fracción de amortiguamiento crítico asignado al sistema estructural
ζ_c	fracción de amortiguamiento crítico para un apéndice o contenido, coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de cabeceo
ζ_e	fracción de amortiguamiento crítico para una estructura con base rígida
$\tilde{\zeta}_e$	fracción de amortiguamiento crítico para una estructura con base flexible
ζ_h	coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de traslación horizontal
ζ_s	fracción de amortiguamiento crítico del suelo.
λ_p	factor de penalización por irregularidad estructural que afecta a la aceleración de piso
μ_s	coeficiente de fricción estático entre los materiales de la base del contenido y la superficie de apoyo
η	parámetro de frecuencia para cimentaciones
η_a	parámetro usado para estimar a_n
η_h	frecuencia adimensional normalizada respecto a R_h
η_m	parámetro de frecuencia para cimentaciones, m puede ser igual a pc , pv o s
η_{pv}	frecuencia fundamental adimensional del estrato en vibración vertical
η_{pc}	frecuencia fundamental adimensional del estrato en cabeceo
η_c	frecuencia adimensional normalizada respecto a R_c
η_s	frecuencia fundamental adimensional del estrato en vibración horizontal
η_v	frecuencia adimensional normalizada respecto a R_v
ν_s	coeficiente de Poisson del suelo
ρ_{ij}	coeficiente de correlación entre el i -ésimo y j -ésimo modos de vibrar
$\{\varphi_i\}$	vector de amplitudes del i -ésimo modo
ω	frecuencia angular, un subíndice i indica que la frecuencia corresponde al i -ésimo modo
Ω_i	factor de amplificación de aceleración de entrepiso
Ω_a	factor de amplificación de aceleración en un apéndice o elemento no estructural

1. CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO

1.1 Propósitos y alcances

Como se establece en el Reglamento, esta Norma debe aplicarse al diseño sísmico de edificios urbanos; se incluyen en esa acepción las naves industriales y las obras fabriles con estructuración similar a las de los edificios.

Los requisitos de esta Norma tienen como propósito que las estructuras con estructuraciones convencionales que pertenezcan al Grupo B según la clasificación establecida en 1.4, exhiban un comportamiento adecuado tal que satisfagan los siguientes niveles de desempeño:

- 1) Limitación de Daño No Estructural cuando se les sujeta a la acción de la intensidad sísmica frecuente, que corresponde a movimientos sísmicos que pueden presentarse varias veces durante la vida útil de la estructura. Se espera daño mínimo o nulo en los elementos estructurales, de tal manera que el sistema estructural puede ocuparse con seguridad de manera inmediata después de la ocurrencia del sismo; y daño de ligero a moderado en elementos no estructurales y contenidos, que requiera de reparaciones que puedan llevarse a cabo sin afectar la ocupación del edificio. Tanto los elementos no estructurales como los contenidos importantes permanecen asegurados en su sitio, sin riesgo de caída o vuelco.
- 2) Seguridad de Vida cuando se les sujeta a la acción de la intensidad sísmica base de diseño. Aunque se espera daño estructural severo, el sistema estructural mantiene un margen de seguridad significativo en relación con el inicio de un colapso. El sistema estructural no desarrolla distorsiones permanentes (residuales) excesivas, y no hay pérdidas excesivas de rigidez y resistencia en los elementos estructurales, que pongan en riesgo la estabilidad local o global del sistema estructural o que resulten en una incapacidad para resistir de manera confiable las cargas gravitacionales y posibles réplicas. Se espera además daño significativo en elementos no estructurales y en contenidos importantes, sin que estos pierdan su posición original. Es posible que se requiera de una rehabilitación estructural importante antes de que el edificio pueda ocuparse con seguridad.
- 3) Prevención de Colapso cuando se les sujeta a la acción de la intensidad sísmica infrecuente, que corresponde a movimientos sísmicos cuya intensidad corresponde a la máxima considerada por esta Norma. Se espera que el sistema estructural exhiba daño estructural grave que, sin poner en riesgo su capacidad para resistir las cargas gravitacionales en ausencia de una excitación sísmica, comprometa su capacidad para resistir posibles réplicas. El sistema estructural exhibe deformaciones residuales de consideración y una reducción significativa de su rigidez y resistencia lateral. La rehabilitación estructural de la estructura puede no ser viable desde puntos de vista técnico y económico, de tal manera que deba ser demolida.

Además, los requisitos de esta Norma tienen como propósito que las estructuras con estructuraciones convencionales que pertenezcan al Grupo A según la clasificación establecida en 1.4, independientemente del subgrupo al que pertenezcan de acuerdo con el Reglamento, exhiban un comportamiento adecuado tal que satisfagan los siguientes niveles de desempeño:

- 4) Ocupación Inmediata cuando se les sujeta a la acción de la intensidad sísmica base de diseño. Se esperan daños mínimos en los elementos estructurales, de tal manera que el sistema estructural no desarrolla deformaciones permanentes apreciables y puede ocuparse con seguridad de manera inmediata después de la ocurrencia del sismo. De requerirse, las reparaciones a la estructura serán menores y pueden llevarse a cabo sin afectar la ocupación del edificio. Es posible que el daño en los elementos no estructurales y contenidos importantes requiera de reparación antes de que el edificio pueda operar como la hacía antes del sismo.
- 5) Seguridad de Vida cuando se le sujeta a la acción de la intensidad sísmica infrecuente.

La [tabla 1.1a](#), indica los objetivos de diseño para las estructuras con estructuraciones convencionales que pertenezcan a los Grupos A y B según la clasificación establecida en 1.4.

Los requerimientos de análisis y diseño contenidos en esta Norma para estructuraciones convencionales que pertenezcan al Grupo B contemplan la revisión explícita de los niveles de desempeño de Limitación de Daño No Estructural y Seguridad de Vida, bajo la presunción de que un diseño que satisfaga estos niveles de desempeño para las intensidades sísmicas que correspondan según la [tabla 1.1a](#) resultará en un sistema estructural capaz de también satisfacer el nivel de desempeño de Prevención de Colapso para la intensidad sísmica infrecuente. En caso de que, optativamente, se haga una revisión explícita del último nivel de desempeño, será necesario llevar a cabo una evaluación basada en desempeño conforme a lo indicado en el [capítulo 14](#).

Los requerimientos de análisis y diseño contenidos en esta Norma para estructuraciones convencionales que pertenezcan al Grupo A contemplan la revisión explícita de los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida bajo la presunción de que un diseño que satisfaga estos niveles de desempeño para las intensidades sísmicas que correspondan según la [tabla 1.1a](#) resultará en un sistema estructural capaz de también satisfacer el nivel de desempeño de Limitación de Daño No Estructural para la intensidad sísmica frecuente.

Los requerimientos de análisis y diseño contenidos en esta Norma para sistemas estructurales con disipadores de energía y aislamiento sísmico contemplan la revisión explícita del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para la intensidad sísmica que corresponda según las [tablas 12.1.1](#) y [13.1.1](#), respectivamente.

Los objetivos de diseño que se deben considerar para la evaluación y rehabilitación de estructuras existentes son los que se indican en las NTC-Evaluación y Rehabilitación.

Se deja abierta la posibilidad de que el Director, de acuerdo con el dueño, utilice un sistema estructural innovador, dispositivos de control, metodologías basadas en el control de desplazamientos, y niveles de desempeño e intensidades sísmicas más conservadoras que los de esta Norma, con el fin de reducir las consecuencias de los sismos intensos en la estructura. En estos casos, la solución propuesta deberá estar ampliamente sustentada a satisfacción del Instituto con una evaluación basada en desempeño conforme a lo indicado en el [capítulo 14](#). Pueden usarse con fines de hacer dicha evaluación para los casos en que la *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate* no aporte criterios de aceptación y modelado no lineal para la estructuración de interés, los criterios de aceptación y modelado del ASCE 41 bajo la consideración de las equivalencias indicadas en la [tabla 1.1b](#).

Tabla 1.1a Matriz de objetivos de diseño para estructuraciones convencionales ^[1]

Intensidad Sísmica de Diseño ^[2]	Periodo de Retorno ^[3]	Niveles de Desempeño			
		No Estructural	Estructural		
		Limitación de Daño ^[4]	Ocupación Inmediata ^[6]	Seguridad de Vida	Prevención de Colapso
Frecuente	Mayor o igual que 20 años	1) Grupo B. Revisión de distorsiones ^[5]	No se permite	No se permite	No se permite
Base de Diseño	Mayor o igual que 250 años		4) Grupo A. Revisión de distorsiones y diseño por resistencia, $Q = 1$ ^[7]	2) Grupo B. Revisión de distorsiones y diseño por resistencia, $Q > 1$ ^[8]	No se permite
Infrecuente	Mayor o igual que 475 años			5) Grupo A. Revisión de distorsiones y diseño por resistencia, $Q > 1$ ^[8]	3) Grupo B. Revisión optativa con evaluación basada en desempeño ^[9]

^[1]Se entiende por estructuraciones convencionales aquellas contenidas en las [tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4](#). A cada objetivo de diseño se asigna un número con fines de identificación.

^[2] Los espectros para cada objetivo de diseño se establecen conforme a lo indicado en [3.1](#).

^[3] No todas las ordenadas del espectro elástico de pseudo-aceleración corresponden al mismo periodo de retorno. El periodo de retorno al que se hace referencia para cada una de las intensidades sísmicas de diseño suele corresponder, en el caso de las Zonas B y C, a la ordenada del espectro elástico sin reducir para el periodo en el que se presenta la ordenada máxima del espectro de peligro uniforme.

^[4] Las condiciones de control de la deformación lateral para el nivel de desempeño de Limitación de Daño No Estructural son más estrictas que las correspondientes al nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, de tal manera que si se satisfacen las primeras no solo se espera que sea posible ocupar el sistema estructural con seguridad de manera inmediata después de la ocurrencia del sismo, sino que no haya daño excesivo en elementos no estructurales y contenidos importantes.

^[5] La revisión del nivel de desempeño de Limitación de Daño No Estructural se hace bajo la consideración de que el sistema estructural permanece elástico, de tal manera que no es necesario definir un valor de Q para el sistema estructural con fines de establecer el espectro de diseño.

^[6] El nivel de desempeño de Ocupación Inmediata no contempla un control explícito del daño en elementos no estructurales y contenidos. Aunque se espera que sea posible ocupar el sistema estructural con seguridad de manera inmediata después de la ocurrencia del sismo, es probable que el daño en elementos no estructurales y contenidos importantes requiera de reparación antes de que el edificio pueda operar como la hacía antes del sismo.

^[7] La revisión del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata se hace bajo la consideración de que el sistema estructural permanece elástico, de tal manera que el espectro de diseño se establece para $Q = 1$, y la revisión de distorsiones se hace con el valor de γ_{OI} que corresponda al sistema estructural según las [tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4](#).

^[8] La revisión del nivel de desempeño de Seguridad de Vida se hace bajo la consideración de que el sistema estructural desarrolla comportamiento plástico, de tal manera que el espectro de diseño se establece para el valor de Q que corresponda al sistema estructural según las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4, y la revisión de distorsiones se hace con el valor de γ_{SV} que corresponda según las mismas tablas.

^[9] Esta Norma no establece requerimientos de diseño para el nivel de desempeño de Prevención de Colapso. La consideración de este nivel de desempeño en la tabla se debe a la solicitud ocasional por parte del dueño para que se revise explícitamente que se satisface el objetivo de diseño 3. Con tal fin, esta Norma establece la posibilidad de que se lleve a cabo una evaluación basada en desempeño de acuerdo con el capítulo 14.

Tabla 1.1b Equivalencias entre esta Norma y el ASCE 41

Nivel de Desempeño Estructural	
Esta Norma	ASCE 41 ^[1]
Limitación de Daño	Sin equivalencia
Ocupación Inmediata	Immediate Occupancy (S-1)
Seguridad de Vida	Life Safety (S-3)
Prevención de Colapso	Collapse Prevention (S-5)

^[1] Debe hacerse referencia a la edición vigente de ese estándar el día en que entró en vigor esta Norma

Comentario:

Dentro del formato de esta Norma, un nivel de desempeño y un estado límite hacen referencia a lo mismo; esto es, indican el límite para el que una combinación de fuerzas internas y deformaciones actuantes en un elemento, componente o sistema estructural, dejan de satisfacer alguna de las condiciones de desempeño requeridas. Se decidió usar el término nivel de desempeño en esta edición de la Norma por considerar que va en la dirección en que hoy en día evoluciona la práctica mexicana del diseño por sismo.

Esta Norma describe los diferentes niveles de desempeño que considera con fines de diseño para proporcionar a el/la Proyectista, el Corresponsable, el Director y al dueño, una descripción general de sus objetivos de diseño en términos de la ocupación y operación del edificio, el daño en elementos estructurales, no estructurales y contenidos importantes, la necesidad y viabilidad de reparaciones menores y una rehabilitación estructural, y el riesgo para la integridad física de los ocupantes. Los niveles de desempeño de Limitación de Daño No Estructural y Ocupación Inmediata (conocidos en conjunto como niveles superiores de desempeño) conllevan un riesgo extremadamente bajo para la integridad física de los ocupantes, con una alta probabilidad de poder ocupar inmediatamente con seguridad el sistema estructural después de la ocurrencia del sismo. La diferencia entre ambos niveles de desempeño radica en que Ocupación Inmediata conlleva mayor daño en los elementos no estructurales y contenidos importantes. Los niveles de desempeño de Seguridad de Vida y Prevención de Colapso (conocidos en conjunto como niveles inferiores de desempeño) conllevan un mucho mayor riesgo para la integridad física de los ocupantes. Mientras que en el caso de Seguridad de Vida es posible esperar lesiones que no pongan en riesgo la vida de los ocupantes, en el caso de Prevención de Colapso se esperan lesiones de mayor gravedad en un número limitado de ocupantes, algunas de las cuales pueden ser consecuencia no solo del daño estructural, sino de la caída de elementos no estructurales y contenidos. Aunque los patrones de daño son similares en naturaleza y extensión en el sistema estructural para los niveles inferiores de desempeño, en el caso del nivel de desempeño de Seguridad de Vida la severidad del daño es menor y conlleva menor degradación de la resistencia y rigidez lateral del sistema estructural, lo que aporta un margen considerable contra la posibilidad de un colapso parcial o total. En el caso del nivel de desempeño de Prevención de Colapso, se espera que el nivel de daño estructural sea tan severo que ya no sea viable económicamente rehabilitar el sistema estructural.

Los niveles de desempeño considerados por esta Norma representan estados de daño discretos que se seleccionan de un espectro infinito de posibles estados de daño que el sistema estructural podría experimentar durante sismos de diferente intensidad. Los daños que se describen para cada nivel de desempeño ocurrirán en algunos componentes del edificio, y se extenderán a un mayor número de elementos estructurales y no estructurales de acuerdo con el diseño, y la geometría y regularidad del sistema estructural.

Dentro del formato de esta Norma y en lo que se refiere al daño estructural, los niveles de desempeño hacen referencia a los elementos estructurales de la superestructura. Esto ignora que, en ocasiones, la seguridad del sistema estructural depende del daño en el sistema suelo-cimentación, que suele establecerse de acuerdo con el hundimiento (o emersión) y la rotación en la base del sistema estructural en relación con su condición anterior a la ocurrencia del sismo. Es posible que condiciones de daño mínimo en la superestructura se den de manera simultánea con daño grave en el sistema suelo-cimentación, que impida ocupar el sistema estructural con seguridad de manera inmediata después de la ocurrencia del sismo, y que ponga en riesgo su capacidad para resistir posibles réplicas.

Si se siguen los criterios aquí expuestos, es de esperarse que, para la intensidad sísmica frecuente, los edificios del Grupo B satisfagan el nivel de desempeño de Limitación de Daño No Estructural. Deben satisfacer además el nivel de desempeño de Seguridad de Vida para la intensidad sísmica base de diseño, lo que implica controlar el daño estructural y no estructural de tal manera de salvaguardar la integridad física de los ocupantes del edificio, y hacer viable, en caso de daño, la rehabilitación estructural de la estructura.

Para el diseño y revisión del nivel de desempeño de Seguridad de Vida para una estructura del Grupo A, la edición anterior de esta Norma requería multiplicar las ordenadas espectrales correspondientes a la intensidad sísmica base de diseño por un factor de importancia. Esto se hacía con el fin de diseñar para ordenadas espectrales mayores que implícitamente conllevaban una intensidad sísmica con periodo de retorno mayor, lo que implicaba dar un mayor nivel de seguridad estructural y la posibilidad (que no se revisaba explícitamente) de satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para la intensidad sísmica base de diseño. En la edición actual, el diseño de una estructura del Grupo A considera explícitamente el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para la intensidad sísmica base de diseño, además del nivel de Seguridad de Vida para la intensidad sísmica infrecuente. Se deja abierta la posibilidad de que el Director, de acuerdo con el dueño, utilice sistemas estructurales innovadores y requisitos más conservadores que los de esta Norma con el fin de reducir las consecuencias de los sismos intensos en la estructura. Es por ello importante que se involucre a los propietarios como parte responsable en la seguridad estructural. En particular, un caso de interés es el diseño de estructuras del Grupo B bajo la consideración del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para la intensidad sísmica base de diseño, de tal manera de reducir significativamente los niveles de daño esperado en los elementos estructurales, no estructurales y contenidos importantes para sismos de alta intensidad.

Cada objetivo de diseño considerado para estructuraciones convencionales se identifica en la [tabla 1.1a](#) con un número entero del 1 al 5, que corresponde con la numeración asignada a cada uno de ellos en el texto normativo. En la tabla también se indica la manera en que debe considerarse durante el diseño cada objetivo de diseño. En particular y de manera resumida:

- El objetivo de diseño 1) requiere que se revise que las distorsiones máximas obtenidas del análisis no rebasen los límites prescritos por esta Norma para el nivel de desempeño de Limitación de Daño No Estructural. Dado que este nivel de desempeño hace referencia exclusiva al desempeño de los elementos no estructurales, se le considera un estado límite de servicio y, en consecuencia, no se deben considerar factores de carga durante el análisis. Se debe usar el espectro elástico para la intensidad sísmica frecuente sin reducir por sobrerresistencia ni por el factor de comportamiento sísmico. El espectro de diseño para revisar este objetivo de diseño se establece de acuerdo con lo indicado en la [tabla 3.1](#).
- El objetivo de diseño 2) requiere que se estimen las distorsiones máximas de entrepiso y las fuerzas internas en los elementos estructurales. En cuanto a las distorsiones máximas, se revisa que no rebasen los límites prescritos por esta Norma para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida de acuerdo con la estructuración usada. Las fuerzas internas se usan para dimensionar y diseñar los elementos estructurales, incluidos los apoyos y conexiones, de acuerdo con la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate. Dado que el nivel de desempeño de Seguridad de Vida hace referencia al comportamiento de los elementos estructurales, se le considera un estado límite de falla y, en consecuencia, se deben considerar los factores de carga prescritos por las NTC-Criterios durante el análisis. Se debe usar un espectro de diseño que se obtiene de reducir el espectro elástico para la intensidad sísmica base de diseño por los factores de reducción por sobrerresistencia y comportamiento sísmico. El espectro de diseño para revisar este objetivo de diseño se establece de acuerdo con lo indicado en la [tabla 3.1](#).
- El objetivo de diseño 3) requiere que se lleve a cabo una evaluación basada en desempeño del sistema estructural, lo que requiere que se estimen y revisen las distorsiones de entrepiso, así como las acciones controladas por la fuerza y la deformación de acuerdo con lo indicado en el [capítulo 14](#).
- El objetivo de diseño 4) requiere que se estimen las distorsiones máximas de entrepiso y las fuerzas internas en los elementos estructurales. En cuanto a las distorsiones máximas, se revisa que no rebasen los límites prescritos por esta Norma para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata de acuerdo con la estructuración usada. Las fuerzas internas se usan para dimensionar y diseñar los elementos estructurales, incluidos apoyos y conexiones, de acuerdo con la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate. Dado que el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata hace referencia al comportamiento de los elementos estructurales, se le considera un estado límite de falla y, en consecuencia, se deben considerar los factores de carga prescritos por las NTC-Criterios durante el análisis. Se debe usar un espectro de diseño que se obtiene de reducir el espectro elástico para la intensidad sísmica base de diseño por el factor de reducción por sobrerresistencia. El espectro de diseño para revisar este objetivo de diseño se establece de acuerdo con lo indicado en la [tabla 3.1](#).
- El objetivo de diseño 5) requiere que se estimen las distorsiones máximas de entrepiso y las fuerzas internas en los elementos estructurales. En cuanto a las distorsiones máximas, se revisa que no rebasen los límites prescritos por esta Norma para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida de acuerdo con la estructuración usada. Las fuerzas internas se usan para dimensionar y diseñar los elementos estructurales, incluidos apoyos y conexiones, de acuerdo con la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate. Dado que el nivel de desempeño de Seguridad de Vida hace referencia al comportamiento de los elementos estructurales, se le considera un estado límite de falla y, en consecuencia, se deben considerar los factores de carga prescritos por las NTC-Criterios durante el análisis. Se debe usar un espectro de diseño que

se obtiene de reducir el espectro elástico para la intensidad infrecuente por los factores de reducción por sobrerresistencia y comportamiento sísmico. El espectro de diseño para revisar este objetivo de diseño se establece de acuerdo con lo indicado en la *tabla 3.1*.

Cuando de acuerdo con esta Norma, un sistema estructural deba satisfacer varios objetivos de diseño, se debe asegurar que cumpla con todas las condiciones de diseño y detallado impuestas por los diferentes objetivos de diseño, independientemente de cuál de estos objetivos rijan el diseño. Considere como ejemplo el caso de una estructura con estructuración convencional que pertenezca al Grupo A. Aunque la condición que rijan su diseño sea el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, para la que debe permanecer elástica, será necesario satisfacer, para todos los elementos estructurales y conexiones, los requerimientos de diseño y detallado que correspondan, según la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate, al valor del factor de comportamiento sísmico Q considerado para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida. En casos como este, será muy importante no considerar alternativas estructurales poco sensatas que conlleven un $Q = 1$ para la revisión del nivel de desempeño de Seguridad de Vida bajo la consideración de que “de todas maneras el diseño queda regido por el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata y para esta condición no se requiere de detallar adecuadamente al sistema estructural debido a que debe permanecer elástico”. Note además que, en casos extremos, es posible que las fuerzas internas establecidas para algunos elementos estructurales queden regidas por un objetivo de diseño, y las de los restantes, por un segundo objetivo de diseño. En estos casos, la resistencia de los elementos estructurales se establece para la condición crítica que resulte de los diversos objetivos de diseño, teniendo el cuidado de respetar, cuando así lo indique la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate, requisitos complementarios de diseño como lo pueden ser aquellos establecidos con base en el enfoque de diseño basado en capacidad.

Para obtener las distorsiones y, en su caso, las fuerzas internas para los objetivos 1, 2, 4 y 5, se puede llevar a cabo un análisis estático o dinámico modal espectral de acuerdo con lo indicado, respectivamente, en los *capítulos 6 y 7*. En su caso, debe revisarse el diseño con una evaluación basada en desempeño, lo que implica la necesidad de llevar un análisis dinámico paso a paso de acuerdo con lo indicado en el *capítulo 7*.

La *figura C.1.1.1* ilustra, con la ayuda de una idealización multilínea de una curva de capacidad (desplazamiento lateral versus resistencia lateral), el nivel de deformación lateral considerado por esta Norma para cada uno de los niveles de desempeño estructural. Conforme a lo que puede apreciarse, para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, la deformación lateral máxima permitida en el sistema estructural debe quedar limitada por o cercana a su deformación lateral de fluencia. En el caso del nivel de desempeño de Seguridad de Vida, la deformación lateral máxima permitida en el sistema estructural debe quedar limitada por aquella en la que el sistema alcanza su resistencia lateral máxima.

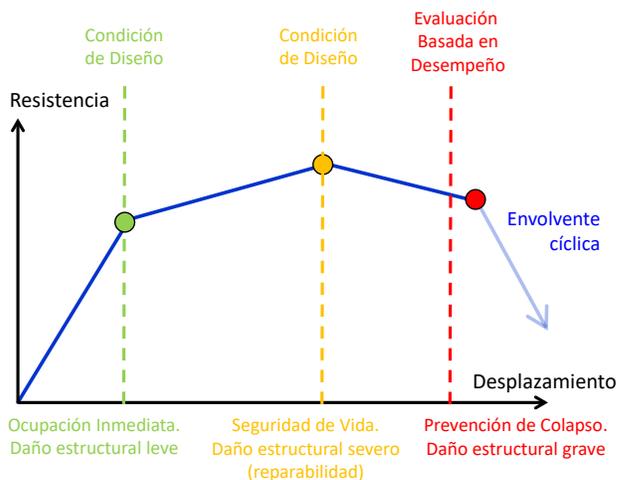


Figura C1.1.1 Límites de deformación lateral para los diferentes niveles de desempeño estructural según esta Norma

Debido a las muchas particularidades que deben ser tomadas en cuenta durante la evaluación estructural y diseño de un sistema estructural existente o rehabilitado, se elaboró en este ciclo normativo la NTC-Evaluación y Rehabilitación. Los objetivos de diseño para estos casos se indican en dicha norma

1.2 Requisitos generales

1.2.1 Sistema estructural

Toda edificación deberá contar con un sistema estructural capaz de transmitir al sistema suelo-cimentación los efectos combinados de las fuerzas laterales de inercia generadas durante el sismo y de las fuerzas gravitacionales. Los sistemas estructurales que contempla esta Norma se enuncian en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4. El uso de cualquier sistema estructural que no esté contenido en las tablas, ya sea que trabaje en conjunto con cualquiera de los incluidos en ella o resista la totalidad de los efectos combinados de las cargas por sismo y de las acciones gravitacionales, deberá estar ampliamente sustentado por medio de una evaluación basada en desempeño llevada a cabo de acuerdo con el capítulo 14 y que demuestre a satisfacción del Instituto la pertinencia de la solución adoptada en términos de su seguridad estructural.

Comentario:

La edificación debe contar con un sistema estructural idóneo para resistir de manera adecuada los efectos del sismo, en sus dos direcciones horizontales ortogonales, combinados con los de las cargas gravitacionales y los de otras acciones.

En las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4 se enumeran los sistemas estructurales para los cuatro materiales más comúnmente empleados: concreto reforzado, acero, mampostería y madera, para los cuales se cuenta con la información necesaria para establecer los procedimientos de diseño y los parámetros que se requieren con este fin. Dada la continua evolución de los sistemas constructivos y de las formas arquitectónicas, no se prohíbe el empleo de otros sistemas o de diferentes combinaciones de los existentes, pero se exige que en la documentación que se entregue al Instituto para la autorización de la obra se incluyan los elementos necesarios para demostrar su idoneidad para tener un desempeño satisfactorio de acuerdo con la tabla 1.1a

La elección del sistema estructural es una de las decisiones más importantes que se toman durante el diseño por sismo. La evaluación de daño en edificios después de sismos intensos indica que los sistemas estructurales regulares y bien detallados tienden a exhibir un mejor desempeño sísmico que aquellos con irregularidades estructurales y detallado de ductilidad baja. Además, ha sido notorio el mejor desempeño estructural de sistemas duales conformados por marcos y elementos estructurales rigidizantes, como muros y contravientos, en relación con lo observado en sistemas estructurados de manera exclusiva con marcos. Los sistemas de control de la respuesta sísmica son hoy en día una alternativa viable para promover un mejor desempeño sísmico por medio de controlar la deformación lateral del sistema estructural.

1.2.2 Criterios de análisis y diseño

El modelo numérico que se emplee para el análisis estructural debe considerar la participación de todos los elementos constructivos que, por su rigidez y forma de conexión, puedan tener una influencia significativa en la respuesta sísmica de la estructura, formen o no parte del sistema estructural principal. Ejemplos de elementos que usualmente no son considerados como parte del sistema estructural principal, pero que pueden participar de manera importante en la respuesta sísmica del edificio, son los muros divisorios y de colindancia, las escaleras y las fachadas prefabricadas. El diseñador deberá investigar y demostrar que todo elemento constructivo puede soportar adecuadamente las cargas y deformaciones que se generan en él de acuerdo con el análisis sísmico. Puede ignorarse la participación de los elementos constructivos que no formen parte del sistema resistente, cuando sean muy flexibles o cuando se desliguen de la estructura principal de manera que no restrinjan su deformación lateral para los desplazamientos de diseño.

Las estructuras se analizarán bajo las acciones de dos componentes horizontales ortogonales de movimiento del terreno. La dirección principal mayor será la dirección de la cortante basal asociada al modo fundamental de vibrar de un modelo tridimensional del edificio, y la dirección principal menor será perpendicular a la anterior.

Las deformaciones y fuerzas internas que resulten se combinarán entre sí como lo especifica esta Norma, y se combinarán con los efectos de las fuerzas gravitacionales y de las otras acciones que correspondan según los criterios que establece la NTC-Criterios. Las estructuras se analizarán con alguno de los métodos indicados en 2.1.

Se verificará que tanto la estructura como su cimentación puedan resistir las fuerzas cortantes y axiales, momentos flexionantes y torsionantes y momentos de volteo inducidos por sismo, combinados con los de las otras acciones que deben considerarse según lo previsto en la NTC-Criterios.

Comentario:

Independientemente de cuál de los métodos de análisis especificados en 2.1 se vaya a utilizar, se requiere determinar la respuesta del edificio ante dos componentes ortogonales de la acción sísmica de diseño. En la mayoría de los casos es obvia la definición de las dos direcciones ortogonales principales de un edificio; sin embargo, para plantas irregulares, y especialmente para las de forma curva, esto no es evidente y es necesario determinar la respuesta dinámica de un modelo tridimensional del edificio. Para establecer las direcciones principales del sistema estructural no se toma en cuenta el modo fundamental de vibrar asociado a su rotación en planta.

Además de la combinación más común, que es la de carga muerta más carga viva más sismo, se pueden dar casos en que deban considerarse otras acciones y diferentes combinaciones de estas. Por ejemplo: empujes de tierra, horizontales o verticales, empuje hidrostático, efectos de temperatura.

Es importante que se consulten la NTC-Criterios, para identificar las acciones que deben considerarse y las combinaciones de estas, así como los factores de carga que deben aplicarse en cada caso.

Particular atención tiene que darse al diseño estructural de los elementos de la cimentación, para lo cual se definen procedimientos de análisis en 1.2.3, mientras que los criterios geotécnicos se dan en la NTC-Cimentaciones. Es importante que haya una estrecha colaboración entre los responsables del proyecto estructural y los del proyecto geotécnico, para que se llegue a soluciones en las que el comportamiento de la cimentación y el de la superestructura sean congruentes.

1.2.3 Criterios de diseño para la cimentación

Deberá revisarse la seguridad de la cimentación para los modos de falla que puedan presentarse en los elementos estructurales que la componen y para la falla del suelo ante las fuerzas actuantes determinadas con los procedimientos establecidos en esta Norma.

Los criterios y procedimientos específicos para el diseño de los elementos estructurales de la cimentación se establecen en la *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate*, y los que rigen para la revisión de la seguridad ante fallas del suelo se establecen en la NTC-Cimentaciones.

Dado que las fuerzas internas que la superestructura puede soportar son mayores que las que resultan del análisis, las acciones con las que se debe verificar la resistencia de los elementos estructurales críticos de la cimentación deben incluir la sobre-resistencia que la superestructura es capaz de desarrollar. Por lo anterior, y únicamente para el diseño estructural de los elementos críticos de la cimentación, las fuerzas internas debidas a sismo que se hayan obtenido del análisis de la estructura deberán multiplicarse por $0.65R'$, donde R' es el factor de reducción por sobre-resistencia definido en 3.3. Con este fin, en ningún caso podrá considerarse un valor de $0.65R'$ menor que 1.0.

Para la revisión de un elemento crítico de la cimentación deben considerarse los comportamientos para los cuales la pérdida de la capacidad resistente del elemento lleve a situaciones en que la superestructura y la cimentación sean incapaces de redistribuir a otros elementos estructurales la resistencia aportada por el elemento crítico, de tal manera que su falla pueda llevar al colapso de una parte importante de la estructura o de la estructura misma. Algunos ejemplos de miembros críticos son:

- 1) Zapatas aisladas bajo columnas que no forman marco en alguna de sus direcciones principales, cuya falla de cortante por penetración implique la pérdida total de soporte.
- 2) Pilotes o pilas cuya falla individual o en grupo, en compresión o tensión, pueda causar el volteo de la edificación.
- 3) Pilotes ubicados en la periferia y en esquina de la planta de la estructura o del cajón o losa de cimentación.
- 4) Anclas permanentes que tienen como función proporcionar estabilidad a la superestructura, como aquellas que se colocan para trabajar por tensión ante la acción del sismo.
- 5) Elementos que soporten elementos estructurales que contribuyan con más de 35 por ciento de la resistencia total en términos de fuerza cortante basal, momento torsionante basal o momento de volteo.

Comentario:

Comúnmente, los elementos estructurales de la cimentación se calculan para que resistan las fuerzas internas que les introducen las cargas usadas para el análisis de la superestructura, para la combinación más desfavorable de acciones de diseño. Esta forma de proceder es objetable para el diseño de la cimentación, porque, como se especifica en 1.6, las fuerzas de diseño para las estructuras han sido afectadas por factores de reducción considerables, que toman en cuenta que el comportamiento no lineal de la estructura le permite disipar parte de la energía introducida por el sismo, y, además porque que la sobre-resistencia de esta le permite resistir cargas notablemente mayores que las que se consideran en el diseño.

Algunas normas basan sus requisitos en que la cimentación debe permanecer elástica bajo la intensidad sísmica base de diseño, porque los daños asociados a su comportamiento no lineal son difíciles, si no imposibles, de detectar y de reparar. Esto se ha aplicado principalmente en el diseño de puentes (AASHTO, 2017). Más recientemente, se ha propuesto que las cimentaciones deben diseñarse para que tengan la capacidad de resistir la máxima carga que le pueda transmitir la superestructura antes de su colapso.

*Por lo anterior, se optó por mantener el mismo criterio de la edición 2004 de esta Norma para el diseño de los elementos comunes de la cimentación, o sea de diseñarlas para las fuerzas internas obtenidas del análisis con los espectros reducidos por ductilidad y por sobre-resistencia, y solamente para los elementos identificados como “críticos” se tenga que escalar dichas fuerzas por **0.65R'**.*

*Es importante mencionar que el factor de **0.65R'** no se debe aplicar al diseño geotécnico de la cimentación y que, por tal motivo se deben reportar para el diseño geotécnico de la cimentación las fuerzas internas estimadas para las distintas combinaciones de carga sin afectar por dicho factor.*

La Norma da una relación de elementos que deben considerarse como críticos. Esta relación no debe considerarse exhaustiva. El/la Proyectista deberá evaluar cuáles son los elementos de la cimentación “cuya falla pueda llevar al colapso de una parte importante de la estructura”. Se llama la atención a que existen dos criterios fundamentales para definir un elemento crítico de la cimentación. Primero, es un elemento estructural que puede fallar y, segundo, la pérdida de su capacidad resistente no puede ser subsanada por el sistema estructural por medio de redistribuir las cargas que resistía a otros elementos de la estructura o la cimentación, de tal manera que su falla resulta en el colapso parcial o total del sistema estructural.

1.2.4 Criterios de Modelado

1.2.4.1 Alcance

Los requerimientos de modelado indicados en esta sección aplican a los casos en que se lleven a cabo un análisis estático conforme a 6.2, 6.3 y 6.4, o un análisis dinámico modal espectral conforme a 7.2. En otros casos, será necesario complementar dichos requerimientos con los que apliquen a cada caso particular según esta Norma. Entre estos están los indicados en 7.3 y 7.4 para los análisis dinámicos paso a paso; en 9.3.7, 9.3.8 y 9.4 cuando se usen modelos explícitos de la flexibilidad en la base; y en los capítulos 12 y 13 cuando se usen dispositivos de control de la respuesta sísmica.

1.2.4.2 Consideraciones generales

Deberán usarse modelos tridimensionales para el análisis de edificaciones nuevas o existentes. El modelo tridimensional debe incluir, conforme a lo indicado en 1.2.2, todos los elementos constructivos que, por su rigidez y forma de conexión, puedan tener una influencia significativa en la respuesta dinámica de la estructura. Ejemplos de estos elementos son traveses, columnas, conexiones, muros estructurales, contravientos, elementos estructurales que conforman los sistemas de piso y cimentación, muros diafragma, pretilas no deslizados de la estructura principal y muros de relleno.

El análisis dinámico modal espectral deberá considerar, de acuerdo con lo indicado en 7.2, todos los modos de vibrar necesarios para representar adecuadamente la respuesta tridimensional de la estructura, lo que implica primero, que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual que 90 por ciento del peso total de la estructura y, segundo, que se tome en cuenta el acoplamiento dinámico de los modos de vibrar.

Las estructuras se analizarán bajo las acciones de dos componentes horizontales ortogonales de movimiento del terreno. Para estructuras con configuraciones asimétricas o irregulares en planta, las direcciones principales de análisis deben establecerse conforme a lo indicado en 1.2.2. Opcionalmente, será posible establecer la dirección principal de análisis por medio de aplicar las fuerzas laterales de diseño, obtenidas conforme a lo que indica esta Norma, en intervalos discretos, por ejemplo, de 15°, hasta obtener los mayores desplazamientos laterales del sistema estructural.

Comentario:

El/la Proyectista debe conocer los fundamentos teóricos sobre los cuales se plantea el modelado del sistema estructural, de tal manera que sea capaz de establecer valores para las propiedades de los elementos estructurales que reflejen de manera pertinente las condiciones reales del sistema estructural. Dado que las formulaciones de los programas comerciales pueden exhibir diferencias, es importante que el/la Proyectista entienda los detalles de la formulación usada, de tal manera de hacer un mejor uso de los resultados del análisis con fines de diseño.

No es adecuado utilizar análisis por marcos planos debido a que este tipo de análisis desprezica efectos importantes de torsión y de interacción entre las dos direcciones traslacionales de referencia. Por otra parte, es importante determinar si existe acoplamiento entre las dos direcciones ortogonales. De forma adicional, al tener direcciones

fuertemente acopladas se tienen efectos de torsión debidos a la forma de la planta o distribución de rigideces que deben revisarse. Estos efectos de torsión no son capturados en modelos bidimensionales. Por otra parte, algunas de las irregularidades se están considerando en el análisis tridimensional como son estructuras esbeltas, muy alargadas entre otras, definidas en el capítulo 5.

Se considera que la dirección principal de análisis es aquella en la que el sistema estructural exhibe la mayor deformación lateral cuando en él se aplican las fuerzas laterales de diseño establecidas conforme a lo indicado en esta Norma.

1.2.4.3 Elementos por incluir en el modelado

Deberán integrarse al modelo de análisis todos los elementos que aporten rigidez y resistencia lateral al sistema estructural. Entre estos se incluyen las vigas y columnas, muros del material del que se trate, contravientos, los elementos estructurales que conforman los sistemas de piso y cimentación, e incluso aquellos elementos no estructurales que no se desliguen del sistema estructural y que tengan la capacidad de modificar la respuesta del sistema estructural. El objetivo del modelo matemático es estimar, de la manera más realista posible, de acuerdo con las condiciones reales de la estructura, las propiedades dinámicas del sistema estructural que influyen en su respuesta lateral.

También deberá ser incluida en el modelo de análisis la masa de aquellos elementos que, sin aportar rigidez y resistencia lateral al sistema estructural, modifican sus propiedades dinámicas. Entre estos elementos están las fachadas, muros divisorios, balcones, depósitos y contenidos e instalaciones. La inclusión de estas masas podrá realizarse mediante cargas uniformes en planta (muros divisorios), cargas lineales (fachadas) o cargas puntuales (depósitos de agua, equipos).

Comentario:

Determinar de forma incorrecta los periodos de vibrar del sistema estructural por la falta de consideración de elementos que indirectamente contribuyan a su rigidez lateral, por la omisión de la masa de elementos no estructurales y contenidos y, en su caso, por la no consideración de la flexibilidad del sistema suelo-cimentación, resulta en una estimación incorrecta de las acciones sísmicas de diseño que puede resultar en un diseño poco conservador. Con las herramientas de análisis y métodos numéricos disponibles en la actualidad no resulta adecuado usar métodos aproximados para la estimación de los periodos debido a las limitantes e incertidumbres que estos presentan. Solamente se deben utilizar métodos aproximados para la determinación de los periodos para verificar los obtenidos con los métodos de análisis.

1.2.4.4 Condiciones de frontera

Se deberán considerar las condiciones de frontera para los elementos estructurales de acuerdo con las características reales de conexión y apoyo. Cuando se usen modelos de análisis que representen a los elementos estructurales con barras, y la conexión de dos o más elementos estructurales no sea concéntrica debido a que sus ejes longitudinales centroidales no se intersectan en el mismo nodo, se deberán considerar la excentricidad y la reducción de rigidez correspondiente en el modelado de la zona de conexión. Cuando el eje centroidal del elemento estructural de menor ancho caiga en el tercio medio, medido en la dirección transversal del elemento estructural con el que conecta, esta excentricidad no requiere ser considerada en el modelo de análisis.

Cuando se deban tomar en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura de acuerdo con el capítulo 9, será necesario considerar en el análisis los efectos de giro y de corrimiento en la base de la cimentación. Esto podrá hacerse de manera indirecta con un modelo del sistema estructural sobre base rígida, de acuerdo con 9.3.2 y 9.3.3, o con modelos que consideren de manera explícita la flexibilidad en la base de acuerdo con 9.3.7, 9.3.8 y 9.4.

En el caso de sistemas estructurales desplantados sobre cimentaciones profundas, se deberán incluir en el modelo de análisis los cajones, trabes de liga, muros, y los correspondientes efectos de interacción suelo-estructura, y se debe considerar además la contribución de las pilas y pilotes de acuerdo con lo indicado en 9.3.5. En caso de que se use un modelo numérico para evaluar la interacción suelo-estructura de acuerdo con lo indicado en 9.4, el modelo de análisis deberá incluir las pilas. En caso de que sobre la cimentación actúen empujes laterales no compensados, deberán tomarse en cuenta durante el análisis. Así mismo y en su caso, el modelo de análisis deberá considerar los niveles de sótano que queden sin restricción lateral debido a excavaciones en el predio colindante.

En cimentaciones en desnivel o cuando la topografía existente genere restricciones laterales parciales debe tenerse cuidado de modelar tales restricciones de forma adecuada por lo que se debe evitar el empleo de un resorte general en toda la

cimentación que no toma en cuenta las diferencias en niveles del terreno a desplantar. Las restricciones al desplazamiento lateral a nivel banqueta en el modelo de análisis deberán justificarse adecuadamente, y no podrán ser consideradas cuando la topografía existente genere restricciones laterales parciales exclusivamente en alguna parte del basamento ubicada por debajo del nivel de banqueta

En el caso de que las columnas del sistema estructural se desplanten sobre zapatas aisladas o en circunstancias donde la condición de apoyo de las columnas sobre la base de la cimentación se encuentre en un punto intermedio entre un apoyo empotrado y uno articulado, se deberá considerar la condición de frontera que resulte crítica para el diseño del sistema estructural, que es la que resulta en los mayores desplazamientos laterales para el sistema estructural en la dirección de interés. Se podrá hacer uso de un apoyo semirrígido siempre y cuando esto se justifique en la memoria de cálculo.

Comentario:

Si no se tienen elementos que tomen en cuenta los giros de los elementos de frontera no se puede considerar una condición de empotramiento debido a que implica giro cero, basta un giro muy pequeño para que se libere el momento de empotramiento.

El no considerar correctamente los efectos de frontera podría generar condiciones que posiblemente no correspondan a la respuesta sísmica de la estructura. En el caso de componentes estructurales, el error más común es suponer apoyos con empotramiento aún si conectan con trabes secundarias o columnas desplantadas sobre zapatas aisladas, donde con el mínimo giro de estos elementos deja de existir el empotramiento, por lo que la respuesta modelada de la estructura ya no represente adecuadamente el comportamiento sísmico de la estructura.

El giro de cualquier cimentación cambia de manera importante la respuesta sísmica de la estructura al hacerla más flexible y por consiguiente alargar el periodo de la estructura y por lo tanto una mala caracterización para la obtención de fuerzas por sismo respecto a la conceptualización modelada. Por otra parte, el no representar adecuadamente, por ejemplo, las condiciones reales de una zapata y considerarla empotrada puede ser que se subestimen los desplazamientos laterales ante acciones sísmicas. Un pequeño giro de la zapata hace que las condiciones de apoyo este muy cerca a la de una articulación.

1.2.4.5 Modelado de la rigidez estructural

Las rigideces en flexión de los elementos estructurales, caracterizadas por el módulo de elasticidad del material y los momentos de inercia asignados a las barras que modelan dichos elementos, deben establecerse de acuerdo con lo indicado en la *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material del que se trate*. Para elementos estructurales de concreto reforzado, de mampostería, o compuestos, la norma respectiva indica como considerar en el modelo de análisis el agrietamiento de las secciones transversales. La reducción de las rigideces de los elementos estructurales debidas a este agrietamiento debe hacerse en función del nivel de desempeño que se revise de acuerdo con lo indicado en dichas normas.

En el caso de los elementos estructurales compuestos, las propiedades estructurales se deben establecer bajo la consideración del trabajo conjunto de todos los materiales estructurales que conforman la sección transversal.

El modelado de elementos anchos, como los muros y las losas, deberá incluir las deformaciones en corte en su plano, y debe ser calibrado, con evidencia experimental o herramientas analíticas, para representar adecuadamente su respuesta sísmica. En el caso de elementos estructurales con secciones transversales no rectangulares, como son aquellas con configuración en *T*, *L*, *I* o *C*, será necesario, además, considerar el trabajo conjunto de todas las porciones que constituyen la sección transversal para establecer las propiedades estructurales.

Comentario:

Cada una de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción del material de que se trate define los lineamientos que se deben seguir para la evaluación de las rigideces en flexión de los elementos estructurales.

Un ejemplo de esto son los factores de agrietamiento que se establecen en la NTC-Concreto para modificar la rigidez en flexión de los elementos estructurales de concreto reforzado. Otro ejemplo son las consideraciones y métodos de modelado establecidos por la NTC-Mampostería.

Entre las herramientas analíticas que se pueden usar para calibrar el modelado de elementos anchos o con secciones transversales no rectangulares está el uso de mallas formadas tanto por elementos tipo barra como por elementos finitos. Cuando se recurra a esta alternativa, es importante primero, que los mallados tengan una resolución adecuada para estimar de manera razonable las deformaciones en flexión y en corte del elemento por modelar y, segundo, que se consideren las condiciones de apoyo o frontera adecuadas. Aunque una malla puede ser tan fina como se requiera, se recomienda que como mínimo el elemento estructural se discretice con subelementos con dimensiones no mayores que un quinto del ancho o largo/alto del elemento sin exceder 1 metro.

El modelado del sistema de piso debe considerar las particularidades de su geometría en planta, tales como irregularidades y aperturas para escaleras, elevadores y ductos de tamaño considerable, y aquellas que se requieran por las condiciones específicas del proyecto arquitectónico. Se deben incluir en el modelo los distintos tipos de sistemas de piso que se utilicen para el proyecto, entre los que se encuentran las losas macizas, las losas soportadas sobre láminas metálicas, las losas reticulares y los sistemas prefabricados de piso.

En el modelado de sistemas de piso de losas conformadas por nervaduras en una o dos direcciones (ortogonales entre sí) construidas de forma monolítica con una capa superior de concreto, será válido considerar su trabajo compuesto para estimar las propiedades en flexión fuera del plano del sistema del piso.

No se deben usar modelos simplificados para el sistema de piso cuando se determine, de acuerdo con lo indicado en 2.8, que un diafragma de piso no es rígido en su plano. En estos casos, el modelado del sistema de piso debe considerar explícitamente la flexibilidad en flexión y en corte en el plano de los diafragmas de piso. En su caso, el modelo de análisis deberá incluir la contribución de elementos estructurales como colectores de carga y elementos de borde, y considerar el trabajo conjunto de todos los elementos estructurales contenidos en el plano del sistema de piso.

En edificaciones industriales, donde el sistema de piso (rejillas) o cubierta no da lugar a diafragmas rígidos, se deberán modelar los elementos estructurales, como es el caso de los contraventeos horizontales, que dan continuidad en el plano. Si estos elementos únicamente trabajan a tensión, se deberán hacer las consideraciones necesarias de modelado para tomar en cuenta esta condición.

Comentario:

Es importante modelar correctamente el sistema de piso tanto para poder diseñarlo por resistencia en sus diferentes ubicaciones de interés, así como para identificar concentraciones de esfuerzos debidos a las discontinuidades. Se deben también considerar de igual manera los cambios de rigidez en el entrepiso en caso de existir cambios de sistemas de piso lo cual genera modificaciones en las trayectorias de transferencia de las cargas a los elementos del sistema sismo-resistente.

Cuando un diafragma no cuenta con suficiente rigidez resulta más relevante su resistencia por lo que se deben incluir en el modelado todos los elementos para generar el diseño. En general no es recomendable usar simplificaciones de modelado en los sistemas de piso (por ejemplo, imponer la condición de diafragma rígido) comunes en los programas de análisis con los cuales se impone una situación que no representa el comportamiento real del entrepiso y que podría ocasionar que se desprecien concentraciones de esfuerzos importantes.

1.2.4.6 Modelado de las masas sísmicas

Las masas sísmicas utilizadas para la determinación de los periodos de la estructura y las fuerzas sísmicas deben ser estimadas bajo la consideración del peso propio de la estructura, las cargas muertas impuestas (muros divisorios, acabados, instalaciones, plafones, rellenos, fachadas, etc.) y los valores de las cargas vivas, establecidos de acuerdo con la NTC-Criterios, para condiciones accidentales.

1.2.4.7 Calibración de modelo

En casos en que se requiera el uso de modelos complejos, se deberán corroborar los resultados del análisis con modelos simplificados con el fin de establecer la pertinencia de los resultados obtenidos. Entre las demandas que deben revisarse están el cortante basal, los momentos de volteo, las fuerzas internas en los elementos estructurales y los desplazamientos laterales del sistema estructural.

1.3 Zonas

Para los efectos de cumplimiento de esta Norma, la Ciudad de México se divide en tres zonas sísmicas de acuerdo con lo siguiente:

- i. Zona A. Corresponde a la zona de la ciudad para la que el periodo dominante de vibrar más largo del terreno en el sitio de interés, T_s , es igual o menor que 0.5s.
- ii. Zona B. Corresponde a la zona de la ciudad para la que $0.5 < T_s \leq 1.0s$
- iii. Zona C. Corresponde a la zona de la ciudad para la que T_s es mayor que 1.0s

Comentario:

En versiones anteriores de esta Norma, la zonificación geotécnica de la ciudad constituía, de hecho, una zonificación sísmica, de la cual se derivaban los coeficientes sísmicos y los parámetros necesarios para calcular los espectros de diseño o los otros indicadores de la demanda sísmica especificados para realizar el análisis sísmico de la estructura. Desde la edición 2017 de esta Norma se recurre a un sistema informático que proporciona, para el sitio específico del inmueble, el espectro de diseño, cuando se va a realizar un análisis dinámico modal o uno estático, o bien los conjuntos de acelerogramas de diseño, si se va a realizar un análisis dinámico paso a paso. Los procedimientos respectivos se definen en el capítulo 3 para los dos primeros casos, y en 7.3 y 7.4 para el tercero. Para esta nueva edición de la Norma el comité encargado de redactarla decidió definir tres zonas sísmicas en Ciudad de México, que si bien tienen algún tipo de correspondencia con las zonas geotécnicas (Lomas, Transición y del Lago), no corresponden exactamente a ellas. Mientras que las zonas geotécnicas tienen que ver con la estructura de los suelos subyacentes, las sísmicas quedan definidas con base en la respuesta dinámica del sitio durante sismos de diferente intensidad. Aunque claramente la respuesta sísmica depende de los suelos subyacentes, en el caso de la Ciudad de México, hay otros factores que influyen de manera importante en la respuesta sísmica de algún sitio en particular, y que deben ser considerados cuidadosamente para establecer los espectros de diseño. Para definir la zona sísmica en que se encuentra el sitio de la construcción, es necesario consultar en el SASID el valor de T_s .

Conocer la zona sísmica a la que pertenece el sitio donde se ubica la estructura es necesario, porque algunos parámetros de los procedimientos de diseño, así como los límites de aplicabilidad de diversos procedimientos de diseño, están en función de la zona sísmica. Adicionalmente, conocer la zona geotécnica sigue siendo necesario debido a que hay que tener en cuenta que los requisitos impuestos para la revisión del proyecto estructural, que se especifican en las Normas Técnicas Complementarias respectivas del Reglamento, son más rigurosos para las edificaciones ubicadas en las zonas del Lago o de Transición que para las que se encuentran en la zona de Lomas.

1.4 Clasificación de las estructuras

Para fines de diseño sísmico las construcciones se clasificarán en los grupos y subgrupos que se indican en el Reglamento.

Comentario:

La clasificación de la estructura es básica para definir, como indica la tabla 1.1a, los requisitos de diseño y revisión de la estructura, así como las demandas sísmicas de diseño.

1.5 Acciones sísmicas de diseño

Cuando el diseño se realice con el análisis dinámico modal especificado en 7.2, las acciones sísmicas se determinarán con los espectros de diseño definidos en el capítulo 3. Las acciones sísmicas para el diseño con el método estático especificado en el capítulo 6 se determinarán también con los espectros citados, con las modificaciones indicadas en ese capítulo. Cuando se use un método de análisis dinámico paso a paso, las acciones sísmicas se determinarán mediante familias de acelerogramas obtenidas como se especifica en 7.4.1.

Comentario:

La forma de determinar las acciones sísmicas de diseño depende del método de análisis sísmico que se haya adoptado. Estos métodos se especifican en 2.1 y se tratan con mayor detalle en los capítulos 6 y 7.

Los espectros de diseño y los conjuntos de acelerogramas se obtienen directamente de una base de datos electrónica que ha sido desarrollada específicamente para la aplicación de esta Norma.

1.6 Reducción de las fuerzas sísmicas

Cuando se use el análisis dinámico modal espectral o el análisis estático, las fuerzas sísmicas calculadas pueden reducirse para fines de diseño siguiendo los criterios que se fijan en 3.2 y 3.3 en función del nivel de desempeño y de las características del sistema estructural y del tipo de suelo. Cuando se use un método de análisis dinámico paso a paso, las acciones sísmicas y las respuestas dinámicas correspondientes se determinarán como se especifica en 7.4.

Comentario:

En ediciones anteriores de esta Norma ya se había introducido la posibilidad de aplicar una reducción de las acciones de diseño en función de la capacidad de la estructura de disipar parte de la energía introducida por el sismo mediante el comportamiento no lineal de los materiales. En esta nueva edición se mantiene esta reducción para la revisión del nivel de desempeño de Seguridad de Vida y, en el capítulo 4, se hacen más explícitas y detalladas

las opciones que se tienen en función del material, del sistema estructural y del detallado de los elementos estructurales.

En el apéndice A de la edición 2004 de esta Norma, ya se incluía la reducción de las acciones de diseño en función de la sobre-resistencia de la estructura. A partir de la edición 2017, dicha reducción se aplica de manera generalizada y, a partir de la presente edición, se hace una distinción en estos términos para los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida.

1.7 Revisión de los desplazamientos laterales

La distorsión de entrepiso se define como la diferencia entre los desplazamientos laterales de los pisos consecutivos que lo delimitan dividida entre la diferencia de elevaciones correspondiente. Para efectos de revisión, los desplazamientos laterales se obtienen con un análisis que considera los efectos combinados de las fuerzas sísmicas de diseño y de las fuerzas gravitacionales, y deberá considerarse la mayor distorsión de las que se calculan para cada elemento o subsistema vertical contenido en el entrepiso (marcos, muros o cualquier otro elemento vertical). Para el cálculo de las distorsiones se deberán incluir, cuando así proceda, los efectos de torsión, de segundo orden, bidireccionales, de interacción suelo-estructura, y de flexibilidad de los diafragmas de piso establecidos en el capítulo 2, así como el factor de carga que corresponda según lo establecido en 3.4 de la NTC-Criterios. La revisión de las distorsiones se deberá hacer de manera independiente para las dos direcciones principales de análisis, y debe considerar los niveles de desempeño indicados en la tabla 1.1a, según el grupo al que pertenezca la construcción de acuerdo con la clasificación de 1.4.

Para el cumplimiento del nivel de desempeño de Seguridad de Vida, se revisará que las distorsiones obtenidas con el espectro de diseño que corresponda a la intensidad sísmica de interés, establecido de acuerdo con el capítulo 3, multiplicadas por QR' , no excedan los valores especificados para la distorsión límite γ_{sv} en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4, según la estructuración que se haya adoptado. Q es el factor de comportamiento sísmico especificado en las mismas tablas. El valor de R' se calculará para el periodo fundamental de vibrar de la estructura en la dirección en que se revisan las distorsiones de acuerdo con 3.3. Dado que el nivel de desempeño de Seguridad de Vida hace referencia al comportamiento de los elementos estructurales, se le considera un estado límite de falla y, en consecuencia, se deben considerar los factores de carga prescritos por las NTC-Criterios durante el análisis.

Para el cumplimiento del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, se revisará que las distorsiones obtenidas con el espectro elástico de diseño que corresponda a la intensidad sísmica de interés, establecido de acuerdo con el capítulo 3, multiplicadas por R' , no excedan los valores especificados para la distorsión límite γ_{oi} en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4, según la estructuración que se haya adoptado. El valor de R' se calculará para el periodo fundamental de vibrar de la estructura en la dirección en que se revisan las distorsiones de acuerdo con 3.3. Las distorsiones no requieren ser multiplicadas por Q debido a que para este nivel de desempeño se usa $Q = 1$. Dado que el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata hace referencia al comportamiento de los elementos estructurales, se le considera un estado límite de falla y, en consecuencia, se deben considerar los factores de carga prescritos por las NTC-Criterios durante el análisis.

Para el cumplimiento del nivel de desempeño de Limitación de Daño No Estructural, se revisará que las distorsiones obtenidas con el espectro elástico sin reducir que corresponda a la intensidad sísmica de interés, establecido de acuerdo con el capítulo 3, no excedan 0.002, salvo que todos los elementos no estructurales sean capaces de soportar deformaciones apreciables o estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite en cuestión será 0.004. Al calcular las distorsiones mencionadas en este párrafo pueden descontarse las debidas a la flexión de conjunto de la estructura. Dado que el nivel de desempeño de Limitación de Daño No Estructural hace referencia exclusiva al desempeño de los elementos no estructurales, se le considera un estado límite de servicio y, en consecuencia, no se deben considerar factores de carga durante el análisis.

Cuando se use un método de análisis dinámico paso a paso, la revisión de las distorsiones de entrepiso se hará como se especifica en 7.4.4.

Los desplazamientos laterales y las distorsiones para la intensidad sísmica base de diseño se emplearán para revisar los requisitos de separación de edificios colindantes de 1.8.

Comentario:

En ediciones de esta Norma anteriores a 2017, la revisión de los desplazamientos laterales de entrepiso tenía solamente la función de cumplir el requisito de que ante sismos frecuentes no se presentaran daños en elementos no estructurales. En esta edición se dan criterios para revisar tres niveles de desempeño: Seguridad de Vida,

Ocupación Inmediata y Limitación de Daño No Estructural. Para los tres niveles de desempeño se revisa la distorsión máxima de entrepiso. El primero tiene el objetivo de que la distorsión de ningún entrepiso exceda la capacidad de deformación lateral del entrepiso para la que el daño es reparable y no pone en riesgo la integridad física de los ocupantes del edificio. La capacidad de distorsión de entrepiso debe tomar en cuenta tanto la parte de comportamiento lineal como la no lineal del mismo; o sea que depende de la ductilidad del sistema estructural. Por ello los resultados del análisis de la estructura para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida se deben multiplicar por \mathbf{Q} y por \mathbf{R}' , dado que este análisis supone un comportamiento lineal hasta la deformación de fluencia del sistema estructural, y no toma en cuenta que las deformaciones inelásticas son \mathbf{Q} veces mayores que las calculadas; tampoco toma en cuenta que la resistencia que puede alcanzar la estructura es \mathbf{R}' veces mayor que la supuesta en el análisis. Las distorsiones máximas así obtenidas no deben exceder la que corresponde a la deformación lateral en que el sistema estructural alcanza su resistencia máxima (γ_{sv}), la que se proporciona en el capítulo 4 en función del material y el sistema estructural. Los valores de distorsión límite γ_{sv} considerados en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4 para la revisión del nivel de desempeño de Seguridad de Vida exhiben diferencias notables respecto a los considerados en el cuerpo principal de la edición 2004 de esta Norma. Esto se debe a que la edición actual requiere, en congruencia con el uso de espectros transparentes de diseño para la evaluación de este nivel de desempeño, de capacidades realistas de deformación para los diferentes sistemas estructurales. El uso de valores realistas para la distorsión máxima ya era considerado en el apéndice A de la edición 2004 de esta Norma.

La segunda revisión tiene como objetivo revisar que la estructura sea capaz de satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, para lo cual deberán considerarse los valores de γ_{oi} contenidos en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4. Los resultados del análisis de la estructura para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata solo se deben multiplicar \mathbf{R}' , ya que para este nivel de desempeño el sistema estructural debe permanecer elástico y, por ende, $\mathbf{Q} = 1$. Para hacer posible el diseño del sistema estructural bajo estas circunstancias, puede considerarse el uso de sistemas duales conformados por marcos y elementos estructurales rigidizantes, como muros y contravientos, y el uso de sistemas de control de la respuesta sísmica.

La tercera revisión de desplazamientos laterales se refiere al nivel de desempeño de Limitación de Daño No Estructural, que consiste en que, en ningún entrepiso se rebase la distorsión que causaría daño moderado a elementos no estructurales, tales como muros de mampostería, muros divisorios de tablarroca o similar, plafones, y elementos de fachada como cancelerías, vidrios y elementos prefabricados. No se reduce el espectro de diseño por los factores de reducción contemplados en 3.2 y 3.3 debido a que para este nivel de desempeño el sistema estructural no desarrolla comportamiento no lineal ni sobre-resistencia.

En la práctica, limitar las distorsiones de entrepiso en un sistema estructural convencional para los diferentes niveles de desempeño implica imponer requisitos de rigidez lateral durante su diseño. La distorsión con la que se revisa el nivel de desempeño que corresponda se calcula bajo la consideración exclusiva de la componente de los desplazamientos laterales alineada con la dirección de interés, esto es, no debe considerarse una suma vectorial que incluya la contribución de la componente en la dirección perpendicular a la de interés.

Los valores de \mathbf{Q} , \mathbf{R}' , y γ_{sv} y γ_{oi} son propiedades unidireccionales del sistema estructural; esto es, corresponden a una de las direcciones principales de análisis. Pueden ser iguales o no para las dos direcciones principales de análisis en función de si los parámetros y condiciones que se usan para establecer estos valores difieren en dichas direcciones. Con fines de simplificar la revisión de distorsiones, sería posible usar los mismos valores en ambas direcciones siempre y cuando esto de lugar a una revisión más conservadora.

1.8 Separación de edificios colindantes

Toda edificación deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos una distancia no menor que 5 cm, ni menor que el desplazamiento lateral calculado para el nivel de que se trate, determinado con un análisis que considere, cuando así proceda, los efectos de giro y del corrimiento en la base de la cimentación calculados con los procedimientos del capítulo 9.

En caso de que en un predio adyacente se encuentre una construcción que esté separada del lindero una distancia menor que la antes especificada, deberá dejarse en la nueva construcción una distancia tal que la separación entre las dos construcciones no sea menor que la suma de las requeridas para cada una, según esta sección.

La separación entre cuerpos de un mismo edificio será cuando menos igual a la suma de las que corresponden a cada uno, de acuerdo con los párrafos precedentes. La separación entre dos edificaciones ubicadas en el mismo predio o entre cuerpos de un mismo edificio no deben ser menores que 10 cm.

En los planos arquitectónicos y estructurales se anotarán las separaciones que deben dejarse en los linderos y entre cuerpos de un mismo edificio.

Los espacios entre edificaciones colindantes y entre cuerpos de un mismo edificio deben quedar libres de todo material, condición que debe garantizarse al término de la construcción. Para garantizar que no se obstruya la separación deberán usarse tapajuntas que permitan los desplazamientos relativos, tanto en su plano como perpendicular a él. Los tapajuntas deberán revisarse cada 5 años o después de la ocurrencia de un sismo importante, y recibir el mantenimiento adecuado.

Comentario:

Las separaciones mínimas que se establecen entre estructuras adyacentes tienen el fin de impedir el choque entre ellas, que ha sido una causa frecuente de fallas locales o totales en las construcciones.

Se establece que el hecho de que una construcción adyacente no haya respetado los criterios de separación mínima no basta para que los criterios no se respeten en la nueva construcción que se diseña. La definición de sismo importante puede encontrarse en [Definiciones](#).

2. TIPOS DE ANÁLISIS Y EFECTOS ESPECÍFICOS A CONSIDERAR

2.1 Métodos de análisis sísmico

Las estructuras deben diseñarse con el análisis dinámico modal espectral indicado en 7.2. El método estático del capítulo 6 es aceptable cuando se cumplan los requisitos establecidos en ese capítulo.

Debe verificarse con un análisis dinámico paso a paso, de acuerdo con lo indicado en 7.3 y 7.4, el diseño estructural de edificaciones que excedan los límites de altura indicados en la tabla 2.1.1, de estructuras con periodo fundamental de vibrar mayor que 5 s, de estructuras fuertemente irregulares por torsión o por elevación de acuerdo con lo indicado en 5.5 y 5.6, respectivamente, de estructuras diseñadas con metodologías de diseño basadas en el control de desplazamientos de acuerdo con el capítulo 11, y de estructuras con dispositivos de control, diseñadas de acuerdo con lo indicado en los capítulos 12 y 13. Se considerará satisfactorio el diseño si se cumple con lo especificado en 7.4.4 y el capítulo 14.

Tabla 2.1.1 Límites de altura arriba de los cuales se requiere llevar a cabo un análisis dinámico paso a paso

Zonas Sísmicas	Estructuración ^[1]	Altura, en m
B y C	Regular	120
	Irregular	100
	Fuertemente Irregular	80

^[1] El sistema estructural se clasifica como regular, irregular o fuertemente irregular de acuerdo con lo indicado en 2.2

Comentario:

Con fines de diseño, esta Norma considera el análisis dinámico modal y el análisis estático. Mientras que el primero se considera válido bajo cualquier circunstancia, el uso del segundo se limita a estructuras de baja altura y no puede usarse para el diseño de estructuras del Grupo A o que sean fuertemente irregulares.

El uso del análisis dinámico paso a paso se considera para la revisión de la seguridad estructural de edificios altos. En particular, la revisión de varios edificios altos ubicados en las Zonas B y C indica que el nivel de daño en sus pisos intermedios y superiores puede resultar excesivo a pesar de haber sido diseñadas correctamente conforme a un análisis dinámico modal espectral. Esto debido a que sus modos superiores movilizan un alto porcentaje de la masa total del sistema estructural, y que, en dichas zonas, los segundos y terceros modos de vibrar contribuyen de forma importante a la respuesta dinámica debido a la coincidencia que se observa entre sus periodos y el periodo dominante del terreno. Por otra parte, tampoco se pueden evaluar aceleraciones mediante el análisis dinámico modal espectral que para algunos entrepisos de edificios altos puede ser una condición de diseño. Varias investigaciones, como la reportada en Rodríguez et al. (2002), indican que los procedimientos tradicionales de combinación modal, como las consideradas por esta Norma, pueden llegar a subestimar de manera importante la contribución de modos superiores a la respuesta dinámica de los edificios, y que esta subestimación se hace más pronunciada conforme se incrementa la demanda de comportamiento plástico en el sistema estructural. Por ello, esta Norma requieren de una revisión cuidadosa del sistema estructural de edificios altos para evitar daño excesivo en sus pisos intermedios y superiores.

A partir de esta edición, la Norma considera una variedad de casos para los que debe verificarse el diseño con un análisis dinámico paso a paso. Por diversas razones, las ordenadas del espectro parametrizado de diseño suelen ser mayores que las del espectro de peligro uniforme que se usa como referencia para establecer los acelerogramas con que se lleva a cabo el análisis dinámico paso a paso. Como resultado de esto, es probable que la respuesta del sistema estructural que se estima con un análisis dinámico paso a paso resulte significativamente menor que la que se estima, ya sea con un análisis estático o uno modal espectral, con fines de diseño. Dentro del contexto de uso de esta Norma, esto no implica la posibilidad de optimizar el sistema estructural. Al respecto, el comité a cargo de redactarla considera necesario que la comunidad mexicana de ingeniería estructural desarrolle mayor experiencia con el uso del análisis dinámico paso a paso, dentro del marco de una evaluación basada en desempeño, antes de abrir la posibilidad de optimizar el diseño con base en sus resultados. Por el momento, el análisis dinámico paso a paso representa una herramienta de verificación de un sistema estructural diseñado bajo la consideración de todos los requisitos impuestos por esta Norma.

2.2 Irregularidad estructural

Con fines de diseño y para los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida, se penalizarán las acciones de diseño y las distorsiones límite de las estructuras irregulares de acuerdo con lo indicado en 5.4, 5.5, 5.6, 5.7 y 5.8.

Para efectos de cumplimiento de esta Norma deberá clasificarse la estructura de acuerdo con lo siguiente:

- 1) Regular, cuando no cae en ninguno de los casos bajo consideración en 5.4, 5.5, 5.6 y 5.8.
- 2) Irregular, cuando caiga en cualquiera de los casos indicados en 5.4 y 5.8.
- 3) Fuertemente irregular, cuando caiga en cualquiera de los casos indicados en 5.5 y 5.6.

Para efectos de cumplimiento de esta Norma, se establece que una estructura cumple con la condición de planta sensiblemente simétrica cuando no exhibe la irregularidad en torsión indicada en 5.2.1.

Comentario:

Las penalizaciones de las acciones de diseño y distorsiones límite indicadas en el capítulo 5 se establecieron con el fin de mejorar el desempeño estructural de las estructuras irregulares. Dado que el nivel de desempeño de Limitación de Daño No Estructural hace referencia en exclusiva al desempeño de los elementos no estructurales, se le considera un estado límite de servicio y, en consecuencia, no se usa para revisar el desempeño del sistema estructural. En congruencia, solo es necesario considerar las penalizaciones indicadas en el capítulo 5 cuando se consideran los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida, que hacen referencia al desempeño del sistema estructural.

2.3 Efectos de torsión

La excentricidad torsional, e_s , calculada en cada entrepiso, debe tomarse como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y la línea de acción de la fuerza lateral que actúa en él. Para fines de diseño, el momento torsionante debe tomarse, por lo menos, igual a la fuerza lateral que actúa en el nivel multiplicada por la excentricidad que para cada elemento vertical sismo-resistente resulte más desfavorable de las siguientes:

$$1.5e_s + e_a \quad (2.3.1.a)$$

$$e_s - e_a \quad (2.3.1.b)$$

donde e_a es la excentricidad accidental en la dirección de análisis, medida perpendicularmente a la acción sísmica.

La excentricidad accidental, e_{ai} , en la dirección perpendicular a la de análisis en el i -ésimo entrepiso debe calcularse como sigue:

$$\left[0.05 + \frac{0.05(i-1)}{(n-1)} \right] b_i \quad (2.3.2)$$

donde b_i es la dimensión del i -ésimo piso en la dirección perpendicular a la dirección de análisis; y n , el número de pisos del sistema estructural. Cuando las fuerzas sísmicas se aplican de manera concurrente en 2 direcciones ortogonales, la excentricidad accidental no necesita ser considerada de manera simultánea en ambas direcciones, sino que debe ser aplicada en la dirección que produce el mayor efecto.

Cuando el sistema estructural cuente con diafragmas de piso rígidos de acuerdo con lo indicado en 2.8, el efecto de la torsión accidental puede ser considerado añadiendo a las fuerzas y desplazamientos que resulten de un análisis que no la considere, los efectos de un sistema de cargas que produzca un momento alojado en el plano de cada nivel de piso. El valor de cada uno de estos sistemas de carga se determinará de manera que produzca los momentos torsionantes de entrepiso que resultarían de considerar en cada dirección horizontal ortogonal la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad accidental calculada con la ecuación 2.3.2. Para este fin, se considerarán dos configuraciones de los momentos torsionantes debidos a las excentricidades accidentales, una en que todos los momentos adicionales se tomen con signo positivo y otra con signo negativo. Esta condición se cumple de acuerdo con lo siguiente:

$$M_{0i} = \pm [M_{ai} - M_{a(i+1)}] \quad (2.3.3)$$

donde M_{0i} es el momento aplicado en el plano del i -ésimo nivel, y $M_{ai} = (V_i e_{ai})$, en donde V_i es la fuerza cortante del i -ésimo entrepiso en la dirección del análisis, y e_{ai} su correspondiente excentricidad accidental de entrepiso, calculada de acuerdo con la ecuación 2.3.2.

Ningún elemento estructural podrá tener una resistencia menor que la necesaria para resistir la fuerza cortante que le corresponda sin tomar en cuenta la torsión accidental.

Comentario:

La torsión sísmica se considera formada de dos partes: una torsión propia del modelo de análisis, comúnmente referida como torsión natural, y una torsión accidental.

Las torsiones natural y accidental se expresan como el producto de una fuerza por una excentricidad. Así, la torsión natural se obtiene del producto de una fuerza cortante (N) por una excentricidad natural (e_s), y la torsión accidental resulta del producto de la misma fuerza cortante por una excentricidad accidental (e_a). El tipo de análisis estructural (dinámico o estático) determina cómo incorporar en el diseño los efectos de ambas torsiones. Las fuerzas cortantes deberán estimarse con apego a lo establecido en otras secciones de esta Norma.

En esta Norma, el término "centro de torsión" es equivalente al término "centro de rigidez" y se entiende como el punto a través del cual la fuerza cortante resultante en ese entrepiso pasa sin ocasionar rotación alguna de ese entrepiso.

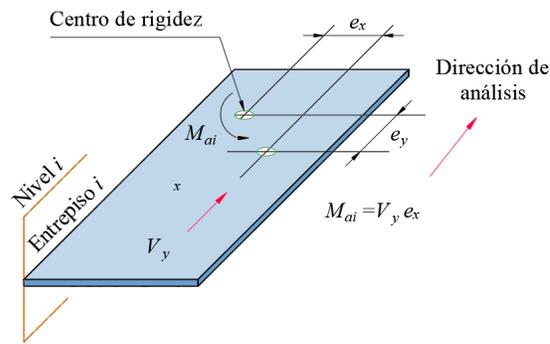
La forma más sencilla de calcular los efectos de la torsión natural es empleando un modelo de análisis tridimensional (estático o dinámico), lo cual evita calcular de manera explícita el centro de rigidez y la excentricidad natural. Si el análisis es dinámico, las masas asociadas a la carga muerta y a la carga viva instantánea deben ubicarse en el modelo de tal forma que se incorpore adecuadamente la inercia rotacional. Además, si el análisis es dinámico los resultados que se obtienen de éste ya incluyen el efecto dinámico de la excentricidad natural.

Si se realiza un análisis estático tridimensional, las fuerzas sísmicas equivalentes en cada piso deben pasar por los centros de masa. De esta manera, el análisis proporciona los efectos de la torsión natural estática, por lo que se deberá recurrir al uso de las ecuaciones 2.3.1.a y 2.3.1.b para corregir los resultados del análisis estático y obtener estimaciones dinámicas. El factor de 1.5 que multiplica a la variable e_s en la ecuación 2.3.1.a, toma en cuenta de manera aproximada los efectos estáticos en dinámicos. En un análisis dinámico dicho factor es igual a 1.0.

Los elementos o planos verticales que se coloquen a ambos lados del centro de rigidez de un entrepiso deben ser del mismo tipo. Por ejemplo, si en uno de los lados la rigidez y resistencia son suministradas predominantemente por columnas, en el lado opuesto también deben serlo. Es importante para controlar la respuesta torsional de la estructura que las resistencias y rigideces laterales de dichos elementos y planos sean razonablemente iguales, en la dirección de interés, a ambos lados del centro de rigidez del entrepiso.

La torsión accidental se estima por medio de la ecuación 2.3.2, la cual hace variar la excentricidad accidental en función de la ubicación vertical del entrepiso. Los efectos calculados de la torsión accidental se suponen como dinámicos en todos los casos, por lo que no requieren amplificación.

En el caso de un análisis estático o en uno modal espectral, los efectos de la torsión accidental se pueden sumar algebraicamente a los resultados de un análisis que sólo considere e_s . En forma práctica esto equivale a definir dos condiciones de carga: una para la torsión natural y otra para la torsión accidental. Para ambos tipos de análisis, el sistema de carga básico correspondiente a la torsión accidental se obtiene aplicando momentos M_{0i} en cada uno de los pisos (losas), de acuerdo con la ecuación 2.3.3. Los momentos de entrepiso M_{ai} , a partir de los cuales se obtienen los momentos M_{0i} , se ilustran en la figura C2.3.1 para la dirección de análisis indicada. Es claro que para el último entrepiso $M_{0i} = \pm M_{ai}$. Para considerar los efectos bidireccionales deben analizarse por separado ambas direcciones del registro sísmico. Para cada dirección de análisis se usa una condición de carga independiente y posteriormente éstas se combinan.

Figura C2.3.1 Definición de momentos M_{ai}

La evaluación de daño en edificios después de sismos intensos, como los ocurridos los 19 de septiembre de 1985 y 2017, indica que un porcentaje considerable de los edificios que exhibieron comportamiento estructural deficiente y colapso, estaban ubicados en esquina. Entre las razones que se han encontrado para este desempeño deficiente está el de efectos torsionales excesivos en la respuesta dinámica del sistema estructural. Debido a esto, algunos cuerpos normativos, como el ASCE/SEI 7-22, limitan en algunos casos la irregularidad en planta del sistema estructural. Independientemente de que se sigan los requerimientos de diseño de esta Norma en lo que se refiere a los efectos de torsión, siempre será deseable controlar la respuesta torsional del sistema por medio del uso de sistemas razonablemente regulares en planta y de configuraciones estructurales con alta rigidez torsional.

2.4 Efectos de segundo orden

Deben tenerse en cuenta explícitamente en el análisis los efectos geométricos de segundo orden; esto es, los momentos, fuerzas axiales y cortantes adicionales provocadas por las cargas verticales al obrar en la estructura desplazada lateralmente. Estos efectos pueden despreciarse en los entrepisos en que la distorsión establecida para la revisión de acuerdo con 1.7 no exceda la cantidad siguiente:

$$0.08 \frac{V_i}{W_{pi}} \quad (2.4.1)$$

donde V_i es la fuerza cortante de diseño calculada en el i -ésimo entrepiso para la revisión del nivel de desempeño de interés y W_{pi} el peso de la parte de la construcción situada encima de ese entrepiso, sin factor de carga.

Comentario:

Esta Norma usa la distorsión máxima para establecer cuándo deben considerarse los efectos geométricos de segundo orden en el análisis estructural. El requerimiento actual es similar al que se establecía en ediciones anteriores de la Norma, con la excepción de que ahora se establece explícitamente que el peso de la parte de la construcción situada encima del entrepiso no debe considerar el factor de carga. En congruencia, estándares de diseño sísmico, como el ASCE/SEI 7-22, indican que, durante el cálculo del coeficiente de estabilidad usado para establecer la necesidad de considerar los efectos de segundo orden, el peso no debe considerar factores de carga mayores que uno. Lo anterior debido a que la fuerza cortante de diseño calculada para el entrepiso ya considera un factor de carga. En términos generales, la ecuación 2.4.1 se estableció con el fin de que el incremento en las fuerzas internas producto de los efectos de segundo orden no exceda en más de 10 por ciento el valor de las fuerzas internas estimadas sin tomar en cuenta dichos efectos.

2.5 Efectos bidireccionales

Para el método estático o el dinámico modal espectral, los efectos de los dos componentes horizontales del movimiento del terreno se deben combinar, tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a él, con los signos que resulten más desfavorables para el diseño de cada elemento estructural.

Comentario:

Muchos elementos de un sistema estructural quedan sometidos de manera simultánea a los efectos de las dos componentes horizontales del movimiento del terreno. En muchos casos, considerar un modelo bidimensional (que ignora este efecto combinado) da lugar a diseños deficientes que pueden no satisfacer el propósito y alcance establecidos en 1.1. Para evitar lo anterior, esta Norma requiere el uso de modelos tridimensionales de análisis

estructural que consideren los efectos combinados de las dos componentes horizontales del movimiento del terreno. La combinación 100-30 por ciento es considerada por varios códigos de diseño sísmico, ya que su aplicación por varias décadas ha dado lugar a sistemas estructurales que han tenido un desempeño sísmico adecuado durante eventos sísmicos de diferente intensidad.

2.6 Efectos de la interacción suelo-estructura

Tanto para los casos en que el espectro de diseño se obtenga a partir del *SASID*, como para aquellos en que se determine por medio de un estudio basado en las propiedades específicas del suelo, el cálculo de la respuesta sísmica de diseño tomará en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura inercial de acuerdo con el [capítulo 9](#). Estos efectos también deberán ser considerados cuando se lleve a cabo un análisis dinámico paso a paso conforme a lo indicado en las [secciones 7.3](#) y [7.4](#).

Comentario:

Los efectos de interacción suelo-estructura se presentan cuando las deformaciones que se producen entre el sistema de cimentación y el terreno de desplante que lo rodea son lo suficientemente grandes, con respecto a la deformación esperada en la estructura, para ser tomadas en cuenta. Estos efectos pueden modificar los parámetros dinámicos fundamentales del sistema suelo-estructura, en especial aquellos asociados al modo fundamental de vibrar en cada una de las direcciones ortogonales de la estructura. Las principales modificaciones son el alargamiento del periodo fundamental de vibrar, el cambio en el nivel de amortiguamiento y la modificación de la relación que existe entre el factor de comportamiento sísmico Q y el factor de reducción por comportamiento sísmico Q' . Estas modificaciones generan variaciones (amplificaciones o reducciones) en las ordenadas del espectro de diseño que deberán usarse durante el diseño de la estructura y su cimentación.

2.7 Comportamiento asimétrico en elevación

Cuando el sistema estructural sea asimétrico en elevación debido a que sus cortantes basales resistentes son significativamente diferentes en los dos sentidos de una dirección de análisis, se dividirán los factores de resistencia correspondientes al material de que se trate, entre el factor F_a especificado en las [ecuaciones 2.7.1](#) o [2.7.2](#). Entre estos casos se encuentran estructuras con elementos o planos estructurales inclinados en altura o con elementos que respondan de manera diferente en cada sentido de la acción sísmica.

$$F_a = \frac{a_a \left(\frac{T_1}{T_s}\right)^{b_a}}{c_a + \left|\frac{T_1}{T_s} - 1\right|} + d_a \quad (2.7.1)$$

en el caso en que el sistema estructural se desplante en suelos con T_s mayor que 1s, y:

$$F_a = \frac{a_a \left(\frac{T_1}{T_s}\right)^{b_a}}{c_a + \left(\frac{T_1}{T_s}\right)^{b_a}} + d_a \quad (2.7.2)$$

cuando el sistema se desplante en suelos con T_s menor o igual que 1 s.

T_s es el periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés; se obtiene conforme a lo indicado en el [capítulo 3](#) o, en su caso, el [apéndice A](#). T_1 es el periodo fundamental de vibrar de la estructura en la dirección de análisis. La [tabla 2.7.1](#) define, en función del valor de T_s , los valores de los parámetros a_a , b_a , c_a y d_a de las [ecuaciones 2.7.1](#) y [2.7.2](#).

En la [tabla 2.7.1](#) α evalúa el nivel de asimetría. Para una estructura sin desplomo, α es igual a:

$$\alpha_{sd} = \frac{V_b^f - V_b^d}{2W_0} \quad (2.7.3)$$

donde α_{sd} es el nivel de asimetría en fluencia; y V_b^f y V_b^d son, respectivamente, las cortantes basales de fluencia en los sentidos fuerte y débil de la estructura en la dirección de análisis, que se determinan de acuerdo con [6.5](#) bajo la consideración de todos los elementos que puedan contribuir a ellas. W_0 es el peso total de la estructura al nivel del desplante

Tabla 2.7.1 Valores de parámetros utilizados para estimar el Factor F_a

Periodo del Sitio (s)	a_a	b_a	c_a	d_a
$T_s \leq 0.5$	$(3.5Q - 1.5) \alpha$	13.4	0.1	$1.6\alpha + 1.0$
$0.5 < T_s \leq 1.0$	$(4.8Q - 3.0) \alpha$	8.8	0.1	$4.1\alpha + 1.0$
$1.0 < T_s \leq 1.5$	$(1.5Q - 1.4) \alpha$	0.7	0.08	1.0
$1.5 < T_s \leq 2.0$	$(2.0Q - 1.6) \alpha$	0.5	0.1	1.0
$2.0 < T_s \leq 2.5$	$(1.5Q + 0.8) \alpha$	0.9	0.12	1.0
$2.5 < T_s \leq 3.0$	$(1.5Q + 1.1) \alpha$	0.7	0.13	1.0
$3.0 < T_s \leq 4.0$	$(1.9Q - 0.05) \alpha$	0.1	0.12	1.0

Para el análisis de estructuras que excedan los límites de altura indicados en la tabla 2.1.1, se deberá emplear el método de análisis dinámico no lineal paso a paso descrito en 7.4, y se hará consideración explícita de la asimetría en fluencia en el modelo de análisis.

Comentario:

Esta sección se aplica a edificaciones que presentan una mayor cortante basal resistente (V_b) en un sentido de una misma dirección que en el opuesto y que, además, su rigidez lateral es igual en ambos sentidos. Este tipo de asimetría se presenta, por ejemplo, en estructuras con elementos o planos estructurales inclinados en altura, edificios con asimetría en las cargas verticales, estructuras con elementos estructurales que respondan de manera diferente en cada sentido de la excitación sísmica, desplomo de las edificaciones, etc. Cuando las fuerzas crecientes en forma monótonica se aplican en el sentido débil (por ejemplo, en un edificio inclinado sería en el sentido de su inclinación) la fuerza cortante de fluencia (V_b^f) es menor que cuando las fuerzas se aplican en el sentido contrario (V_b^d), como en la figura C6.5.3. El desplazamiento de azotea al que se hace referencia en la figura se mide en la dirección de interés.

El cortante basal resistente en la base de un edificio se estima, con fines de evaluar el nivel de asimetría con la ecuación 2.7.3, mediante un análisis estático no lineal llevado a cabo de acuerdo con los requerimientos de 6.5.

La mitad del valor absoluto de la diferencia entre las fuerzas $|(V_b^f - V_b^d)|/2$ dividida entre el peso de la estructura (W_o) representa el nivel de la asimetría dado por la ecuación 2.7.3 (que para el caso de un edificio inclinado es igual al desplomo de la construcción dividido entre su altura). Una explicación detallada sobre la definición de α_{sd} se encuentra en Valenzuela-Beltrán y Ruiz (2017). En la tabla 2.7.1 se puede observar que los parámetros a_a , b_a , c_a , y d_a dependen tanto del nivel de asimetría, como del factor de comportamiento sísmico Q . Con los parámetros mencionados antes es posible calcular el factor F_a usando la ecuación 2.7.1 o la 2.7.2. Este factor sirve para tomar en cuenta la relación entre las demandas de ductilidad que se presentan en estructuras con capacidades laterales diferentes en los dos sentidos en comparación con los que se obtienen en estructuras con capacidades iguales en ambos sentidos.

Las ecuaciones 2.7.1 y 2.7.2 se basan en estudios hechos por Valenzuela et al. (2018). Las expresiones se dedujeron con base en análisis de peligro sísmico, en el que se establece como condición que el diseño de un sistema estructural con asimetría en fluencia debe tener la misma tasa anual de excedencia de un valor dado de la ductilidad que la de la misma estructura si no tuviese dicha asimetría.

Las ecuaciones 2.7.1 y 2.7.2 constituyen una mejora con respecto a las especificaciones relativas a esta sección de versiones anteriores de esta Norma, en donde se ignoraba la influencia de los periodos de vibrar tanto de la estructura como del suelo (T_1 y T_s , respectivamente). La tabla 2.7.1 presenta siete zonas de la Ciudad de México asociadas a diferentes intervalos de periodos dominantes de vibrar del suelo.

2.8 Flexibilidad en el plano de los diafragmas de piso

Independientemente del tipo de análisis considerado, el cálculo de la respuesta sísmica de diseño deberá tomar en cuenta las deformaciones de los diafragmas de piso en su plano. Estos podrán despreciarse para el caso de diafragmas de piso que puedan considerarse rígidos en su plano, que son aquellos que, para las fuerzas laterales de diseño para la intensidad sísmica de interés, no exhiben irregularidad por flexibilidad excesiva de los diafragmas de piso de acuerdo con 5.2.4. Además, podrá considerarse satisfecha la condición de diafragma rígido si el sistema de piso está estructurado con base en losas de concreto o de concreto colado sobre tableros de acero, que no exhiban la irregularidad geométrica en planta señalada en 5.2.3, ni la irregularidad por discontinuidad de un diafragma de piso señalada en 5.2.5, y cuya dimensión mayor en planta, orientada en alguna de las direcciones principales del sistema estructural, no sea mayor que 40 m.

2.9 Cargas sísmicas durante la construcción

En caso de que durante la construcción la estructura o alguna parte de ella pueda quedar en condiciones más desfavorables que las que pueden presentarse después de su terminación, deberá preverse desde la etapa de diseño, que durante su proceso de construcción la estructura tenga la capacidad de resistir las solicitaciones sísmicas obtenidas con un espectro de diseño correspondiente a la intensidad sísmica frecuente. Los valores de Q y R' usados para establecer este espectro deben corresponder a las etapas de construcción que se consideren críticas para el diseño. Para alcanzar la seguridad requerida podrá recurrirse a apuntalamientos o refuerzos temporales.

Comentario:

Para algunas estructuras, la condición crítica para su estabilidad estructural no se da cuando, una vez terminadas, son sujetas a la acción de un sismo intenso. Por tanto, se consideró importante que los sistemas estructurales diseñados conforme a esta Norma tengan la capacidad de resistir adecuadamente las solicitaciones sísmicas que puedan ocurrir durante las diferentes etapas de su proceso constructivo. Dado que el tiempo de construcción es significativamente menor que la vida útil de los sistemas estructurales, se prescribe el uso de la intensidad sísmica frecuente para establecer las cargas sísmicas durante la construcción.

Para establecer las ordenadas espectrales para la intensidad sísmica frecuente y la combinación de Q y R' que se establezca para una etapa de construcción de interés, se establecen primero las correspondientes a la intensidad sísmica base de diseño para esa misma combinación de Q y R' , y se multiplican por el factor K_s de acuerdo con lo indicado en 3.1.1.

3. ESPECTROS PARA EL DISEÑO SÍSMICO

3.1 Espectros de diseño para el análisis dinámico modal y análisis estático

3.1.1 Espectros obtenidos del sistema de acciones sísmicas de diseño

Cuando se emplee el método de análisis dinámico modal espectral definido en 7.2, las acciones sísmicas de diseño se determinarán a partir de los espectros de diseño contenidos en el *Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño*, denominado *SASID*, para la ubicación específica del predio en estudio. La dirección de internet en la que se accede al *SASID* es <https://sasid.unam.mx/webNormasCDMX/>. Se encuentran en esa base de datos para el sitio de la construcción y las intensidades sísmicas base de diseño e infrecuente:

- Los espectros elásticos de pseudo-aceleración y desplazamiento de peligro uniforme.
- Los espectros elásticos normativos, sin reducción, de pseudo-aceleración y desplazamiento.
- El correspondiente espectro de diseño de pseudo-aceleración afectado, en su caso, por los factores de reducción por comportamiento sísmico, Q' , y por sobre-resistencia, R' , correspondientes al nivel de desempeño de Seguridad de Vida.

Cuando se emplee el método de análisis estático, las acciones de diseño correspondientes se obtendrán como se indica en el capítulo 6, para lo cual los parámetros necesarios se obtendrán, para la intensidad sísmica de interés, del *SASID*.

Para establecer las ordenadas espectrales para la intensidad sísmica frecuente para cualquier combinación de Q y R' , se establecen primero las correspondientes a la intensidad sísmica base de diseño, y se multiplican por el factor K_s , que se determina como:

$$K_s = \begin{cases} 1/6 & \text{Zona A} \\ 1/[6-4(T_s-0.5)] & \text{Zona B} \\ 1/4 & \text{Zona C} \end{cases} \quad (3.1.1)$$

La tabla 3.1.1 resume como se establecen los espectros normativos para cada objetivo de diseño. Los valores de Q' y R' que deben usarse para los diferentes casos se establecen de acuerdo con 3.2 y 3.3.

Tabla 3.1.1 Determinación de espectros de diseño para los objetivos de diseño contemplados por esta Norma ^[1]

Intensidad Sísmica de Diseño ^[2]	Niveles de Desempeño			
	No Estructural	Estructural		
	Limitación de Daño	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención de Colapso
Frecuente	1) Espectro elástico de S_a para intensidad sísmica base de diseño multiplicado por K_s ^[3]			
Base de Diseño		4 y 6) Espectro elástico de S_a para intensidad sísmica base de diseño dividido por $R' = 0.75R$ ($Q = 1$) ^[4]	2) Espectro elástico de S_a para intensidad sísmica base de diseño dividido por Q' ($Q > 1$) y $R' = R$ ^[5]	
Infrecuente		7) Espectro elástico de S_a para intensidad sísmica infrecuente ^[6]	5) Espectro elástico de S_a para intensidad sísmica infrecuente dividido por Q' ($Q > 1$) y $R' = R$ ^[5]	3) Evaluación basada en desempeño con acelerogramas ^[7]

^[1] Los objetivos de diseño 1 a 7 se establecen en las tablas 1.1a, 12.1.1 y 13.1.1.

^[2] De acuerdo con lo indicado en la [tabla 1.1a](#).

^[3] La revisión del nivel de desempeño de Limitación de Daño No Estructural no requiere reducir el espectro elástico por R' y Q' . La multiplicación por el valor de K_s , calculado de acuerdo con la [ecuación 3.1.1](#), se hace para ajustar a la baja el periodo de retorno asociado a las ordenadas espectrales. Dicha multiplicación no es considerada explícitamente por el SASID, de tal manera que debe ser hecha con una hoja de cálculo por fuera del entorno informático de esta aplicación.

^[4] La revisión del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata no requiere reducir el espectro elástico por Q' , ya que se considera comportamiento elástico para el sistema estructural ($Q = 1$). El valor de R' debe corresponder al nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, esto es, $R' = 0.75 R$ (ver [ecuación 3.3.2b](#)). Debido a que el SASID solo considera valores de R' para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida, la reducción por R' para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata no es considerada explícitamente por él, y debe hacerse con una hoja de cálculo por fuera del entorno informático de esta aplicación.

^[5] La revisión del nivel de desempeño de Seguridad de Vida requiere reducir el espectro elástico por Q' , ya que se considera comportamiento plástico para el sistema estructural ($Q > 1$). El valor de R' debe corresponder al nivel de desempeño de Seguridad de Vida, esto es, $R' = R$ (ver [ecuación 3.3.2a](#)). Debido a que el SASID considera valores de R' para este nivel de desempeño, la reducción por R' es la considerada explícitamente por esta aplicación.

^[6] Las consideraciones para el manejo del espectro elástico correspondiente a la intensidad sísmica infrecuente para el análisis y diseño de sistemas estructurales con aislamiento sísmico se indican en el [capítulo 13](#).

^[7] Esta Norma no establece requerimientos de diseño para el nivel de desempeño de Prevención de Colapso; en congruencia tampoco da indicaciones de como establecer un espectro de diseño para él. Para la evaluación basada en desempeño que se requiere para el sistema estructural de acuerdo con el [capítulo 14](#), deben considerarse como se indica en la tabla, acelerogramas correspondientes a la intensidad sísmica infrecuente.

Comentario:

Desde la edición 2017 de esta Norma se hace obligatorio el uso de espectros de sitio que fue optativo en la edición 2004. La forma de estos espectros no depende ya sólo del periodo dominante de vibrar del terreno, sino de la ubicación del sitio de la construcción. Por ello, se decidió construir un sitio Web que contuviera toda la información necesaria.

El planteamiento normativo para la obtención de los espectros de diseño satisface los siguientes requisitos:

- i. Los espectros elásticos representan de manera transparente, de acuerdo con el conocimiento actual, los niveles de demanda que se presentarían para las intensidades sísmicas base de diseño e infrecuente. Esto incluye las restricciones impuestas por la dinámica estructural.*
- ii. Las diferencias entre espectros elásticos de diseño en las diferentes zonas sísmicas reflejan razonablemente, de acuerdo con el conocimiento actual, los niveles de amplificación que se producen en la realidad.*
- iii. Todas las reducciones a fuerzas o desplazamientos de diseño se hacen de manera explícita, aun cuando la adopción de los valores de reducción no pueda justificarse plenamente con bases teóricas o empíricas.*
- iv. La forma de los espectros toma en cuenta la incertidumbre de las propiedades del sistema estructural y de las características de la excitación sísmica y, en el caso de las Zonas B y C, la posible degradación de la resistencia y rigidez del sistema estructural, y el cambio en las propiedades dinámicas del suelo.*

El sistema de Acciones Sísmicas de Diseño, SASID, no ofrece espectros de peligro uniforme para la intensidad sísmica frecuente debido a que no hay condición normativa de análisis y diseño que los requiera.

Cada objetivo de diseño considerado para esta Norma, tanto para estructuraciones convencionales como aquellas con disipadores de energía y aisladas, se identifica en la [tabla 3.1.1](#) con un número entero del 1 al 7, que corresponde con la numeración asignado a cada uno de ellos en el texto normativo. En la tabla se indica la manera en que debe establecerse el espectro de diseño para cada objetivo de diseño. En particular y de manera resumida:

- El objetivo de diseño 1) requiere de un espectro elástico ($Q=1$) sin reducir, ya que para el nivel de desempeño de Limitación de Daño No Estructural el sistema estructural debe permanecer elástico y no desarrolla su resistencia máxima. Dado que el SASID no proporciona directamente el espectro elástico sin reducir para la intensidad sísmica frecuente, que es el que debe usarse para revisar el nivel de desempeño de Limitación de Daño No Estructural, este espectro debe obtenerse por fuera del SASID, multiplicando por el factor K_s el espectro elástico sin reducir que el SASID proporciona para la intensidad sísmica base de diseño.*
- El objetivo de diseño 2) requiere de un espectro de diseño que se obtiene de reducir el espectro elástico sin reducir para la intensidad sísmica base de diseño por los factores R' y Q' que corresponden al sistema estructural de acuerdo con los [capítulos 3 y 4](#). Este espectro puede obtenerse directamente del SASID, ya que el valor de R' que considera este sistema corresponde al nivel de desempeño de Seguridad de Vida.*
- El objetivo de diseño 3) requiere de acelerogramas para la intensidad sísmica infrecuente para llevar a cabo una evaluación basada en desempeño para verificar el sistema estructural. Aunque el SASID proporciona directamente acelerogramas para esta intensidad, existen varios casos, indicados en el [capítulo 7](#), en que los acelerogramas deben ser establecidos por un equipo de especialistas.*
- El objetivo de diseño 4) requiere de un espectro elástico de diseño que se obtiene de reducir el espectro elástico sin reducir para la intensidad sísmica base de diseño por el factor R' que corresponde al sistema estructural de acuerdo con el [capítulo 3](#). Este espectro no puede obtenerse directamente del SASID, ya que el valor de R' que considera este sistema no corresponde al nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, sino al de Seguridad de Vida. Por tanto, para obtener el espectro elástico reducido con el que se diseña para el objetivo de diseño*

- 4), se debe dividir entre el factor \mathbf{R}' correspondiente al nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, por fuera del SASID, el espectro elástico sin reducir que el SASID proporciona para la intensidad sísmica base de diseño.
- El objetivo de diseño 5) requiere de un espectro de diseño que se obtiene de reducir el espectro elástico sin reducir para la intensidad sísmica infrecuente por los factores \mathbf{R}' y \mathbf{Q}' que corresponden al sistema estructural de acuerdo con los capítulos 3 y 4. Este espectro puede obtenerse directamente del SASID, ya que el valor de \mathbf{R}' que considera este sistema corresponde al nivel de desempeño de Seguridad de Vida.
 - El objetivo de diseño 6) requiere de un espectro elástico de diseño que se obtiene de reducir el espectro elástico sin reducir para la intensidad sísmica base de diseño por el factor \mathbf{R}' que corresponde al sistema estructural de acuerdo con el capítulo 3. Este espectro no puede obtenerse directamente del SASID, ya que el valor de \mathbf{R}' que considera este sistema no corresponde al nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, sino al de Seguridad de Vida. Por tanto, para obtener el espectro elástico reducido con el que se diseña para el objetivo de diseño 6), se debe dividir entre el factor \mathbf{R}' correspondiente al nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, por fuera del SASID, el espectro elástico sin reducir que el SASID proporciona para la intensidad sísmica base de diseño.
 - El objetivo de diseño 7) requiere de un espectro elástico sin reducir para la intensidad sísmica infrecuente. Dado que el espectro elástico no se reduce, se deben seguir cuidadosamente las indicaciones de uso de este espectro contenidas en el capítulo 13.

3.1.2 Espectros obtenidos con los parámetros básicos

Los espectros contenidos en el SASID siguen el formato que se describe a continuación, mismo que se seguirá para construir los espectros de sitio y los que se requieren cuando se toma en cuenta la interacción suelo-estructura según el capítulo 9.

Las ordenadas del espectro elástico de pseudo-aceleración como fracción de la gravedad, S_a , se determinarán en función del periodo de vibrar de la estructura, T , y de parámetros básicos, como sigue:

$$S_a(T, Q=1) = \begin{cases} a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}; & \text{Si } T < T_a \\ c; & \text{Si } T_a \leq T < T_b \\ cp \left(\frac{T_b}{T}\right)^2 & \text{Si } T \geq T_b \end{cases} \quad (3.1.2a)$$

donde:

$$p = k + (1 - k) \left(\frac{T_b}{T}\right)^2 \quad (3.1.2b)$$

El coeficiente de aceleración del terreno a_0 , el coeficiente c , el coeficiente k y los periodos característicos T_a y T_b de la meseta espectral, así como el periodo dominante del sitio T_s , se tomarán del SASID cuando los estudios geotécnicos no indiquen la existencia de anomalías en las características del subsuelo con respecto a la zona circundante.

Debido a que esta Norma considera un amortiguamiento de 0.05 para las estructuraciones convencionales de las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4, el SASID proporciona en automático espectros de diseño para ese amortiguamiento. En su caso, el/la Proyectista deberá solicitar para otro amortiguamiento de interés, los espectros de diseño, así como los valores correspondientes de los parámetros básicos. El/la Proyectista puede considerar opcionalmente amortiguamientos menores que 0.05 para el diseño de estructuras convencionales, y debe considerarse, en su caso, valores diferentes a 0.05 de acuerdo con los efectos de interacción suelo-estructura estimados de acuerdo con el capítulo 9, y mayores que 0.05 para el diseño de sistemas estructurales con dispositivos de control.

Comentario:

Los espectros elásticos de pseudo-aceleración para la intensidad sísmica de interés son el punto de partida para el cálculo de las fuerzas laterales de diseño y para la determinación de las deformaciones laterales en las estructuras. Por tanto, es deseable que ofrezcan a el/la Proyectista indicaciones claras sobre los niveles de aceleración que pueden ocurrir en el sitio y sobre las máximas demandas, tanto de aceleración como de desplazamiento que experimentarían las estructuras ahí desplantadas.

En vista de su forma simplificada y paramétrica, los espectros elásticos de pseudo-aceleración no son de peligro uniforme. Para el caso de la intensidad sísmica frecuente, sus ordenadas están asociadas a periodos de retorno de al menos 20 años; para la intensidad sísmica base de diseño, el periodo de retorno es de al menos 250 años; y para la intensidad sísmica infrecuente, el periodo de retorno es de al menos 475 años.

Las formas espectrales para $T < T_b$ son las mismas que se han usado en esta Norma desde hace muchos años. Sin embargo, para $T > T_b$ la forma es nueva, con el propósito de tener una descripción más adecuada de los espectros de desplazamiento en ese intervalo de periodos.

En la *figura C3.1.1* puede apreciarse la forma de los espectros de desplazamiento implícita en los espectros de diseño propuestos.

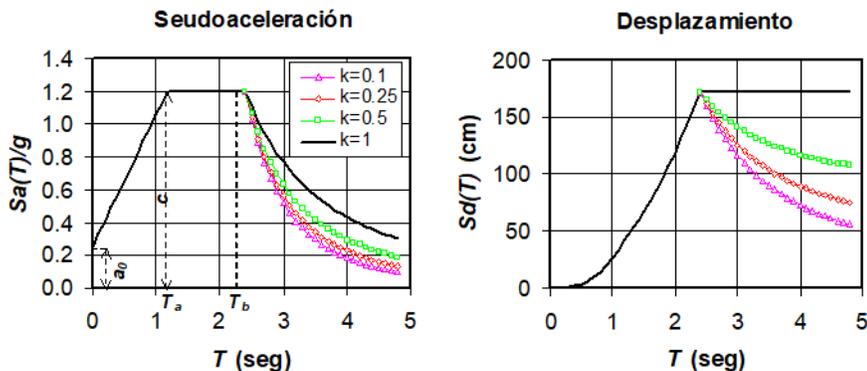


Figura C3.1.1 Formas características de los espectros de diseño, tanto de seudo-aceleración como de desplazamiento. Nótese la variación de las ordenadas para $T > T_b$ dependiendo del parámetro k

El SASID calcula internamente los espectros de diseño para el valor del amortiguamiento que el usuario especifique mediante modelos de atenuación del espectro de Fourier y la teoría de vibraciones aleatorias. Debido a que con este fin el SASID considera un número discreto de amortiguamientos, el/la Proyectista puede redondear de manera conservadora el amortiguamiento que establece para la estructura de tal manera que iguale uno de los valores considerados por el SASID. En versiones anteriores de esta Norma, las ordenadas del espectro de diseño para una fracción de amortiguamiento diferente a 0.05 se obtenía de multiplicar por un factor β las correspondientes ordenadas del espectro de diseño para una fracción de amortiguamiento igual a 0.05. A partir de esta edición, el espectro de diseño para una fracción de amortiguamiento diferente a 0.05 se obtiene directamente del SASID. Por lo general y cuando se considera una fracción de amortiguamiento diferente a 0.05, el amortiguamiento asignado al sistema estructural se estima de manera iterativa. Para evitar tener que usar el SASID en cada iteración para obtener el espectro de diseño correspondiente, es posible bajar desde el inicio varios espectros que abarquen de manera razonable los posibles valores de amortiguamiento que pueda tener el sistema estructural, y diseñar una hoja de cálculo que interpole linealmente para obtener el espectro de diseño para la fracción de amortiguamiento que se considere en cada iteración.

El parámetro k tiene un significado físico, ya que es igual al cociente entre el desplazamiento máximo del suelo y el desplazamiento espectral máximo. Esta Norma considera un valor mínimo de 0.35 para k con fines de establecer los espectros de diseño.

Esta Norma no da indicaciones de como establecer para la intensidad sísmica frecuente espectros de diseño reducidos por amortiguamientos mayores que 0.05 debido a que no hay condición de análisis y diseño que lo requiera.

3.1.3 Espectro de sitio

Cuando en las Zonas B y C los estudios geotécnicos indiquen la existencia de anomalías en las características del subsuelo con respecto a las de la zona circundante, el espectro de diseño debe determinarse con un estudio específico del sitio. Los criterios detallados para realizar estos estudios y la definición y determinación de los espectros de peligro uniforme y de diseño se establecen en el *apéndice A*. Se considerará que existe una anomalía en las características del suelo cuando el periodo predominante del sitio determinado con los métodos que se estipulan en *A.2* difiera en más de 25 por ciento o de 0.5s con respecto al determinado con el SASID para ese mismo sitio.

Opcionalmente podrá establecerse, para el caso de que no existan anomalías en las características del subsuelo con respecto a la zona circundante en las Zonas B y C, el espectro de diseño con un estudio específico del sitio cuando las ordenadas del espectro elástico transparente determinado con dicho estudio excedan, para los periodos estructurales de interés para el diseño del sistema estructural, las correspondientes ordenadas del espectro elástico sin reducir que el SASID determina para la ubicación específica del predio. Con fines de comparación, ambos espectros se deben establecer para una fracción de amortiguamiento de 0.05.

El estudio específico del sitio tomará en cuenta todas las variables que puedan influir significativamente en la relación entre las características de los espectros de peligro uniforme en la Zona A y los correspondientes a las condiciones específicas del sitio; entre ellas, las características estratigráficas y topográficas del sitio, los mecanismos de propagación y modificación de ondas desde el basamento de terreno firme hasta la superficie, la interacción cinemática suelo-estructura y las propiedades de comportamiento cíclico de los materiales a través de los cuales se propagan las ondas.

En ninguna circunstancia se considerará válido con fines de diseño establecer un espectro de sitio para sitios ubicados en la Zona A.

Comentario:

Los espectros de diseño deberán obtenerse del SASID, tal como se señala en 3.1.1, sin embargo, esta Norma reconoce la posibilidad de que algunos sitios de la Ciudad de México estén mal clasificados por lo que respecta al tipo de suelo. En esos casos se autoriza la ejecución de un estudio para determinar el espectro de sitio a utilizar; siguiendo las especificaciones del apéndice A.

En este inciso se define cuando se presenta una anomalía que justifica la ejecución del estudio de sitio. Como se observa, la anomalía consiste en diferencias entre el periodo de sitio del SASID y el medido en campo.

Aunque en caso de que no se presente una anomalía en las características del subsuelo, es posible usar un estudio de sitio para establecer el espectro de diseño, esto solo será posible cuando para el intervalo de periodos de interés, las ordenadas espectrales del espectro elástico transparente establecido con el estudio específico del sitio excedan las correspondientes ordenadas del espectro elástico sin reducir determinado con el SASID. El concepto de espectro elástico transparente hace referencia a un espectro elástico que se determina directamente del estudio de sitio sin que se le reduzca por factores de reducción ajenos al peligro sísmico, como lo pueden ser los factores de reducción por comportamiento sísmico y por sobre-resistencia.

Un espectro de peligro uniforme es aquel cuyas ordenadas tienen la misma tasa de excedencia.

3.1.4 Ordenadas espectrales de desplazamiento

Para el caso elástico, la ordenada espectral de desplazamiento $S_d(T, Q = 1)$ correspondiente al periodo T deberá estimarse como:

$$S_d(T, Q=1) = \frac{S_a(T, Q=1)g}{4\pi^2} T^2 \quad (3.1.3a)$$

donde la ordenada espectral elástica de pseudo-aceleración $S_a(T, Q = 1)$ se obtiene con la ecuación 3.1.2a, y g es la aceleración de la gravedad. Con fines de estimar la ordenada de desplazamiento con la ecuación 3.1.3a, $S_a(T, Q = 1)$ no debe reducirse con el factor de reducción por sobre-resistencia indicado en 3.3.

Para el caso en que Q sea mayor que uno, la ordenada espectral de desplazamiento $S_d(T, Q > 1)$ correspondiente al periodo T debe estimarse como:

$$S_d(T, Q>1) = Q \frac{S_a(T, Q>1)g}{4\pi^2} T^2 \quad (3.1.3b)$$

donde la ordenada espectral de pseudo-aceleración $S_a(T, Q > 1)$ deberá obtenerse dividiendo la ordenada elástica obtenida con la ecuación 3.1.2a, entre el factor Q' establecido con la ecuación 3.2.1. Con fines de estimar la ordenada de desplazamiento con la ecuación 3.1.3b, $S_a(T, Q > 1)$ no debe reducirse con el factor de reducción por sobre-resistencia indicado en 3.3.

Comentario:

Es importante notar que, con fines de calcular la ordenada espectral de desplazamiento, la ordenada espectral de pseudo-aceleración $S_a(T, Q)$ no se reduce por el factor de reducción por sobre-resistencia R' .

3.2 Factores de reducción de las ordenadas espectrales

Para el nivel de desempeño que corresponda, las ordenadas espectrales correspondientes al espectro elástico de pseudo-aceleración pueden dividirse con fines de diseño entre el factor de reducción por sobre-resistencia R' establecido de acuerdo con 3.3, y el factor de reducción por comportamiento sísmico, Q' , que se calcula como:

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{1}{k} \frac{T}{T_a}}; & \text{Si } T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{1}{k}}; & \text{Si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{p}{k}}; & \text{Si } T > T_b \end{cases} \quad (3.2.1)$$

donde Q es el factor de comportamiento sísmico. Mientras que para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata se deberá considerar que $Q = 1$, para Seguridad de Vida se debe adoptar el valor que se especifica en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4 según la estructuración que se haya adoptado. Los valores de los parámetros k , T_a y T_b los proporciona el SASID para el valor del amortiguamiento definido por el usuario y el parámetro p se calcula con la ecuación 3.1.2b.

Comentario:

Esta Norma prevé dos factores de reducción separados. El primero toma en cuenta la reducción en fuerzas por efecto del comportamiento dúctil.

Para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida, esta Norma acepta que la estructura exhiba comportamiento no lineal. Esto permite limitar las demandas de fuerza en los elementos estructurales y, por lo tanto, utilizar resistencias de diseño menores, a cambio de que se presenten demandas de ductilidad limitadas y cierto nivel de daño provocado por el agrietamiento y la fluencia de algunas secciones de la estructura.

Para modelar el comportamiento no lineal, prácticamente todos los reglamentos del mundo están basados en el análisis de un sistema de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico. Con este modelo se determina la resistencia necesaria para limitar las demandas de ductilidad a un valor especificado, denominado Q . Es usual expresar la resistencia necesaria para lograr una demanda de ductilidad dada, $S_a(T, Q)$, como una fracción de la resistencia necesaria para tener una demanda de ductilidad unitaria (comportamiento elástico), $S_a(T, Q=1)$; nótese que ambas resistencias dependen del periodo estructural, T , y al cociente entre ambos se le denomina Q' .

$$Q'(T, Q) = \frac{S_a(T, 1)}{S_a(T, Q)} \quad (C3.2.2a)$$

Ordaz M. y Pérez Rocha (1998) observaron que, bajo circunstancias muy generales, Q' depende del cociente entre el desplazamiento espectral, $S_d(T)$ y el desplazamiento máximo del suelo, D_{max} , de la siguiente manera:

$$Q'(T, Q) = 1 + (Q - 1) \left[\frac{S_d(T)}{D_{max}} \right]^\alpha \quad (C3.2.2b)$$

donde $\alpha \approx 0.5$. Una versión simplificada de esta relación es la que se presenta en la ecuación 3.2.1.

Obsérvese en la figura C3.2.1 que el valor de Q' puede ser más grande que Q . Esto ocurre sólo cuando $k < 1$, lo cual a su vez sucede para sistemas estructurales desplantados en terreno blando. En otras palabras, Q' puede ser mayor que Q para suelos blandos.

En cierto intervalo de periodos, las demandas sísmicas de diseño para sistemas que exhiben comportamiento degradante pueden ser significativamente mayores que las que corresponden a sistemas con comportamiento elastoplástico. Esta Norma no considera un factor correctivo por comportamiento degradante porque se consideró que los requisitos bajo consideración para establecer la forma simplificada y paramétrica de los espectros de diseño resultan en ordenadas espectrales razonablemente conservadoras para el diseño de estructuras de concreto, de acero o compuestas, de mampostería, y de madera, detalladas en conformidad con los requisitos planteados por la respectiva Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate.

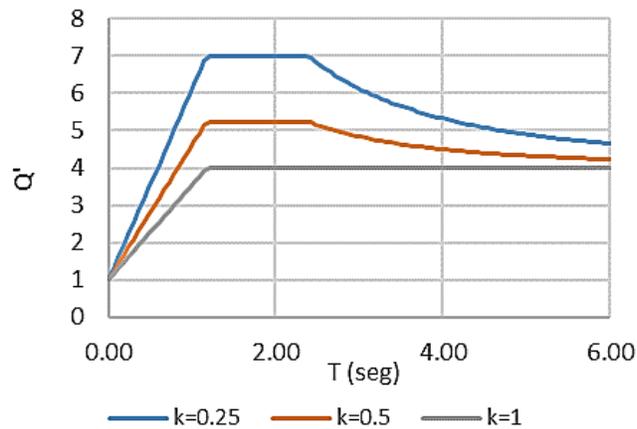


Figura C3.2.1 Valor de Q' para $Q = 4$ y diversos valores de k , para un sitio con $T_s = 2$ s

Para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata $Q = 1$, de tal manera que independientemente del valor de T que se considere, $Q' = 1$.

3.3 Factor de sobre-resistencia

El factor de sobre-resistencia total, R , debe determinarse para la dirección de interés con la ecuación siguiente:

$$R = k_1 R_0 + k_2 \tag{3.3.1a}$$

donde R_0 es un factor básico de sobre-resistencia del sistema estructural, que se tomará igual a:

- 2.0 para estructuras de mampostería, y para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que cumplen con los requisitos para adoptar un factor de comportamiento Q de 3 o mayor para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida, según las reglas establecidas en el capítulo 4.
- 1.75 para estructuras de madera, y para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos a los que se asigna Q menor que 3 para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida, según las reglas establecidas en el capítulo 4.

k_1 , factor de corrección por hiperestaticidad, que es igual a:

- 0.8 para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos, incluidos los sistemas estructurales duales contemplados en las tablas 4.3.1 y 4.3.2, que tengan menos de tres crujías resistentes en al menos una dirección de análisis.
- 1.0 para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que tengan tres o más crujías resistentes a sismo en las dos direcciones de análisis, para estructuras de mampostería, y para estructuras de madera.
- 1.25 para los sistemas estructurales duales incluidos en las tablas 4.3.1 y 4.3.2 que tengan tres o más crujías resistentes a sismo en las dos direcciones de análisis.

k_2 , factor de incremento para estructuras pequeñas y rígidas, que se obtiene con la expresión:

$$k_2 = 0.5 \left[1 - \left(\frac{T}{T_a} \right)^{\frac{1}{2}} \right] > 0 \tag{3.3.1b}$$

Se usará $R = 1$ para el diseño de estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales quede suministrada, parcial o totalmente, por elementos o materiales diferentes de los especificados en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4.

Podrán emplearse valores más altos de R cuando se haga un estudio que demuestre, a satisfacción del Instituto y conforme a 1.2.1 y 6.5, que esto es adecuado.

El factor de reducción por sobre-resistencia, R' , que debe usarse para establecer las acciones de diseño para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida debe determinarse como:

$$R' = R \quad (3.3.2a)$$

Para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, R' debe determinarse como:

$$R' = 0.75R \quad (3.3.2b)$$

Comentario:

El segundo factor reductivo, R' , toma en cuenta explícitamente la sobre-resistencia estructural, que se define como el cociente entre la resistencia real alcanzada por la estructura para el nivel de desempeño de interés y la resistencia nominal de diseño. Aunque R es una propiedad unidireccional del sistema estructural; esto es, corresponde a una de las direcciones principales de análisis, su valor puede depender de las características del sistema estructural en las dos direcciones principales de análisis, y puede ser igual o no para las dos direcciones principales de análisis en función de si los parámetros y condiciones que se usan para establecerlo difieren en dichas direcciones. Con fines de simplificar el análisis del sistema estructural, es posible usar el mismo valor en ambas direcciones siempre y cuando esto de lugar a condiciones de diseño más conservadoras.

La existencia de sobre-resistencia estructural ha sido reconocida en diversos reglamentos de construcción en el mundo (Rosenblueth y Reséndiz, 1988). La sobre-resistencia depende de diversos factores, entre los que se encuentran la diferencia entre las resistencias nominales y reales de los materiales estructurales, el uso de factores de carga y resistencia, el sobrediseño ante cargas verticales, y las suposiciones del lado de la seguridad que casi siempre se hacen durante el diseño de los elementos estructurales. En ocasiones, la fuente más grande de sobre-resistencia es el procedimiento mismo de diseño que se utiliza en las disposiciones reglamentarias, ya que debido a la hiperestaticidad y redundancia del sistema estructural y al hecho de que no todos los elementos estructurales del sistema fluyen de manera simultánea, el cortante basal que el sistema estructural es capaz de desarrollar es considerablemente mayor que el cortante basal que se considera con fines de diseño.

Se ha llegado a observar que la sobre-resistencia debería tomarse en cuenta cuando se evalúan las resistencias y no como un factor reductivo de las cargas. Esto implicaría, sin embargo, cambios profundos en los criterios de análisis estructural y llevaría, casi seguramente, a la obligatoriedad del uso de métodos inelásticos de análisis. Aunque se ha avanzado en el estudio de estos métodos de análisis, es opinión del comité redactor de esta Norma que aún no se ha investigado lo suficiente como para modificar los esquemas actuales de análisis. En vista de lo anterior, se propone seguir aplicando la sobre-resistencia como un factor reductivo del lado de las acciones que conduzca, aproximadamente, a la resistencia lateral esperada del sistema estructural.

Debido a la expectativa que la estructura desarrolle comportamiento plástico de consideración, para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida R' se considera igual a la sobre-resistencia total R . Para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, se espera que el sistema estructural permanezca esencialmente elástico, de tal manera que no se considera la porción de la sobre-resistencia que desarrolla el sistema estructural una vez que incurre en el intervalo no lineal de su comportamiento.

Podrán usarse valores de R mayores a los indicados en esta Norma cuando se demuestre con un análisis estático no lineal llevado a cabo de acuerdo con lo indicado en 6.5 y a satisfacción del Instituto que esto es pertinente.

4. FACTORES DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y DISTORSIONES PERMISIBLES

4.1 Alcances

Para el factor de comportamiento sísmico para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida, Q , y las distorsiones límite correspondientes a los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata (γ_{oi}) y Seguridad de Vida (γ_{sv}), se adoptarán los valores especificados en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4, según se trate de estructuras de concreto, de acero o compuestas, de mampostería, o de madera, respectivamente. Los requisitos específicos que deben cumplirse para que una estructura pueda ser considerada como de ductilidad alta, media o baja se especifican en la *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate*.

Se considera que un sistema estructural desarrolla ductilidad alta cuando se satisfacen los requisitos específicos planteados por la *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate* para el detallado de miembros y conexiones correspondientes a dicha denominación. Los niveles ductilidad media y baja se asignan, dentro del mismo contexto, a detallados correspondientes a ductilidad media y baja, respectivamente.

Podrán usarse valores de Q , γ_{sv} y γ_{oi} mayores que los indicados en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4 cuando se demuestre con un análisis estático no lineal llevado a cabo de acuerdo con lo indicado en 6.5 y a satisfacción del Instituto que esto es pertinente.

4.2 Reglas generales

En todos los casos deberá observarse lo siguiente:

- i. Los valores indicados para el factor de comportamiento sísmico y las distorsiones límite en 4.3 son aplicables al diseño de estructuras que usen los sistemas estructurales incluidos en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4.
- ii. En caso de que se combinen dos o más sistemas estructurales incluidos en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4, se usará, para el sistema combinado, el menor valor de Q que corresponda a los diversos sistemas estructurales que contribuyan a la resistencia sísmica en la dirección de análisis. El detallado de los elementos estructurales corresponderá, al menos, al valor de Q utilizado.
- iii. Los valores de Q y de la distorsión límite pueden diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura. Si las herramientas de análisis lo permiten, en cada dirección de análisis podrá utilizarse el factor Q correspondiente, siempre y cuando el análisis considere las torsiones de entrepiso y los efectos tridimensionales indicados en 2.3. Alternativamente, podrá diseñarse el sistema completo para el menor de los valores de Q correspondientes a las dos direcciones de análisis. En todos los casos, el detallado de los elementos verticales sismo-resistentes deberá corresponder al nivel de ductilidad que corresponda, al menos, al mayor valor de Q utilizado en ambas direcciones de análisis.
- iv. Los valores de γ_{oi} deberán utilizarse para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para sistemas estructurales que pertenezcan al Grupo A (objetivo de diseño 4 en la tabla 1.1a), y para estructuras con disipadores de energía o con aislamiento sísmico conforme a los capítulos 12 y 13, respectivamente (objetivos de diseño 6 y 7 en las tablas 12.1.1 y 13.1.1, respectivamente). Los valores de γ_{oi} deben considerarse también durante el diseño de cualquier sistema estructural que opcionalmente deba satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata de acuerdo con lo indicado en 1.1.
- v. Los valores de γ_{sv} deberán utilizarse para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida para sistemas estructurales que pertenezcan tanto al Grupo B como al Grupo A (objetivos de diseño 2 y 5, respectivamente, en la tabla 1.1a).
- vi. Para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida se usará $Q = 1$ y $\gamma_{sv} = 0.005$ para el diseño de estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales quede suministrada, parcial o totalmente, por elementos o materiales diferentes a los especificados en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4. Podrán emplearse valores mayores que los antes especificados cuando se demuestre, a satisfacción del Instituto y conforme a 1.2.1 y 6.5, que esto es viable.

- vii. La distorsión límite correspondiente al nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, γ_{oi} , se considera como un estado límite de falla de acuerdo con el Reglamento, por lo que para el cálculo de las distorsiones para revisar dicho nivel de desempeño se deberán incluir todos los efectos y el factor de carga indicados en 1.7.
- viii. La distorsión límite correspondiente al nivel de desempeño de Seguridad de Vida, γ_{sv} , se considera como un estado límite de falla de acuerdo con el Reglamento, por lo que para el cálculo de las distorsiones para revisar dicho nivel de desempeño se deberán incluir todos los efectos y el factor de carga indicados en 1.7.
- ix. La distorsión límite correspondiente al nivel de desempeño de Limitación de Daño No Estructural se considera como un estado límite de servicio de acuerdo con el Reglamento, por lo que para el cálculo de las distorsiones para revisar dicho nivel de desempeño no se deberán incluir factores de carga. Se deberán incluir en dicho cálculo todos los efectos indicados en 1.7.
- x. Para sistemas estructurales del Grupo A, resueltos con estructuras de concreto, o de acero o compuestas, la distorsión límite, γ_{sv} , tendrá como valor máximo el menor entre el indicado en las tablas 4.3.1 y 4.3.2 y 0.015.
- xi. Para sistemas estructurales del Grupo A, resueltos con estructuras de mampostería o que incluyan muros diafragma de este material, la distorsión límite, γ_{sv} , tendrá como valor máximo el menor entre el indicado en la tabla 4.3.3 y 0.004. En este caso se deberán usar estructuraciones de muros de carga de mampostería confinada con refuerzo horizontal, ya sean de piezas macizas o huecas.
- xii. Para los sistemas estructurales de ductilidad baja contenidos en las tablas 4.3.1 y 4.3.2, que de acuerdo con 7.4 deban ser evaluados con un análisis dinámico no lineal paso a paso para revisar que satisfagan el nivel de desempeño de Seguridad de Vida, se deberá utilizar durante dicha evaluación el valor de γ_{sv} que le corresponda según las tablas. Se deben utilizar los resultados del análisis no lineal para garantizar que, tanto en lo local como en lo global, el sistema estructural de ductilidad baja sea capaz de desarrollar un comportamiento estable en los puntos de no linealidad considerados en el modelo de análisis. En caso de que esto no sea así, se debe ajustar el diseño y detallado de los elementos estructurales para lograr tal fin, lo que incluye la posibilidad de redimensionar, diseñar y detallar el sistema estructural de acuerdo con los criterios de ductilidad media establecidos en las NTC-Concreto y NTC-Acero.

Comentario:

Q , γ_{sv} y γ_{oi} son propiedades unidireccionales del sistema estructural; esto es, corresponden a una de las direcciones principales de análisis. Sus valores pueden ser iguales o no para las dos direcciones principales de análisis en función de si los parámetros y condiciones que se usan para establecerlos difieren en dichas direcciones. Con fines de simplificar el análisis y diseño del sistema estructural, es posible usar el mismo valor en ambas direcciones para cada una de estas propiedades siempre y cuando esto de lugar a condiciones de diseño más conservadoras.

Los valores de Q y γ_{sv} contenidos en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4, que cuantifican la capacidad de deformación lateral de sistemas estructurales de concreto reforzado, acero, mampostería y madera, respectivamente, han sido establecidos a partir de la evidencia experimental disponible en México y el extranjero. Mientras que, entre otras cosas, el valor de Q se utiliza para establecer el espectro de diseño, el valor de γ_{sv} impone límites a la deformación lateral máxima del sistema estructural con fines de revisar su rigidez lateral. En ocasiones, otros requerimientos de diseño dan lugar a sistemas estructurales cuyas distorsiones máximas son significativamente menores que el valor de γ_{sv} que les corresponde. Esto no debe interpretarse como una situación indeseable o anormal, sino como un caso en que la demanda sísmica de deformación lateral es menor que la capacidad que el sistema estructural tiene para acomodarla.

Los valores de γ_{oi} contenidos en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4, establecidos igualmente a partir de la evidencia experimental disponible en México y el extranjero, corresponden a una deformación lateral para la que los sistemas estructurales de concreto reforzado y acero permanecen esencialmente elásticos, y para la que los sistemas estructurales de mampostería y madera no exhiben agrietamiento en sus muros y paneles estructurales.

Bajo ciertas circunstancias, la distorsión límite para el diseño del sistema estructural no corresponde directamente a los valores contenidos en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4. En particular, para el caso de las estructuras irregulares, el capítulo 5 establece una reducción progresiva de los valores obtenidos directamente de las tablas conforme más desfavorable sea la condición de irregularidad estructural.

Se debe enfatizar que una estimación razonable del desplazamiento lateral relativo o distorsión de entrepiso en el edificio es esencial para controlar el daño estructural y no estructural, por lo que es parte de la revisión de la seguridad y se considera un estado límite de falla. El análisis estructural debe considerar todos los componentes significativos de la posible distorsión de la estructura incluyendo todos los efectos establecidos en el capítulo 2 de esta Norma, así como las combinaciones de carga establecidas en la NTC-Criterios.

Las indicaciones que se dan para sistemas estructurales del Grupo A aplican independientemente del subgrupo al que pertenezcan de acuerdo con la clasificación del Reglamento.

Los modelos de análisis no lineal ofrecen mejores aproximaciones a la respuesta de sistemas estructurales cuyos elementos desarrollan comportamiento no lineal estable. En algunos casos, es posible que los elementos estructurales detallados y diseñados para $Q \leq 2$ (ductilidad baja) exhiban comportamiento no lineal degradante debido a que no se exige para ellos un detallado y diseño que garantice la formación de puntos de no linealidad con comportamiento estable. En esos casos y con el fin de evitar modos frágiles de falla que requieren de modelos complejos calibrados cuidadosamente a partir de evidencia experimental, será necesario usar conceptos de diseño por capacidad para fomentar que los elementos estructurales que desarrollen comportamiento no lineal exhiban una respuesta estable. Dentro de este contexto, será necesario utilizar los resultados del análisis no lineal para garantizar que, tanto en lo local como en lo global, el sistema estructural desarrolle un comportamiento estable y, en caso de que esto no sea así, para ajustar el detallado y diseño de los elementos estructurales para lograr tal fin. Como ejemplo, considere que para el caso de marcos resistentes a momento de concreto reforzado, se logra un comportamiento global estable cuando las vigas y columnas desarrollan daño predominantemente en flexión, y se controlan y retrasan otros tipos de daño, como lo pueden ser por corte o axial. Para reducir sustancialmente la incertidumbre durante la interpretación de los resultados del análisis no lineal de un marco resistente a momentos de concreto reforzado, entre otras cosas es necesario revisar que la capacidad en corte de vigas y columnas sea tal que les permita desarrollar localmente articulaciones plásticas en sus extremos; que el nivel de carga axial en las columnas no sea excesivo de tal manera de no limitar excesivamente su capacidad de deformación; y que en lo global el marco sea capaz de desarrollar un mecanismo de viga débil-columna fuerte-conexión superfuerte. En algunos casos, puede ser importante cambiar, de acuerdo con los resultados de la evaluación basada en desempeño, el detallado de ductilidad baja a ductilidad media para aportar la estabilidad local y global requerida por el sistema estructural.

4.3 Valores de Q y de distorsiones límite**4.3.1 Estructuras de concreto**

Los factores de comportamiento sísmico y las distorsiones límite para estructuras de concreto se presentan en la [tabla 4.3.1](#).

Tabla 4.3.1 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de concreto ^[1]

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	γ_{sv}	γ_{or}
i) Marcos	Alta	----	4.0	0.030	0.0075
	Media	----	3.0	0.020	0.0075
	Baja	----	2.0	0.015	0.0075
ii) Marcos de elementos prefabricados ^[2]	Alto	Equivalentes a estructuras monolíticas o con conexiones fuertes	4.0	0.030	0.0075
	Media	Equivalentes a estructuras monolíticas o con conexiones fuertes	3.0	0.020	0.0075
	Baja	Equivalentes a estructuras monolíticas o con conexiones fuertes	2.0	0.015	0.0075
iii) Sistema dual ^{[a], [c]} formado por marcos y muros de concreto ^{[3], [4]}	Alta	Con muros de concreto de <i>ductilidad alta</i>	4.0	0.020	0.0050
	Media	Con muros de concreto de <i>ductilidad media</i>	3.0	0.015	0.0050
	Baja	Con muros de concreto de <i>ductilidad baja</i>	2.0	0.010	0.0050
iv) Sistema formado por muros de concreto ^{[4], [5]}	Alta	Muros de concreto de <i>ductilidad alta</i>	4.0	0.020	0.0050
	Media	Muros de concreto de <i>ductilidad media</i>	3.0	0.015	0.0050
	Baja	Muros de concreto de <i>ductilidad baja</i>	2.0	0.010	0.0050
v) Sistema formado por muros de concreto prefabricado ^{[4], [5], [6]}	Media	Muros de concreto de <i>ductilidad media</i>	3.0	0.015	0.0050
	Baja	Muros de concreto de <i>ductilidad baja</i>	2.0	0.010	0.0050
vi) Sistema dual ^{[a], [c]} formado por marcos y muros acoplados ^[b] de concreto ^{[3], [4]}	Alta	Con muros de concreto y trabes de acoplamiento de <i>ductilidad alta</i>	4.0	0.020	0.0050
vii) Sistema dual ^{[a], [c]} formado por marcos de concreto y contraventeos metálicos ^{[3], [4], [7]}	Media	Contraventeos concéntricos de <i>ductilidad alta</i> ^[8]	3.0	0.015	0.0050
	Baja	Contraventeos concéntricos de <i>ductilidad media</i> ^[8]	2.0	0.010	0.0050
viii) Sistema formado por marcos y muros diafragma no desligados ^[9]	Alta	Marcos de <i>ductilidad alta</i>	4.0	0.020	0.0050
	Media	Marcos de <i>ductilidad media</i>	3.0	0.015	0.0050
	Baja	Marcos de <i>ductilidad baja</i>	2.0	0.010	0.0050
ix) Sistemas con base en columnas de concreto en voladizo	Baja	Con columnas de <i>ductilidad media</i> para zonas I y II	2.0	0.010	0.0050
		Con columnas de <i>ductilidad alta</i> para zona III			
x) Sistema suspendido soportado por un núcleo de concreto formado por muros o marcos	Media	Con marcos o muros de <i>ductilidad alta</i>	3.0	0.015	0.0050
	Baja	Con marcos o muros de <i>ductilidad media</i>	2.0	0.010	0.0050

Tabla 4.3.1 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de concreto ⁽¹⁾ (Continuación)

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	γ_{sv}	γ_{oi}
xi) Marcos exteriores y columnas interiores interconectados por diafragmas horizontales rígidos ^[10]	Media	Marcos exteriores de <i>ductilidad media</i>	3.0	0.020	0.0070
	Baja	Marcos exteriores de <i>ductilidad baja</i>	2.0	0.015	0.0070
xii) Sistema dual formado por columnas y marcos o muros interconectados con losas planas ^[11]	Media	Con marcos o muros de <i>ductilidad alta</i>	3.0	0.015	0.0050
	Baja	Con marcos o muros de <i>ductilidad media</i>	2.0	0.010	0.0050
xiii) Sistema de columnas de concreto interconectadas con losas planas	Baja	----	1.0	0.005	0.0020
xiv) Sistema estructural con disipadores de energía ^{[12], [13]}	----	----	1.0	----	γ_{oi}^{SP} ^[14]
xv) Sistema estructural con aislamiento sísmico	----	----	1.0	----	γ_{oi}^{SE} ^[15]

^[1] Los sistemas estructurales de concreto deberán cumplir los requisitos establecidos en la NTC-Concreto. En el caso de edificios existentes por ser evaluados y/o rehabilitados, se deberá cumplir con las disposiciones indicadas en la NTC-Evaluación y Rehabilitación.

^[2] Los sistemas estructurados con base en marcos prefabricados, de ductilidad alta, media y baja deberán de cumplir con los requisitos específicos establecidos en los Capítulos 8, 7 y 6 de la NTC-Concreto, respectivamente. En 8.6.2.2 de la NTC-Concreto se establecen los requisitos para conexiones fuertes.

^[3] Los marcos en estos *sistemas duales* deberán ser capaces de resistir en cada entrepiso, sin contar con la contribución de los contraventeos o muros, por lo menos 25 por ciento de la fuerza cortante actuante. Los marcos deberán ser detallados para obtener el mismo nivel de ductilidad que los muros o contraventeos. Los muros podrán ser colados in situ, prefabricados o una combinación de ellos.

^[4] En caso de que los sistemas estructurales utilicen muros, los valores de γ_{sv} y γ_{oi} podrán incrementarse en 0.005 cuando la relación de aspecto (cociente entre la altura y dimensión en planta) de todos los muros sea igual o mayor que 4. En caso de que se utilicen contraventeos metálicos, la relación de aspecto para considerar dicho incremento debe considerar la dimensión en planta de la crujía o las crujías que hayan sido contraventeadas en forma consecutiva y de manera continua en altura. Este incremento es aplicable sólo cuando la rigidez lateral o la resistencia al corte de algún entrepiso no exceda en más de 20 por ciento la del entrepiso inmediatamente inferior, y que en el caso de muros se haga un diseño basado en capacidad que garantice un comportamiento plástico por flexión en su base (véase Capítulo 8 de la NTC-Concreto). Si se usan muros acoplados por vigas, los muros deberán ser dimensionados, diseñados y detallados de conformidad con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto.

^[5] En este caso, los muros se diseñan para resistir 100 por ciento de la fuerza cortante actuante.

^[6] Los muros prefabricados de ductilidad baja deberán cumplir con el Capítulo 6 y los de ductilidad media con el Capítulo 7 de la NTC-Concreto.

^[7] Se debe garantizar en los *sistemas duales* con contraventeos que los contraventeos en tensión sean capaces de resistir en cada entrepiso entre 30 y 70 por ciento de la fuerza cortante actuante.

^[8] Para la evaluación y rehabilitación de estructuras de con contraventeos concéntricos se cumplirán los requisitos de la NTC-Evaluación y Rehabilitación.

^[9] Los marcos en estos sistemas deberán ser capaces de resistir, sin contar con la contribución de los muros diafragma, por lo menos 70 por ciento de la fuerza cortante actuante. En caso de que los muros diafragma sean de mampostería y los marcos no resistan al menos 70 por ciento del cortante sísmico, deben tomarse los valores de Q , γ_{sv} y γ_{oi} indicados en la tabla 4.3.3 para muros diafragma. En caso de que los muros diafragma sean de concreto, deberán conectarse a los marcos en conformidad con la NTC-Concreto. En caso de que sean de mampostería, deberán diseñarse y construirse en conformidad con la NTC-Mampostería.

^[10] En estos sistemas, los marcos exteriores deben tomar por lo menos 80 por ciento de la fuerza cortante actuante. Las columnas interiores, así como sus conexiones deben detallarse según 8.11 de la NTC-Concreto para que puedan desarrollar una capacidad de deformación igual a la de los marcos exteriores.

^[11] En estos sistemas, los marcos o muros deben tomar la totalidad del cortante sísmico actuante. La porción de losa plana y las columnas que no formen parte de un marco pueden diseñarse sólo para cargas gravitacionales siempre y cuando se detallan para que puedan desarrollar una capacidad de deformación igual a la de los marcos o muros.

^[12] Los contraventeos restringidos contra el pandeo deben ser considerados como disipadores de energía, por lo que no podrán ser diseñados como contraventeos convencionales. Su análisis y diseño se debe llevar a cabo conforme a lo indicado en el capítulo 12.

^[13] Para la evaluación y rehabilitación de estructuras con contraventeos restringidos contra el pandeo se cumplirán los requisitos de la NTC-Evaluación y Rehabilitación.

-
- [14] En caso de sistemas estructurales con disipadores de energía, todo el sistema deberá diseñarse para satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata. El valor γ_{oi}^{SP} corresponde al valor γ_{oi} del sistema primario indicado en la [tabla 4.3.1](#) de conformidad con los criterios del [capítulo 12](#).
- [15] En caso de sistemas estructurales con aislamiento sísmico, la superestructura y la subestructura deberán diseñarse para satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata. El valor γ_{oi}^{SE} corresponde al valor γ_{oi} del sistema estructural indicado en la [tabla 4.3.1](#), que de conformidad con los criterios del [capítulo 13](#), se usa para estructurar la superestructura y la subestructura.
- [a] Se entiende por *sistema dual* aquel cuya resistencia a sismo queda aportada por el trabajo conjunto de marcos y muros o contravientos desde la base del sistema hasta al menos 75 por ciento de la altura de la estructura. Los diferentes componentes del *sistema dual* deben quedar interconectados por medio de diafragmas horizontales rígidos que cumplan con lo indicado en [2.8](#). La condición de diafragma rígido y la aportación del marco y muros o contravientos deben cumplirse en todos los entresijos que incluyan muros o contravientos para clasificarse como *sistema dual*.
- [b] Un muro acoplado es aquel conectado por medio de vigas de acoplamiento a otro muro, y cuyo comportamiento en flexión es tal que gira alrededor del eje centroidal del conjunto.
- [c] En el caso de que la resistencia a sismo quede aportada por el trabajo conjunto de tres o más tipos de elementos estructurales, tales como marcos, muros y contravientos, los marcos deberán ser capaces de resistir en cada entresijo, sin contar con la contribución de los contravientos y muros, por lo menos 25 por ciento de la fuerza cortante. La condición de diafragma rígido y la aportación mínima de los marcos deben cumplirse en todos los entresijos que conforman la estructura

Comentario:

i) Marcos colados en sitio

El primer tipo de estructuración se refiere a marcos colados monolíticamente, constituidos por vigas y columnas unidas por nudos rígidos. Su rigidez lateral y su capacidad para resistir acciones sísmicas dependen, esencialmente de la rigidez en flexión de vigas y columnas, y de la rigidez en corte de las conexiones.

Los marcos monolíticos pueden alcanzar valores altos de ductilidad. Para ello, es necesario garantizar que la posible falla de los elementos estructurales sea por flexión y no por fallas de tipo frágil como por fuerza cortante o por adherencia. Si se cumplen estas condiciones, las estructuras a base de marcos pueden diseñarse con valores del factor de comportamiento sísmico, Q , hasta de 4 y se pueden admitir distorsiones de entrepiso, γ_{sv} , hasta de 0.03. Es necesario revisar las disposiciones de la NTC-Concreto (2023) para vigas, columnas y nudos.

ii) Marcos de elementos prefabricados

Este sistema, de manera similar a los coladas en sitio, se refiere a marcos con conexiones, constituidos por vigas y columnas unidos por nudos rígidos.

*En la NTC-Concreto se han incluido provisiones que reflejan los avances en el entendimiento de las estructuras prefabricadas. Para estructuras equivalentes (o que emulan el comportamiento monolítico), se sigue la filosofía de **i)** según 8.6.2.1 de la NTC-Concreto; para marcos con conexiones fuertes se han de cumplir los criterios de 8.6.2.2 de la NTC-Concreto. Para cualquier otro caso, se acepta presentar resultados de pruebas experimentales según la NTC-Concreto.*

iii) Sistema dual formado por marcos y muros de concreto

En este sistema las acciones sísmicas son resistidas conjuntamente por marcos de concreto, del tipo comentado para la estructuración 1, y muros de concreto, del tipo comentado para la estructuración 4. Puede haber dos configuraciones en este tipo de estructuración. En una de ellas, en algunos ejes de la planta del edificio existen únicamente muros, y en otros ejes, existen únicamente marcos.

En la otra configuración de este tipo estructural, en algunos ejes hay simultáneamente muros y marcos. Si hay dos o más muros conectados entre sí por vigas de acoplamiento, se está en la estructuración 5 (Sistema dual formado por marcos y muros acoplados). Si no es así, el sistema cae dentro del tipo comentado en esta sección.

En ambas configuraciones, como los muros y los marcos están conectados por diafragmas horizontales rígidos, tiene que haber compatibilidad de deformaciones de ambos sistemas, es decir, deben tener la misma configuración de deformaciones horizontales. Esta circunstancia es importante porque los marcos tienden a deformarse en una configuración de fuerzas cortantes horizontales mientras que los muros tienden a hacerlo en una configuración de flexión. Sin embargo, al actuar en forma conjunta, se incrementa la rigidez y la resistencia del sistema, especialmente en los pisos superiores. Por esta razón, este tipo de estructuración resulta conveniente en edificios de mayor altura que las que se consideran eficaces cuando se usan por separado marcos o muros.

El sistema puede ser de ductilidad alta, media o baja. Según el grado seleccionado, las vigas, columnas y nudos de los marcos, así como los muros de cortante, deben cumplir los requisitos para ese grado de las estructuraciones 1 y 4, respectivamente. En cualquier caso, los marcos y los muros deben ser detallados para tener el mismo grado de ductilidad. Es importante verificar que los marcos por sí solos puedan resistir por lo menos el 25 por ciento de la fuerza cortante actuante. Obsérvese que la distorsión máxima permisible, γ_{sv} , es la menor de la de ambos tipos de estructuración, o sea, 0.020 que es la correspondiente a muros de concreto.

Los sistemas duales con prefabricados deben de seguir la misma filosofía y provisiones antes mencionadas

iv) Sistema formado por muros de concreto

En este tipo de estructuración existen muros de concreto reforzado en toda la altura de los edificios que trabajan básicamente como voladizos verticales sujetos a flexión o a flexocompresión con una gran rigidez en su plano. Se denominan también muros estructurales y, aunque el término no es del todo correcto debido a que su comportamiento no siempre queda regido por corte, muros de cortante. Es un tipo de estructuración adecuado para estructuras altas en las que los sistemas a base de marcos rígidos (estructuración 1) dejan de ser eficientes y resultan con columnas y trabes de tal tamaño que dificultan el empleo eficiente de los espacios interiores. Los muros pueden ser planos o pueden formar cajones o tubos tridimensionales alrededor de los cubos de escaleras y elevadores. También pueden tener patines en sus extremos y en este caso su funcionamiento es similar al de vigas T o L. En cualquier caso, para que trabajen eficazmente es importante que estén empotrados en forma adecuada en la cimentación. Si se cumple esta condición y otros detalles de diseño especificados en la NTC-Concreto (2023), los muros de concreto pueden admitir grandes deformaciones por flexión, por lo que se permite usarlos en estructuras de ductilidades baja, media y alta. Sin embargo, los detalles de diseño varían según el grado de ductilidad de la estructura en que se utilicen, como se comenta a continuación. Es importante observar en la tabla 4.3.1, que las distorsiones máximas permitidas para este tipo de estructuración son menores que las correspondientes a la estructuración 1 (Marcos). Esto se debe a que en la estructuración 1 se pueden formar muchas zonas de disipación de energía en las vigas de los marcos mientras que en la estructuración 4, las zonas de

disipación de energía se concentran normalmente en la base de unos cuantos muros. También a que en caso de que ocurran daños, es mucho más complicado repararlos en muros que en vigas.

Si los muros se utilizan en estructuras de baja ductilidad, es importante cumplir ciertos requisitos geométricos establecidos en 7.4.2.1 de la NTC-Concreto (2023). En este tipo de estructuras no se requieren los llamados elementos en los extremos de los muros, que sí son requeridos para estructuras de ductilidades media y alta.

Cuando los muros se utilizan en estructuras de ductilidades media y alta es necesario revisar si se requieren elementos de confinamiento en los extremos. Estos elementos son zonas reforzadas en las que se concentra una parte importante del refuerzo de flexocompresión y que se confinan cuidadosamente con refuerzo transversal en forma de estribos, en todo lo alto del entrepiso, para aumentar su capacidad de deformación.

v) Sistema formado por muros de concreto prefabricados

De manera similar a **iv)**, los muros en toda la altura se forman conectando módulos (o paneles) prefabricados. Existen varias maneras de estructurar, modular y de conectar muros prefabricados.

Los muros han de cumplir con los Capítulos 6 o 7 de la NTC-Concreto, ya sea que se diseñan como muros de ductilidad baja o media, respectivamente. Los muros deberán siempre de ser parte del SERCGFL.

vi) Sistema dual formado por marcos y muros acoplados de concreto

La diferencia con las estructuras correspondientes a la estructuración **iii)** es que los muros ubicados en un mismo eje están conectados entre sí por vigas llamadas de acoplamiento. El efecto de estas vigas es que los muros trabajen unidos entre sí y se flexionen alrededor del eje centroidal del conjunto. Por eso su rigidez y resistencia a flexión es mucho mayor que la suma de las rigideces o resistencias de los muros independientes. Este sistema estructural resulta eficaz en edificios altos.

Las vigas de acoplamiento, cuyo diseño se especifica en el Capítulo 8 de la NTC-Concreto, trabajan preponderantemente a compresión y tensión, por lo que tienen altas capacidades de deformación. Es por ello que se permite diseñar para ductilidades altas. En este sistema, los muros se diseñan con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto, como muros de ductilidad alta.

vii) Sistema dual formado por marcos de concreto y contraventeos metálicos

En edificios altos es frecuente combinar los marcos con diagonales de contraventeo. El trabajo en conjunto de los marcos y las diagonales resulta semejante al de una armadura colocada verticalmente, en la que las columnas de los marcos son las cuerdas superior e inferior, los contraventeos son las diagonales del alma de la armadura y las vigas son los miembros perpendiculares a las cuerdas superior e inferior. El sistema resulta muy eficaz para resistir fuerzas laterales, ya que éstas producen fuerzas de tensión o compresión en las diagonales de la armadura, según el sentido de dichas fuerzas. Las acciones en las vigas resultan pequeñas y en las columnas, resultan principalmente en cargas axiales. Las diagonales pueden ser de concreto o de acero, pero como pueden trabajar a tensión o a compresión, se utilizan mucho más las de acero, ya que las de concreto no son eficientes bajo tensión.

Los sistemas con contraventeos concéntricos pueden presentar un mal comportamiento si su diseño no contempla adecuadamente factores críticos como las relaciones ancho/espesor y los criterios de diseño por capacidad para las conexiones del sistema establecidos en la Norma correspondientes, entre otros. Es por ello que, tanto los valores del factor de comportamiento sísmico, Q , como los valores de la distorsión límite, γ_{sv} , han sido limitados en aquellos sistemas en los que se utilicen contraventeos concéntricos.

El diseño de los marcos de concreto se debe llevar a cabo con las disposiciones de la NTC-Concreto, y el de los contraventeos con las de la NTC-Acero. Estas disposiciones son aplicables para contraventeos cuya altura sea de un solo entrepiso o de varios entrepisos.

viii) Sistema formado por marcos y muros diafragma no desligados

En algunos casos se considera conveniente que los muros interiores o exteriores de las edificaciones queden desligados de los marcos, con el fin de que éstos puedan deformarse bajo acciones sísmicas o de viento sin afectar a los muros que normalmente se construyen de materiales frágiles. A estos muros se les denomina muros divisorios. Cuando se unen los muros, de concreto o mampostería, a los marcos, se les denomina muros diafragma y, al estar ligados a los marcos, contribuyen a la rigidez y resistencia del conjunto. Su trabajo estructural es semejante al de diagonales a compresión que van de un nudo a otro del marco. En este sistema los marcos deben ser capaces de resistir por sí solos por lo menos el 70 por ciento de las fuerzas cortantes horizontales.

Estos sistemas pueden diseñarse con valores del factor de comportamiento sísmico y de la distorsión máxima iguales a los de los sistemas con marcos de concreto y contraventeos metálicos. El diseño de los marcos y de los muros debe regirse por las disposiciones aplicables de la Norma Técnicas Complementaria correspondiente según el grado de ductilidad seleccionado.

ix) Sistema con base en columnas de concreto en voladizo

Este tipo de estructuración se refiere a columnas que soportan vigas o sistemas de piso que no tienen continuidad con los apoyos. Se encuentran, por ejemplo, en cubiertas industriales a base de armaduras libremente apoyadas sobre columnas. La característica importante es que no forman marcos con las vigas, por lo que no tienen las

ventajas de sistemas hiperestáticos o redundantes. Por eso el sistema estructural debe ser de ductilidad baja y la distorsión máxima se limita a 0.010. De todas maneras, las columnas deben diseñarse como elementos de ductilidad media o alta, para evitar una falla totalmente frágil del conjunto.

x) Sistema suspendido soportado por un núcleo de concreto formado por muros o marcos

En este sistema se utiliza un núcleo central constituido por muros o marcos de concreto de gran rigidez que trabaja como un voladizo en forma de tubo empotrado en la cimentación y que resiste las acciones laterales de sismo o viento. Por esta característica, el sistema se denomina también de tubo central. Al nivel de cada piso sobresale un sistema estructural horizontal, vigas y losas, que resiste las cargas gravitacionales. Este sistema horizontal trabaja también como voladizo empotrado en el núcleo central.

Aunque el núcleo central está constituido por varios muros o marcos, no deja de ser un solo elemento estructural el que resiste las acciones laterales, y el sistema carece por lo tanto de las ventajas de la hiperestaticidad o redundancia estructural, aunque no en un nivel tan crítico como en el caso anterior. Por esta razón no se permite usar para este sistema un factor de comportamiento sísmico correspondiente a ductilidad alta.

xi) Marcos exteriores y columnas interiores interconectados por diafragmas horizontales rígidos

Las edificaciones que usan este sistema estructural tienen en su perímetro exterior un marco muy rígido con claros pequeños, o sea, con columnas cercanas unas a otras. Como esta configuración no se puede utilizar en la planta baja porque impediría tener entradas amplias, suele colocarse en el primer piso una viga muy rígida, llamada de transferencia, que sirve de transición entre la parte superior de marcos con claros pequeños y la planta baja con altura y claros mayores. Es un sistema que se ha utilizado con frecuencia en edificios de gran altura. Como el marco perimetral tiene claros pequeños, semeja un tubo con perforaciones, por lo que el sistema se conoce también como estructura en tubo. Los edificios con este sistema también suelen tener un núcleo central rígido donde se ubican elevadores y escaleras, y entonces se les conoce como estructuras de tubo en tubo. Entre el tubo perimetral y el tubo interior se utilizan marcos de concreto que pueden diseñarse para resistir las cargas gravitacionales, con diafragmas horizontales rígidos para conectar los tubos exterior e interior.

En este sistema estructural se permiten factores de comportamiento sísmico y distorsiones máximas correspondientes a ductilidades media y alta.

xii) Sistema formado por columnas y marcos o muros interconectados con losas planas

Es un sistema dual en el que marcos rígidos o muros de concreto, colocados normalmente en el perímetro exterior, resisten la mayor parte de las acciones laterales por ser más rígidos que el sistema de losas planas y columnas. Este segundo sistema se diseña para resistir las cargas gravitacionales y la parte que le corresponda de acciones laterales. Cuando se usa este sistema, las losas planas suelen postensarse, lo que permite cubrir claros grandes y reducir las deflexiones verticales. En 11.7 de la NTC-Concreto se presentan especificaciones para el diseño de estos sistemas con losas planas postensadas.

Se permite diseñar estos sistemas con factores de comportamiento sísmico y distorsiones máximas correspondientes a ductilidades media y baja, ya que el sistema de losas planas y columnas no permite alcanzar ductilidades altas, especialmente en las conexiones de losas planas y columnas.

xiii) Sistema de columnas de concreto interconectadas con losas planas

A diferencia del sistema anterior, las columnas y losas planas deben resistir las acciones gravitacionales y laterales, sin la ayuda de muros o marcos rígidos. Solo se permite usar ductilidad baja, ya que este sistema no puede aceptar grandes deformaciones, especialmente en la conexión de losas y columnas.

xiv) Sistema estructural con disipadores de energía

Este tipo de sistemas estarán formados por un sistema primario cuya estructuración puede ser cualquiera de las incluidas en esta sección y algún dispositivo de disipación de energía. El diseño de estos sistemas se llevará a cabo conforme el [capítulo 12](#).

xv) Sistema estructural con aislamiento sísmico

Este tipo de sistemas estarán formados por una superestructura y un sistema de aislamiento y, en su caso, una subestructura. Para la superestructura y la subestructura puede usarse cualquiera de las estructuraciones incluidas en esta sección. El diseño de estos sistemas se llevará a cabo conforme el [capítulo 13](#).

4.3.2 Estructuras compuestas

Los factores de comportamiento sísmico y las distorsiones límite para estructuras de acero y compuestas se presentan en la [tabla 4.3.2](#).

Tabla 4.3.2 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de acero y compuestas ^[1]

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	γ_{sv}	γ_{or}
i) Marcos	Alta	-----	4.0	0.030	0.0075
	Media	-----	3.0	0.020	0.0075
	Baja	-----	2.0	0.015	0.0075
	Media	Vigas de alma abierta (armaduras) de <i>ductilidad media</i>	3.0	0.020	0.0075
	Baja	Vigas de alma abierta (armaduras) de <i>ductilidad baja</i>	2.0	0.015	0.0075
	Baja	Conexiones semirrígidas	2.0	0.015	0.0075
ii) Sistema dual ^{[a], [b]} formado por marcos de acero y contraventeos de acero ^{[2], [3], [4]}	Alta	Contraventeos excéntricos	4.0	0.020	0.0050
	Media	Contraventeos concéntricos de <i>ductilidad alta</i> ^[5]	3.0	0.015	0.0050
	Baja	Contraventeos concéntricos de <i>ductilidad media</i> ^[5]	2.0	0.010	0.0050
	Baja	Contraventeos concéntricos que trabajan solo en tensión	1.0	0.005	0.0030
iii) Sistema dual ^{[a], [b]} formado por marcos de acero y muros ^{[2], [4]}	Alta	Muros de placa de acero rellena de concreto de <i>ductilidad alta</i>	4.0	0.020	0.0050
	Alta	Muros compuestos de <i>ductilidad alta</i>	4.0	0.020	0.0050
	Alta	Muros de placa de acero de <i>ductilidad alta</i>	4.0	0.020	0.0050
iv) Marcos compuestos	Alta	-----	4.0	0.030	0.0075
	Media	-----	3.0	0.020	0.0075
	Media	Vigas de alma abierta (armaduras) de <i>ductilidad alta</i>	3.0	0.020	0.0075
	Media	Conexiones semirrígidas compuestas de <i>ductilidad media</i>	3.0	0.020	0.0075
	Baja	Vigas de alma abierta (armaduras) de <i>ductilidad baja</i>	2.0	0.015	0.0075
	Baja	Marcos de <i>ductilidad baja</i>	2.0	0.015	0.0075
v) Sistema dual ^{[a], [b]} formado por marcos compuestos y contraventeos de acero ^{[2], [3], [4]}	Alta	Contraventeos excéntricos	4.0	0.020	0.0050
	Media	Contraventeos concéntricos de <i>ductilidad alta</i> ^[5]	3.0	0.015	0.0050
	Baja	Contraventeos concéntricos de <i>ductilidad media</i> ^[5]	2.0	0.010	0.0050

Tabla 4.3.2 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de acero y compuestas ^[1] (continuación)

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	γ_{sv}	γ_{oi}
vi) Sistema dual ^{[a], [b]} formado por marcos compuestos y muros ^{[2], [4]}	Alta	Muros de placa de acero rellena de concreto de <i>ductilidad alta</i>	4.0	0.020	0.0050
	Alta	Muros compuestos de <i>ductilidad alta</i>	4.0	0.020	0.0050
	Alta	Muros de placa de acero de <i>ductilidad alta</i>	4.0	0.020	0.0050
	Alta	Muros de concreto reforzado de <i>ductilidad alta</i>	4.0	0.020	0.0050
	Media	Muros de concreto reforzado de <i>ductilidad media</i>	3.0	0.015	0.0050
vii) Columnas de acero compactas en voladizo, sin o con relleno de concreto	Baja	Muros de concreto reforzado de <i>ductilidad baja</i>	2.0	0.010	0.0050
	Baja	Columnas de <i>ductilidad baja</i>	1.5	0.009	0.0075
viii) Sistema suspendido soportado por un núcleo de acero formado por muros o marcos	Media	Con marcos o muros de placa de acero de <i>ductilidad alta</i>	3.0	0.015	0.0050
ix) Marcos exteriores y columnas interiores interconectados por diafragmas horizontales rígidos ^[6]	Media	Marcos exteriores de <i>ductilidad media</i>	3.0	0.020	0.0075
	Baja	Marcos exteriores de <i>ductilidad baja</i>	2.0	0.015	0.0075
x) Sistema <i>Diagrid</i>	----	----	1.0	----	γ_{oi}^{SP} ^[7]
xi) Sistema con disipadores de energía ^{[8], [9]}	----	----	1.0	----	γ_{oi}^{SP} ^[10]
xii) Sistema estructural con aislamiento sísmico	----	----	1.0	----	γ_{oi}^{SE} ^[11]

[1] Los sistemas estructurales de acero o compuestos deben cumplir los requisitos establecidos en la NTC-Acero.

[2] Los marcos en estos *sistemas duales* deberán ser capaces de resistir en cada entrepiso, sin contar con la contribución de los contraventeos o muros, por lo menos 25 por ciento de la fuerza cortante actuante. Los marcos deben ser detallados para obtener el mismo nivel de ductilidad que los muros o contraventeos.

[3] Se debe garantizar en los *sistemas duales* con contraventeos que los contraventeos en tensión sean capaces de resistir en cada entrepiso entre 30 y 70 por ciento de la fuerza cortante actuante.

[4] En caso de que los sistemas estructurales utilicen muros, los valores de γ_{sv} y γ_{oi} podrán incrementarse en 0.005 cuando la relación de aspecto (cociente entre la altura y dimensión en planta) de todos los muros sea igual o mayor que 4. En caso de que se utilicen contraventeos metálicos, la relación de aspecto para considerar dicho incremento debe considerar la dimensión en planta de la crujía o crujías que hayan sido contraventeadas en forma consecutiva y de manera continua en altura. Este incremento es aplicable sólo cuando la rigidez lateral o la resistencia al corte de algún entrepiso no exceda en más del 20 por ciento la del entrepiso inmediatamente inferior, y que en el caso de muros se haga un diseño basado en capacidad que garantice un comportamiento plástico por flexión en su base.

[5] Para la evaluación y rehabilitación de estructuras de con contraventeos concéntricos se cumplirán los requisitos de la NTC-Evaluación y Rehabilitación.

[6] En estos sistemas, los marcos exteriores deben tomar por lo menos 80 por ciento de la fuerza cortante actuante. Las columnas interiores, así como sus conexiones deben detallarse para que puedan desarrollar una capacidad de deformación igual a la de los marcos exteriores.

[7] En caso de sistemas que utilicen el sistema *Diagrid*, todo el sistema deberá diseñarse para satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata. El valor γ_{oi}^{SP} corresponde al valor γ_{oi} del sistema primario indicado en la tabla 4.3.2 de conformidad con los criterios del Capítulo 16 de la NTC-Acero.

[8] Los contraventeos restringidos contra el pandeo deben ser considerados como disipadores de energía, por lo que no podrán ser diseñados como contraventeos convencionales. Su análisis y diseño se debe llevar a cabo conforme a lo indicado en el capítulo 12.

[9] Para la evaluación y rehabilitación de estructuras de con contraventeos restringidos contra el pandeo se cumplirán los requisitos de la NTC-Evaluación y Rehabilitación.

[10] En caso de sistemas que utilicen disipadores de energía, todo el sistema deberá diseñarse para satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata. El valor γ_{oi}^{SP} corresponde al valor γ_{oi} del sistema primario indicado en la tabla 4.3.2 de conformidad con los criterios del capítulo 12.

[11] En caso de sistemas estructurales con aislamiento sísmico, la superestructura y la subestructura deberán diseñarse para satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata. El valor γ_{oi}^{SE} corresponde al valor γ_{oi} del sistema estructural indicado en la tabla 4.3.2, que de conformidad con los criterios del capítulo 13, se usa para estructurar la superestructura y la subestructura

- ^[a] Se entiende por *sistema dual* aquel cuya resistencia a sismo queda aportada por el trabajo conjunto de marcos y muros o contravientos desde la base del sistema hasta al menos 75 por ciento de la altura de la estructura. Los diferentes componentes del *sistema dual* deben quedar interconectados por medio de diafragmas horizontales rígidos que cumplan con lo indicado en 2.8. La condición de diafragma rígido y la aportación del marco y muros o contravientos deben cumplirse en todos los entrepisos que incluyan muros o contravientos para clasificarse como *sistema dual*.
- ^[b] En el caso de que la resistencia a sismo quede aportada por el trabajo conjunto de tres o más tipos de elementos estructurales, tales como marcos, muros y contravientos, los marcos deberán ser capaces de resistir en cada entrepiso, sin contar con la contribución de los contravientos y muros, por lo menos 25 por ciento de la fuerza cortante. La condición de diafragma rígido y la aportación mínima de los marcos deben cumplirse en todos los entrepisos que conforman la estructura

Comentario:

En los sistemas estructurales de acero y compuestos es necesario que para las conexiones se consideren los lineamientos de la soldadura de demanda crítica y las zonas protegidas que están relacionadas con la formación de articulaciones plásticas las cuales están definidas en la NTC-Acero.

i) Marcos

La selección del factor de comportamiento sísmico Q debe realizarse en función del detallado, que será más estricto y elaborado conforme se incrementa el valor de Q . Las conexiones viga – columna de los marcos deben tener la capacidad necesaria para soportar la resistencia esperada que pueden desarrollar los elementos que llegan a ella; de manera que se asegure que la disipación de energía ocurra en los elementos, en lugar que en las conexiones.

Estructuración con marcos con vigas de alma abierta. La inestabilidad de las diagonales de vigas de alma abierta por pandeo global en compresión implica una pérdida de capacidad de disipar energía. Por esto, los marcos rígidos con vigas de alma abierta de ductilidad alta ($Q = 3$; $\gamma_{sv} = 0.020$) deben diseñarse estrictamente considerando que la respuesta de la viga de alma abierta ocasiona dos efectos adversos:

a) La demanda inelástica, después de que se pandearon las diagonales, se transfiere a la columna, lo que se debe tener en cuenta durante el proceso de diseño de la columna.

b) El daño en la viga de alma abierta ocasiona un incremento en los efectos $P-\Delta$ de todo el marco, lo que afecta el desempeño de la columna.

ii) Sistema dual formado por marcos de acero y contraventeos de acero

El marco rígido y el sistema de contravientos en una dirección de análisis deben estar interconectados de manera que exista una transferencia eficiente de fuerza lateral entre ellos (compatibilidad). La ductilidad que pueden desarrollar los marcos con contraventeos depende altamente de la contribución al cortante lateral resistente del sistema de contraventeos. Cuando la aportación al cortante lateral de los contraventeos es muy alta ocurren disminuciones de la ductilidad que puede desarrollar la estructura. Por esta razón, la contribución del sistema de contraventeos debe ser controlada como lo establece la nota 2 de la [tabla 4.3.2](#).

Además, debido a que se disipa una mayor cantidad de energía en los contraventeos que se plastifican por fluencia bajo cargas axiales en tensión, que la correspondiente por pandeo global en compresión, es necesario controlar la aportación al cortante lateral resistente de los contravientos en tensión. Por esto, la nota 3 de la [tabla 4.3.2](#) restringe la aportación de los contraventeos bajo cargas axiales en tensión.

Marcos con contraventeos excéntricos. Los marcos con contraventeos excéntricos se caracterizan en que al menos uno de los extremos del contraventeo se une al resto de los elementos con una excentricidad; por lo que la acción del contraventeo ocasiona una fuerza cortante y flexión en un segmento corto que se llama eslabón o viga enlace. La capacidad dúctil de los marcos con contraventeos excéntricos depende de la resistencia adecuada y alta capacidad de deformación inelástica del eslabón, que funciona como el elemento que debe fluir ante demandas sísmicas. El eslabón desarrolla una respuesta inelástica estable significativamente dúctil, por lo que los marcos con contraventeos excéntricos podrían ser diseñados con el mayor valor del factor de comportamiento sísmico que permiten esta Norma ($Q = 4$; $\gamma_{sv} = 0.020$). La fluencia a cortante del eslabón es mejor que a flexión, teniendo mayor capacidad de rotación.

Marcos con contraventeos restringidos al pandeo. Los contraventeos restringidos a pandeo tienen la cualidad que el comportamiento a tensión y compresión son muy similares. Por esta razón, los marcos con contraventeos restringidos a pandeo pueden asociarse con una respuesta estable y una capacidad más alta de ductilidad ($Q = 4$; $\gamma_{sv} = 0.020$). En el diseño de los marcos dúctiles con contraventeos restringidos a pandeo es necesario considerar los criterios normativos del Capítulo 16 de la NTC-Acero y las recomendaciones del fabricante para garantizar la incursión inelástica estable. Los marcos con contraventeos restringidos contra el pandeo no son una clase particular de marcos con contraventeo concéntrico, por lo que no deben ser considerados como un contraventeo convencional para su análisis y diseño. Los contraventeos restringidos contra el pandeo son disipadores de energía y su análisis y diseño deben apearse a criterios de ocupación inmediata, tal y como se establece en el [capítulo 12](#).

Marcos con contraventeos concéntricos. Este sistema estructural, debido a que la capacidad en compresión de un elemento de acero es generalmente menor que la capacidad en tensión, se espera que ante cargas cíclicas ocurra una reducción significativa de la resistencia del elemento después del pandeo global inicial. La respuesta inelástica global de un sistema de marcos con contraventeos concéntricos depende altamente de la respuesta del sistema de contraventeos principalmente de aquellos que trabajan en compresión, donde su comportamiento y requisitos pueden variar en función de su configuración. Por lo anterior, los sistemas estructurales formados por marcos con contraventeos concéntricos están restringidos a un factor $Q = 3$ cuando se pretende alcanzar la máxima ductilidad, siempre que el sistema de contraventeos cumpla las restricciones normativas del Capítulo 16 de la NTC-Acero.

Marcos con contraventeos concéntricos que trabajan sólo en tensión. Este sistema se diseña para que los contraventeos resistan la demanda sísmica actuando bajo cargas axiales en tensión. Usualmente, se usan contraventeos muy esbeltos ($kL/r > 200$). En el proceso, la resistencia en compresión de los contraventeos se desprecia, porque tiende a ser nula. Para evitar problemas con vibraciones indeseables y, en ocasiones, estrangulamiento de los ciclos histeréticos, se limita la relación de esbeltez de los contraventeos en tensión y se

restringen los límites de deformación lateral ($\gamma_{sv} = 0.005$). Por esto, los contraventeos concéntricos que trabajan sólo en tensión tienen una respuesta inelástica poco estable y deben diseñarse con un factor de comportamiento sísmico de $Q = 1.0$. Los contraventeos esbeltos generan deformaciones permanentes importantes tan pronto se inicia la incurción en el intervalo inelástico, de ahí que se deba garantizar comportamiento elástico.

iii) Sistema dual formado por marcos de acero y muros

La nota a de la [tabla 4.3.2](#) se refiere a que el sistema dual se analiza como la contribución de los sistemas estructurales para resistir la fuerza cortante. En este caso, se trata de la contribución al cortante lateral resistente del marco conformado por trabes y columnas y la aportación de los muros de concreto armado o los muros de placas de acero (tableros).

La nota 2 de la [tabla 4.3.2](#) se refiere a que la ductilidad depende de la contribución al cortante lateral resistente del marco (trabes y columnas), como se discutió previamente.

La nota 4 de la [tabla 4.3.2](#) pretende favorecer la respuesta a flexión de los sistemas estructurales con muros o sistemas de contravientos. Si la proporción entre la altura y dimensión en planta de un sistema estructural es muy pequeña, responderá en cortante; mientras que si la proporción es grande (mayor o igual que 4) el sistema responderá en flexión y su diseño puede relacionarse con un incremento de las distorsiones límite en 0.005.

Marcos de acero con muros de placa de acero (de ductilidad alta). Un marco con muros de placa de acero consiste en una placa apoyada perimetralmente por columnas (elemento vertical de borde) y vigas (elemento horizontal de borde), que se conoce como tablero de placa dúctil (TPD), donde los nombres de elementos de borde hacen énfasis de su función para resistir los campos de tensión diagonal que se genera por fuerzas cortantes laterales en la placa. El material de la placa de acero y su espesor tienen una alta influencia en el desempeño del marco. El proceso de diseño es más complejo que el de otros sistemas estructurales; sin embargo, la placa de acero aporta una ductilidad y disipación de energía notable a la edificación. Por esto, es posible diseñar los marcos con muros de ductilidad alta de placa de acero con el mayor factor de comportamiento sísmico propuesto en la Norma ($Q = 4$; $\gamma_{sv} = 0.020$), lo que incluye tableros de placa dúctil y placas con perforaciones.

Marcos de acero con muros de concreto reforzado (de ductilidad baja, media y alta). En este sistema las demandas laterales son resistidas conjuntamente por marcos rígidos de acero y muros de concreto reforzado. Dadas las características de la conexión y teniendo en cuenta que los muros y los marcos están interconectados es necesario garantizar la compatibilidad de deformaciones. Por esto, los marcos con muros de ductilidad alta de concreto pueden ser diseñados con la máxima ductilidad permitida ($Q = 4$), pero la distorsión máxima está restringida a magnitudes menores ($\gamma_{sv} = 0.020$) que las que podría desarrollar el marco rígido si resistiera las demandas sísmicas en forma independiente. Los muros deben cumplir ciertos requisitos geométricos establecidos en la NTC-Concreto sobre muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano y los marcos de acero deben satisfacer los requisitos del Capítulo 16 de la NTC-Acero sobre marcos rígidos de ductilidad alta ($Q = 4$; $\gamma_{sv} = 0.020$) y ductilidad baja ($Q = 2$; $\gamma_{sv} = 0.010$) según sea el caso. El sistema se facilita constructivamente si se combina con columnas compuestas.

iv) Marcos compuestos

Los marcos compuestos de ductilidad alta ($Q = 4$; $\gamma_{sv} = 0.030$) deben diseñarse para desarrollar en forma estable deformaciones inelásticas significativas. Esto se consigue garantizando la respuesta por flexión en las vigas y una respuesta por cortante en la zona del panel de acero en las conexiones caracterizada por deformaciones inelásticas moderadas.

Con este propósito, debe aplicarse la filosofía de diseño por capacidad conforme a la NTC-Acero y considerar los requisitos estipulados en el Capítulo 10 de la NTC-Acero sobre miembros compuestos. Los marcos compuestos de ductilidad alta ($Q = 4$; $\gamma_{sv} = 0.030$) cumplen los requisitos de estructuras dúctiles, incluyendo la interfaz acero – concreto mediante conectores de cortante, adherencia directa y/o apoyo directo entre el perfil de acero y el concreto.

Marcos compuestos con vigas de alma abierta (armaduras). Los efectos adversos hacia las columnas asociados a la respuesta inelástica de las diagonales que fallan por pandeo global de las vigas de alma abierta y que se comentaron anteriormente son aplicables también para este sistema estructural.

Marcos compuestos con conexiones semirrígidas. Las conexiones consisten en una trabe de perfil de acero conectado a la columna mediante componentes de acero de asiento y unidos a una losa de concreto armado que trabaja en conjunto con los perfiles estructurales de acero. Los marcos con conexiones semirrígidas compuestas de ductilidad media ($Q = 3$; $\gamma_{sv} = 0.020$) se deben diseñar para que su respuesta se caracterice por deformaciones inelásticas estables y significativas, mediante la fluencia dúctil de la zona del panel, elementos de la conexión, placas de continuidad y en la base de las columnas siguiendo los lineamientos del Capítulo 16 de la NTC-Acero.

v) Sistema dual formado por marcos compuestos y contraventeos de acero

El término dual se refiere a que la resistencia a las demandas sísmicas es aportada por el trabajo en conjunto del sistema de marcos compuestos y un sistema de contravientos, donde algún elemento estructural trabaja en acción compuesta con el concreto como se explica en el Capítulo 10 de la NTC-Acero.

Marcos con contraventeos excéntricos. El sistema ofrece ventajas económicas debido a que es capaz de desarrollar una respuesta inelástica estable asociada a una alta resistencia y rigidez lateral, lo que mejora su respuesta dúctil

ante demandas sísmicas. Los comentarios de marcos con contraventeos excéntricos son aplicables también cuando el sistema tiene elementos compuestos.

Marcos con contraventeos restringidos al pandeo. Los comentarios para marcos con contraventeos restringidos al pandeo son aplicables también cuando el sistema tiene elementos compuestos.

Marcos con contraventeos concéntricos. Los comentarios para marcos con contraventeos concéntricos son aplicables también cuando el sistema tiene elementos compuestos.

vi) Sistema dual formado por marcos compuestos y muros

El término dual se refiere a que la resistencia a las demandas sísmicas es aportada por el trabajo en conjunto del sistema de marcos compuestos y un sistema de muros, donde los muros pueden de placas de acero, compuestos o de concreto reforzado.

vii) Columnas de acero compactas en voladizo, sin o con relleno de concreto

Este sistema se refiere a columnas de acero, simples o compuestas. Debido a que las columnas no forman parte de marcos sismo-resistentes no tienen los beneficios de sistemas hiperestáticos redundantes y con respuestas inelásticas estables. Por esta razón se disminuye Q y γ_{sv} .

viii) Sistema suspendido soportado por un núcleo de acero formado por muros o marcos

Debido a que la estructura está proyectada con un sistema central principal para resistir las demandas laterales, la redundancia estructural es limitada, pese a que el núcleo está conformado por varios muros o marcos. Los comentarios del sistema suspendido soportado por un núcleo de concreto son igualmente aplicables a esta sección.

ix) Marcos exteriores y columnas interiores interconectados por diafragmas horizontales rígidos

Este sistema está concebido mediante marcos perimetrales rígidos que resisten las demandas laterales que están unidos a marcos internos más esbeltos que resisten las demandas gravitacionales. Los marcos se unen mediante diafragmas horizontales rígidos que garantizan la transferencia de demandas laterales. Teniendo en consideración que los marcos internos y externos tienen distintas rigideces, es necesario verificar la compatibilidad de deformaciones entre ambos. Los comentarios del sistema en concreto son aplicables también a esta sección.

x) Sistema Diagrid

Se trata de sistemas estructurales cuya sismorresistencia es aportada parcial o totalmente por una rejilla perimetral, constituida por diagonales y anillos que deben cumplir, respectivamente, lo indicado en el Capítulo 16 de la NTC-Acero.

xi) Sistema estructural con disipadores de energía

Este tipo de sistemas estarán formados por un sistema primario cuya estructuración puede ser cualquiera de las incluidas en esta sección y algún dispositivo de disipación de energía. El diseño de estos sistemas se llevará a cabo conforme el capítulo 12.

xii) Sistema estructural con aislamiento sísmico

Este tipo de sistemas estarán formados por una superestructura y un sistema de aislamiento y, en su caso, una subestructura. Para la superestructura y la subestructura puede usarse cualquiera de las estructuraciones incluidas en esta sección. El diseño de estos sistemas se llevará a cabo conforme el capítulo 13.

4.3.3 Estructuras de mampostería

Los factores de comportamiento sísmico y las distorsiones límite para estructuras de mampostería se presentan en la tabla 4.3.3.

Tabla 4.3.3 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de mampostería^[1]

Estructuración	Q	γ_{sv}	γ_{oi}
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal ^[2]	2.0	0.010	0.0015
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas	2.0	0.005	0.0015
Muros de carga de mampostería confinada de piezas huecas con refuerzo horizontal ^[2]	2.0	0.008	0.0015
Muros de carga de mampostería confinada de piezas huecas ^[3]	1.5	0.004	0.0015
Muros de carga de mampostería de piezas huecas reforzadas interiormente	1.5	0.006	----
Muros diafragma	[4]	[5]	[5]
Muros de carga de mampostería confinada en combinación con otro sistema estructural de concreto o acero	[4]	[5]	[5]
Muros de carga de mampostería de piezas huecas o macizas no confinados ni reforzados ^[6]	1.0	0.0015	----
Mampostería de piedras naturales	1.0	0.0015	----

[1] Los sistemas estructurales de mampostería deben cumplir los requisitos establecidos en la NTC-Mampostería. La presente tabla es válida para edificaciones de hasta 6 niveles. Para estructuras con un mayor número de niveles, se reducirá Q en 0.5, pero en ningún caso Q será menor que la unidad; asimismo, γ_{sv} se reducirá en 0.004, pero en ningún caso γ_{sv} será menor que 0.002.

[2] Para que el sistema estructural sea considerado en esta categoría, todos los muros estructurales deben tener refuerzo horizontal.

[3] No se permite el uso de muros de carga de mampostería confinada de piezas huecas para estructurar edificaciones del Grupo A.

[4] Cuando los muros sean parte de marcos o de estructuras que no puedan resistir al menos 70 por ciento de la carga lateral sin tomar en cuenta la resistencia de los muros, la ductilidad será de acuerdo con el tipo de mampostería utilizada en el muro diafragma. En caso contrario, podrá usarse el valor de Q asignado a los marcos o la estructura.

[5] Se tomará de acuerdo con el tipo de mampostería utilizada.

[6] Solo para revisión de estructuras existentes.

Comentario:

La capacidad de deformación lateral y, por tanto, la capacidad de disipación de energía en forma estable en el intervalo inelástico de comportamiento de las estructuras de mampostería depende, fundamentalmente, del tipo de pieza y de la modalidad de refuerzo (Alcocer, 1997). Las piezas macizas tienen un comportamiento carga-deformación más dúctil y estable ante repeticiones cíclicas en comparación con las piezas huecas (Zepeda, Ojeda, y Alcocer, 1997). En cuanto a las modalidades de refuerzo, la mampostería confinada mediante castillos y dalas ha evidenciado un desempeño sísmico adecuado cuando el tamaño, cuantía de refuerzo y separación de los elementos confinantes cumplen los requisitos de la norma (Alcocer, y otros, 1999; EERI & SMIS, 2006). La colocación de refuerzo horizontal en las hiladas de mampostería mejora la capacidad de deformación lateral inelástica de los muros y, dependiendo de su cuantía, incrementa la capacidad resistente lateral (Aguilar, Cano, & Alcocer, 1994). La capacidad de deformación lateral inelástica de mampostería de piezas macizas o huecas no confinadas ni reforzadas es despreciable por lo que su uso no se permite en esta Norma; sólo se pueden emplear los valores del factor de comportamiento sísmico y de distorsión límite para evaluar la seguridad y condiciones de servicio de este tipo de estructuras. Puesto que carecen de refuerzo, la mampostería de piedras naturales se debe diseñar para que permanezca en el intervalo elástico y sus deformaciones sean menores que las de agrietamiento.

Los valores de γ_{sv} de la tabla 4.3.3 se obtuvieron de las distorsiones medidas a la resistencia (máxima carga resistida) en ensayos de laboratorio (Pérez-Gavilán, y otros, 2017). Los valores de γ_{sv} de la tabla son superiores a los obtenidos en ensayos cuasistáticos ya que consideran el incremento en la capacidad de deformación al aplicar solicitaciones dinámicas a la mampostería (Barragán, Arias, Vázquez, y Alcocer, 2005). En estructuras de mampostería confinada sin refuerzo horizontal se recomienda que las distorsiones calculadas sean del orden del 80 por ciento del valor de la distorsión límite ya que su comportamiento para deformaciones mayores que aquella en que se alcanza la resistencia máxima se degrada más rápidamente en comparación con las que tienen, además, refuerzo horizontal.

Los valores de γ_{oi} de la tabla 4.3.3 corresponden al promedio de las distorsiones medidas al primer agrietamiento de muros con piezas macizas o huecas, con y sin refuerzo. El uso de un valor único para las diferentes estructuraciones consideradas en la tabla se debe a que no es posible distinguir el valor promedio medido para piezas macizas y huecas, y para muros con y sin refuerzo.

4.3.4 Estructuras de madera

Los factores de comportamiento sísmico y las distorsiones límite para estructuras de madera y bambú se presentan en la tabla 4.3.4.

Tabla 4.3.4 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de madera y bambú ^[1]

Estructuración	Q	γ_{sv}	γ_{oi}
Sistema a base de tableros de madera contrachapada ^{[2], [3]}	2.0	0.008	0.002
Sistema a base de marcos hiperestáticos de madera laminada ^{[3], [4]}	2.0	0.008	0.002
Sistema a base de marcos hiperestáticos de bambú ^{[3], [5]}	2.0	0.008	0.002
Todos los demás sistemas ^[3]	1.5	0.005	0.002

^[1] Los sistemas estructurales de madera deben cumplir los requisitos establecidos en la NTC-Madera. La presente tabla es válida para edificaciones de hasta 2 niveles. Para estructuras con un mayor número de niveles, se reducirá Q en 0.5, pero en ningún caso Q será menor que la unidad; asimismo, γ_{sv} se reducirá en 0.004, pero en ningún caso γ_{sv} será menor que 0.002.

^[2] Para que el sistema estructural sea considerado en esta categoría, debe cumplir con lo establecido en el Capítulo 4 de la NTC-Madera.

^[3] Cuando en el sistema estén presentes tableros que sean parte de marcos o de estructuras que no puedan resistir al menos 70 por ciento de la carga lateral sin tomar en cuenta la resistencia de los tableros, la ductilidad será de acuerdo con el tipo de madera utilizada en el tablero. En caso contrario, deberá usarse el valor de Q asignado a los marcos o la estructura.

^[4] Para que el sistema estructural sea considerado en esta categoría, debe cumplir con lo establecido en el Capítulo 5 de la NTC-Madera.

^[5] Para que el sistema estructural sea considerado en esta categoría, debe cumplir con lo establecido en el Capítulo 6 de la NTC-Madera.

Comentario:

Esta versión de la Norma es la primera en la que se incluye una tabla para estructuras de madera y bambú. Si bien este material es ampliamente utilizado en sistemas estructurales en diferentes países alrededor del mundo, la práctica constructiva en México utilizando este material es reciente y con muchas oportunidades de desarrollo, por lo cual, en esta versión de la Norma se ha optado por utilizar valores conservadores para Q , γ_{sv} y γ_{oi} ; es muy probable que en versiones posteriores se incluyan más sistemas estructurales y valores de estos parámetros respaldados por la práctica de diseño e investigaciones desarrolladas en nuestro país.

La capacidad de deformación y disipación de energía de los sistemas estructurales se caracteriza por el factor de comportamiento sísmico Q . Algunas normas extranjeras consideran que las estructuras de madera tienen un comportamiento estructural poco disipativo y les otorgan un conservador coeficiente de comportamiento sísmico $Q = 1$. Sin embargo, algunos otros reglamentos permiten considerar que las juntas y uniones mecánicas de acero pueden ser zonas disipativas de la estructura y contemplan valores de $Q > 1$ para varios tipos de estructuración a base de madera. Las propiedades de las zonas disipativas se pueden determinar con ensayos cíclicos.

La ductilidad se consigue aplicando el concepto de proyecto por capacidad. En estructuras de madera, el objetivo del proyecto por capacidad es asegurar que los elementos se mantengan intactos y que las deformaciones inelásticas se produzcan en las uniones. Las uniones mecánicas actúan como "fusibles" que absorben la energía sísmica y deben soportar grandes deformaciones sin colapsar, mientras que los elementos de madera deben ser capaces de resistir las cargas que le transmiten los elementos de unión dúctiles. Para alcanzar un comportamiento dúctil global se aplican factores de sobre-resistencia para asegurar que la capacidad del elemento frágil (la madera) sea siempre mayor que la capacidad del elemento dúctil (la unión).

Las formas constructivas definidas en esta tabla para bambú son una variante de lo que se llama en algunas zonas de América Latina "Bahareque encementado", sistema constructivo que es ampliamente usado en centro y sur américa, con muy buenos resultados en términos de desempeño sísmico.

5. ESTRUCTURAS IRREGULARES

5.1 Alcance

5.1.1 Este capítulo define aquellas estructuras que deberán ser consideradas como irregulares estructuralmente, así como las modificaciones a las acciones de diseño y/o distorsiones límite que deberán ser consideradas en su diseño y revisión.

5.1.2 Para establecer si la estructura es irregular, deberá considerarse en el modelo de análisis la participación de todos los elementos constructivos que, por su rigidez y forma de conexión, puedan tener una influencia significativa en la respuesta sísmica de la estructura, formen o no parte del sistema estructural principal. Ejemplos de elementos que usualmente no son considerados como parte del sistema estructural principal, pero que pueden participar de manera importante en la respuesta sísmica del edificio, son los muros divisorios y de colindancia, las escaleras y las fachadas prefabricadas.

Comentario:

Observaciones recabadas después de muchos sismos en diferentes partes del mundo han documentado que las estructuras irregulares son mucho más vulnerables a movimientos sísmicos intensos que las estructuras regulares. En particular, las estadísticas de daños observados en estructuras en la Ciudad de México en los sismos de 1957, 1985 y 2017 muestran que un alto porcentaje de las estructuras que sufrieron derrumbe, ya sea total o parcial, o bien las que sufrieron daños graves, eran estructuras irregulares. No sólo ello, sino también se ha documentado que el nivel de daño, por lo general, aumenta en la medida que la estructura tiene un mayor nivel de irregularidad o bien tiene un mayor número de irregularidades. Observaciones semejantes se han documentado en muchos otros sismos, tanto en otras ciudades de México como en otras partes del mundo. Es por ello por lo que, lo ideal es que en zonas sísmicas las estructuras sean regulares tanto en planta como en elevación. Como ello no siempre es posible, desde hace muchos años, se incluyen disposiciones en esta Norma cuyo objetivo es requerir un diseño más exigente para las estructuras irregulares que para las estructuras regulares.

La nueva edición de esta Norma introduce varios cambios importantes tanto en la forma en la que se definen los diferentes tipos de irregularidad como en el tratamiento que se les da. Un primer cambio es que en la edición anterior de esta Norma se incluían 13 condiciones que una estructura debía cumplir para considerarse regular. Dicha sección estaba seguida por un par de secciones donde se especificaba que, si no se cumplían una o más de dichas condiciones de regularidad, la estructura debía clasificarse como “irregular” o “muy irregular”. En esta nueva edición, se pensó que era más claro definir directamente los diferentes tipos de irregularidad como lo hacen la mayor parte de reglamentos de diseño por sismo en otros países. Así mismo, se hicieron varias simplificaciones y se pasó de 13 condiciones de regularidad a describir 8 condiciones de irregularidad, de las cuales 5 son irregularidades en planta y 3 son irregularidades en elevación.

5.2 Irregularidades en planta

5.2.1 Irregularidad por torsión

5.2.1.1 Se considerará que una estructura es irregular en torsión cuando en cualquiera de las plantas de la estructura existe un punto que bajo las acciones de diseño presente un desplazamiento lateral que excede en más de 15 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de la planta en la dirección de análisis.

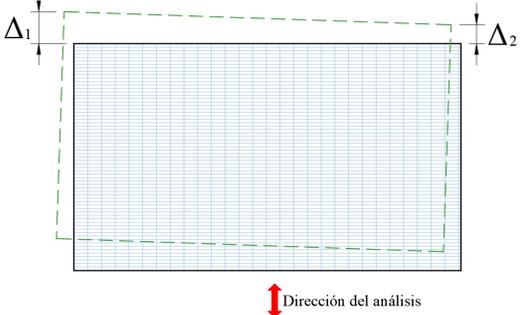
Comentario:

Una estructura presenta una irregularidad de torsión como producto de una excentricidad entre su centro de rigideces laterales y su centro de masas y/o entre su centro de masas y su centro de resistencias laterales. Cuando las estructuras son sometidas a movimientos sísmicos, estas excentricidades producen giros en la estructura respecto a un eje vertical. La amplitud de estos giros cambia de un nivel a otro y cambia también en cada instante durante el sismo. A su vez, estos giros de los sistemas de piso respecto a un eje vertical producen deformaciones laterales que son diferentes en distintos puntos en planta en cada nivel de la estructura. Por ejemplo, las distorsiones máximas de entrepiso pueden ser mucho mayores en puntos más alejados del centro de rigideces o de resistencia que las que ocurren en otros puntos más cercanos a dichos centros.

En la edición anterior de esta Norma una estructura se consideraba como irregular en torsión hasta que el desplazamiento en un punto de la planta fuera 20 por ciento mayor que el desplazamiento promedio de los desplazamientos en ambos extremos en la dirección de análisis, lo que implicaba que el desplazamiento debía de ser 20 por ciento menor que el promedio de los desplazamientos en ambos extremos, o lo que es lo mismo, que el desplazamiento en un extremo debía de ser 50 por ciento mayor que al del otro extremo para considerarse irregular en torsión. En esta nueva edición se disminuyó el porcentaje por arriba del desplazamiento promedio de 20 por ciento a 15 por ciento para considerarse como irregular en torsión, lo que implica que el desplazamiento en un

extremo de la edificación es 35 por ciento mayor que el que ocurre en el otro extremo de la estructura en la dirección de análisis.

Tabla C5.2.1.1 Irregularidad por torsión

Inciso	Caso	Corrección (reducción de γ_{max})
5.2.1 Irregularidad por torsión.	<p>Se muestra un ejemplo para la dirección de análisis.</p>  $1.15 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) < \Delta_1 \leq 1.3 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$	<p>Si se cumple con la desigualdad, entonces:</p> $\gamma_c = 0.80 \gamma_{max}$

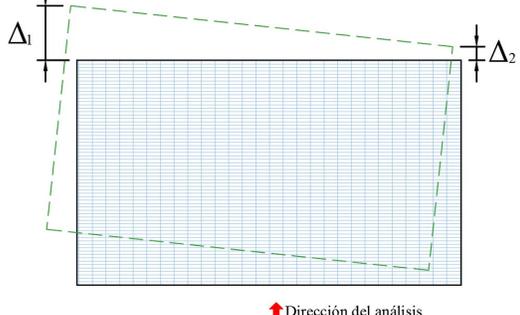
5.2.2 Fuerte irregularidad por torsión

5.2.2.1 Se considerará que una estructura es fuertemente irregular en torsión cuando en cualquiera de las plantas de la estructura existe un punto que bajo las acciones de diseño presente un desplazamiento lateral que excede en más de 30 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de la planta en la dirección de análisis.

Comentario:

Cuando el desplazamiento lateral de un punto de la estructura es 30 por ciento mayor que el desplazamiento promedio de los que ocurren en los extremos de la edificación, debe considerarse a la estructura con fuerte irregularidad en torsión. Este nivel de diferencia en el desplazamiento lateral que debe alcanzarse para ser considerada con fuerte irregularidad en torsión es el mismo que se tenía en la edición anterior de esta Norma. Esto implica que la estructura se considera con fuerte irregularidad de torsión si un extremo de la estructura tiene un desplazamiento lateral 85.7 por ciento más de lo que se mueve el otro extremo de la planta en la dirección de análisis.

Tabla C5.2.2.1 Fuerte irregularidad por torsión

Inciso	Caso	Corrección (reducción de γ_{max})
5.2.2 Fuerte irregularidad por torsión.	<p>Se muestra un ejemplo para la dirección de análisis.</p>  $\Delta_1 > 1.3 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$	<p>Si se cumple con la desigualdad, entonces:</p> $\gamma_c = 0.60 \gamma_{max}$

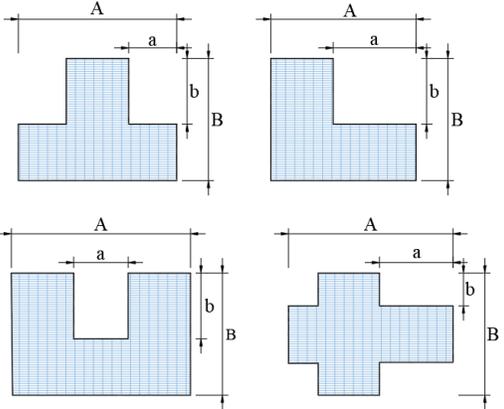
5.2.3 Forma geométrica irregular en planta

5.2.3.1 Se considerará con fines estructurales que una estructura es irregular geométicamente en planta cuando tiene entrantes o salientes de dimensiones mayores que 40 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera el entrante o saliente.

Comentario:

Las estructuras con entrantes o salientes de grandes dimensiones respecto a las dimensiones en planta del edificio tienden a tener daño en los puntos de unión de la entrante o saliente con el resto de la estructura. En la edición anterior de esta Norma se consideraba que la estructura tenía una forma irregular en planta si las dimensiones de las entrantes o salientes superaban 20 por ciento del ancho de la estructura en la dirección de la entrante o saliente. Sin embargo, muchas estructuras con entrantes o salientes con dichas dimensiones han tenido buen comportamiento sísmico. Es por ello por lo que en esta nueva edición dicho porcentaje se incrementa al 40 por ciento, o sea, que la estructura debe tener entrantes o salientes de mayores dimensiones para ser considerada con una forma geométrica irregular en planta.

Tabla C5.2.3.1 Forma geométrica irregular en planta

Inciso	Condiciones	Corrección (reducción de γ_{max})
<p>5.2.3 Forma geométrica irregular en planta</p>	<p>Se muestran unos ejemplos de irregularidades en planta</p>  <p style="text-align: center;">$a > 0.4A$ o bien $b > 0.4B$</p>	<p><i>Si se cumple con cualquiera de las desigualdades, entonces:</i></p> <p style="text-align: center;">$\gamma_c = 0.80\gamma_{max}$</p>

5.2.4 Irregularidad por flexibilidad excesiva en el diafragma

5.2.4.1 Se considerará que una estructura es irregular por tener una flexibilidad excesiva en el diafragma cuando en una estructura modelada considerando la flexibilidad de sus diafragmas existe un punto en cualquiera de las plantas que tiene un desplazamiento lateral que excede en más de 30 por ciento el desplazamiento lateral en el mismo punto en otro análisis en que la estructura se modele ahora suponiendo al diafragma como rígido.

Comentario:

En la versión anterior de esta Norma se consideraba que no se cumplía con la condición de diafragma de piso “rígido” si existía una saliente o entrante de más de 20 por ciento de la dimensión de análisis. Pero ello no abarcaba el caso de estructuras como una nave industrial, tiendas de autoservicio, hangares, etc. que no tengan ni entrantes ni salientes y sin embargo si no le ponen contravientos en el plano de la cubierta pudieran tener deformaciones laterales locales mucho más grandes a la deformación lateral promedio. Como se ha propuesto aquí, se considera con flexibilidad excesiva cuando difiere en más de 30 por ciento de las deformaciones laterales calculadas suponiendo que es rígido.

Si el diafragma de una estructura es muy flexible, esto puede producir que ciertos puntos de la estructura tengan deformaciones laterales o deformaciones de entrepiso mucho mayores que otros puntos de la estructura o que algunos elementos estructurales se vean sometidos a deformaciones mucho mayores que otros elementos y por lo tanto sufran mayor nivel de daño. Para determinar si el diafragma tiene una flexibilidad excesiva deben compararse los desplazamientos laterales calculados con dos modelos diferentes de la estructura, uno considerando la flexibilidad del diafragma en su plano y otro considerando los diafragmas como infinitivamente rígidos en su plano.

Si el programa de análisis estructural no tiene la posibilidad de considerar al diafragma como infinitivamente rígido en su plano, pueden incrementarse las rigideces de los elementos estructurales del sistema de piso en el plano del diafragma por un factor de cien. Si la diferencia de desplazamientos en un mismo punto entre los dos diferentes tipos de análisis excede de 30 por ciento, la estructura se considera con irregularidad por flexibilidad excesiva en el diafragma. La [tabla C5.2.4.1](#) ilustra dos ejemplos de estructuras con irregularidad por flexibilidad excesiva en el diafragma.

Tabla C5.2.4.1 Ejemplos de irregularidad por flexibilidad excesiva del diafragma

Inciso	Condiciones	Corrección (reducción de γ_{max})
<p>5.2.4 Irregularidad por flexibilidad excesiva del diafragma</p>	<p style="text-align: center;">$\Delta_2 > 1.3 \Delta_1$</p> <p style="text-align: center;">$\Delta_2 > 1.3 \Delta_1$</p>	<p><i>Si se cumple con la desigualdad, entonces:</i></p> <p style="text-align: center;">$\gamma_c = 0.80 \gamma_{max}$</p>

5.2.5 Irregularidad por discontinuidad en el diafragma

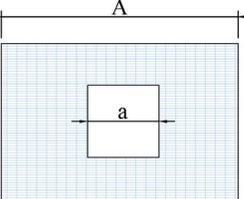
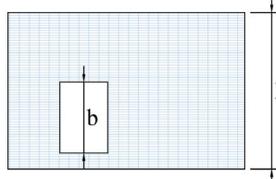
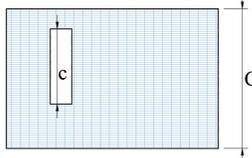
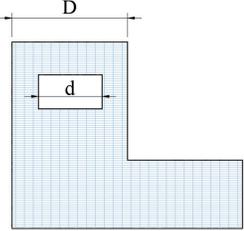
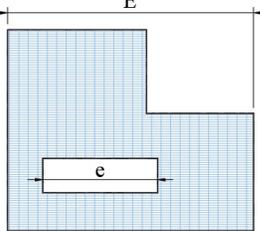
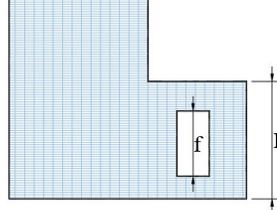
5.2.5.1 Se considerará que una estructura es irregular por discontinuidad en el diafragma cuando en cualquiera de las plantas de la estructura exista una reducción brusca de más de 40 por ciento en el ancho de diafragma provocado por aberturas en el mismo.

Comentario:

En la versión anterior de esta Norma se hablaba de tamaños de aberturas. En particular, se decía que para ser regular las aberturas debían tener un área de menos del 20 por ciento del área total de la planta, es decir, se consideraba que evaluarlo en función del cociente de áreas era lo adecuado; sin embargo, dependiendo de la geometría, se puede tener casos de aberturas de menos del 20 por ciento del área de la planta y generar concentraciones de esfuerzos o no transmitir correctamente las fuerzas de inercia, por ejemplo, una abertura muy alargada puede no ser eficiente para la transmisión de fuerzas. Por esta razón, en esta versión de la Norma se consideró que es mejor especificar la irregularidad en función de la reducción brusca en el ancho del diafragma en cada dirección.

Un porcentaje importante de las fuerzas laterales que se producen en un edificio durante un sismo se generan en el sistema de piso y deben ser transmitidas por el diafragma a los elementos verticales que resisten las cargas laterales (elementos estructurales tales como columnas, muros o contravientos). Es por ello, que es deseable evitar reducciones bruscas en las dimensiones del diafragma para evitar daños graves en los diafragmas. Si las reducciones exceden de más del 40 por ciento del ancho del diafragma, se considera que la estructura tiene una irregularidad por discontinuidad del diafragma. La [tabla C5.2.5.1](#) ilustra seis diferentes ejemplos de estructuras con irregularidad por discontinuidad en el diafragma.

Tabla C5.2.5.1 Ejemplos de irregularidades por discontinuidad en el diafragma

Inciso	Condiciones	Corrección (reducción de γ_{max})
<p>5.2.5 Irregularidad por discontinuidad en el diafragma</p>	 <p>$a > 0.4A$</p>	
	 <p>$b > 0.4B$</p>	
	 <p>$c > 0.4C$</p>	<p>Si se cumple con cualquiera de las desigualdades, entonces:</p> <p>$\gamma_c = 0.80\gamma_{max}$</p>
	 <p>$d > 0.4D$</p>	
	 <p>$e > 0.4E$</p>	
	 <p>$f > 0.4F$</p>	

5.3 Irregularidades en elevación

Para la revisión de condiciones de irregularidad en elevación, se calculará la rigidez de entrepiso como el cociente del cortante de entrepiso al estar sujeta la estructura a las fuerzas laterales de diseño, entre su deformación lateral. La deformación lateral del entrepiso deberá estimarse como la diferencia de desplazamientos laterales entre las partes superior e inferior del entrepiso, para el punto en planta donde se ubica el centro de masa de la losa superior.

5.3.1 Irregularidad por reducciones geométricas en elevación

5.3.1.1 Se considerará que una estructura es irregular por reducciones geométricas en elevación cuando una o más plantas tengan una reducción brusca en el ancho de la planta en la dirección paralela a la dirección de análisis de más de 25 por ciento del ancho en la misma dirección del nivel inmediatamente superior o bien una reducción brusca de más del 40 por ciento respecto al ancho del nivel inmediatamente inferior. Una excepción son los niveles de elevadores y otras instalaciones en el nivel de azotea cuya dimensión puede ser significativamente menor que la del nivel inferior sin que se considere a la estructura como irregular (sin embargo, es necesario evaluar su respuesta como apéndice).

Comentario:

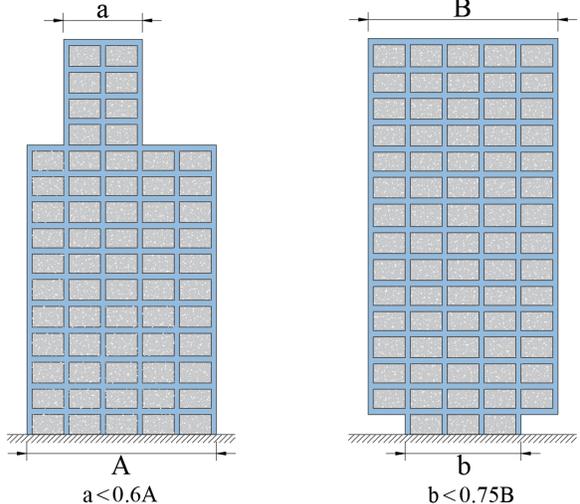
En la edición anterior de esta Norma se especificaba que “ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior. Además, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 125 por ciento de la menor de las dimensiones de los pisos inferiores en la misma dirección”. El comité redactor de la Norma consideró que el 10 o 25 por ciento era demasiado pequeño; además, sólo se especificaba el caso en que existe una reducción de dimensiones en un piso inferior, sin embargo, la reducción de la dimensión también podría ocurrir en un piso superior.

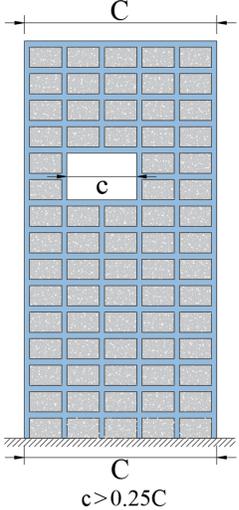
La nueva propuesta considera como más grave los casos en que la reducción de la dimensión ocurre en un nivel inferior, de ahí que ahora se hace distinción entre cambios de dimensiones hacia arriba y hacia abajo. Análisis

tridimensionales deberían de tomar en cuenta tanto la reducción en masa como en rigidez asociada a dicha reducción de dimensiones, de ahí que los porcentajes ahora son, en general, mayores que los que se consideraban en la versión anterior. El propósito principal de esta sección es captar los casos en que el modelo indica que no hay cambio brusco de rigidez lateral o lo hace de manera insuficiente y trata de captar únicamente casos de grandes reducciones de dimensiones que pudieran estar acompañados de un posible cambio de rigidez o masa importante que por alguna razón no capte el modelo estructural. Así pues, al igual que en el siguiente inciso, se propone se haga una distinción en que la reducción de dimensión se produzca hacia abajo de la que se produzca hacia arriba. Es necesario hacer notar que edificios como el de Seguros Monterrey en la esquina de Presidente Masaryk y Mariano Escobedo (antes de Union Carbide) en Polanco o el antiguo edificio de Celanese Mexicana en Av Revolución en Tlacopac caerían en este caso de irregularidad a pesar de que, en realidad, prácticamente el 100 por ciento de la resistencia y rigidez lateral está proporcionada por el núcleo central de muros estructurales de concreto reforzado, y por lo tanto quizá no debieran ser penalizados por esta reducción en dimensiones, sin embargo, se consideró que en muchos otros casos es bueno tener algo como lo aquí propuesto y que siempre ha existido en la Norma para evitar reducciones bruscas que pudieran pasar por desapercibidas por el modelo estructural. Además, en la última oración del párrafo, se agregó la excepción que no se incluía en la edición anterior pues, ya que, sin dicha excepción, prácticamente todos los edificios de más de 5 niveles caerían en esta irregularidad en elevación.

Cambios bruscos en la distribución de masas o rigideces laterales en la altura de un edificio pueden dar lugar a una concentración de deformaciones de entrepiso por arriba de la estimada con un análisis elástico lineal. Es por ello, que es deseable tener una estructura sin irregularidades en elevación y, en particular, evitar cambios bruscos en las dimensiones en planta de la estructura. La nueva edición de esta Norma distingue como una irregularidad más severa cuando la reducción se produce en niveles inferiores que cuando se produce en niveles superiores. La [tabla C5.3.1.1](#) ilustra tres situaciones en la que la estructura sería considerada con irregularidad por reducciones geométricas en elevación.

Tabla C5.3.1.1 – Ejemplos de irregularidad por reducciones geométricas en elevación

Inciso	Condiciones	Corrección (reducción de γ_{max})
<p>5.3.1 Irregularidad por reducciones geométricas en elevación</p>	 <p>The diagram illustrates two building cross-sections. The left building has a base width labeled 'A' and a top section width labeled 'a'. Below it, the condition $a < 0.6A$ is written. The right building has a base width labeled 'b' and a top section width labeled 'B'. Below it, the condition $b < 0.75B$ is written.</p>	<p>Si se cumple con cualquiera de las desigualdades, entonces:</p> $\gamma_c = 0.80\gamma_{max}$

Inciso	Condiciones	Corrección (reducción de γ_{max})
<p>5.3.1 Irregularidad por reducciones geométricas en elevación</p>	 <p style="text-align: center;">$c > 0.25C$</p>	<p>Si se cumple con la desigualdad, entonces:</p> <p style="text-align: center;">$\gamma_c = 0.80\gamma_{max}$</p>

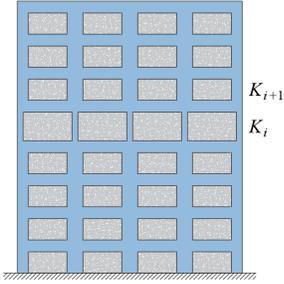
5.3.2 Irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral

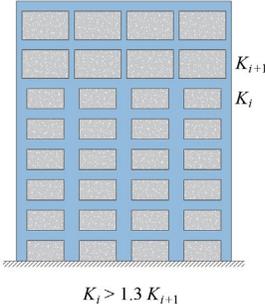
5.3.2.1 Se considerará que una estructura tiene una irregularidad en elevación por cambios bruscos de rigidez lateral en la altura cuando la rigidez lateral de un entrepiso es 15 por ciento menor que la rigidez lateral del entrepiso inmediatamente superior o bien 30 por ciento mayor que la rigidez del entrepiso inmediatamente superior.

Comentario:

Una reducción brusca en la rigidez lateral de una estructura causa fuertes concentraciones de distorsiones de entrepiso en el nivel donde se produce la reducción de rigidez. Es aún más grave cuando la reducción de rigidez lateral se produce en niveles inferiores o en niveles intermedios que cuando la reducción de rigidez lateral ocurre en pisos superiores. Es por esto que la nueva edición de esta Norma se especifica un porcentaje menor cuando la reducción de rigidez lateral es hacia abajo que cuando es hacia arriba. La *tabla C5.3.2.1* ilustra tres situaciones en la que la estructura sería considerada con irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral en elevación.

Tabla C5.3.2.1 – Irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral

Inciso	Condiciones	Corrección (reducción de γ_{max})
<p>5.3.2 Irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral</p>	 <p style="text-align: center;">$K_i < 0.85 K_{i+1}$</p>	<p>Si se cumple con la desigualdad, entonces:</p> <p style="text-align: center;">$\gamma_c = 0.80\gamma_{max}$</p>

Inciso	Condiciones	Corrección (reducción de γ_{max})
5.3.2 Irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral	 <p style="text-align: center;">$K_i > 1.3 K_{i+1}$</p>	<p><i>Si se cumple con la desigualdad, entonces:</i></p> <p>$\gamma_c = 0.80 \gamma_{max}$</p>

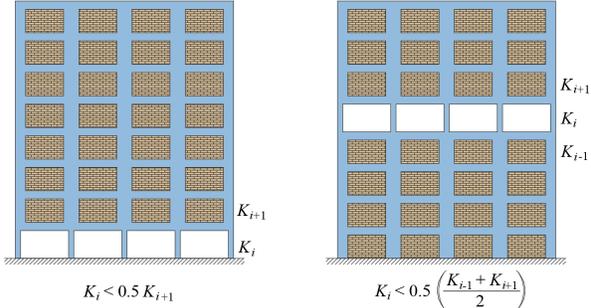
5.3.3 Fuerte irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral

5.3.3.1 Se considerará que una estructura es fuertemente irregular por reducciones bruscas de rigidez lateral cuando la rigidez lateral de un entrepiso es menor que 50 por ciento de la rigidez lateral del entrepiso inmediatamente superior o bien menor que 50 por ciento del promedio de rigideces laterales de los niveles inmediatamente inferior y superior a un entrepiso.

Comentario:

Uno de los tipos de irregularidad más grave que puede ocurrir en una estructura es cuando existe una reducción brusca de más del 50 por ciento de la rigidez lateral respecto a entrepisos superiores o respecto a entrepisos inferiores. Cuando se produce una reducción de rigidez lateral de este tipo en sismos severos se concentran las distorsiones de entrepiso en dicho nivel en el que se pueden producir daños estructurales graves. Esta situación es la que se conoce como entrepiso blando/débil que ha resultado no sólo en daños estructurales muy graves sino también el derrumbe de miles de estructuras. El/la Proyectista debe hacer todo lo posible por evitar este tipo de irregularidad. En esta edición, el comité redactor de la Norma modificó esta sección para abarcar no sólo el caso del entrepiso débil/flexible en planta baja sino también en pisos intermedios.

Tabla C5.3.3.1 – Ejemplos de fuerte irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral

Inciso	Condiciones	Corrección (reducción de γ_{max})
5.3.3 Fuerte irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral	 <p style="text-align: center;">$K_i < 0.5 K_{i+1}$</p> <p style="text-align: center;">$K_i < 0.5 \left(\frac{K_{i-1} + K_{i+1}}{2} \right)$</p>	<p><i>Si se cumple con cualquiera de las desigualdades, entonces:</i></p> <p>$\gamma_c = 0.33 \gamma_{max}$</p> <p><i>Además, deberá de cumplirse con lo establecido en 5.6</i></p>

5.4 Correcciones para estructuras irregulares

5.4.1 Cuando una estructura sea clasificada como irregular por torsión en conformidad con 5.2.1, o bien como irregular por forma geométrica en planta de acuerdo con 5.2.3 o bien como irregular por flexibilidad excesiva en el diafragma de acuerdo con 5.2.4 o bien por discontinuidad en el diafragma en conformidad con 5.2.5 o bien irregular por reducciones geométricas en elevación de acuerdo con 5.3.1 o bien irregular por reducciones bruscas de rigidez lateral de acuerdo con 5.3.2, se reducirán en 20 por ciento las distorsiones límite γ_{max} indicadas en 4.3, donde γ_{max} es la distorsión límite de referencia, igual a γ_{oi} cuando se considera el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, y a γ_{sv} cuando se considera el nivel de desempeño de Seguridad de Vida.

5.4.2 Cuando sea clasificada como irregular por dos de los incisos mencionados en el párrafo anterior, las distorsiones límite γ_{max} indicadas en 4.3, se reducirán un 30 por ciento. Para el caso en que una estructura fuera clasificada como irregular por tres o más de las irregularidades listadas en el párrafo anterior, las distorsiones límite γ_{max} indicadas en 4.3, se reducirán un 40 por ciento.

Comentario:

El tratamiento de estructuras irregulares que se incluye en esta Norma difiere del usado en sus versiones anteriores y también difiere del tratamiento que se le da en muchos reglamentos de otros países. El nuevo tratamiento, tiene su fundamento principal en que el daño estructural es principalmente producto de deformaciones laterales y, por lo tanto, la forma más efectiva de reducir el daño estructural severo en estructuras irregulares es limitando su distorsión máxima de entrepiso. En versiones anteriores de esta Norma se disminuía el factor Q^ , lo que equivalía a incrementar la resistencia lateral. Sin embargo, incrementar la resistencia lateral no necesariamente reduce las deformaciones laterales. Por ejemplo, en el caso de estructuras en que se cumple la aproximación de igual desplazamientos de Veletsos y Newmark, el desplazamiento lateral al que se ve sometido una estructura con comportamiento inelástico es, en promedio, aproximadamente igual al desplazamiento lateral de una estructura con comportamiento elástico y por lo tanto no varía significativamente con el cambio de resistencia lateral. En otros casos, como los de estructuras en las zonas de transición o de lago con periodos de vibración que coinciden o son cercanos a los predominantes del terreno, las deformaciones de las estructuras con comportamiento inelásticos son, casi siempre, menores que las que ocurren en estructuras con comportamiento elástico. En estos casos, incrementar la resistencia lateral, como se hacía en la edición anterior de esta Norma, podía resultar contraproducente pues puede producir un incremento de deformaciones laterales. Esta nueva edición trata de llamar la atención de el/la Proyectista en el sentido de que lo que ocurre durante un sismo en estructuras irregulares no es que actúen fuerzas laterales mayores que las que ocurren en estructuras regulares, sino que ocurren mayores deformaciones laterales en ciertas partes de la estructura y por lo tanto tienden a sufrir mayor daño. En la nueva propuesta, al reducir las distorsiones límite, se pone mayor atención a la necesidad de reducir las deformaciones laterales máximas en estructuras irregulares respecto a las que se permiten en estructuras regulares. Así mismo, se hacen reducciones más grandes de la distorsión límite con el incremento del número de condiciones de irregularidad de la estructura.*

A continuación, se presenta un resumen de las correcciones cuando una estructura es irregular

Tabla C5.4.2 - Corrección para estructuras irregulares

Inciso	Cuando se cumple:		
	1 condición	2 condiciones	3 o más condiciones
5.2.1 Irregularidad por torsión	$\gamma_c = 0.80\gamma_{max}$	$\gamma_c = 0.70\gamma_{max}$	$\gamma_c = 0.60\gamma_{max}$
5.2.3 Forma geométrica irregular en planta			
5.2.4 Irregularidad por flexibilidad excesiva de un diafragma			
5.2.5 Irregularidad por discontinuidad en el diafragma			
5.3.1 Irregularidad por reducciones geométricas en elevación			
5.3.2 Irregularidad por reducción bruscas de rigidez lateral			

5.5 Correcciones para estructuras fuertemente irregulares por torsión

5.5.1 Cuando una estructura sea clasificada como fuertemente irregular por torsión de acuerdo con 5.2.2, las distorsiones límite γ_{max} indicadas en 4.3 se reducirán un 40 por ciento.

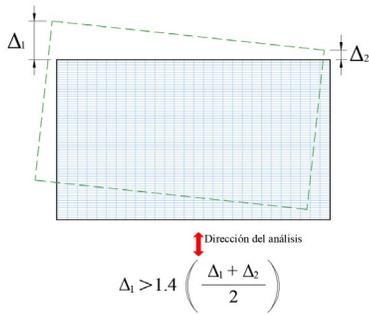
5.5.2 Si una estructura, además de ser clasificada como fuertemente irregular por torsión de acuerdo con 5.2.2, es clasificada como irregular por una o más de las irregularidades definidas en 5.2.3, 5.2.4, 5.2.5 y las mencionadas en 5.3, las distorsiones límite γ_{max} indicadas en 4.3 se reducirán un 50 por ciento.

5.5.3 Adicionalmente a las reducciones de las distorsiones límite γ_{max} indicadas en los dos párrafos anteriores, si en cualquiera de las plantas de la estructura existe un punto que bajo las acciones de diseño presente un desplazamiento lateral que excede en más de 40 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de la planta en la dirección de análisis, se deberá de llevar a cabo una revisión de la estructura usando un análisis no lineal paso a paso independientemente de la altura de la estructura para verificar que no se exceden las distorsiones límite γ_{max} indicadas en 4.3 reducidas en un 50 por ciento.

Comentario:

En esta nueva edición de esta Norma la distorsión máxima permitida en estructuras fuertemente irregulares por torsión es 40 por ciento menor que la máxima permitida en una estructura regular, lo que equivale a que, si no se modifica la distribución de rigideces laterales, entonces la rigidez lateral de una estructura fuertemente irregular en torsión deba ser 67 por ciento mayor que la de una estructura regular. Si además tiene otra irregularidad, la estructura deberá de tener una rigidez lateral de aproximadamente el doble de la de una estructura regular. En casos en que la deformación torsional es especialmente grande (por ejemplo, cuando en un punto experimenta un desplazamiento lateral mayor que 40 por ciento del promedio de los extremos) se debe hacer una revisión con un análisis no lineal paso a paso, independientemente de la altura de la estructura. A continuación, se presenta un resumen de las correcciones cuando una estructura es fuertemente irregular por torsión.

Tabla C5.5.3 - Corrección para estructuras fuertemente irregulares por torsión

Inciso	Si además es irregular por uno o más de los siguientes aspectos	Corrección (reducción de γ_{max})
5.2.2 Fuerte irregularidad por torsión	(Ninguno)	$\gamma_c = 0.60\gamma_{max}$
	5.2.3 Forma geométrica irregular en planta	$\gamma_c = 0.50\gamma_{max}$
	5.2.4 Irregularidad por flexibilidad excesiva de un diafragma	
	5.2.5 Irregularidad por discontinuidad en el diafragma	
	5.3.1 Irregularidad por reducciones geométricas en elevación	
	5.3.2 Irregularidad por reducción bruscas de rigidez lateral	
	Si el desplazamiento lateral excede el 40 por ciento del desplazamiento lateral promedio de los extremos se realizará una revisión usando un análisis no lineal paso a paso independientemente de la altura de la estructura.	<p>Análisis no lineal paso a paso</p> <p>$\gamma_c = 0.50\gamma_{max}$</p>  <p>$\Delta_1 > 1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$</p>

5.6 Correcciones para estructuras fuertemente irregulares en elevación

5.6.1 Cuando la estructura sea clasificada como fuertemente irregular por reducción brusca de rigidez lateral en conformidad con 5.3.3 y el entrepiso con reducción brusca de rigidez lateral ocurra en la planta baja se deberá diseñar dicho entrepiso para que sea capaz de resistir la fuerza cortante basal correspondiente a un factor de reducción Q' igual a 1, mientras que los otros entrepisos se diseñarán para resistir las fuerzas internas que resultan del análisis con el factor de reducción Q' que corresponda al sistema estructural. Se revisará además que la distorsión máxima del entrepiso en planta baja para la intensidad sísmica de diseño no exceda de un tercio de las distorsiones límite γ_{max} indicadas en 4.3.

5.6.2 Si la reducción brusca de rigidez lateral ocurre en cualquier otro entrepiso por arriba de la planta baja se deberá diseñar dicho entrepiso y todos los inferiores a él para que sean capaces de resistir la fuerza cortante basal correspondiente a un factor de reducción Q' igual a 1. Se revisará además que la distorsión máxima para la intensidad sísmica de diseño del entrepiso donde ocurre la reducción brusca de rigidez lateral y la de todos los niveles inferiores a él no exceda de un tercio de las distorsiones límite γ_{max} indicadas en 4.3.

5.6.3 Adicionalmente a las reducciones en el factor de reducción por comportamiento sísmico Q' y de las distorsiones límite γ_{max} indicadas en los dos párrafos anteriores, si la rigidez lateral de cualquier entrepiso es menor que 40 por ciento de la rigidez lateral del entrepiso inmediatamente superior o bien menor que el 40 por ciento del promedio de rigideces laterales de los niveles inmediatamente inferior y superior al entrepiso se deberá de llevar a cabo una revisión de la estructura usando un análisis no lineal paso a paso independientemente de la altura de la estructura, que garantice que en el nivel con reducción brusca de rigidez lateral y todos los niveles inferiores la estructura tendrá un comportamiento lineal bajo movimientos del terreno establecidos de acuerdo con 7.4.1.

Comentario:

La nueva edición de esta Norma da un tratamiento semejante al que se le daba en la edición anterior, pero lo extiende a casos en que el piso blando/débil ocurre en entrepisos superiores. En este caso, se pide que se diseñen con $Q' = 1$ para el entrepiso blando/débil y para todos los niveles inferiores al mismo. Además, se modifica la distorsión máxima permitida en dichos niveles. En la edición anterior se especificaba esta distorsión límite como 0.006, la cual era adecuada en el caso que la estructura fuera a base de marcos, ya que estos requieren distorsiones del orden de 0.009 o 0.010 para tener fluencias significativas y, por tanto, al limitar las distorsiones de entrepiso a 0.006, se mantenían los marcos elásticos. Sin embargo, aunque no es un común, pudiera existir un entrepiso blando/débil con contraventeos metálicos que suelen tener fluencias significativas a niveles de distorsión del orden de la tercera parte de las que producen fluencias significativas en marcos y, por lo tanto, limitar sus distorsiones de entrepiso a 0.006, no garantiza su adecuado comportamiento. Esto es particularmente preocupante en el caso de contraventeos metálicos concéntricos que pueden sufrir una pérdida muy grande de su capacidad de carga lateral una vez que se produce su pandeo. De igual forma, pudiera haber una estructura con un número muy reducido de muros de carga de mampostería en la planta baja o un entrepiso superior respecto a los que ocurren en otros niveles y reducir las distorsiones límite a 0.006, como se hacía en la edición anterior de la Norma, no garantiza, por ejemplo, que no fallen por corte y que con ello se produzca su pérdida de capacidad de carga vertical. En esta nueva edición, se usa una distorsión límite para estructuras irregulares de únicamente un tercio de las distorsiones límite permitidas en estructuras regulares.

A continuación, se presenta un resumen de las correcciones para estructuras fuertemente irregulares en elevación

Tabla C5.6.3 Corrección para estructuras fuertemente irregulares en elevación

Inciso	Condiciones	Corrección (reducción de γ_{max})
5.3.3. Fuerte irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral	Cuando el entrepiso con reducción brusca de rigidez lateral sea el de planta baja	$\gamma_c = 0.33\gamma_{max}$ Se deberá diseñar la planta baja para un factor $Q' = 1$, mientras que los otros entrepisos se diseñaran con Q' correspondiente al sistema estructural
	Si el cambio de rigidez ocurre en cualquier otro entrepiso que no sea planta baja	$\gamma_c = 0.33\gamma_{max}$ Se deberá diseñar el entrepiso y todos por debajo de él con un cortante basal asociado a un factor de $Q' = 1$

Inciso	Condiciones	Corrección (reducción de γ_{max})
<p>5.3.3. Fuerte irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral</p>	<p>Adicionalmente a las reducciones de Q' y γ_{max}, si la rigidez lateral de cualquier entrepiso es menor que el 40 por ciento de la rigidez del nivel superior o menor que el 40 por ciento del promedio de las rigideces del nivel inferior y superior, se llevará a cabo una revisión usando un análisis paso a paso no lineal</p>	<p>$\gamma_c = 0.33\gamma_{max}$</p> <p>Utilizar $Q' = 1$</p> <p>Realizar un análisis paso a paso no lineal</p>

5.7 Corrección por concentraciones de sismo resistencia

5.7.1 Para el diseño de todo muro, columna, contraviento u otro tipo de elemento, que contribuya con más de 35 por ciento de la resistencia total en términos de fuerza cortante, momento torsionante o momento de volteo de un entrepiso dado, se incrementarán las fuerzas sísmicas de diseño en 25 por ciento en relación con las que le corresponderían al análisis estructural de acuerdo con esta Norma.

Comentario:

Las estructuras en que un elemento resiste más del 35 por ciento de las acciones sísmicas tienen menor capacidad de redistribución de fuerzas. Para compensar por su menor redundancia, se incrementa su resistencia un 25 por ciento. Este incremento es el mismo que se tenía en la edición anterior de esta Norma.

5.8 Otras irregularidades

5.8.1 Estructuras con columnas no restringidas en todos los pisos

5.8.1.1 Cuando una estructura tenga columnas que en dos o más niveles no estén restringidas en las direcciones horizontales de análisis por vigas, deberán cumplir con todos los requisitos para estructuras irregulares y el factor de reducción por comportamiento sísmico Q' se multiplicará por 0.7; adicionalmente, la relación entre la carga crítica de pandeo de las columnas no restringidas en varios niveles y las contiguas de un solo nivel no podrá ser menor que 0.5.

Quedan excluidas de esta especificación estructuras de dos niveles o menos.

Comentario:

Las columnas que no están restringidas por algún entrepiso presentan una rigidez y distribución de momentos y cortantes muy distinta a la de las demás columnas, lo que representa incertidumbres que se incrementan al tomar en cuenta el comportamiento no lineal, además que pueden presentar una falla prematura por pandeo. Aunado a la anterior, la demanda de ductilidad será diferente en los elementos sismo resistentes de esa zona. Estos casos se suelen presentar en mezzanines y en algunos entrepisos de inmuebles. En la figura C5.8.1.1 se presenta de manera esquemática ejemplos de estructuras con las condiciones descritas en este inciso. Con esta restricción se trata de evitar inestabilidad en alguna columna, que tenga una rigidez lateral muy baja, o bien una falla prematura que comprometa la estabilidad global de la estructura.

Se llama la atención de el/la Proyectista al hecho de que sistemas estructurales como los mostrados en la figura C5.8.1.1 suelen exhibir comportamiento asimétrico en elevación. En su caso, será necesario penalizar el diseño conforme a lo indicado en 2.7.

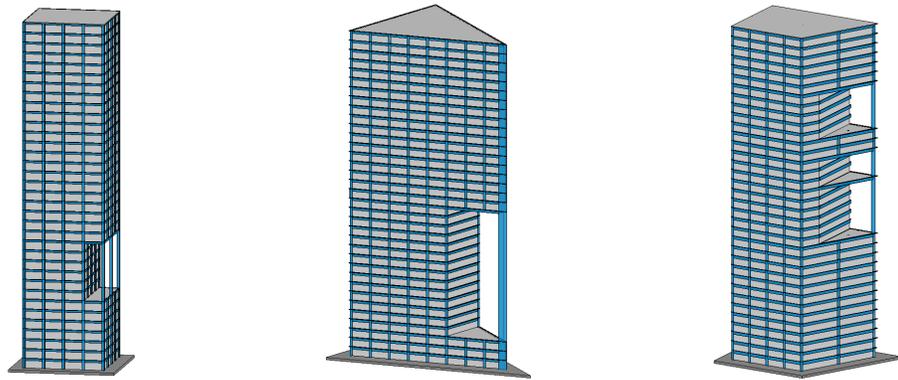


Figura C5.8.1.1 Ejemplos de estructuras con columnas no restringidas en todos los pisos

5.8.2 Estructuras con elementos sismo resistentes desfasados en elevación

5.8.2.1 Cuando en una estructura se tengan elementos resistentes que en elevación estén desfasados, como son columnas y muros de rigidez, además de cumplir con todos los requisitos para estructuras irregulares, el factor de reducción por comportamiento sísmico Q' se multiplicará por 0.7.

Quedan excluidas de esta especificación estructuras de dos niveles o menos.

Comentario:

Las estructuras con este tipo de irregularidades pueden ser susceptibles a colapso dada la amplificación de las cargas axiales en los elementos verticales y de las fuerzas cortantes actuantes en los elementos estructurales horizontales que conectan a los elementos desfasados. En la figura C5.8.2.1 se presentan ejemplos de estructuras con estas condiciones.

Se llama la atención de el/la Proyectista al hecho de que sistemas estructurales como los mostrados en la figura C5.8.2.1 suelen exhibir comportamiento asimétrico en elevación. En su caso, será necesario penalizar el diseño conforme a lo indicado en 2.7.

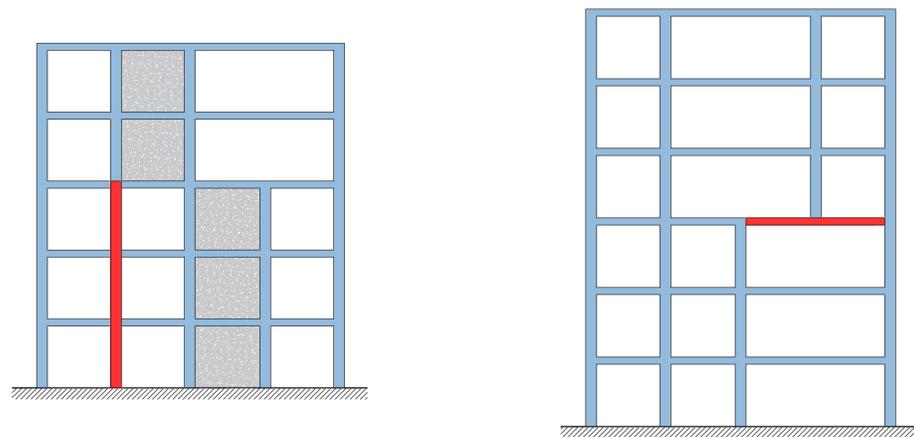


Figura C5.8.2.1 Ejemplos de estructuras con elementos sismo resistentes desfasados en elevación

6. ANÁLISIS ESTÁTICO

6.1 Alcances

Para la aplicación de los requisitos contenidos en el presente capítulo se tomará como base de la estructura el nivel de desplante, a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para calcular el peso de los diferentes entresijos se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan, según la NTC-Criterios. El modelo de análisis deberá cumplir con lo indicado en 1.2.4.

Los efectos de torsión, de segundo orden, bidireccionales, de interacción suelo-estructura, de comportamiento asimétrico, y de flexibilidad de los diafragmas de piso, se toman en cuenta conforme a 2.3, 2.4, 2.5, 2.6, 2.7 y 2.8, respectivamente. Para el análisis y diseño de diafragmas de piso, apéndices y contenidos, deberá atenderse lo indicado en el capítulo 8.

Comentario:

Esta Norma promueve el uso del análisis dinámico, ya que ofrece una mejor representación de la respuesta sísmica con fines de diseño. Debido a ello, el análisis estático se limita a estructuras de baja altura y no puede usarse para el diseño de estructuras del Grupo A o que sean fuertemente irregulares.

6.2 Requisitos de aplicación

Puede utilizarse el método estático de análisis para estructuras regulares de altura no mayor que 30 m, y estructuras irregulares de no más de 20 m de altura. Para edificios ubicados en la Zona A, los límites anteriores se amplían a 40 m y 30 m, respectivamente. El método estático de análisis no podrá usarse para estructuras que pertenezcan al Grupo A o que sean fuertemente irregulares según 2.2.

Comentario:

Las configuraciones de los sistemas de fuerzas laterales que se proponen para el método de análisis estático se basan en modelos matemáticos simplificados de los sistemas de fuerzas que se requieren para obtener estimaciones razonables de las fuerzas cortantes y distorsiones de entresijos que resultan de los análisis modales de respuesta dinámica de sistemas regulares con diafragma de piso rígido; por ello, no son capaces de estimar con precisión suficiente las respuestas requeridas para diseño en las estructuras del Grupo A o en los que presenten irregularidades excesivas. Las incertidumbres asociadas a estas estimaciones se acentúan cuando los resultados del análisis estático se comparan con las que resultan de análisis de respuesta no lineal paso a paso, las cuales crecen con las demandas globales de ductilidad.

La clasificación de la estructura como regular, irregular o fuertemente irregular se establece de acuerdo con lo indicado en 2.2.

6.3 Determinación de las fuerzas laterales de diseño

Para calcular las fuerzas cortantes en los entresijos de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se spongian concentradas las masas de los pisos. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde, multiplicado por un coeficiente proporcional a h_i , siendo h_i la altura de la masa en cuestión sobre la base de la estructura. Para establecer las fuerzas sísmicas de diseño, el coeficiente se tomará de tal manera que la relación V_o/W_o sea igual a $c/(Q'R')$, donde c es un coeficiente que se consigna en 3.1.2, y Q' y R' son factores de reducción que se establecen, para el nivel de desempeño de interés, de acuerdo con 3.2 y 3.3. De acuerdo con este requisito, la fuerza lateral que actúa en el i -ésimo nivel, F_i , se determina como:

$$F_i = \frac{c}{Q'R'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (6.3.1)$$

donde W_i es el peso de la i -ésima masa; h_i , la altura de la i -ésima masa sobre el desplante; y Q' , el factor de reducción por comportamiento sísmico definido en 3.2. Para estimar las fuerzas laterales con la ecuación 6.3.1, el valor de Q' debe evaluarse con la ecuación 3.2.1 para el caso en que T este comprendido en el intervalo que va de T_a a T_b . El coeficiente c se obtendrá del SASID. Las sumas deben llevarse a cabo sobre todos los niveles del sistema estructural.

Comentario:

La ecuación 6.3.1 resulta de la suposición de que la aceleración efectiva varía en forma lineal con la altura del nivel de interés con respecto al nivel de desplante.

6.4 Reducción de las fuerzas laterales en función del período fundamental

Para establecer las fuerzas sísmicas de diseño, podrán adoptarse fuerzas laterales menores que las calculadas con la ecuación 6.3.1, siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de vibrar de la estructura, T , de acuerdo con lo siguiente:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i X_i^2}{g \sum F_i X_i}} \quad (6.4.1)$$

donde X_i es el desplazamiento del i -ésimo nivel, relativo al desplante en la dirección de la fuerza, g la aceleración de la gravedad, y las sumatorias se llevan a cabo sobre todos los niveles.

Si T es menor o igual que T_b , se procederá como en 6.3, pero de tal manera que la relación V_o/W_o sea igual a $S_a(T, Q=1)/Q'R'$, calculándose $S_a(T, Q=1)$ como se indica en 3.1.2, y Q' y R' como se especifica en 3.2 y 3.3.

Si T es mayor que T_b , cada una de las fuerzas laterales se tomará igual a:

$$F_i = W_i (k_3 h_i + k_4 h_i^2) \frac{S_a(T, Q=1)}{Q'R'} \quad (6.4.2.a)$$

donde:

$$k_3 = p \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (6.4.2.b)$$

$$k_4 = 1.5(1 - p) \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i^2} \quad (6.4.2.c)$$

y p se calcula con la ecuación 3.1.2b. $S_a(T, Q=1)/Q'R'$ no se tomará menor que a_0/R' , donde a_0 es la ordenada espectral al origen que se consigna en 3.1.2, y R' se establece en 3.3.

Comentario:

Se presenta una manera aproximada de tomar en cuenta la variación de las ordenadas espectrales para diseño sin necesidad de realizar un análisis dinámico lineal. La ecuación 6.4.1 es rigurosamente válida para el caso de un sistema simétrico en el que X_i , F_i se tomen iguales a los desplazamientos laterales y las fuerzas de inercia que corresponden al modo fundamental de vibración de dicho sistema, respectivamente.

La ecuación 6.4.2.a, incluye las posibles aportaciones de los modos superiores de vibración para sistemas estructurales con periodos fundamentales de vibración mayores que T_b . Debido a que la ecuación 6.4.2.a, resulta en una caída más lenta de las ordenadas espectrales para periodos mayores que T_b , con relación a lo contemplado por los espectros de diseño del capítulo 3, las ordenadas espectrales de desplazamiento contempladas por el análisis estático no convergen al desplazamiento del terreno para periodos largos.

6.5 Análisis estático no lineal

Dentro del contexto de esta Norma, el análisis estático no lineal deberá usarse, en su caso, para evaluar las propiedades estructurales globales del sistema estructural. Este análisis consiste en sujetar un modelo matemático no lineal del sistema estructural, desarrollado conforme a lo indicado en 7.4, a un estado de deformación lateral monótonamente creciente que considera un patrón de carga lateral en altura, que conserva el valor relativo de las fuerzas laterales aplicadas a cada piso, y que varían su valor absoluto hasta que la estructura alcanza un desplazamiento objetivo. El desplazamiento objetivo corresponde al desplazamiento lateral de azotea en que el primer punto de plasticidad concentrada o el primer elemento estructural en el modelo de análisis no lineal alcanza su resistencia máxima, lo que implica una deformación lateral para la que el sistema estructural todavía satisface el nivel de desempeño de Seguridad de Vida.

Cuando no participe por lo menos el 75 por ciento de la masa del sistema estructural en el primer modo en la dirección de análisis, no será posible usar un análisis estático con los propósitos indicados en esta sección.

6.5.1 Alcance

El análisis estático no lineal permite entender, a partir de la trayectoria de equilibrio del sistema estructural, las particularidades de su comportamiento lateral no lineal en una dirección de interés. Esa trayectoria se representa gráficamente con la curva de capacidad del sistema estructural, que considera la deformación lateral o desplazamiento de azotea en el eje de las abscisas, y la resistencia lateral o cortante basal en el eje de las ordenadas. Dentro del contexto de uso de esta Norma, el análisis estático no lineal permite estimar:

- 1) La resistencia lateral máxima del sistema estructural, con fines de estimar el factor total de sobre-resistencia R de 3.3.
- 2) La deformación lateral límite asociada al intervalo de comportamiento elástico y aquella correspondiente al nivel de desempeño de Seguridad de Vida, con el fin de cuantificar o verificar las distorsiones límite γ_{ol} y γ_{sv} y el factor de comportamiento sísmico Q correspondiente al nivel de desempeño de Seguridad de Vida, para una estructuración de interés.
- 3) El nivel de asimetría en elevación de acuerdo con lo indicado en 2.7.
- 4) En el contexto de los capítulos 11 y 14, los niveles de deformación lateral asociados a diferentes niveles de desempeño.

Cuando se requiera estimar el desplazamiento de fluencia de la estructura, será necesario establecer primero una idealización bilineal de la curva de capacidad del sistema estructural. Para ello, se considerará que el área bajo la curva de capacidad real sea, hasta el desplazamiento objetivo, aproximadamente igual a la que corresponde a la idealización bilineal, y que, la rigidez elástica que corresponde a dicha idealización sea igual a la rigidez que, en el intervalo elástico de comportamiento, corresponde a la curva de capacidad real.

Comentario:

Dentro del contexto de uso de esta Norma, el análisis estático no lineal no se usa como una herramienta de evaluación del desempeño del sistema estructural debido a sus limitaciones, tales como:

- *Considerar de manera simplista los posibles cambios en la respuesta dinámica del sistema estructural conforme se degradan las propiedades de los elementos estructurales bajo la acción de cargas cíclicas,*
- *Subestimar la acumulación de deformación no lineal en elementos y conexiones de sistemas estructurales muy irregulares,*
- *No permitir la evaluación de la deformación residual cuando se relaciona con una respuesta dinámica cíclica,*
- *No permitir una evaluación razonable de los efectos dinámicos provocados por modos superiores, como puede ser el latiguo de algunos entrepisos del sistema estructural.*

Las figuras C6.5.1, C6.5.2 y C6.5.3 ilustran, respectivamente, la determinación, a partir de la idealización bilineal de la curva de capacidad, del factor total de sobre-resistencia, del factor de comportamiento sísmico, y de los cortantes basales de fluencia, en las direcciones débil y fuerte de un sistema estructural con asimetría en fluencia. $V_{bdiseño}$ y V_{by} son, respectivamente, el cortante basal para el que se diseña el sistema estructural y el cortante basal asociado al punto de quiebre de una idealización bilineal de la curva de capacidad del sistema estructural; δ_{max} y δ_y son, respectivamente, el desplazamiento de azotea para el que la curva de capacidad del sistema estructural alcanza su cortante basal resistente máximo y el desplazamiento de azotea asociado al punto de quiebre de una idealización bilineal de la curva de capacidad; y V_b^d y V_b^f los cortantes basales de fluencia en los sentidos débil y fuerte, respectivamente, del sistema estructural en la dirección de análisis.

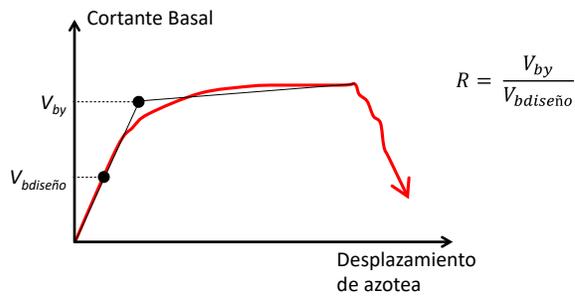


Figura C6.5.1 Determinación del factor total de sobre-resistencia, **R**

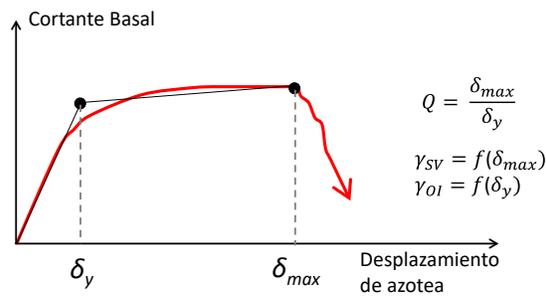


Figura C6.5.2 Determinación del factor de comportamiento sísmico, **Q**

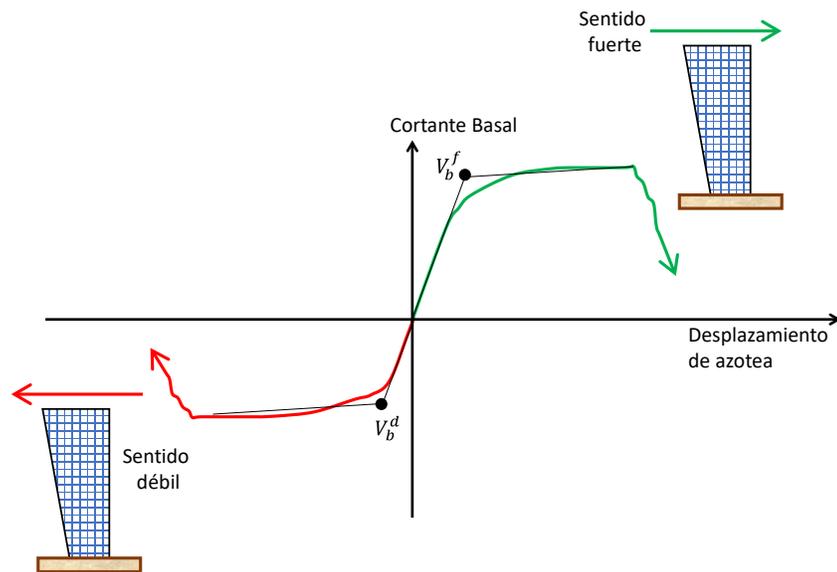


Figura C6.5.3 Determinación de cortantes basales de fluencia en direcciones débil y fuerte para estimar nivel de asimetría

En casos en que sea de interés, puede obtenerse una curva de capacidad de entrepiso para estimar sus propiedades estructurales. Sin embargo, es importante entender que el valor de los parámetros globales de diseño, como **Q**, suelen referenciarse al comportamiento lateral del sistema estructural completo.

6.5.2 Patrón de carga

Antes de imponer deformación lateral al modelo no lineal de análisis, será necesario aplicarle las cargas gravitacionales esperadas, estimadas conforme a lo que se establece en 7.4.3.

Se debe aplicar una distribución en altura de fuerzas laterales que sea proporcional al modo fundamental de vibrar en la dirección de análisis de interés. La fuerza lateral correspondiente a un entrepiso debe aplicarse en el centro de masa de la losa ubicada en la parte superior de dicho entrepiso.

Comentario:

La carga gravitacional en el modelo debe aplicarse en forma paulatina para evitar aplicarla como una carga de impacto que introduzca efectos dinámicos que afecten la evaluación de las propiedades globales del sistema estructural.

La elección del patrón de fuerzas laterales suele depender de la severidad del sismo, y del nivel de comportamiento inelástico de la estructura. Aunque algunos estándares solían considerar más de un patrón de carga para cubrir lo mejor posible la variación en la altura de la respuesta lateral del sistema (FEMA 356, 2000), esta Norma prescribe el uso de un solo patrón de fuerzas laterales bajo el entendimiento que la respuesta lateral del sistema estructural queda dominada por el modo fundamental de vibrar. El patrón uniforme en la altura podría ser útil para evaluar el comportamiento de sistemas estructurales que desarrollen una planta débil o para maximizar las demandas de fuerza cortante en muros.

6.5.3 Aspectos de modelado

De acuerdo con lo indicado en 1.2.2 y 1.2.4, el modelo de análisis que se emplee debe considerar la participación de todos los elementos constructivos que, por su rigidez y forma de conexión, puedan tener una influencia significativa en la respuesta sísmica de la estructura, formen o no parte del sistema estructural principal. Será necesario emplear un modelo tridimensional que tome en cuenta cuando menos tres grados de libertad por planta y que represente adecuadamente la distribución espacial de rigideces laterales. Además, debe incluir, de acuerdo con lo indicado en la *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate*, las características no lineales de los puntos de plasticidad concentrada de los elementos estructurales.

El nodo de control debe ubicarse en el centro de masa de la losa de azotea. A este nodo corresponde el desplazamiento de azotea que se considera para establecer la curva de capacidad. En el caso de que existan apéndices en la parte superior de la estructura, se debe considerar como azotea la última losa con masa significativa. De acuerdo con lo indicado en 2.8, el análisis estático no lineal debe tomar en cuenta las deformaciones de los diafragmas de piso en sus planos. Dichas deformaciones podrán ignorarse en el caso de diafragmas rígidos de acuerdo con lo indicado en esa sección.

En caso de que la *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate* no provean recomendaciones detalladas de modelado y aceptación para el sistema estructural que se diseña, pueden usarse los criterios de aceptación y modelado del ASCE 41. Para establecer la deformación lateral máxima del sistema estructural, la capacidad de deformación de los comportamientos controlados por la deformación debe considerar el nivel de desempeño de Seguridad de Vida.

Comentario:

Debido al avance de la práctica mexicana, es posible que para algunos proyectos se usen sistemas estructurales no contemplados en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4, o sencillamente estructuraciones para las que la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate no ha establecido criterios detallados de modelado y aceptación para llevar a cabo una evaluación basada en desempeño de acuerdo con lo indicado en el capítulo 14. En este caso y conforme a lo indicado en el comentario de 1.1, podrá recurrirse a los criterios de modelado y aceptación del estándar ASCE 41 vigente el día en que entró en vigor esta Norma.

7. ANÁLISIS DINÁMICO

7.1 Alcances

Se aceptarán como métodos de análisis dinámico, el análisis dinámico modal espectral, el análisis dinámico modal paso a paso y el análisis dinámico no lineal paso a paso. Para la aplicación de los requisitos del presente capítulo se tomará como base de la estructura el nivel de desplante, a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para calcular el peso de los diferentes entresijos se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan, según la NTC-Criterios. El modelo de análisis deberá cumplir con lo indicado en 1.2.4.

Los efectos de torsión, de segundo orden, bidireccionales, de interacción suelo-estructura, de comportamiento asimétrico, y de flexibilidad de los diafragmas de piso, se toman en cuenta conforme a 2.3, 2.4, 2.5, 2.6, 2.7 y 2.8, respectivamente. Para el análisis y diseño de diafragmas de piso, apéndices y contenidos, deberá atenderse lo indicado en el capítulo 8.

Comentario:

El análisis dinámico modal puede usarse para el diseño de cualquier sistema estructural. En 2.1 se indican los casos en que será necesario verificar el diseño estructural con un análisis dinámico paso a paso.

7.2 Análisis dinámico modal espectral

El análisis modal espectral deberá usar un modelo tridimensional elástico e incluir el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibrar, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual que 90 por ciento del peso total de la estructura. Los pesos modales efectivos, W_{ei} , se determinarán como:

$$W_{ei} = \frac{(\{\varphi_i\}^T [W] \{J\})^2}{\{\varphi_i\}^T [W] \{\varphi_i\}} \quad (7.2.1)$$

donde $\{\varphi_i\}$ es un vector de amplitudes del i -ésimo modo natural de vibrar de la estructura; $[W]$, la matriz de pesos de las masas de la estructura; y $\{J\}$, un vector formado con “unos” en las posiciones correspondientes a los grados de libertad de traslación en la dirección de análisis y “ceros” en las otras posiciones.

Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, se usarán los espectros de diseño especificados en el capítulo 3, reducidos por Q' y R' de acuerdo con lo que se establece en 3.2 y 3.3 para el nivel de desempeño de interés.

Las respuestas modales S_i correspondientes al i -ésimo modo de vibrar (donde S_i puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras), se combinarán para calcular las respuestas totales S de acuerdo con la expresión:

$$S = \sqrt{\sum S_i^2} \quad (7.2.2)$$

cuando los periodos de los modos naturales en cuestión difieran al menos 10 por ciento entre sí. En caso contrario deberá utilizarse la combinación cuadrática completa (CQC por sus siglas en inglés):

$$S = \sqrt{\sum \sum \rho_{ij} S_i S_j} \quad (7.2.3)$$

donde S_i y S_j pueden ser positivos o negativos, y ρ_{ij} es un coeficiente de correlación entre el i -ésimo y j -ésimo modos de vibrar, que es mayor que cero e igual a:

$$\rho_{ij} = \frac{8\zeta^2 \left(1 + \frac{\omega_i}{\omega_j}\right) \left(\frac{\omega_i}{\omega_j}\right)^{\frac{3}{2}}}{\left(1 - \frac{\omega_i^2}{\omega_j^2}\right)^2 + 4\zeta^2 \left(\frac{\omega_i}{\omega_j}\right) \left(1 + \frac{\omega_i}{\omega_j}\right)^2} \quad (7.2.4)$$

donde ω_i y ω_j son las frecuencias angulares, respectivamente, del i -ésimo y j -ésimo modo; y ζ , la fracción de amortiguamiento crítico para el que se establece el espectro de diseño.

Comentario:

El análisis dinámico modal espectral es un método elástico de análisis que estima la contribución de cada modo de vibrar. La respuesta total del sistema se establece a partir de la superposición de las respuestas modales de aquellos modos que se considera contribuyen apreciablemente a dicha respuesta. Es útil durante el diseño porque relaciona las propiedades del sistema estructural con su respuesta y demandas sísmicas. Su uso requiere de un modelo tridimensional detallado del sistema estructural que, conforme a lo indicado en 1.2.2 y 1.2.4, considere la participación de todos los elementos constructivos que puedan tener una influencia significativa en su respuesta sísmica.

Se hace notar que las fuerzas internas obtenidas por medio de un análisis dinámico modal espectral son los máximos probables y que no ocurren en un mismo instante

El análisis dinámico modal espectral debe considerar los efectos de dos componentes horizontales del movimiento del terreno conforme a lo indicado en 2.5.

Aunque se dan dos opciones para el cálculo de las respuestas totales, el uso de modelos tridimensionales suele resultar en periodos de vibrar que no difieren entre sí en al menos 10 por ciento, de tal manera que en la gran mayoría de los casos debe usarse la combinación cuadrática completa para superponer los efectos de los modos de vibrar que deban ser considerados durante el análisis.

7.3 Análisis dinámico modal paso a paso

El análisis dinámico modal paso a paso podrá usarse en los casos indicados en 7.4, siempre y cuando se sustente en la memoria de cálculo, a satisfacción del Instituto, que todos los elementos estructurales de la estructura permanecen elásticos para la intensidad sísmica de interés. Para ello, será necesario que las fuerzas internas máximas obtenidas en los elementos estructurales con el análisis dinámico modal paso a paso no excedan la resistencia de fluencia de dichos elementos.

El número y características de los movimientos del terreno usados para el análisis dinámico modal paso a paso deben seguir lo indicado en 7.4.1. El modelado de la estructura deberá hacerse conforme a lo indicado en 7.4.2, con la salvedad que no será necesario modelar el comportamiento no lineal de la estructura, incluidos los puntos de no linealidad en los elementos estructurales. La combinación de la excitación sísmica con otras cargas se hará de acuerdo con lo indicado en 7.4.3. Para la evaluación basada en desempeño de la estructura se considerarán los indicadores de respuesta y criterios de aceptación indicados en 7.4.4, con la salvedad que no será necesario evaluar y revisar las acciones controladas por la deformación.

Comentario:

Esta Norma solo considera válido el uso de un análisis dinámico modal paso a paso cuando el sistema estructural permanezca elástico. Debido a la expectativa de que ningún elemento estructural desarrolle comportamiento plástico, no es necesario revisar los comportamientos controlados por deformación, que son aquellos que desarrollan no linealidad y que se evalúan con base en la capacidad de deformación de los elementos estructurales.

7.4 Análisis dinámico no lineal paso a paso

El análisis dinámico no lineal paso a paso deberá usarse para la revisión de:

- El sistema estructural edificios altos, de acuerdo con lo indicado en 2.1.
- El sistema estructural de estructuras con periodo fundamental de vibrar mayor que 5 s.
- El sistema estructural de estructuras fuertemente irregulares por torsión o en elevación de acuerdo con 5.5 y 5.6, respectivamente.
- Estructuras diseñadas con metodologías de diseño basadas en el control de desplazamientos, de acuerdo con lo indicado en el capítulo 11.
- Estructuras con dispositivos de control, diseñadas de acuerdo con lo indicado en los capítulos 12 y 13.
- Sistemas estructurales no contenidos en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4, o que deban satisfacer objetivos de diseño más conservadores que los indicados en la tabla 1.1a.

Para cualquier sistema estructural, la revisión deberá enmarcarse en una evaluación basada en desempeño llevada a cabo de acuerdo con lo indicado en el capítulo 14.

Comentario:

Por diversas razones, las ordenadas del espectro parametrizado de diseño suelen ser mayores que las del espectro de peligro uniforme que se usa como referencia para establecer los acelerogramas con que se lleva a cabo el análisis dinámico no lineal paso a paso. Como resultado de esto, es probable que la respuesta del sistema estructural que se estima con un análisis dinámico no lineal resulte significativamente menor que la que se estima, ya sea con un análisis estático o uno modal espectral, con fines de diseño. Dentro del contexto de uso de esta Norma, esto no implica la posibilidad de optimizar el sistema estructural, ya que el comité a cargo de redactarla considera necesario que la comunidad mexicana de ingeniería estructural desarrolle mayor experiencia con el uso del análisis dinámico no lineal, dentro del marco de una evaluación basada en desempeño, antes de abrir la posibilidad de optimizar el diseño con base en sus resultados. Por el momento, el análisis dinámico no lineal representa una herramienta de verificación del sistema estructural.

7.4.1 Movimientos del terreno

Si se emplea el método de análisis dinámico no lineal paso a paso, deben utilizarse, en las 2 direcciones principales de análisis, parejas de acelerogramas registrados durante temblores reales, de movimientos simulados, o de combinaciones de éstos. Cuando el periodo T_s en el sitio sea menor que 1 s, deben usarse al menos ocho parejas de movimientos representativos. Para T_s igual o mayor que 1 s, deben usarse al menos doce parejas. Los movimientos representativos deben ser independientes entre sí, y tener intensidades, duraciones y contenidos de frecuencias similares a las de los movimientos del terreno registrados durante sismos con intensidades iguales a las correspondientes a los espectros de peligro uniforme determinados según se especifica en A.1 para la intensidad sísmica que corresponda según la tabla 1.1a, tomando en cuenta la variación en los periodos naturales del terreno que tendrá lugar durante la vida esperada de la estructura, debido al proceso de desecación que ocurre en las Zonas B y C.

Las formas de variación en el tiempo de las amplitudes y de los contenidos de frecuencias de los acelerogramas empleados, así como sus duraciones efectivas, deben ser congruentes con las observadas en registros reales de movimientos que corresponden a las combinaciones más probables de magnitud, distancia entre fuente y sitio y mecanismo focal que conducen a la intensidad considerada. Para este fin, la intensidad se medirá por la ordenada del espectro de peligro uniforme elástico de pseudo-aceleraciones para la intensidad sísmica que corresponda y el periodo natural de la estructura correspondiente al modo dominante de vibrar, definido como aquél que genere la mayor contribución a la fuerza cortante basal. Para determinar los periodos naturales de vibrar de la estructura, las propiedades mecánicas y cargas gravitacionales se tomarán iguales a sus valores esperados en vez de los valores nominales que resultan del proceso de diseño.

El análisis dinámico no lineal paso a paso debe realizarse con un modelo tridimensional que considere la respuesta a dos componentes horizontales ortogonales simultáneas. Por ello, cada excitación sísmica se representará mediante una pareja de componentes horizontales ortogonales con intensidades individuales similares. En caso de movimientos reales, deberán considerarse para las componentes las intensidades individuales que tiene el registro obtenido en campo. La intensidad de cada excitación sísmica se medirá con un espectro cuyas ordenadas se establecen con la siguiente expresión:

$$a_{es}(T) = \sqrt{\frac{a_{e1}^2(T) + a_{e2}^2(T)}{2}} \quad (7.4.1)$$

donde a_{es} es la ordenada del espectro que caracteriza la intensidad de la excitación sísmica, y a_{e1} y a_{e2} las ordenadas espectrales, correspondientes a espectros elásticos de pseudo-aceleración como fracción de la gravedad, obtenidas para las dos componentes horizontales individuales y un amortiguamiento de 0.05. T es el periodo al que corresponden las tres ordenadas espectrales consideradas en la ecuación 7.4.1.

Tanto las parejas de acelerogramas reales como las simuladas se afectarán por factores de escalamiento que conduzcan a que las ordenadas de los espectros individuales que miden la intensidad de las excitaciones sísmicas bajo consideración cubran los espectros elásticos de peligro uniforme que entrega el SASID para la intensidad sísmica que corresponda. Se considerará que esto sucede cuando en un rango de periodos comprendidos entre 0.1 y 1.5 veces el periodo natural del primer modo de vibrar del sistema estructural en la dirección de análisis, el espectro promedio por familia y época no subestima de manera sistemática a su correspondiente espectro de peligro uniforme. Ambas componentes de cada pareja deben ser escaladas por el mismo factor de escalamiento.

Para el caso de estructuras que posean elementos estructurales unidireccionales, cuya falla sea frágil y produzca daño que afecte de manera importante la estabilidad del sistema estructural en la dirección de análisis (por ejemplo, el pandeo global de un contraviento concéntrico), será necesario realizar una serie de análisis dinámicos no lineales adicionales. Para los análisis adicionales, se considerará que la componente con mayor intensidad, escalada por un factor de 1.3, actúa en la dirección de análisis de interés. La componente con menor intensidad, ortogonal a la primera, se escalará por un factor de 0.6. Para este fin, la intensidad de cada componente se medirá con la ordenada espectral correspondiente al primer modo de vibrar del sistema estructural en la dirección de análisis.

En el caso de que, para un movimiento real, el escalamiento resulte en que la componente con mayor intensidad exceda en más de 30 por ciento al espectro elástico de peligro uniforme, será posible reducir el factor de escalamiento de tal manera que el espectro escalado correspondiente a esa componente cubra 1.3 veces las ordenadas correspondientes al espectro elástico de peligro uniforme.

Conjuntos de acelerogramas simulados que cumplan con lo indicado pueden obtenerse directamente con el SASID para sistemas estructurales con periodo natural del primer modo de vibrar en la dirección de análisis igual o menor que 5 s. En caso de que la estructura tenga un periodo fundamental de vibrar mayor que 5 s, el conjunto de acelerogramas deberá ser establecido por un equipo de profesionales reconocidos como expertos en el tema.

Comentario:

Para cada movimiento debe establecerse la componente principal, definida como aquella que provoca las mayores demandas de deformación en el sistema estructural en una dirección de análisis de interés. Si $T_s < 1$ s, se especifica realizar cuatro análisis dinámicos no lineales en que la componente principal del movimiento coincida con la dirección principal mayor del sistema estructural (que se establece conforme a lo indicado en 1.2.2), y la componente secundaria se aplique de manera simultánea en la dirección principal menor. Los otros cuatro análisis deben considerar que la componente principal del movimiento actúe en la dirección principal menor del sistema estructural, y la componente secundaria se aplique de manera simultánea en la dirección principal mayor. En caso de que T_s sea igual o mayor que 1 s, se procede de manera similar, con la particularidad de que seis análisis deben considerar que la componente principal del movimiento actúe en la dirección principal mayor del sistema estructural, y los otros seis en la dirección principal menor. En caso de que ambas componentes horizontales ortogonales que conforman una excitación exhiban intensidades individuales similares, será indistinto la dirección principal del sistema estructural en que se aplique cada una de ellas.

Esta Norma usa un enfoque de evaluación basado en intensidad en que el espectro elástico de peligro uniforme, determinado conforme a lo indicado en ellas, es la referencia para la selección o generación y escalamiento de los movimientos del terreno. Dado que los movimientos del terreno deben representar en conjunto al sismo de diseño, se indica que sus contenidos de frecuencia y energía deben ser congruentes con los observados en registros reales, y deben tener correspondencia directa con el tipo de movimientos del terreno considerados para establecer el espectro de diseño correspondiente a la intensidad sísmica que corresponda según la tabla 1.1a.

Para generar los movimientos del terreno deben usarse como base los espectros de peligro uniforme por mecanismo focal bajo la consideración de los diferentes valores de periodo dominante del sitio que se obtienen con el SASID. Se requiere que estos espectros consideren el posible cambio en el periodo dominante del sitio debido al proceso de desecación que ocurre en las Zonas B y C de la Ciudad de México. Se ha supuesto una disminución del orden de 35 por ciento en T_s en sitios con $T_s > 1.5$ s y del orden de 20 por ciento en sitios con $T_s \leq 1.5$ s, reducciones que están asociadas a valores razonables del contenido de vacíos de la masa de suelo.

Conforme a estudios de desagregación de peligro sísmico los espectros de peligro uniforme que establece el SASID están dominados por 2 escenarios: un evento de profundidad intermedia con magnitud de 7.5 a una distancia de 150 km y un evento costero con magnitud 7.8 a 265 km.

El análisis dinámico no lineal paso a paso debe considerar un modelo tridimensional detallado del sistema estructural que considere, conforme a lo indicado en 1.2.2 y 1.2.4, la participación de todos los elementos constructivos que puedan tener una influencia significativa en su respuesta sísmica. El modelo debe quedar sujeto a la acción de cada excitación sísmica, que, conforme a lo indicado con anterioridad, debe considerar una pareja de acelerogramas. Cada una de las ordenadas del espectro que mide la intensidad de la excitación sísmica se estima, conforme a lo indicado en la ecuación 7.4.1, como la media cuadrática de las ordenadas correspondientes a cada una de las dos componentes horizontales. Esta medida es razonable en vista de que en eventos sísmicos futuros la dirección de la resultante de las 2 componentes horizontales es desconocida. Por convención el espectro usado para caracterizar la intensidad del movimiento del terreno considera un porcentaje de amortiguamiento del 5 por ciento del crítico.

El escalamiento de las excitaciones debe resultar en que, para cada uno de los escenarios considerados en términos de familia y época, las ordenadas de los espectros individuales que miden la intensidad cubran, para periodos que van de 0.1 a 1.5 veces el periodo natural del modo dominante de vibrar, las ordenadas del correspondiente espectro de peligro uniforme. Ambas componentes que conforman una excitación sísmica deben ser escaladas por el mismo

factor. El intervalo de periodos se establece para promover un nivel adecuado de demandas sísmicas en un rango de periodos que considera desde el alargamiento del periodo fundamental de vibrar (debido al comportamiento no lineal del sistema estructural), hasta los periodos de un número suficiente de modos superiores de vibrar.

Con base en la experiencia adquirida durante la evaluación estructural de edificios altos ubicados en las Zonas B y C de Ciudad de México, se ha entendido que su sistema estructural puede evolucionar de un bajo nivel de daño estructural a su inestabilidad global cuando su sismo-resistencia queda aportada por elementos estructurales con comportamiento frágil, caracterizado por una excesiva y repentina degradación de resistencia y rigidez a bajos niveles de deformación plástica. Debido a esto, esta Norma requiere que el diseñador lleve a cabo análisis adicionales para estudiar cuidadosamente el desempeño estructural de edificios en los que se hayan usado elementos estructurales unidireccionales con falla frágil o comportamiento inestable en su intervalo plástico de comportamiento.

Debido a que, para periodos largos, los estudios de peligro sísmico deben hacer consideraciones que tomen, entre muchas otras cosas, las particularidades del sistema estructural del edificio y su cimentación, los conjuntos de acelerogramas generados por el SASID no pueden ser usados para la revisión de sistemas estructurales con periodos fundamentales mayores que 5 s. El equipo de profesionales reconocidos como expertos en el tema con el fin de establecer los acelerogramas para estos casos debe contar con un experto en peligro sísmico, movimientos del terreno y espectros y acelerogramas de diseño de acuerdo con lo indicado en la NTC-Revisión.

Por diversas razones y como se ilustra en la figura C7.4.1, las ordenadas del espectro parametrizado de diseño suelen ser mayores que las del espectro de peligro uniforme que se usa como referencia para establecerlo. En algunos casos, como muestra la figura C7.4.1a para la Zona A, las ordenadas del espectro parametrizado son significativamente mayores que las correspondientes al espectro de peligro uniforme que se usa para establecer los acelerogramas con que se lleva a cabo el análisis dinámico no lineal. Como resultado de esto, es probable que la respuesta del sistema estructural que se estima con un análisis dinámico no lineal resulte significativamente menor que la que se estima, ya sea con un análisis estático o uno modal espectral, con fines de diseño. Dentro del contexto de uso de esta Norma, esto no implica la posibilidad de optimizar el sistema estructural. Al respecto, el comité a cargo de redactarla considera necesario que la comunidad mexicana de ingeniería estructural desarrolle mayor experiencia con el uso del análisis dinámico no lineal, dentro del marco de una evaluación basada en desempeño, antes de abrir la posibilidad de optimizar el diseño con base en sus resultados. Por el momento, el análisis dinámico no lineal representa una herramienta de verificación de un sistema estructural diseñado bajo la consideración de todos los requisitos impuestos por esta Norma. De especial atención dentro de este contexto es llamar la atención en cuanto a que en ocasiones, la reducción significativa de la respuesta estructural cuando se usan dispositivos de control, como disipadores de energía o aisladores sísmicos, muchas veces no queda relacionado en exclusiva con la eficiencia de estos dispositivos para controlar la respuesta sísmica, sino con la diferente intensidad asociada al espectro parametrizado con que se diseña el sistema estructural, y la del espectro de peligro uniforme usado para establecer los acelerogramas utilizados durante el análisis.

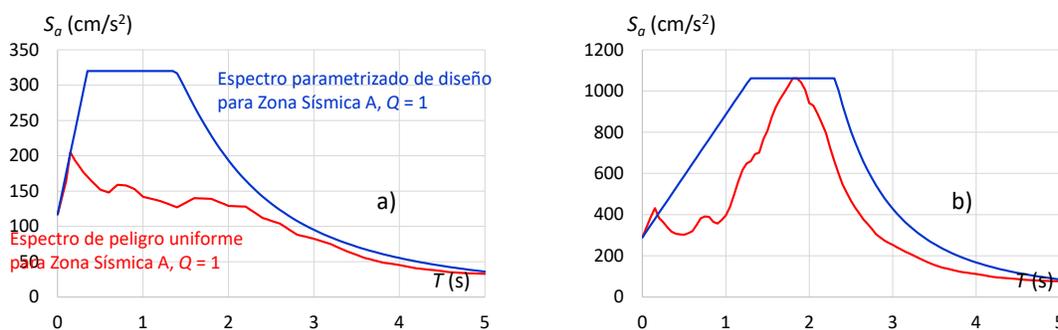


Figura C7.4.1 Comparación de espectro parametrizado de diseño con espectro de peligro uniforme:
a) Zona A; b) Zona C

Queda estrictamente prohibido revisar los requisitos de diseño impuestos en los diferentes capítulos de esta Norma para el sistema estructural con base en las demandas sísmicas establecidas con un análisis dinámico paso a paso. En particular, no se deben combinar los resultados de los análisis estático o dinámico modal espectral, con aquellos del análisis dinámico paso a paso durante el diseño del sistema estructural. Algunos ejemplos de esto ha sido el intento de algunos despachos de cálculo por establecer las fuerzas internas para el diseño de los elementos estructurales, según aplique, con un análisis estático o uno dinámico modal espectral, y usar las distorsiones obtenidas con un análisis dinámico paso a paso para satisfacer los requisitos del capítulo 4. Los resultados obtenidos del análisis dinámico paso a paso deben usarse con fines de verificación, dentro del contexto de una evaluación basada en desempeño llevada a cabo estrictamente de acuerdo con lo indicado en el capítulo 14.

7.4.2 Modelación de sistema estructural

Será necesario emplear modelos tridimensionales que tomen en cuenta cuando menos tres grados de libertad por planta, incluyendo los movimientos de traslación en dos direcciones horizontales ortogonales y la rotación con respecto a un eje vertical, y que representen adecuadamente las distribuciones espaciales de masa y rigideces laterales. En conformidad con lo indicado en 1.2.2 y 1.2.4, el modelo numérico que se emplee para el análisis estructural debe considerar la participación de todos los elementos constructivos que, por su rigidez y forma de conexión, puedan tener una influencia significativa en la respuesta sísmica de la estructura, formen o no parte del sistema estructural principal. Lo anterior incluye todos los elementos estructurales ubicados en los niveles subterráneos que influyan en el desempeño del sistema estructural. La rigidez de los elementos estructurales debe establecerse de acuerdo con lo indicado en la *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate*. La masa del edificio debe distribuirse en el sistema de piso sin consideración de la excentricidad accidental, de tal manera de hacer posible una evaluación razonable de los efectos de segundo orden y de los efectos torsionales en la respuesta dinámica del sistema estructural.

El comportamiento histerético de los puntos de no linealidad podrá considerar una envolvente bilineal y un comportamiento cíclico sin degradación de resistencia cuando primero, las demandas máximas de distorsión del sistema estructural, estimadas con los análisis dinámicos no lineales paso a paso, no excedan las distorsiones límite γ_{SV} indicadas en 4.3; y segundo y como muestra la figura 7.4.2a, cuando las demandas no lineales en los puntos de plasticidad concentrada o en los elementos estructurales, estimadas con dichos análisis, no excedan la capacidad de deformación correspondiente al nivel de desempeño de Seguridad de Vida, que corresponde a la deformación en que el punto de no linealidad alcanza su resistencia máxima. Dentro de este contexto, se debe considerar, primero e independientemente de si el sistema estructural se clasifica como regular o irregular, que los valores de γ_{SV} usados para hacer esta revisión, que se hace con fines exclusivos de modelado, no se deben reducir de acuerdo con lo indicado en el capítulo 5; y segundo, que las propiedades de las articulaciones plásticas de miembros estructurales que se dañen predominantemente en flexión podrán establecerse con diagramas momento-curvatura o momento-rotación determinados conforme a la *Norma Técnica Complementarias para Diseño y Construcción del material de que se trate*. Para el caso en que se exceda la deformación en que el punto de no linealidad alcanza su resistencia máxima, como se muestra en la figura 7.4.2b, el comportamiento histerético de los puntos de plasticidad concentrada deberá considerar una envolvente trilineal, y se modelará de acuerdo con los resultados de pruebas de laboratorio, tomando en cuenta todas las características significativas relacionadas con la fluencia, la degradación de rigidez y resistencia y los estrechamientos de los lazos histeréticos que muestren dichas pruebas. Note que en el caso mostrado en la figura 7.4.2b, el punto de no linealidad ya no satisface el nivel de desempeño de Seguridad de Vida, de tal manera que debe reservarse para casos especiales como es aquel en que se revisa el nivel de desempeño de Prevención de Colapso.

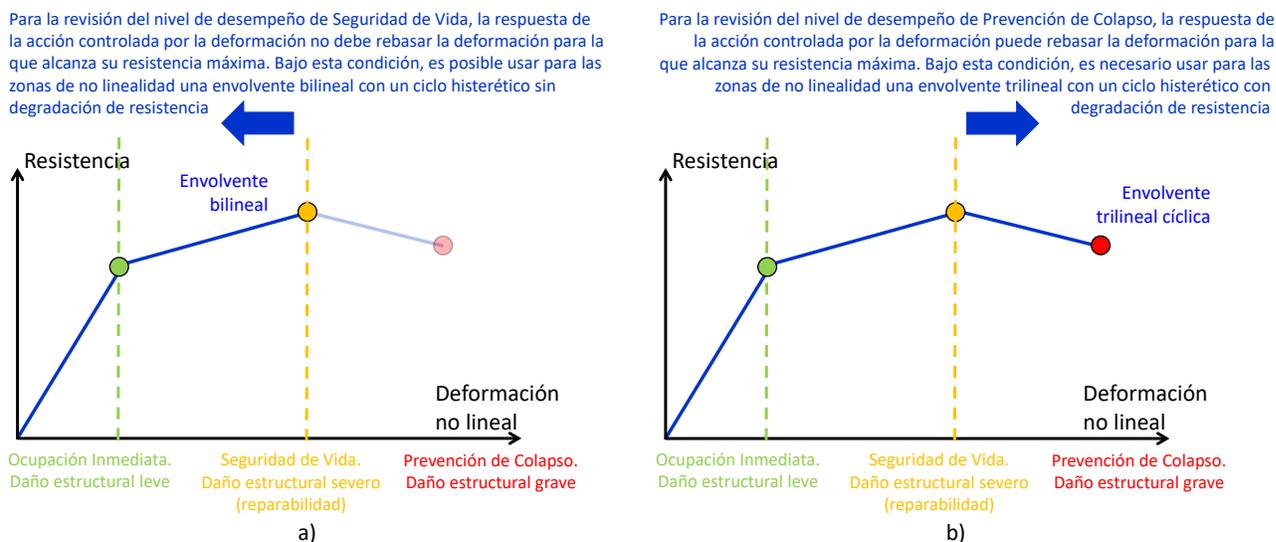


Figura 7.4.2 Consideraciones de modelado para puntos concentrados de no linealidad: a) Nivel de desempeño de Seguridad de Vida; b) Nivel de desempeño de Prevención de Colapso

Las resistencias de los elementos estructurales y, en su caso, los módulos de elasticidad y de corte, se calcularán con los valores esperados de resistencia especificados en la *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material*

de que se trate. Las propiedades de la cimentación se establecerán con base en hipótesis sobre las rigideces y capacidades de carga que sean congruentes con los valores específicos de las propiedades del terreno en el sitio y con modelos adecuadamente sustentados de mecánica estructural y del comportamiento de los materiales.

No se requiere el modelado explícito de las conexiones de sistemas estructurales diseñados con las Normas Técnicas Complementarias vigentes del Reglamento. Para tomar en cuenta la flexibilidad y comportamiento no lineal de conexiones flexibles y semirrígidas de acero, o el deslizamiento del refuerzo longitudinal en conexiones de concreto reforzado, bastará con eliminar las zonas rígidas en los extremos de los miembros estructurales que desarrollen comportamiento no lineal en flexión.

El amortiguamiento debe ser modelado con una matriz de amortiguamiento de Rayleigh u otro método a satisfacción del Instituto. Cuando el amortiguamiento se modele como proporcional a la masa y la rigidez lateral del sistema estructural, la fracción de amortiguamiento crítico, ζ , correspondiente a cada uno de los tres primeros modos de vibrar no debe exceder el valor calculado con la ecuación 7.4.2. Para ello debe tenerse en cuenta el posible alargamiento de los periodos fundamentales de vibrar debido a la respuesta no lineal del sistema estructural. Debe revisarse además que el amortiguamiento del menor de los terceros modos de vibrar no exceda el amortiguamiento calculado con la ecuación 7.4.2; y que el promedio de las fracciones de amortiguamiento crítico ponderados por las masas, correspondientes a todos los modos de vibrar necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual que 90 por ciento del peso total de la estructura, no exceda ese valor.

$$\zeta = \frac{0.2}{\sqrt{H}} \leq 0.05 \quad (7.4.2)$$

donde H es la altura total de la estructura en metros, medida desde el nivel de desplante, a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos.

Cuando los diafragmas de piso no sean rígidos de acuerdo con 2.8, el modelo que se emplee en el análisis deberá considerar las flexibilidades de los diafragmas y los grados de libertad que sean necesarios para incluir sus deformaciones. Se tomarán en cuenta los efectos de segundo orden.

En caso de que la interacción suelo-estructura inercial sea relevante, el sistema suelo-cimentación podrá ser modelado con un conjunto de resortes dinámicos aplicados en un punto ubicado en el centroide de la planta de la cimentación al nivel de desplante del cajón o losa de cimentación. Se deberá considerar un resorte por cada grado de libertad de la cimentación (dos traslaciones horizontales, una traslación vertical, y dos rotaciones respecto a los ejes horizontales denominadas cabeceos). Los valores para las constantes de rigidez deben ser determinados según el capítulo 9. Se podrá utilizar como valor del amortiguamiento el del amortiguamiento equivalente calculado como se indica en el capítulo 9; y también podrán utilizarse modelos numéricos integrales que cumplan con los requisitos y criterios indicados en ese capítulo.

Podrán emplearse otros modelos para evaluar los efectos de la interacción suelo-estructura cuando se demuestre su pertinencia a satisfacción del Instituto.

Comentario:

Esta Norma requiere el empleo de un modelo tridimensional que represente adecuadamente las distribuciones espaciales de masa y rigidez lateral, así como la resistencia a partir de la cual los diferentes elementos estructurales incurrir en comportamiento no lineal, sus correspondientes capacidades de deformación, y las particularidades de su comportamiento histerético.

Las resistencias de los elementos estructurales del modelo no lineal deben calcularse con los valores esperados de resistencia, que son mayores que las resistencias que se usan durante el diseño. La Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate indica el procedimiento que debe usarse para estimar el valor esperado de la resistencia del material en función de su resistencia de diseño. El uso de valores esperados de resistencia obedece, por un lado, a la necesidad de estimar lo mejor posible el comportamiento global y las demandas no lineales del sistema estructural y, por el otro, para hacer posible una revisión racional de los comportamientos controlados por la fuerza, que conforme a lo discutido en el comentario de 7.4.4, son aquellos que permanecen elásticos durante el sismo, y que se evalúan con base en la resistencia de los elementos estructurales.

Las propiedades de los elementos estructurales del modelo no lineal se consideran deterministas. Aunque algunos estándares de análisis no lineal llegan a requerir que se considere la variabilidad de estas propiedades, esta Norma no contempla esta posibilidad bajo el entendido de que establece un proceso conservador para la revisión de los

diferentes niveles de desempeño. A manera ilustrativa, considere el caso del nivel de desempeño de Seguridad de Vida. En primer lugar y tal como se discute en 7.4.4, se considera que el sistema estructural no satisface este requisito cuando se rebasa en algún elemento estructural la capacidad de deformación correspondiente a este nivel de desempeño. Dado que el daño excesivo en un elemento estructural no representa un riesgo para la estabilidad del sistema estructural o la integridad física de los ocupantes, se plantea un margen considerable respecto a las condiciones de comportamiento establecidas en 1.1 para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida.

Los modelos de análisis no lineal ofrecen mejores aproximaciones a la respuesta de sistemas estructurales cuyos elementos desarrollan comportamiento no lineal estable. En algunos casos, es posible que los elementos estructurales detallados y diseñados para $Q \leq 2$ (ductilidad baja) exhiban comportamiento no lineal degradante debido a que no se exige para ellos un detallado y diseño que garantice la formación de puntos de no linealidad con comportamiento estable. En esos casos y con el fin de evitar modos frágiles de falla que requieren de modelos complejos calibrados cuidadosamente a partir de evidencia experimental, será necesario usar conceptos de diseño por capacidad para fomentar que los elementos estructurales que desarrollen comportamiento no lineal exhiban una respuesta estable. Dentro de este contexto, será necesario utilizar los resultados del análisis no lineal para garantizar que, tanto en lo local como en lo global, el sistema estructural desarrolle un comportamiento estable y, en caso de que esto no sea así, para ajustar el detallado y diseño de los elementos estructurales para lograr tal fin. Como ejemplo, considere que para el caso de marcos resistentes a momento de concreto reforzado, se logra un comportamiento global estable cuando las vigas y columnas desarrollan daño predominantemente en flexión, y se controlan y retrasan otros tipos de daño, como lo pueden ser por corte o axial. Para reducir sustancialmente la incertidumbre durante la interpretación de los resultados del análisis no lineal de un marco resistente a momentos de concreto reforzado, entre otras cosas es necesario revisar que la capacidad en corte de vigas y columnas sea tal que les permita desarrollar localmente articulaciones plásticas en sus extremos; que el nivel de carga axial en las columnas no sea excesivo de tal manera de no limitar excesivamente su capacidad de deformación; y que en lo global el marco sea capaz de desarrollar un mecanismo de viga débil-columna fuerte-conexión superfuerte. En algunos casos, puede ser importante cambiar, de acuerdo con los resultados de la evaluación basada en desempeño, el detallado de ductilidad baja a ductilidad media para aportar la estabilidad local y global requerida por el sistema estructural.

Esta Norma considera como condiciones para que los elementos estructurales de un sistema estructural exhiban comportamiento no lineal estable, primero, que la máxima distorsión de entrepiso, calculada durante los análisis no lineales, no rebase la distorsión límite del sistema estructural que corresponde al nivel de desempeño de Seguridad de Vida según 4.3; y segundo, que las demandas no lineales en los puntos de plasticidad concentrada o los elementos estructurales estimadas con dichos análisis no exceden la capacidad de deformación correspondiente a ese nivel de desempeño, que corresponde al caso en que el punto de no linealidad alcanza su resistencia máxima. Bajo estas circunstancias, se considera que la envolvente del comportamiento cíclico de los elementos estructurales (bien detallados conforme a los requerimientos de la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate), podrá establecerse a partir de un modelo bilineal sin degradación de resistencia. Note que, dentro de este contexto, la revisión que se hace en términos de que la demanda máxima de distorsión no rebase el valor correspondiente de γ_{sv} no se hace con fines de evaluar la seguridad del sistema estructural, sino para definir el tipo de modelado a considerar para los puntos de no linealidad. Es con base en esto que el texto normativo indica que los valores de γ_{sv} no se deben reducir de acuerdo con lo indicado en el capítulo 5; reducción que si debe ser tomada en cuenta para la evaluación del sistema estructural de acuerdo con lo indicado en 7.4.4. Note además en la tabla 1.1a que los objetivos de diseño 2 y 5 involucrados en el diseño de sistemas estructurales convencionales requieren que se satisfaga el nivel de desempeño de Seguridad de Vida, de tal manera que, cuando sea necesario verificar su diseño con una evaluación basada en desempeño, el análisis no lineal debe considerar el modelado mostrado en la figura 7.4.2a para las zonas de plasticidad concentrada.

En el caso particular en que se revise el objetivo 3 de la tabla 1.1a con una evaluación basada en desempeño del sistema estructural, se considera que los elementos estructurales desarrollarán una deformación no lineal excesiva, de tal manera que, como indica la figura 7.4.2.b, el modelo de análisis no lineal debe contemplar explícitamente para los puntos de plasticidad concentrada una envolvente trilineal y las degradaciones de rigidez, resistencia, y el adelgazamiento de los ciclos de comportamiento histerético. Este tipo de modelado se debe contemplar también en el modelo de análisis en casos en que la NTC-Evaluación y Rehabilitación requiera revisar, en el caso de un sistema estructural existente, el nivel de desempeño de Prevención de Colapso. En las guías Tall Buildings Initiative Guidelines for Performance Based Seismic Design of Tall Buildings (Pacific Earthquake Engineering Center, 2017) se pueden consultar procedimientos para ello. Note en la figura 7.4.2 que, si durante la revisión del nivel de desempeño de Prevención de Colapso, el sistema estructural no rebasa la distorsión límite del sistema estructural que corresponde al nivel de desempeño de Seguridad de Vida según 4.3; y segundo, las demandas no lineales en los puntos de plasticidad concentrada no exceden la capacidad de deformación correspondiente a ese nivel de desempeño, es posible utilizar para esa revisión el modelo no lineal simple mostrado en la figura 7.4.2a.

Los modelos de comportamiento no lineal pueden distinguirse de acuerdo con su nivel de idealización. Los modelos de plasticidad concentrada asocian el comportamiento fuerza-deformación cíclico observado en pruebas experimentales a puntos discretos del elemento estructural. Los modelos continuos (elemento finito) consideran explícitamente el comportamiento no lineal de los materiales y componentes del elemento estructural. En el caso

de un elemento de concreto reforzado, un modelo continuo puede incluir elementos finitos con capacidad de representar el concreto, y los aceros longitudinal y transversal, con modelos constitutivos capaces de representar: 1) aplastamiento, agrietamiento y dilatación del concreto; 2) fluencia, pandeo y fractura del acero; y 3) adherencia entre el acero y el concreto.

Los modelos de plasticidad distribuida (fibras), son capaces de representar algunas particularidades de comportamiento, como la integración de esfuerzos y deformaciones unitarias producto de la flexión en una sección transversal. Estos modelos suelen suponer condiciones de comportamiento (como la hipótesis de Bernoulli) en combinación con el modelado explícito del comportamiento uniaxial de los materiales. Debido a que los modelos continuos y de plasticidad distribuida pueden representar de manera más precisa comportamientos tales como el inicio del agrietamiento y la fluencia del acero, así como el alargamiento que sufren los elementos de concreto reforzado cuando se deforman en flexión, suelen usarse para modelar muros estructurales en edificios altos. Una buena discusión en cuanto al uso y limitaciones de modelos de fibras puede encontrarse en el PEER/ATC-72-1 (2010).

Los requerimientos de esta Norma no requieren del modelado explícito de las conexiones del sistema estructural, ya que por lo general esto solo es necesario cuando las conexiones son más débiles que los miembros estructurales que conectan; o cuando su modelado explícito resulta en un incremento sustancial de las demandas de deformación lateral del sistema estructural. Edificios correctamente diseñados conforme al Reglamento y sus Normas Técnicas Complementarias no son susceptibles a estas circunstancias. Para el caso de estructuras nuevas, se recomienda con fines de análisis no lineal reducir las zonas rígidas en los extremos de los elementos estructurales que desarrollan comportamiento plástico. En caso de que se modelen marcos resistentes a momentos, esto implica eliminar las zonas rígidas en los extremos de las vigas cuando estos desarrollen un mecanismo plástico de viga débil-columna fuerte. Otros casos están bien documentados en el estándar ASCE 41. Cuando se establezca la debilidad o flexibilidad excesiva de las conexiones, se recomienda modelarlas explícitamente conforme a la edición vigente de ese estándar el día en que entró en vigor esta Norma.

Esta Norma considera que el amortiguamiento del sistema estructural puede ser modelado con una matriz de amortiguamiento de Rayleigh; y que la fracción de amortiguamiento crítico para un edificio alto debe ser función de su altura y el nivel de deformación lateral que desarrolla. Los requisitos de modelado del amortiguamiento del sistema estructural de esta Norma van encaminados a no sobre-amortiguar la respuesta de todo modo superior de vibrar que pueda contribuir de manera importante a su respuesta dinámica; y no sobre-amortiguar la respuesta de los primeros modos de vibrar bajo la consideración del posible alargamiento de sus periodos (debido al comportamiento no lineal del sistema estructural). Entre las razones que se han dado para el bajo nivel de amortiguamiento de edificios altos está la menor contribución relativa de los sistemas de cimentación y no estructural en relación con lo que se observa en edificios de menor altura. En el caso de edificios con altura mayor a 64 m, el nivel de amortiguamiento usado para la revisión del nivel de desempeño de Seguridad de Vida o aquellos que impliquen un mayor nivel de daño debe acortarse, como se ilustra en la figura C7.4.3 a 0.025.

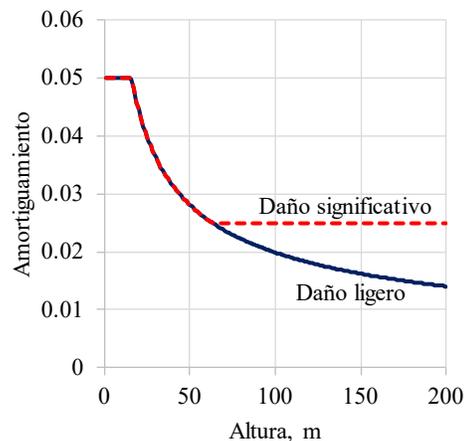


Figura C7.4.3 Nivel de amortiguamiento a considerar para realizar análisis dinámico no lineal paso a paso.

La interacción suelo-estructura puede afectar la respuesta dinámica de un edificio alto, entre otras cosas, por lo siguiente:

- La flexibilidad y el amortiguamiento en la interfase suelo-cimentación afecta la respuesta sísmica de la edificación. En edificios altos, los efectos más importantes suelen reflejarse en cambios en la distribución de desplazamientos en altura. Otros efectos incluyen el alargamiento del periodo fundamental de vibrar y un incremento en el amortiguamiento del sistema. Es importante mencionar que estos efectos generalmente no

son importantes en edificios altos, y que la interacción pierde importancia para los modos superiores de vibrar de un sistema estructural.

- *Los movimientos del terreno en la cimentación suelen exhibir menor intensidad que el que se registraría en el sitio de construcción en condiciones de campo libre, y es posible que se generen movimientos rotacionales en la base de la cimentación.*

Es posible utilizar diferentes enfoques para considerar los efectos de interacción suelo- estructura en el modelo de análisis no lineal. Los más rigurosos consideran una amplia malla tridimensional de elementos finitos para modelar el suelo, con la capacidad de considerar la variación espacial de movimientos del terreno que se propagan por el suelo e interactúan con la cimentación. Aunque esta Norma no descarta la posibilidad de usar enfoques refinados, permiten el uso de modelos simples de resortes y amortiguadores conectados a un punto ubicado en el centroide de la planta de la cimentación. Estos elementos suelen ser lineales y sus constantes establecidas a partir de iteración. La representación de la flexibilidad y el amortiguamiento introducido por la deformabilidad del suelo para el modelo de análisis no lineal deberá satisfacer lo indicado en 9.3.8 o 9.4.

El análisis de los efectos de la interacción suelo estructura debe hacerse con las propiedades actuales del suelo, sin considerar el posible cambio en el periodo dominante del sitio o las propiedades del suelo, como lo pueden ser su rigidez y amortiguamiento, debido al proceso de desecación que ocurre en las Zonas B y C de la Ciudad de México. El comité encargado de redactar esta Norma consideró sensato no tomar en cuenta dicha variación debido a las altas incertidumbres involucradas y la innecesaria complicación que resultaría de esto. En casos específicos donde esta variación pudiera llegar a ser importante, que no incluiría el caso de edificios altos, pudiese contemplarse esta de manera opcional.

7.4.3 Combinación de excitación sísmica con otras cargas

Las estructuras se analizarán para los efectos de las excitaciones sísmicas especificadas en 7.4.1, considerando la carga muerta y los valores instantáneos de la carga viva especificados en la NTC-Criterios sin factor de carga.

Comentario:

De acuerdo con lo discutido antes, las propiedades de los modelos de análisis no lineal se establecen con los valores esperados de los diferentes parámetros de modelado. Esto incluye las cargas gravitacionales y las masas del sistema estructural.

7.4.4 Indicadores de respuesta y criterios de aceptación

La evaluación de los diferentes niveles de desempeño de interés debe considerar excitaciones sísmicas establecidas para las intensidades sísmicas que correspondan de acuerdo con lo indicado en 1.1. Con este fin, el *SASID* establece juegos de acelerogramas asociados a las intensidades sísmicas base de diseño e infrecuente. Para otros periodos de retorno más conservadores que los indicados en 1.1, el conjunto de acelerogramas deberá ser establecido por un equipo de profesionales reconocidos como expertos en el tema.

Para cada excitación sísmica considerada, se obtendrán valores individuales de respuestas, incluyendo valores máximos de las siguientes variables:

- a. Deformaciones no lineales concentradas, tales como las rotaciones de las articulaciones plásticas de los elementos estructurales, asociadas a los comportamientos controlados por la deformación.
- b. Fuerzas internas, tales como cortantes y axiales en elementos estructurales que desarrollan daño por flexión, asociadas a los comportamientos controlados por la fuerza.
- c. Distorsiones laterales de entrepiso.

La evaluación de los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida se hará de acuerdo con lo indicado en 14.2.5.

Para la evaluación de los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida, la capacidad de deformación de los comportamientos controlados por la deformación será la indicada por la *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate*. Para elementos y estructuraciones no contemplados en alguna de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento, podrá usarse el estándar ASCE 41 para establecer dichas capacidades de deformación bajo la consideración de las equivalencias indicadas en la [tabla 1.1b](#).

Para la revisión de los comportamientos dominados por la fuerza, deben considerarse las fuerzas internas máximas y mínimas estimadas durante el análisis paso a paso. Las capacidades resistentes correspondientes deben establecerse conforme a lo indicado en la *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate*, con los valores esperados de resistencia.

Si un elemento estructural no satisface, para cualquiera de los movimientos del terreno considerados, alguno de los criterios de aceptación indicados en 14.2.5, ya sea que se refiera a un comportamiento dominado por la deformación o un comportamiento dominado por la fuerza, se considerará que el sistema estructural no es aceptable.

Para la revisión de distorsiones en estructuraciones convencionales correspondiente a los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida, deben considerarse los valores medios de las distorsiones máximas estimadas para todos los movimientos del terreno, y las distorsiones límite γ_{01} y γ_{sv} , respectivamente, indicadas en 4.3, bajo la consideración de las reducciones indicadas en el capítulo 5 para estructuras irregulares. De acuerdo con lo indicado en los capítulos 12 y 13, dichas reducciones no se deben considerar durante el diseño y la verificación del sistema estructural de estructuras con disipadores de energía y aislamiento sísmico.

Para la revisión del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata será suficiente hacer un análisis dinámico modal espectral conforme a lo descrito en 7.2, o un análisis dinámico modal paso a paso de acuerdo con 7.3. Podrá usarse, además y conforme a lo indicado en el capítulo 14, una evaluación basada en desempeño para evaluar el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata. En el último caso, será posible aceptar comportamiento no lineal leve en el sistema estructural de acuerdo con las capacidades de deformación no lineal que tengan los puntos de plasticidad concentrada para ese nivel de desempeño.

Comentario:

El equipo de profesionales reconocidos como expertos en el tema con el fin de establecer los acelerogramas para otros periodos de retorno debe contar con un experto en peligro sísmico, movimientos del terreno y espectros y acelerogramas de diseño de acuerdo con lo indicado en la NTC-Revisión.

Para los fines de esta sección los comportamientos que afectan a los miembros se clasifican en controlados por la deformación y controlados por fuerza. Los comportamientos controlados por deformación son aquellos que desarrollan no linealidad y se evalúan con base en la capacidad de deformación de los elementos estructurales. Los comportamientos controlados por la fuerza no desarrollan no linealidad durante el sismo y se evalúan con base en la resistencia de los elementos estructurales. Para ilustrar estos conceptos, considere el caso del comportamiento de una viga de un marco dúctil. En este caso, el comportamiento controlado por la deformación sería la flexión que ocurre en los extremos de la viga, que está caracterizada, entre otras cosas, por la plastificación del refuerzo longitudinal. La demanda de deformación plástica puede evaluarse con un modelo de plasticidad concentrada, en que la rotación plástica representa la demanda no lineal. La capacidad de rotación plástica que tengan las articulaciones para el nivel de desempeño de interés representa el criterio de aceptación. La fuerza cortante para la viga representa el comportamiento controlado por la fuerza. Dentro de este contexto, es importante revisar que la viga tenga resistencia suficiente, de acuerdo con la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material del que se trate, para resistir la fuerza cortante máxima que debe desarrollar, para hacer posible la fluencia en flexión de la viga durante toda la duración del sismo.

Aunque en términos del comportamiento global del sistema estructural de edificios altos se impone como condición que el valor medio de las distorsiones máximas de los entrepisos no exceda, en ningún entrepiso, su distorsión límite, esta Norma fomentan que no se rebasen las distorsiones límite correspondientes al nivel de desempeño de Seguridad de Vida de las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4 al indicar en 7.4.2 que cuando en un análisis se exceda γ_{sv} , el comportamiento histerético de los elementos se modelará de acuerdo con los resultados de pruebas de laboratorio, tomando en cuenta todas las características significativas relacionadas con la fluencia, la degradación de rigidez y resistencia y los estrechamientos de las curvas de respuesta cíclica.

Cuando se requieran usar los criterios de aceptación del estándar ASCE 41 en lo que se refiere a la capacidad de deformación de los puntos de plasticidad concentrada o los elementos estructurales, debe hacerse referencia a la edición vigente de ese estándar el día en que entró en vigor esta Norma y a las equivalencias indicadas en la tabla 1.1b.

Será necesario además revisar los comportamientos controlados por la fuerza. Para ello, es necesario revisar que los diferentes elementos estructurales tengan la capacidad resistente suficiente ante las correspondientes fuerzas internas máximas y mínimas calculados durante los análisis no lineales. A diferencia de la resistencia que se calcula para los comportamientos controlados por la deformación (en cuyo cálculo se considera un factor de carga unitario), la resistencia con la que deben revisarse los comportamientos controlados por la fuerza debe ser estimada con el factor de resistencia correspondiente de acuerdo con lo indicado, con fines de diseño, por la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de material del que se trate.

Es importante hacer notar que, aunque con fines de establecer las consideraciones de modelado para las zonas de no linealidad de los elementos estructurales, no se penaliza el valor de γ_{sv} , los valores de γ_{01} y γ_{sv} con que se revisa

un sistema estructural convencional se deben reducir, en su caso, de acuerdo con lo indicado en el capítulo 5. Se entiende por sistema estructural convencional cualquiera de los contenidos en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4. La reducción de la distorsión límite para el diseño y revisión del sistema estructural no se hace en el caso de estructuras con disipadores de energía o aislamiento sísmico.

Esta Norma acepta revisar el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata con un análisis dinámico modal espectral o un análisis dinámico modal paso a paso. Esto se debe a que, para este nivel de desempeño, un sistema estructural diseñado en conformidad con las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento debe permanecer elástico o con muy bajo nivel de comportamiento no lineal.

7.5 Cortante basal mínimo

Si en la dirección de análisis se encuentra que la fuerza cortante basal V_o obtenida al nivel del desplante con el análisis dinámico modal espectral especificado en 7.2 es menor que $a_{min}W_o$, donde a_{min} es la aceleración como fracción de la aceleración de la gravedad para el cálculo del cortante basal mínimo de diseño, se incrementarán todas las fuerzas de diseño en una proporción tal que V_o iguale ese valor; los desplazamientos no se afectarán por esta corrección. W_o es el peso total de la estructura al nivel del desplante, y a_{min} se tomará igual a $0.04/R'$ cuando $T_s < 0.5$ s o $0.06/R'$ si $T_s \geq 1.0$ s, donde T_s es el periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés. Para valores de T_s comprendidos entre 0.5 y 1.0 s, a_{min} se hará variar linealmente entre $0.04/R'$ y $0.06/R'$.

Comentario:

Estudios recientes indican que un análisis dinámico modal espectral que usa un espectro de diseño normativo puede no reflejar adecuadamente el impacto que un movimiento del terreno de periodo largo tiene en la respuesta estructural de edificios altos (Lu, Ye & Li, 2014). Debido a lo anterior, en muchos países se utiliza un requerimiento de cortante basal mínimo para aportar niveles adecuados de seguridad a los edificios altos. Ejemplo de esto son los requerimientos del ASCE/SEI 7-22, que establecen un cortante basal mínimo en función del tipo de terreno, intensidad sísmica de diseño, y de los factores de importancia y sobre-resistencia del sistema estructural.

Dado el entendimiento que hoy en día se tiene en Ciudad de México en cuanto al desempeño de edificios altos durante sismos intensos de larga duración, se consideró importante establecer un requerimiento de cortante basal mínimo. Debido al largo periodo y duración de los movimientos del terreno generados en la Zona C, se establecieron requisitos más estrictos para edificios altos construidos en ella.

Desde 2017, esta Norma eliminó, por múltiples razones, el requisito de que el cortante basal dinámico sea de por lo menos el 80% del cortante basal estimado con el método estático del capítulo 6. Al respecto y, en primer lugar, se considera que, dentro de un formato de diseño que concentra especial atención en limitar la respuesta lateral del sistema estructural con fines de control de daño, cada vez será menos necesario penalizar la resistencia lateral de diseño. Segundo, se considera que la comunidad de ingeniería estructural mexicana ha desarrollado suficiente experiencia a través de varias décadas en cuanto a plantear correctamente un análisis dinámico modal espectral. En tercer lugar, se ha entendido que establecer como requisito que el cortante dinámico sea igual o mayor que un porcentaje significativo del cortante basal estático impone requisitos innecesariamente conservadores para el diseño de determinados sistemas estructurales que, como los sistemas estructurales esbeltos o de gran altura, movilizan un porcentaje relativamente bajo de su masa reactiva a través de su primer modo de vibrar. Finalmente, en el caso del diseño sísmico de sistemas estructurales especiales y complejos, como lo pueden ser los que son excesivamente irregulares, se penaliza severamente la distorsión permisible y, en ocasiones, se requiere de una revisión cuidadosa del sistema estructural con una evaluación basada en desempeño.

7.6 Péndulos invertidos

En el análisis de péndulos invertidos (estructuras en las que 50 por ciento o más de su masa se halle en el extremo superior y tengan un solo elemento resistente en la dirección de análisis o una sola hilera de columnas perpendicular a ésta), además de la fuerza lateral estipulada, F_{pe} , se tendrán en cuenta las asociadas a la aceleración angular de la masa superior, incluyendo como grado de libertad el giro de dicha masa con respecto a un eje horizontal normal a la dirección de análisis que pase por el punto de unión entre la masa y el elemento resistente vertical.

Comentario:

La deformación lateral de un péndulo invertido resulta en que su masa gire respecto al eje horizontal normal a la dirección de análisis que pasa por el punto de unión entre dicha masa y el elemento resistente vertical. Dado que la masa normalmente no está concentrada en un punto, posee inercia rotacional que, al verse sujeta a la aceleración angular asociada al giro, desarrolla un momento flexionante de consideración en la parte superior del elemento vertical. Cuando se usa un análisis dinámico, la consideración explícita de la inercia rotacional y el grado de libertad asociado al giro permite cuantificar este efecto.

8. ACELERACIONES DE PISO, FUERZAS EN DIAFRAGMAS, CONTENIDOS Y ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

8.1 Criterios Generales

El presente capítulo contiene los criterios para obtener las aceleraciones de piso, las fuerzas de diseño de los diafragmas de piso, y los criterios mínimos para el análisis de los contenidos y elementos no estructurales, sus anclajes y soportes, y para las partes del edificio cuya estructuración difiera radicalmente del mismo.

Los diafragmas de piso son elementos estructurales de los edificios, y deben transmitir las fuerzas de inercia asociadas a las aceleraciones de piso a los elementos verticales sismo-resistentes del edificio. Los contenidos son los objetos en el edificio, anclados o no, que son susceptibles a cambiar de posición como el mobiliario, tinacos, almacenes, archiveros, tanques de gas, entre otros. Se deberán diseñar expresamente los contenidos cuya pérdida económica, informática, de inventario, de funcionalidad o restauración sean importantes, y evitar así pérdidas consecuenciales.

Los elementos no estructurales son parte del edificio, pero no del sistema estructural, por lo que no se diseñan para transmitir fuerzas sísmicas o contribuir a la capacidad sismo-resistente de la estructura. Estos son elementos arquitectónicos, mecánicos, eléctricos y de plomería, entre otros, como:

- a. Fachadas o cerramientos verticales. Son elementos que limitan y cierran un edificio:
 - Mampostería no reforzada, confinada por la estructura
 - Mampostería reforzada o no reforzada apoyada arriba o abajo, separada lateralmente de la estructura
 - Elementos prefabricados, anclados a la estructura primaria o a una estructura adicional
 - Cristales anclados a la estructura primaria o a una estructura adicional como cancelería
- b. Muros interiores no ligados a la estructura.
- c. Elementos en voladizo vertical: áticos, parapetos, pretilas y chimeneas, bardas.
- d. Objetos en la azotea: apéndices, tanques, torres, anuncios, antenas, equipo, maquinaria, cubos de elevadores en azotea, bodegas.
- e. Al interior del edificio: plafones, lámparas, instalaciones eléctricas, de plomería y de aire acondicionado, entre otros.

Tanto para los contenidos como para los elementos no estructurales se deberán tomar en cuenta todos los posibles modos de falla como:

- 1) Movimientos provocados por las distintas sollicitaciones sísmicas: balanceo, volteo, deslizamiento o combinaciones de los anteriores.
- 2) Inadecuados sistemas de sujeción, anclaje o condiciones de soporte.

En los casos en que el peso del contenido o elemento no estructural sea 20 por ciento mayor que el peso combinado que resulta de sumar el peso total de la estructura y el contenido, se deberá hacer un análisis dinámico paso a paso considerando la contribución de ese elemento.

Comentario:

Cuando existan equipos y elementos no estructurales de alto valor e importancia que es necesario mantener seguros y funcionales después de un sismo o cuando algunos de estos pueda fallar y causar daño a personas u otros equipos, o impedir la evacuación segura en caso de emergencia, esta Norma requiere que se evalúen las fuerzas de inercia y las aceleraciones que actúan en y sobre los diafragmas de piso de cada uno de los niveles de la estructura, con el fin de diseñarlos correctamente y para obtener las demandas de los elementos no estructurales y contenidos y garantizar su buen comportamiento.

Los elementos descritos en esta sección son solo ejemplos, en cada estructura se debe tener presente el inventario completo y proceder a su análisis y diseño.

En el caso de contenidos y elementos muy grandes y pesados, de manera empírica se indica el límite de 20 por ciento, se espera que estos modifiquen sensiblemente la respuesta dinámica de la estructura, por lo que esta Norma solicita un análisis paso a paso considerando la interacción con estos elementos.

Para el análisis y diseño de muros ligados a la estructura se deberá hacer lo que indique el capítulo correspondiente de la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material del que están hechos los muros.

8.2 Aceleraciones de piso

Las aceleraciones horizontales máximas absolutas de piso deben determinarse en los casos siguientes:

- Para revisar la seguridad sísmica de contenidos y elementos no estructurales descritos en 8.1 cuya falla pudiera causar heridas a los ocupantes o dificultar su salida en caso de evacuación, generar pérdidas económicas o detener la funcionalidad de la estructura.
- Para revisar que el diafragma de piso posea la capacidad necesaria para transmitir a los elementos verticales sismo-resistentes las fuerzas de inercia asociadas a las aceleraciones de piso, tomando en cuenta la presencia de aberturas en el diafragma, tales como escaleras, cubos de elevadores o de ventilación e iluminación.

Las aceleraciones absolutas correspondientes a la respuesta dinámica del sistema se podrán obtener mediante un análisis dinámico modal que use un modelo tridimensional, que incluya los modos naturales que, sin incluir modos torsionales y ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibrar, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual que 90 por ciento del peso total de la estructura y tomando en cuenta la aceleración del terreno.

8.2.1 Aceleraciones de piso en estructuras con diafragmas flexibles

Para la determinación de las aceleraciones en los distintos puntos de un diafragma que no sea rígido en su plano de acuerdo con 2.8, se empleará el procedimiento indicado en 8.2.2 para diafragmas rígidos en estructuras irregulares y fuertemente irregulares.

8.2.2 Aceleraciones de piso en estructuras con diafragmas rígidos

Las deformaciones debidas a la flexibilidad del diafragma podrán ignorarse en el caso de diafragmas de piso que puedan considerarse rígidos en su plano de acuerdo con 2.8. En este caso, las aceleraciones absolutas en cualquier punto del *i*-ésimo diafragma se calculan como sigue:

$$a_i = \Omega_i a_0 \quad (8.2.1)$$

donde a_i es la aceleración de su centro de masa en la dirección de análisis, a_0 es la aceleración máxima del terreno (ordenada en el origen del espectro de diseño), especificada en el capítulo 3, y Ω_i es un factor de amplificación lineal que se determina como:

$$\Omega_i = \left(\frac{h_i}{h_n}\right) \left(\frac{a_n}{a_0} - 1\right) + 1 \quad (8.2.2)$$

donde a_n es la máxima aceleración absoluta en el centro de masa del nivel n , correspondiente al extremo superior del edificio; y h_i y h_n , las alturas del *i*-ésimo nivel y del nivel n sobre el desplante, respectivamente.

Determinación de a_n para estructuras regulares

En los casos de diafragmas rígidos en estructuras regulares según lo indicado en 2.2, a_n se determinará de acuerdo con la ecuación 8.2.3 si se conocen los modos de vibrar o, en forma aproximada, con la ecuación 8.2.4:

$$a_n = \sqrt{\left(\frac{a_{ni}}{Q'}\right)^2 + \sum_{j=2, \dots, n} a_{nj}^2} \quad (8.2.3)$$

$$a_n = \lambda_p \sqrt{\left(\frac{1.6a_1}{Q'}\right)^2 + \eta_a a_0^2} \quad (8.2.4)$$

donde a_1 es la ordenada del espectro elástico de aceleraciones para el periodo fundamental del sistema, de acuerdo con 3.1.2, que en forma conservadora podrá tomarse igual al coeficiente sísmico c , definido en el mismo inciso, a_{nj} , la aceleración absoluta del centro de masa del nivel que corresponde al extremo superior del edificio, asociada a la respuesta dinámica lineal del j -ésimo modo de vibrar en la dirección de análisis, n , el número de pisos, Q' , el factor de reducción por comportamiento sísmico, definido en 3.2, λ_p es un factor de penalización que para estructuras regulares es igual a 1.0, y η_a se calcula como:

$$\eta_a = 1.4\sqrt{n-1} \leq 5 \quad (8.2.5)$$

Determinación de a_n para estructuras irregulares o fuertemente irregulares

En los casos de diafragmas rígidos en estructuras clasificadas como irregulares o fuertemente irregulares según 2.2, se puede usar cualquiera de los dos métodos siguientes:

- a) Mediante el empleo de la ecuación 8.2.4, utilizando un factor de penalización λ_p dado por la siguiente ecuación:

$$\lambda_p = \min \left[2, \max \left[1.2, \left[\frac{2n+1.2}{3.2 \frac{m_1}{m_T}} \right] \right] \right] \quad (8.2.6)$$

donde m_1/m_T es el cociente de masa modal, m_1 es la masa modal efectiva asociada al primer modo traslacional, y m_T es la masa total de la estructura. El valor de m_1 se obtiene para cada una de las direcciones del sistema estructural como la suma de las masas que contribuyen las direcciones X y Y del modelo de análisis a la dirección empleada. El valor de la relación modal m_1/m_T que se emplea en la ecuación 8.2.6 para el sistema estructural completo es el menor cociente de los que se obtienen para cada una de las dos direcciones empleadas.

- b) Mediante un análisis dinámico modal que use un modelo tridimensional, tres componentes de la aceleración en cada nivel: dos ortogonales de traslación y una de torsión alrededor del centro de masa. La aceleración absoluta a_i para un punto de interés ubicado en el i -ésimo piso, debe calcularse como:

$$a_i = \sqrt{a_{ix}^2 + a_{iy}^2} \quad (8.2.7)$$

donde a_{ix} y a_{iy} son, respectivamente, las aceleraciones absolutas en el punto de interés en las direcciones ortogonales X y Y consideradas para el análisis, que se calculan como:

$$a_{ix} = \sqrt{\sum_k \left(\frac{a_{ikx}}{Q'} \right)^2 + \sum_j a_{ijx}^2} \quad (8.2.8)$$

$$a_{iy} = \sqrt{\sum_k \left(\frac{a_{iky}}{Q'} \right)^2 + \sum_j a_{ijy}^2} \quad (8.2.9)$$

donde a_{ijx} y a_{ijy} son, respectivamente, las aceleraciones absolutas del punto de interés ubicado en el i -ésimo piso en las direcciones ortogonales X y Y , producidas por el j -ésimo modo de vibrar. En las ecuaciones 8.2.8 y 8.2.9, el primer sumando dentro del signo de raíz cuadrada incluye las aceleraciones máximas correspondientes a los tres modos fundamentales de vibrar del modelo tridimensional de análisis, y el segundo incluye todos los demás modos requeridos para que el análisis dinámico modal incluya el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual que 90 por ciento del peso total de la estructura.

Comentario:

Las aceleraciones de piso a las que se refiere esta sección difieren de las que resultan de un análisis dinámico modal convencional, orientado a determinar las configuraciones de distorsiones laterales que producen las fuerzas cortantes de diseño en los elementos que proporcionan la resistencia lateral. Este análisis convencional estima aceleraciones relativas al terreno; las aceleraciones absolutas se obtienen sumando, en cada instante, las aceleraciones del terreno y las relativas de cada masa con respecto al mismo.

Las ecuaciones 8.2.1 y 8.2.2 permiten calcular la envolvente de aceleraciones de piso en el i -ésimo nivel como se ejemplifica en la figura C8.2.1. Estas ecuaciones se encuentran definidas por cuatro términos: h_i , la altura acumulada al piso de interés, h_n , la altura al piso superior medida desde la base, a_0 , la aceleración máxima de terreno, y Ω_i , un factor de amplificación cuya forma funcional se muestra en la figura C8.2.2. La variación de Ω_i con la altura del edificio se ha considerado, por simplicidad, lineal, pero en la realidad la distribución de aceleración con la altura de un edificio estará dominada por sus modos de vibrar, y por las características del sismo y del sitio.

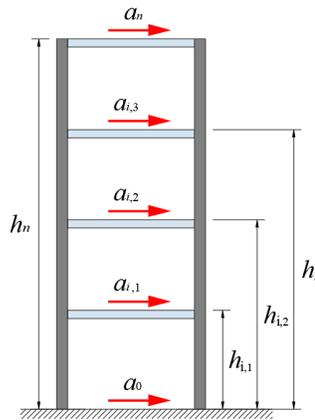


Figura C8.2.1 Aceleraciones de piso

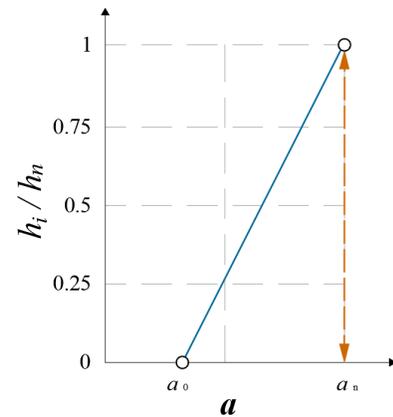


Figura C8.2.2 Amplificación de aceleración en altura

La ecuación 8.2.3 emplea una combinación modal considerando todos los modos vibrar que pudiera no ser práctica en muchos casos, por ello, se permite emplear la ecuación 8.2.4, que es una simplificación basada en asumir que los modos son del tipo traslacional, considera la contribución del primer modo reducido y un solo término para estimar la contribución elástica de los modos superiores (Rodríguez, Restrepo y Carr, 2002), criterio que también ha sido adoptado en el ASCE/SEI 7-22 para el diseño sísmico de diafragmas en edificios. En la ecuación 8.2.4 el cómputo de la máxima aceleración absoluta se compone de tres términos principales: a_1 es la ordenada del espectro elástico de aceleraciones para el periodo fundamental del sistema, Q' es el factor de reducción por comportamiento sísmico acorde a la ordenada espectral y η_a (ecuación 8.2.5) que depende del número de pisos; el factor 1.6 representa el factor de contribución del primer modo y $\eta_a a_0^2$ representa la contribución de los modos superiores a la aceleración a_n del nivel de azotea. Aunque el comité encargado de redactar esta Norma comprende que en la gran mayoría de los casos prácticos el/la proyectista recurrirá al uso de la ecuación 8.2.4, considera pertinente incluir en el formato normativo la ecuación 8.2.3, ya que esta última transparente con claridad el enfoque propuesto para estimar la aceleración de azotea y que, como se mencionó con anterioridad, considera la contribución dinámica del primer modo reducida por ductilidad, y la contribución dinámica sin reducir (elástica) de los modos superiores,

Cuando se tiene un diafragma rígido, pero no se cumple la condición de estructura regular y se emplean las ecuaciones 8.2.7 a 8.2.9, se requiere un análisis dinámico modal tridimensional en los que se estimen las aceleraciones traslacionales del nivel y la de torsión alrededor del centro de masa para así conocer las aceleraciones absolutas en tantos puntos de interés como sea necesario. Estas aceleraciones se utilizarán en las ecuaciones 8.2.8 y 8.2.9, para las direcciones X y Y, respectivamente, en conjunto con las aceleraciones obtenidas de los modos de vibrar cuyos pesos efectivos representen al menos el 90 por ciento del peso total de la estructura. El factor de penalización λ_p en la ecuación 8.2.6 toma en cuenta la amplificación de las aceleraciones de piso en estructuras con diferentes niveles de irregularidad, respecto a las que tendría una estructura regular (Rodríguez et al., 2023). Este factor depende del número de niveles del edificio y de la relación modal m_1/m_T . Para el caso de una base de datos de 23 edificios con diferentes niveles de regularidad, esta relación modal varió entre 0.18 y 0.86, para los casos de un edificio muy irregular y regular, respectivamente (Rodríguez et al., 2023). El factor λ_p se limita al intervalo de valores entre 1 y 2. El valor de 2 de este intervalo se basa en el criterio de evitar los casos de que en estructuras que no son regulares, se tengan factores de penalización que correspondan a resistencias en estructuras mayores que las elásticas de diseño. Además, se puede mostrar que, para el caso de un edificio regular

a base de muros estructurales, con infinito número de niveles, con la *ecuación 8.2.5* se obtiene el valor $\lambda_p = 1$. El caso de este edificio se puede comparar con el caso de un muro en voladizo con masa continua, donde se tiene $m_i/m_T = 0.61$.

La *ecuación 8.2.4*, para el caso $\lambda_p = 1$, es la misma que la especificada en la edición anterior de la Norma para edificios con diafragmas rígidos en los que se satisface la condición de planta sensiblemente simétrica. La *ecuación 8.2.4* se emplea para el cómputo de aceleraciones de piso, tanto en estructuras con diafragmas rígidos como en los casos con diafragmas flexibles. La definición de diafragma flexible en esta Norma, y en otras normativas, como la ASCE/SEI 7-22, se basan en comparativas de valores de deformaciones laterales de una estructura modelada considerando la flexibilidad de sus diafragmas respecto a los valores obtenidos del análisis en que la estructura se modela considerando diafragmas rígidos. En realidad, esta definición no es rigurosamente aplicable al problema del cómputo de fuerzas de diseño para diafragmas de piso, ya que estas fuerzas se originan a partir de las aceleraciones horizontales absolutas en los diafragmas y no de las deformaciones laterales de los diafragmas

8.3 Fuerzas de diseño para diafragmas de piso

Se deberá garantizar que en cada nivel existe un sistema de piso o diafragma que sea capaz de resistir las fuerzas de inercia y que las distribuya adecuadamente a los elementos resistentes verticales del sistema estructural.

Para la revisión de la capacidad resistente necesaria en el plano de diafragmas para transmitir a los elementos verticales sismo-resistentes las fuerzas de inercia asociadas a las aceleraciones de piso, la fuerza de diseño en el plano para cada dirección de análisis y para el diafragma del *i-ésimo* piso, F_{di} , incluyendo sus colectores, cuerdas y conexiones, se calcula como:

$$F_{di} = \frac{a_i}{R'_s} W_{di} \geq 0.5 a_0 W_{di} \tag{8.3.1}$$

donde a_i es la aceleración de entrepiso en el centro de masa del diafragma, calculada conforme a lo estipulado en 8.2; W_{di} el peso tributario correspondiente al diafragma del *i-ésimo* piso, incluyendo el peso de los diafragmas y las cargas muertas y vivas que actúen sobre ellos de acuerdo con la NTC-Criterios; y R'_s un factor de modificación de las fuerzas de diseño de los diafragmas, el cual se obtiene de la *tabla 8.3.1*.

Tabla 8.3.1 Factor de modificación de las fuerzas de diseño de diafragmas de piso, R'_s

Tipo de Diafragma de Piso	Controlado por Corte ^[1]	Controlado por Flexión ^[2]
Losas macizas de concreto coladas en sitio	1.5	2.0
Sistemas de piso prefabricados con capa de compresión, diafragmas compuestos	1.0	1.0
Sistemas de piso prefabricados sin capa de compresión	0.5	0.5

^[1] Sistemas de piso que no pueden desarrollar en su plano un mecanismo de fluencia en flexión

^[2] Sistemas de piso capaces de desarrollar en su plano un mecanismo de fluencia en flexión

Comentario:

La fuerza de diseño obtenida con la *ecuación 8.3.1* es una fuerza horizontal puesto que trabaja en el plano del diafragma, lo cual provocará que el diafragma se esfuerce en sus direcciones laterales.

Colector es el elemento que transmite, en tensión o compresión axial, las fuerzas sísmicas que el diafragma induce a los elementos verticales del sistema estructural sismo-resistente, y cuerda es el elemento de borde del diafragma que actúa en tensión o compresión para resistir la flexión que desarrolla el diafragma en su plano.

Estrictamente hablando, el cálculo del peso W_{di} debe considerar el peso de los diafragmas de piso, incluido el de las vigas y trabes, y las cargas muertas y vivas que actúen directamente sobre ellos. Aunque esto excluye el peso de los elementos estructurales verticales que no se apoyan directamente sobre los diafragmas, como puede ser el caso de columnas que sean continuas a través del sistema de piso, se considera razonable considerar el peso de todos los elementos verticales tributarios al diafragma de piso para el cálculo de W_{di} .

Los factores de reducción por sobre-resistencia de la *tabla 8.3.1* son un reflejo de que las losas macizas de concreto coladas en sitio se han comportado mejor en sismos que otros sistemas de piso. Para saber si un diafragma está controlado por corte o flexión, es necesario hacer un análisis detallado del mismo. Se puede evitar hacer este análisis tomando conservadoramente valores de $R'_s = 1.0$.

8.4 Respuesta sísmica de contenidos y elementos no estructurales

8.4.1 Contenidos y elementos rígidos simplemente apoyados

La seguridad contra deslizamiento y contra volteo de contenidos rígidos simplemente apoyados se deberá evaluar de manera independiente, sin considerar los efectos bidireccionales indicados en 2.5, en al menos dos direcciones horizontales ortogonales, verificando las siguientes condiciones:

a) Para deslizamiento

$$\mu_s > a_i \quad (8.4.1)$$

b) Para volteo

$$b_{me} > h_{cm} a_i \quad (8.4.2)$$

donde a_i es la aceleración establecida de acuerdo con 8.2 en el punto de apoyo del contenido considerado, μ_s es el coeficiente de fricción estático entre los materiales de la base del contenido y la superficie de apoyo, h_{cm} , la altura del centro de masa del contenido, medida desde la superficie de apoyo, y b_{me} , la menor distancia, en la dirección horizontal considerada, entre la vertical que pasa por el centro de masa del contenido hasta el borde de su zona de apoyo.

8.4.2 Contenidos y elementos flexibles

Para revisar la seguridad de contenidos o elementos no estructurales flexibles, se estimará la fuerza sísmica que actúa en ellos F_c como:

$$F_c = a_i \Omega_a W_c \quad (8.4.3)$$

donde a_i es la aceleración establecida de acuerdo con 8.2 en el punto de apoyo del elemento considerado, W_c es el peso del contenido o elemento no estructural, Q'_c , un factor que toma en cuenta su capacidad de comportamiento dúctil y Ω_a es un factor de amplificación dinámica que toma en cuenta la relación entre el periodo natural del elemento en cuestión y el periodo dominante de la respuesta dinámica del piso en que se apoya. Este criterio es aplicable a contenidos como apéndices (parapetos, pretilas, anuncios, plafones) y elementos no estructurales (equipos, instalaciones, ornamentos, ventanales, muros desligados, revestimientos, plafones, fachadas). En forma aproximada, el factor de amplificación Ω_a puede determinarse como:

$$\Omega_a = \left(\frac{1}{Q'_c} \right) \left(1 + \frac{5r_T \beta_c}{1 + 0.2r_T^6} \right) \quad (8.4.4)$$

donde r_T es el cociente entre el periodo natural del contenido o elemento no estructural, que de ser necesario deberá obtenerse por métodos experimentales o solicitarse a los fabricantes, y el periodo natural de vibrar de la estructura T_1 y, cuando sea relevante, se calculará también con respecto a los periodos T_2 y T_3 ; β_c es un factor reductor por amortiguamiento para el contenido que debe estimarse como:

$$\beta_c = (0.05 / \zeta_c)^{0.45} \quad (8.4.5)$$

donde ζ_c es la fracción de amortiguamiento crítico del contenido, cuyo valor debe ser menor o igual que 0.05, y Q'_c , un factor que toma en cuenta su capacidad de comportamiento dúctil dado por:

$$Q'_c = 1 + \frac{3(Q_c - 1)r_T}{1 + 3r_T} + 2(Q_c - 1)e^{-4(r_T - 1)^2} \quad (8.4.6)$$

En caso de no poderse justificar otro valor ζ_c debe considerarse igual a 0.02. Si no se conoce r_T , puede tomarse $\Omega_a = 4$. El factor Q_c se obtendrá de la [tabla 8.4.1](#).

Tabla 8.4.1 Factor Q_c de modificación de la respuesta de contenidos

Componente	Q_c
Rígido sin anclaje	1.0
Rígido o flexible, anclado, de acuerdo con el nivel de ductilidad de elementos y anclajes:	
a) Baja	1.5
b) Limitada a alta	2.5

Cuando el contenido o elemento no estructural este anclado al sistema estructural, se deber garantizar que las fuerzas internas (cortantes, axiales y momentos) en los anclajes, obtenidas con la fuerza F_c de la [ecuación 8.4.3](#), no serán mayores que las que resistan de acuerdo con la *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate*.

Comentario:

Esta Norma exige que se garantice que la fricción entre los materiales del piso y del contenido sea suficiente para evitar el deslizamiento que podría provocar la aceleración en el sitio, y en el piso, donde está el contenido, según la [ecuación 8.4.1](#). También se debe garantizar que el contenido no se volteará considerando la fuerza sísmica actuando en el centro de masa, según la [ecuación 8.4.2](#). Ambos casos se ilustran en la [figura C8.4.1](#).

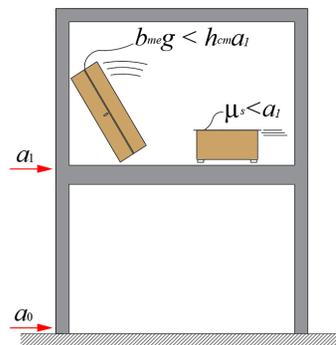


Figura C8.4.1 Revisión de contenidos rígidos

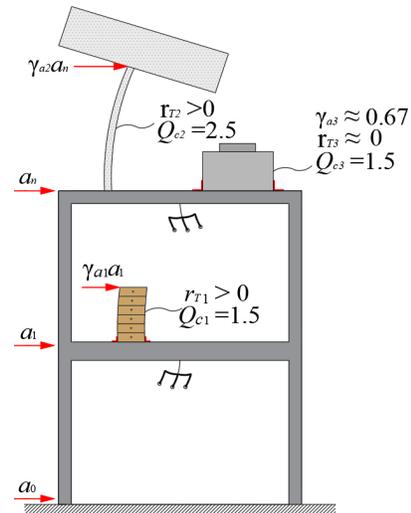


Figura C8.4.2 Revisión de contenidos flexibles

Cuando existe un apéndice sobre un diafragma, este puede responder de forma independiente a la estructura, por lo que es posible estimar su respuesta si se toma la fuerza sísmica en los puntos de apoyo y a partir de ahí se aplica un factor de amplificación dinámica Ω_a . Este factor está asociado al periodo dominante de la respuesta dinámica del entrepiso y el del apéndice. En la [figura C8.4.2](#) se muestran tres ejemplos de apéndices y elementos no estructurales con diferentes características.

Los valores indicados en este inciso de $\zeta_c = 0.02$, y $\Omega_a = 4.0$, así como los de Q_c de la [tabla 8.4.1](#), son valores conservadores comúnmente aceptados en la práctica internacional. Estos valores se indican en la [figura C8.4.3](#) que muestra la amplificación de un elemento flexible en función del cociente entre periodos r_T ; el factor Ω_a puede llegar a ser varias veces mayor que 4.0 para valores de $r_T = 1$, y tiende a 1.0 para valores pequeños y grandes de r_T . La [figura C8.4.4](#) muestra los valores de amplificación dados por la [ecuación 8.4.4](#) considerando la variación de Q_c en función del cociente r_T para $\zeta_c = 0.02$.

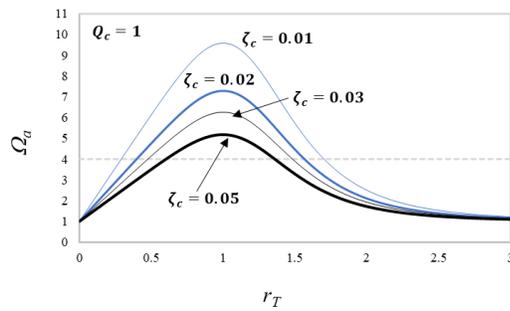


Figura C8.4.3 Factor de amplificación Ω_d para diferentes amortiguamientos

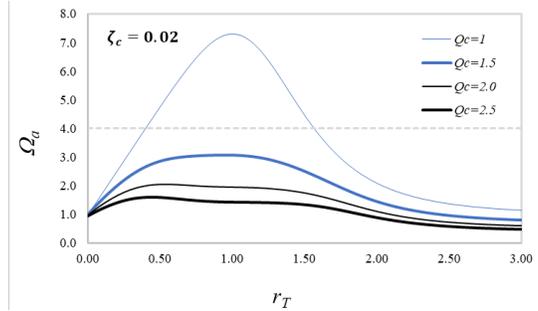


Figura C8.4.4 Factor de amplificación para diferentes valores de Q_c

8.5 Elementos arquitectónicos

Los elementos arquitectónicos como fachadas prefabricadas y pretilas, entre otros, deben cumplir con los siguientes requisitos:

1. Contar con holguras mínimas entre ellos o con algún otro elemento estructural o no estructural, capaces de tomar los desplazamientos de la estructura de manera independiente en cada dirección de análisis para evitar que entren en contacto durante el sismo. Los desplazamientos deben ser los máximos considerando, en su caso, el comportamiento no lineal de la estructura.
2. Los anclajes deben ser capaces de tomar las deformaciones de los elementos, y diseñarse de acuerdo con lo especificado en 8.4. Los anclajes son un elemento estructural y como tal deben de cumplir con lo que especifique la *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material del que se trate*.

8.6 Requisitos adicionales

Aquellos elementos no estructurales y contenidos como plafones, lámparas, ductos, entre otros, cuyo colapso ponga en riesgo vidas tanto dentro como fuera de los edificios, deberán contar con un mecanismo secundario de seguridad como cables.

Las tuberías deben contar con sujeciones diseñadas para soportar las fuerzas de inercia que resulten de las calculadas en 8.4.2 considerando las características del material de las tuberías.

Los muros no estructurales deberán contar con restricciones, dispositivos o sujeciones diseñadas para evitar su colapso sobre personas u otros contenidos, así como para minimizar la interrupción de la funcionalidad después de un sismo.

Los anclajes y todas las estructuras auxiliares que sujetan a los contenidos y elementos no estructurales a la estructura principal o secundaria deben ser capaces de tomar las deformaciones de los elementos y diseñarse para resistir las fuerzas de inercia que resulten de las calculadas en 8.4.2.

9. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

9.1 General

Para estructuras desplantadas en las Zonas B y C, los espectros de diseño para superficie especificados en el [capítulo 3](#) pueden representar incorrectamente la excitación sísmica, pues se han despreciado los efectos de interacción cinemática debidos a la difracción de las ondas incidentes por la cimentación, así como los efectos de interacción inercial debidos a la flexibilidad del suelo y de la radiación de ondas.

Comentario:

Los efectos de interacción suelo-estructura dependen de la flexibilidad relativa entre el suelo y el sistema estructural y su cimentación. Estos efectos pueden ser cinemáticos e inerciales. Mientras que los primeros se atribuyen a la difracción de las ondas incidentes producida por la presencia de la cimentación; los segundos se deben a las deformaciones inducidas en el suelo por las fuerzas de inercia que se desarrollan en la estructura y su cimentación (Kausel, et al. 1978).

Los efectos de interacción suelo-estructura inercial pueden no ser de consideración en la respuesta sísmica de algunas estructuras. Sin embargo, para los valores de rigidez lateral de los sistemas estructurales comúnmente utilizados para edificación y la rigidez del suelo en las Zonas B y C, las expresiones incluidas en la edición 2020 de esta Norma para evaluar si los efectos inerciales deberían ser tomados en cuenta siempre conducían a la conclusión que debían ser considerados. Es por ello por lo que en esta edición de la Norma se ha eliminado el requerimiento de realizar esta evaluación. Por otra parte, se ha observado (Avilés y Pérez-Rocha, 2003) que para la Ciudad de México es conservador efectuar sólo el análisis de interacción inercial, siempre que los efectos de sitio sean considerados en la determinación del movimiento de campo libre empleado como movimiento de entrada para la cimentación, por lo que, en esta Norma, el análisis de interacción cinemática es opcional.

9.2 Interacción cinemática

Para modificar espectros de diseño en superficie por efecto del enterramiento de la cimentación, se podrán determinar espectros de sótano siguiendo los pasos generales que se señalan en [A.1](#).

Comentario:

Los efectos de interacción cinemática se manifiestan en una diferencia entre el movimiento del terreno en ausencia de la estructura (campo libre) y la excitación en la base del sistema estructural (movimiento efectivo). Las principales diferencias se refieren a una reducción en la amplitud del movimiento horizontal, especialmente los componentes de movimiento asociados a frecuencias altas (periodos cortos), y a la generación de movimientos rotacionales en la base de la cimentación. En la gran mayoría de las edificaciones, debido a sus características geométricas (relación de esbeltez), los movimientos rotacionales en la base de la cimentación producidos por la interacción cinemática son despreciables.

9.3 Interacción inercial

9.3.1 Alcance

La interacción inercial debe ser considerada en todos los casos de estructuras desplantadas en Zonas B y C dado que puede incrementar o reducir las fuerzas de diseño con respecto a los valores que corresponden a base rígida, dependiendo del periodo y amortiguamiento efectivos del sistema y de la forma del espectro de diseño. Los desplazamientos laterales pueden sufrir cambios adicionales debidos a la contribución del corrimiento y cabeceo de la cimentación. El método descrito en esta sección considera que los efectos de interacción inercial pueden tomarse en cuenta de manera desacoplada en cada una de las dos direcciones horizontales ortogonales principales de análisis de la estructura. Las modificaciones indicadas en esta sección deben aplicarse de manera independiente a cada una de las dos direcciones ortogonales principales de análisis. Las combinaciones de estas respuestas para considerar el comportamiento tridimensional, incluyendo los efectos de torsión, se realizarán con las mismas consideraciones y procedimientos descritos para estructuras con base rígida.

Se podrá no considerar los efectos inerciales en estructuras con altura total, medida desde el desplante, no mayor que 10 m.

Comentario:

Los efectos de interacción inercial modifican los parámetros dinámicos fundamentales del sistema suelo-estructura. El planteamiento utilizado en esta Norma para introducir los efectos inerciales se basa en la definición de un oscilador de replazo o equivalente de un grado de libertad con propiedades dinámicas equivalentes a las del

sistema con base flexible (periodo fundamental, fracción de amortiguamiento crítico y factor de comportamiento sísmico). Esta aproximación se utiliza ya que el análisis espectral (ya sea estático o dinámico modal), considera respuestas de sistemas de un grado de libertad. En congruencia, las expresiones para el cálculo de los parámetros dinámicos del oscilador de remplazo consideran la respuesta del modo fundamental de vibrar del sistema suelo-estructura con base flexible a partir de la respuesta de un sistema equivalente de un grado de libertad, con propiedades dinámicas tales que su respuesta sea la misma que la del modo fundamental de vibrar del sistema suelo-estructura. Estas modificaciones pueden generar variaciones (amplificaciones o reducciones) en las ordenadas del espectro que deben ser consideradas para el diseño del sistema suelo-estructura. Este procedimiento considera que los efectos inerciales se presentan de manera independiente en cada una de las dos direcciones horizontales ortogonales principales. La combinación de efectos tridimensionales se realiza con las mismas reglas que para el caso con base rígida. Para estructuras en las que no se espera que las amplificaciones dinámicas sean de importancia, se considera que los efectos inerciales no impactarán en el comportamiento, por lo que se permite que para estos casos sean ignorados.

El comité encargado de redactar esta Norma consideró que, con base en el poco daño por sismo observado históricamente en estructuras de baja altura construidas en la Ciudad de México y diseñadas correctamente de acuerdo con ella, resulta razonable no imponer como requisito la consideración de los efectos inerciales de la interacción suelo-estructura durante su diseño. Entre las razones que se dieron para explicar esto está la mucha mayor sobrerresistencia que en general desarrollan los sistemas estructurales de baja altura con respecto a la considerada para ellos con fines de diseño. Aunque en general ignorar la interacción inercial no debe resultar en un problema para el buen desempeño sísmico de estructuras de baja altura diseñadas de acuerdo con esta Norma, se llama la atención al caso de estructuras de baja altura, tipo lápiz, que exhiben una esbeltez notable a pesar de su altura limitada, y en cuyo caso debe considerarse con cuidado la necesidad de tomar en cuenta dicha interacción.

9.3.2 Cortante basal modificado

Cuando se aplique el análisis dinámico modal, la fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental en la dirección de análisis, \tilde{V}_{01} , se corregirá por interacción suelo-estructura, utilizando el peso modal efectivo del modo fundamental en la dirección de análisis (W_e). Se considerará como el modo fundamental de traslación en una dirección de análisis aquel con el mayor porcentaje de participación de masa traslacional en esa dirección:

$$\tilde{V}_{01} = \tilde{S}_a^T W_e \quad (9.3.1)$$

La ordenada espectral de diseño \tilde{S}_a^T con efectos de interacción se determinará como sigue:

$$\tilde{S}_a^T = \frac{S_a(\tilde{T}_e, \tilde{Q}=1)}{R' \tilde{Q}'} \quad (9.3.2)$$

donde $S_a(\tilde{T}_e, \tilde{Q}=1)$ es la ordenada espectral elástica sin reducir para el amortiguamiento $\tilde{\zeta}_e$, obtenida con la ecuación 3.1.2a para el periodo fundamental de vibrar de la estructura con base flexible \tilde{T}_e , \tilde{Q}' el factor de reducción por comportamiento sísmico con efectos de interacción calculado con la ecuación 3.2.1 utilizando el valor de \tilde{Q} en lugar de Q , R' es el factor de sobre-resistencia que se establece con 3.3 para \tilde{T}_e , y \tilde{T}_e y $\tilde{\zeta}_e$ se calculan como se indica en 9.3.4.

\tilde{Q} es el factor de comportamiento sísmico del sistema equivalente definido como se indica en la ecuación 9.3.3.

$$\tilde{Q} = 0.7R + (Q - 0.7R) \left(\frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right)^2 \geq 1 \quad (9.3.3)$$

donde T_e corresponde al periodo fundamental de vibrar con base rígida en la dirección de análisis. Para la evaluación de \tilde{p} se usa la ecuación 3.1.3 bajo la consideración del valor de \tilde{T}_e . El valor de \tilde{Q} no puede ser mayor que el correspondiente a Q .

Comentario:

Cuando se utiliza el análisis dinámico modal espectral el efecto de la interacción inercial suelo-estructura se limita a la respuesta del modo fundamental de vibrar. La ecuación 9.3.2 corresponde al valor de la ordenada espectral reducida por los factores de reducción por sobre-resistencia y comportamiento sísmico para la estructura con base flexible. Esta ordenada espectral de diseño se debe calcular para los parámetros dinámicos del oscilador de remplazo (\tilde{T}_e , $\tilde{\zeta}_e$ y \tilde{Q}). Los efectos inerciales producen un alargamiento del periodo fundamental de vibrar y una modificación en el amortiguamiento del sistema. Adicionalmente, los efectos de interacción suelo-estructura

modifican la relación que existe entre el factor de comportamiento sísmico (\mathbf{Q}) y el factor de reducción por comportamiento sísmico (\mathbf{Q}'). En sistemas con base flexible, los desplazamientos totales son producto de dos componentes de deformación, uno asociado con la deformación de la estructura y el otro a su movimiento de cuerpo rígido (corrimiento y cabeceo del cimiento). Las relaciones convencionales entre el factor de reducción de resistencia y la demanda de ductilidad en la estructura se basan en la consideración de que todo el desplazamiento del sistema se debe a su deformación lateral. Dado que el comportamiento inelástico del sistema solamente afecta al componente de desplazamiento asociado con la deformación de la estructura, la relación que existe entre el factor de reducción de resistencia y la demanda de ductilidad se ve modificada cuando se considera una base flexible. Este efecto ha sido caracterizado por Rosenblueth y Reséndiz (1988), Avilés y Pérez-Rocha (2005), Ghannad y Ahmadnia (2006), Eser y Aydemir (2011), entre otros. Es por esto necesario considerar un valor del factor de reducción por comportamiento sísmico modificado por interacción \mathbf{Q}' . Para el cálculo de este factor, se utiliza un valor del factor de comportamiento sísmico modificado por interacción $\tilde{\mathbf{Q}}$. Este factor no indica que la capacidad de deformación inelástica de la estructura se modifique por efectos de interacción suelo-estructura, sino que representa un parámetro auxiliar para estimar las variaciones descritas.

La ecuación 9.3.3 considera que el sistema suelo-estructura exhibe comportamiento bilineal descrito por una rama elástica lineal y una rama inelástica con pendiente post-fluencia, definida por el factor de sobre-resistencia \mathbf{R} . La expresión incluida en la edición 2020 de esta Norma, consideraba un comportamiento elastoplástico perfecto, conduciendo a valores de $\tilde{\mathbf{Q}}$ menores, lo cual se traducía en una sobrevaloración del efecto inercial en el comportamiento inelástico del sistema (Avilés & Pérez-Rocha, 2011). El factor de sobre-resistencia utilizado en esta Norma considera que una porción de la sobre-resistencia es elástica y la otra inelástica. En la ecuación 9.3.3, se considera que el 50 por ciento de la sobre-resistencia está asociada con la porción elástica y el otro 50 por ciento con la porción inelástica. En diversos estudios se ha observado que el factor de sobre-resistencia no se ve modificado de manera significativa por efectos inerciales en casi todos los casos, excepto cuando los efectos de segundo orden en las columnas son muy importantes.

Dado que el sistema estructural debe permanecer elástico para ese nivel de desempeño, cuando se revisa el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata $\tilde{\mathbf{Q}} = 1$.

La contribución de los modos superiores y la combinación de sus respuestas modales, se consideran como en el caso de estructuras con base rígida (los aportes de los modos superiores no se modifican por interacción suelo-estructura con respecto a los que tienen para la estructura con base rígida). Toda fuerza o momento calculado para el modo fundamental de vibrar para la condición de estructura con base rígida se multiplicará por el factor \tilde{V}_{01}/V_{01} a fin de incluir los efectos de interacción inercial, siendo $V_{01} = \mathbf{S}'_a \mathbf{W}_e$ la fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental de vibrar de la estructura con base rígida, donde $\mathbf{S}'_a = \mathbf{S}_a(\mathbf{T}_e, \mathbf{Q} = 1)/\mathbf{R}'\mathbf{Q}'$, y $\mathbf{S}_a(\mathbf{T}_e, \mathbf{Q} = 1)$ es la ordenada espectral elástica obtenida con la ecuación 3.1.2a, para el amortiguamiento y periodo fundamental de vibrar de la estructura con base rígida (ζ_e y \mathbf{T}_e , respectivamente), y \mathbf{Q}' y \mathbf{R}' son factores de reducción que se establecen de acuerdo con 3.2 y 3.3 para \mathbf{T}_e . El factor \tilde{V}_{01}/V_{01} no será menor que 0.75, ni mayor que 1.25. En general, la primera condición ocurre cuando el periodo de la estructura es mayor que \mathbf{T}_s y la segunda en caso contrario.

Comentario:

El cociente \tilde{V}_{01}/V_{01} permite evaluar el efecto de la interacción inercial suelo-estructura para toda fuerza o momento calculado para dicho modo para la condición de estructura con base rígida. El valor de este cociente depende de la relación que existe entre la ordenada espectral de diseño para el sistema con base rígida (\mathbf{S}'_a) y la ordenada espectral de diseño para el sistema con base flexible (\mathbf{S}_a).

La ordenada espectral elástica del sistema con base rígida (\mathbf{S}'_a) se modifica por efectos inerciales debido al efecto del alargamiento del periodo fundamental de vibrar y el incremento del amortiguamiento del sistema. La modificación resulta de tres condiciones diferentes:

1. Si el periodo fundamental de vibrar de la estructura con base rígida cae en la rama ascendente del espectro, ($\mathbf{T}_e < \mathbf{T}_a$), la interacción inercial suelo-estructura puede incrementar o reducir el valor de la ordenada espectral elástica en función de los valores del periodo y amortiguamiento efectivos del sistema. Mientras que el alargamiento del periodo resulta en una mayor ordenada espectral, el aumento o reducción del amortiguamiento podrá incrementar o reducir las ordenadas de diseño.
2. Si el periodo fundamental de vibrar de la estructura con base rígida cae en la meseta del espectro ($\mathbf{T}_a \leq \mathbf{T}_e \leq \mathbf{T}_b$), la interacción inercial suelo-estructura podrá incrementar, reducir o no modificar el valor de la ordenada espectral elástica. La magnitud de la modificación depende de los valores del periodo y amortiguamiento del sistema con base flexible.
3. Si el periodo fundamental de vibrar de la estructura con base rígida cae en la rama descendente del espectro, ($\mathbf{T}_b < \mathbf{T}_e$), la interacción inercial reducirá en la mayoría de los casos el valor de la ordenada espectral elástica tanto por el alargamiento del periodo como por la modificación del amortiguamiento.

Adicionalmente, los valores del factor de comportamiento sísmico del sistema con base flexible (Q) y del oscilador de remplazo (\tilde{Q}) son diferentes, por lo que los valores del factor de reducción de fuerzas por comportamiento inelástico correspondientes para ambos sistemas (Q y \tilde{Q}) también serán distintos. Esto introducirá modificaciones adicionales entre las ordenadas espectrales de diseño para ambos sistemas (S'_a y \tilde{S}'_a). Como resultado, la ordenada espectral de diseño del sistema con base flexible (\tilde{S}'_a) podrá ser mayor o menor que la ordenada espectral de diseño del sistema sin efectos inerciales (S'_a), por lo que el cociente \tilde{V}_{01}/V_{01} podrá ser mayor o menor que la unidad. La primera condición representa que las fuerzas internas en el sistema con base flexible serán mayores que aquellas que se presentarían en el sistema sin efectos inerciales. La segunda condición representa que las fuerzas internas en el sistema con base flexible serán menores que las que se presentan en el sistema sin efectos inerciales. La máxima reducción permisible del cortante basal por efecto de interacción inercial suelo-estructura se ha limitado a 25 por ciento del valor calculado para la condición de base rígida. También, se ha restringido el incremento posible del cortante basal por interacción a 25 por ciento.

9.3.2.1 Análisis dinámico modal espectral

Cuando se usó el análisis dinámico modal espectral indicado en 7.2, las modificaciones en las acciones de diseño y fuerzas internas calculadas para el modo fundamental de vibrar en la dirección de análisis podrán ser tomadas en cuenta con espectros de diseño segmentados en dos regiones: mientras que para $T < 0.8\tilde{T}_e$ se deberá utilizar el espectro de diseño para el amortiguamiento de la estructura con base rígida (ζ_e) reducido por Q' y R' de acuerdo con 3.2 y 3.3; para $T \geq 0.8\tilde{T}_e$ se deberán multiplicar las ordenadas de dicho espectro por el factor \tilde{V}_{01}/V_{01} correspondiente a la dirección de análisis. El uso de espectros segmentados queda limitado a estructuras para las cuales los modos fundamentales de vibrar correspondan a modos de traslación horizontal.

Comentario:

Una manera alternativa para introducir las modificaciones producidas por los efectos inerciales es el uso de espectros de diseño modificados (figura C9.3.1). Dado que las modificaciones consideradas en esta Norma están asociadas con el cambio en el cortante basal del primer modo debido a los efectos inerciales, y este cambio es igual a la relación entre las ordenadas espectrales de diseño, es posible introducir los efectos afectando el espectro de diseño con base rígida, multiplicando la ordenada espectral correspondiente al modo fundamental por el factor \tilde{V}_{01}/V_{01} . Siendo que el análisis modal espectral solamente utiliza valores puntuales del espectro correspondientes a cada uno de los modos de vibrar de la estructura, modificar valores del espectro correspondientes a periodos mayores al del modo fundamental no tendrá ningún efecto. Sin embargo, los modos superiores no deben ser modificados, por lo que las ordenadas espectrales correspondientes a estos modos deben ser las del espectro con los parámetros de base rígida. De esta manera, si se multiplican exclusivamente las ordenadas espectrales para el intervalo de periodos $T \geq 0.8\tilde{T}_e$ por el valor del factor \tilde{V}_{01}/V_{01} , se estarán considerando los efectos inerciales solamente en el modo fundamental.

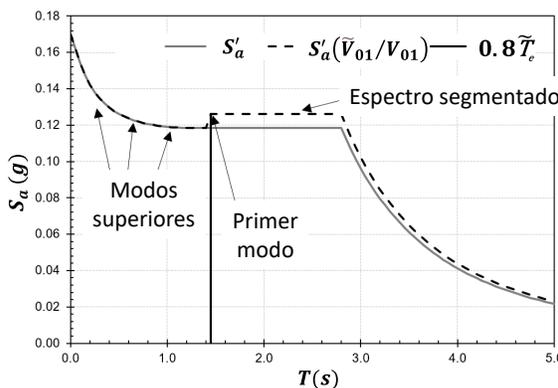


Figura C9.3.1 Espectro de diseño segmentado para introducir las modificaciones por efectos inerciales en el modo fundamental de vibrar

9.3.2.2 Análisis estático

Cuando se aplique el análisis estático del capítulo 6, la fuerza cortante basal en la dirección de análisis se corregirá por efectos de interacción con la expresión:

$$\tilde{V}_0 = S'_a W_0 - (S'_a - \tilde{S}'_a) W_e \quad (9.3.4)$$

donde W_0 es el peso total de la estructura al nivel del desplante, incluyendo cargas muertas y vivas, W_e es el peso efectivo del modo fundamental de vibrar de la estructura, que puede tomarse igual a $0.7W_0$ cuando el método estático sea aplicable, excepto para estructuras de un solo nivel, en que será igual a W_0 .

Las fuerzas laterales, momentos torsionantes y momentos de volteo calculados para la estructura con base rígida se multiplicarán por el factor \tilde{V}_0/V_0 a fin de incluir los efectos de interacción suelo-estructura, donde $V_0 = S'_a W_0$ es la fuerza cortante basal de la estructura con base rígida. El valor de este factor no se tomará menor que 0.75, ni mayor que 1.25.

Comentario:

Si se usa el análisis estático, el cortante basal modificado por interacción está dado por la ecuación 9.3.4. El término $S'_a W_0$ corresponde al cortante basal de la estructura con base rígida. La contribución de los modos superiores de vibrar queda considerada implícitamente al emplear el peso total de la estructura W_0 (en lugar de su peso efectivo W_e). El término $(S'_a - \tilde{S}'_a) W_e$ representa los efectos de interacción suelo-estructura en el cortante basal, asociados exclusivamente al modo fundamental de vibrar. El signo de este término puede ser negativo, con lo que en lugar de una reducción se establecerá un incremento del cortante basal. Al igual que para el análisis modal, la máxima reducción permisible del cortante basal por efecto de interacción suelo-estructura se ha limitado a 25 por ciento del valor calculado para la condición de base rígida. También, se ha restringido el incremento posible del cortante basal por interacción a 25 por ciento.

9.3.3 Desplazamiento lateral modificado

9.3.3.1 Análisis dinámico modal espectral

Cuando se utilice el análisis dinámico modal espectral de 7.2 para la revisión de las distorsiones de entrepiso, los desplazamientos laterales de la estructura correspondientes al modo fundamental deberán ser calculados como:

$$\tilde{X}_{i1} = \frac{\tilde{V}_{01}}{V_{01}} X_{i1} \quad (9.3.5)$$

donde X_{i1} es el desplazamiento del i -ésimo nivel, calculado usando el modo fundamental de vibrar de la estructura con base rígida en la dirección de análisis, con el espectro de diseño sin modificar por interacción suelo-estructura.

Las distorsiones calculadas con los desplazamientos obtenidos con la ecuación 9.3.5 deberán superponerse con aquellas establecidas con el espectro de diseño sin modificar por interacción suelo-estructura para los modos superiores de vibrar de la estructura sobre base rígida. Las distorsiones así calculadas deben revisarse de acuerdo con lo indicado en 1.7.

Cuando se utilice el espectro de diseño modificado descrito en 9.3.2.1 para llevar a cabo el análisis dinámico modal espectral, los desplazamientos que se estiman ya consideran la contribución del modo fundamental modificado por efectos de interacción y de los modos superiores sin modificar por este efecto. Debido a ello, las distorsiones obtenidas directamente con este análisis deberán usarse para la revisión de distorsiones de acuerdo con lo indicado en 1.7.

Comentario:

Los desplazamientos asociados exclusivamente con la deformación de la estructura son directamente proporcionales a la magnitud de las fuerzas en la misma y la rigidez lateral del sistema estructural. Dado que la rigidez lateral del sistema estructural no se modifica por los efectos inerciales, la modificación de las deformaciones laterales de la estructura es directamente proporcional a la modificación de las fuerzas, dada por el factor \tilde{V}_{01}/V_{01} . Cuando se utilice el espectro segmentado descrito en 9.3.2.1, las modificaciones en las fuerzas introducidas por los efectos inerciales estarán consideradas directamente en el análisis por lo que los desplazamientos calculados corresponderán a los desplazamientos asociados a la deformación del sistema estructural modificados por efectos inerciales.

Para el cálculo de los efectos de segundo orden y la separación con edificios colindantes, los desplazamientos laterales totales del sistema \tilde{X}_{Tn} correspondientes al modo fundamental de vibrar deberán considerar las contribuciones del corrimiento y cabeceo de la cimentación:

$$\tilde{X}_{mi} = R' \frac{\tilde{V}_{01}}{V_{01}} \left[X_{i1} Q + \frac{V_{01}}{K_h} + (h_i + D) \frac{M_{01}}{K_c} \right] \quad (9.3.6)$$

donde V_{01} y M_{01} son la fuerza cortante y el momento de volteo en la base, respectivamente, correspondientes al modo fundamental de vibrar en la dirección de análisis sin modificar por efectos de interacción suelo-estructura; X_{i1} es el desplazamiento del i -ésimo nivel calculado para el modo fundamental en la dirección de análisis sin considerar la interacción suelo-estructura, K_h y K_c son la rigidez de traslación y de cabeceo de la cimentación, respectivamente (se definen como la fuerza y el momento necesarios para producir un desplazamiento horizontal y una rotación unitarios de la cimentación, respectivamente, calculados conforme a 9.3.5), D es la profundidad de desplante, h_i es la altura del i -ésimo nivel, medida a partir del nivel del terreno, Q es el factor de comportamiento sísmico, y R' se establece con 3.3 para el periodo efectivo de la estructura determinado con la ecuación 9.3.8.

Cuando se utilice el espectro de diseño modificado descrito en 9.3.2.1, los desplazamientos laterales totales correspondientes al modo fundamental de vibrar modificado por efectos de interacción suelo-estructura se calcularán como:

$$\tilde{X}_{mi} = R' \left[X_{i1} Q + \frac{V_{01}}{K_h} + (h_i + D) \frac{M_{01}}{K_c} \right] \quad (9.3.7)$$

donde X_{i1} , V_{01} y M_{01} son el desplazamiento del i -ésimo nivel, el cortante basal y el momento de volteo basal, respectivamente, establecidos directamente con el análisis dinámico modal espectral, que en este caso ya considera para el modo fundamental de vibrar en la dirección de análisis la interacción suelo-estructura.

Independientemente de si se usa la ecuación 9.3.6 o 9.3.7 para establecer la contribución del modo fundamental de vibrar en la dirección de análisis, la contribución de los modos superiores a los desplazamientos laterales se considerará como en el caso de estructuras con base fija.

Comentario:

Los desplazamientos laterales relativos al terreno modificados por interacción se estiman con la ecuación 9.3.5. Los desplazamientos totales correspondientes al modo fundamental de vibrar en la dirección de interés se estiman con la ecuación 9.3.6 o la 9.3.7. El primer término en estas ecuaciones se refiere a la deformación de la estructura; y el segundo y tercer términos, al corrimiento y cabeceo de la cimentación, respectivamente. El desplazamiento del i -ésimo nivel (X_{i1}), el cortante basal (V_0), y el momento de volteo (M_0), corresponden a la respuesta de la estructura con base rígida. Estas respuestas se multiplican por el factor \tilde{V}_{01}/V_{01} para tomar en cuenta la interacción inercial suelo-estructura. La ecuación supone que el corrimiento y cabeceo de la cimentación se producen en su base. Es por ello por lo que la altura del i -ésimo nivel, considerada en la contribución al desplazamiento del cabeceo de la cimentación, está incrementada por la profundidad de desplante del cimientamiento. Esta profundidad de desplante corresponde a la del cajón de cimentación o a la de la zapata de cimentación. Para el caso de cimentaciones resueltas con base en pilotes de fricción, la profundidad de desplante debe tomarse desde el desplante de la losa de cimentación a la cuál esté ligada la parte superior de los pilotes (cabeza del pilote). Para el caso en que se utilice el espectro segmentado de 9.3.2.1, el cortante basal, el momento de volteo y los desplazamientos asociados con la deformación de la estructura obtenidos del análisis incluirán las modificaciones producidas por los efectos inerciales, por lo que ya no será necesario multiplicarlos por el valor del factor \tilde{V}_{01}/V_{01} .

9.3.3.2 Análisis estático

En el caso que se aplique el análisis estático del capítulo 6, los desplazamientos totales que considera la contribución de todos los modos de vibrar se calcularán con la ecuación 9.3.6, utilizando los valores \tilde{V}_0 , V_0 , M_0 , X_i calculados con el análisis estático para la dirección de interés en lugar de los correspondientes al modo fundamental de vibrar \tilde{V}_{01} , V_{01} , M_{01} , X_{i1} .

9.3.4 Periodo y amortiguamiento efectivos

En la dirección de análisis, el periodo fundamental de vibrar efectivo del sistema suelo-estructura se determinará como sigue:

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_h^2 + T_c^2} \quad (9.3.8)$$

donde T_h es el periodo natural de la estructura asociado con su traslación horizontal como cuerpo rígido:

$$T_h = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_h}} \quad (9.3.9)$$

y T_c es el periodo natural de la estructura asociado con su cabeceo como cuerpo rígido:

$$T_c = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e(H_e+D)^2}{K_c}} \quad (9.3.10)$$

donde H_e es la altura efectiva del sistema estructural, que se tomará como 0.7 de la altura total sobre el desplante, excepto para estructuras de un solo nivel, en que será igual a la altura total sobre el desplante.

Comentario:

El periodo efectivo del sistema suelo-estructura es mayor que el correspondiente a la estructura con base rígida debido a la flexibilidad del suelo. Con rigor, el periodo fundamental de vibrar del sistema debe calcularse mediante iteraciones porque las rigideces K_h y K_c , que modelan la rigidez del suelo, deben evaluarse para una excitación de frecuencia $\omega = 2\pi/\tilde{T}_e$.

En la dirección de análisis, el amortiguamiento efectivo $\tilde{\zeta}_e$ para el modo fundamental de vibrar del sistema suelo-estructura elástico se determinará con la expresión:

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left(\frac{T_e}{\tilde{T}_e}\right)^3 + \frac{\zeta_h}{1+2\zeta_h^2} \left(\frac{T_h}{\tilde{T}_e}\right)^2 + \frac{\zeta_c}{1+2\zeta_c^2} \left(\frac{T_c}{\tilde{T}_e}\right)^2 \quad (9.3.11)$$

donde ζ_e es el coeficiente de amortiguamiento crítico de la estructura con base rígida, ζ_h es el coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de traslación horizontal:

$$\zeta_h = \frac{\pi C_h}{\tilde{T}_e K_h} \quad (9.3.12)$$

y ζ_c es el coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de cabeceo

$$\zeta_c = \frac{\pi C_c}{\tilde{T}_e K_c} \quad (9.3.13)$$

y C_h y C_c son la fuerza y momento necesarios para producir velocidades unitarias de la cimentación en traslación horizontal y cabeceo, respectivamente. En ningún caso se tomará un amortiguamiento efectivo mayor que 0.10 para el caso de un sistema estructural convencional. En caso de que el sistema estructural tenga disipadores de energía o este aislado sísmicamente, el amortiguamiento efectivo usado para el sistema estructural debe considerar las contribuciones de los dispositivos de control.

Comentario:

La modificación del amortiguamiento resulta de la capacidad que tiene el suelo para disipar energía por comportamiento histerético (amortiguamiento del material), la radiación de ondas (amortiguamiento geométrico), y la difracción de las ondas incidentes por la cimentación. Dado que el cabeceo de la cimentación puede incrementar la respuesta relativa del edificio y, por consiguiente, reducir el amortiguamiento aparente, es posible que el amortiguamiento del conjunto suelo-estructura sea menor que el correspondiente a la estructura con base rígida. Este efecto suele ser importante en estructuras esbeltas, que son las más sensibles al cabeceo de la cimentación. Aun cuando numéricamente se pueden establecer amortiguamientos para el sistema con base flexible mayores al 10 por ciento, no existe suficiente evidencia experimental que sustente dichos valores. El valor límite de 10 por ciento se define de tal forma que el factor \tilde{V}_{01}/V_{01} sea igual a 0.75 si se considera que la modificación del cortante basal se debe solamente al incremento de amortiguamiento.

9.3.5 Rigideces dinámicas y coeficientes de amortiguamiento

Las rigideces de los resortes elásticos, K_h y K_c , y los coeficientes de los amortiguadores viscosos, C_h y C_c , se obtendrán de la tabla 9.3.1 para la frecuencia angular efectiva del sistema, $\omega = 2\pi/\tilde{T}_e$, considerando círculos equivalentes en área y momento

de inercia de la superficie de desplante de la cimentación. Dado que el periodo efectivo \tilde{T}_e depende de los valores de las rigideces de los resortes elásticos, es necesario realizar un proceso iterativo, utilizando como valor inicial el periodo fundamental de vibrar de la estructura con base rígida (T_e). Para los modos de traslación (\mathbf{h}), vertical (\mathbf{v}) y cabeceo (\mathbf{c}), los radios de dichos círculos están dados por:

$$R_h = R_v = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad (9.3.14)$$

$$R_c = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}} \quad (9.3.15)$$

donde A es el área de la superficie neta de la cimentación, e I es el momento de inercia de la superficie neta de la cimentación con respecto a su eje centroidal de cabeceo, perpendicular a la dirección de análisis

Comentario:

El uso de resortes y amortiguadores para considerar la rigidez dinámica del sistema suelo-cimentación es conveniente para representar el comportamiento de un medio continuo (el suelo) en modelos discretos que consideran elementos de tamaño finito (como los que se utilizan comúnmente en la práctica profesional). Es importante enfatizar que la aproximación que se obtiene al utilizar resortes y amortiguadores para representar el suelo depende de la manera en que se determinen sus constantes. Para el caso de la respuesta dinámica, es importante considerar la masa y la rigidez del suelo, así como los posibles mecanismos de disipación de energía del medio en el cálculo de las constantes de rigidez y amortiguamiento.

Para una cimentación rígida, carente de masa y excitada armónicamente, puede definirse la rigidez dinámica del sistema suelo-cimentación como la relación, en estado estacionario, de la fuerza (momento) excitadora y el desplazamiento (rotación) resultante en la dirección de la fuerza. Las expresiones para estimarla son de tipo complejo y dependientes de la frecuencia de excitación. Sus valores corresponden a las propiedades físicas de los resortes y amortiguadores equivalentes de la cimentación.

La rigidez dinámica del suelo queda restringida a modelos elástico-lineales. Una manera práctica de considerar aproximadamente el comportamiento no lineal del suelo consiste en estimar rigideces y amortiguamientos que sean compatibles con las deformaciones causadas por el movimiento de campo libre. Las no linealidades adicionales debidas a las deformaciones producidas por el movimiento de la estructura pueden despreciarse, ya que para temblores intensos la mayor parte del comportamiento inelástico del suelo se debe a la excitación sísmica y no a la interacción suelo-estructura (Roesset & Scaletti, 1979).

La tabla 9.3.1 resume las ecuaciones para calcular las constantes de los resortes y amortiguadores equivalentes de cimentaciones someras o con pilotes, para diferentes modos de vibrar. Las ecuaciones tienen una forma general única, tanto para cimentaciones someras como para cimentaciones con pilotes. En ellas, el modo de comportamiento de referencia se caracteriza por el subíndice \mathbf{m} . De esta manera, cuando se hace referencia al modo horizontal se considera $\mathbf{m} = \mathbf{h}$; $\mathbf{m} = \mathbf{v}$ para el modo vertical; y para el modo de cabeceo $\mathbf{m} = \mathbf{c}$. Dichas ecuaciones están basadas en los resultados reportados por Gazetas (1991) y Sieffert y Cevaer (1992). En ellas se han despreciado las condiciones de contacto entre el suelo y las paredes de la cimentación (por ejemplo, la separación de las paredes en el caso de cajones, o el remodelo del suelo durante el hincado de pilotes). Los valores de amortiguamiento establecidos conforme a la tabla presentan saltos alrededor de las frecuencias resonantes del estrato, lo que refleja el efecto de las frecuencias críticas en el amortiguamiento por radiación.

Dado que las expresiones incluidas en la tabla 9.3.1 han sido calculadas para cimentaciones circulares, las cimentaciones someras con forma no circular en planta deben ser representadas mediante una dimensión característica correspondiente a los radios de un círculo equivalente (ecuaciones 9.3.14 y 9.3.15). La equivalencia depende del modo de vibrar bajo consideración. Para los modos de vibrar horizontal y vertical (\mathbf{h} y \mathbf{v}) se utiliza el radio de un círculo equivalente con área igual a la de la superficie en planta de la cimentación (ecuación 9.3.14). Para el modo de cabeceo (\mathbf{c}) se debe utilizar el radio de un círculo equivalente en términos de momento de inercia (ecuación 9.3.15).

Cuando la formación de suelo que sobreyace a los depósitos profundos corresponda a un medio estratificado, se deberá representar mediante un estrato homogéneo con espesor H_s y valores de G_s , γ_s , ν_s y ζ_s tales que reproduzca el comportamiento dinámico de la formación estratificada. El espesor H_s debe tomarse hasta los depósitos profundos. Para los valores de γ_s , ν_s y ζ_s , se podrán utilizar promedios ponderados de los estratos correspondientes. Para determinar el valor de G_s serán aceptables cualquiera de los dos procedimientos siguientes:

- 1) Utilizar el promedio ponderado de los valores de G_s de cada uno de los estratos.
- 2) Determinar G_s con la expresión:

$$G_s = \frac{16\gamma_s}{g} \left(\frac{H_s}{T_s} \right)^2 \quad (9.3.16)$$

donde γ_s es el promedio ponderado de los pesos volumétricos de los estratos que conforman el medio, T_s es el periodo fundamental del sitio definido conforme a lo estipulado en el [apéndice A](#), y g es la constante de la aceleración de la gravedad.

Los valores de las propiedades del suelo deberán ser congruentes con el comportamiento dinámico (propiedades dinámicas) establecido con los procedimientos indicados en 2.3 y 2.4 de la NTC-Cimentaciones.

Comentario:

Los suelos de las Zonas B y C de la Ciudad de México corresponden principalmente a arcillas saturadas. Las arcillas saturadas tienen comportamientos mecánicos muy diferentes ante condiciones de carga estática a largo plazo y dinámica de corta duración. Dado que las cargas que se considera se producirán durante los eventos sísmicos corresponden a cargas dinámicas de corta duración, es necesario hacer una caracterización del comportamiento de las arcillas bajo estas condiciones, por lo que utilizar las propiedades mecánicas definidas para el comportamiento ante cargas estáticas permanentes es inadecuado.

Las expresiones incluidas en la [tabla 9.3.1](#) están basadas en la respuesta de cimentaciones desplantadas en un suelo homogéneo deformable que sobreyace a una base infinitamente rígida. Para el caso en que el depósito de suelo deformable corresponda a una serie de estratos con distintas características, será necesaria su representación por medio de un estrato homogéneo equivalente. Existen diversas maneras de proponer estratos homogéneos equivalentes a un medio estratificado. Para el caso del cálculo de las rigideces dinámicas, la equivalencia debe darse respecto al comportamiento dinámico del medio. En esta Norma se incluyen dos alternativas. La primera corresponde al uso de un promedio pesado o ponderado del módulo de rigidez al corte de cada uno de los estratos, que se calcula mediante la suma del producto del módulo de rigidez al corte de cada estrato por su espesor dividida entre el espesor total del medio estratificado. Como segunda alternativa, se propone utilizar la [ecuación 9.3.16](#), la cual corresponde al valor del módulo de rigidez al corte necesario para que el medio homogéneo equivalente tenga el mismo periodo fundamental de vibrar que el medio estratificado.

Para el cálculo de los resortes y amortiguadores del sistema suelo-cimentación, se podrán emplear métodos alternos basados en principios establecidos de dinámica de cimentaciones o programas de cómputo especializados, siempre y cuando se demuestre, a satisfacción del Instituto, la pertinencia del modelo adoptado.

El periodo y amortiguamiento efectivos \tilde{T}_e y $\tilde{\xi}_e$ del sistema suelo-estructura se obtienen de forma iterativa, ya que los valores de K_h y K_c así como de C_h y C_c , cambian con la frecuencia.

Tratándose de estructuras suficientemente rígidas y resistentes, cimentadas sobre zapatas corridas con dimensión corta en la dirección que se analiza, o sobre zapatas aisladas, las rigideces y amortiguamientos de la cimentación se determinarán sumando las contribuciones de las zapatas individuales, mediante las siguientes fórmulas:

$$K_h = \sum K_{hi} \quad (9.3.17)$$

$$K_c = \sum x_i^2 K_{vi} \quad (9.3.18)$$

$$C_h = \sum C_{hi} \quad (9.3.19)$$

$$C_c = \sum x_i^2 C_{vi} \quad (9.3.20)$$

en las que el índice i denota valores correspondientes a la i -ésima zapata; los parámetros K_{vi} y C_{vi} representan la rigidez y el amortiguamiento de la zapata en traslación vertical, respectivamente, y x_i es la distancia en la dirección de análisis entre el centroide de la zapata y el eje centroidal de la planta de cimentación. Las rigideces y amortiguamientos de las zapatas individuales se obtendrán usando el valor de los radios equivalentes que corresponda a la zapata en cuestión.

Comentario:

Para calcular la rigidez global de la cimentación de sistemas suficientemente rígidos cimentadas sobre zapatas corridas con dimensión corta en la dirección que se analiza, o sobre zapatas aisladas, se representa a cada elemento como un resorte independiente. La rigidez de todo el conjunto se calcula considerando el trabajo en paralelo de cada uno de los resortes independientes. De esta manera, la rigidez y el amortiguamiento en la dirección horizontal (ecuaciones 9.3.17 y 9.3.19) se calcula como la suma de los coeficientes de rigidez o amortiguamiento de cada uno de los elementos individuales. Para la rigidez de cabeceo, definida como la relación entre el momento de volteo en todo el sistema y la rotación global referida al centroide del conjunto de resortes, se debe considerar la contribución al momento total de cada uno de los resortes verticales individuales. En la figura C9.3.2 se muestra un grupo de cuatro zapatas aisladas trabajando como un conjunto. La distancia entre el *i*-ésimo elemento y el centroide del arreglo se identifica por x_i . Suponiendo un giro unitario del conjunto, y considerando la teoría de las pequeñas deformaciones, la deformación vertical del elemento *i*-ésimo será x_i y la fuerza vertical (F_i) desarrollada por el *i*-ésimo resorte será $F_i = x_i K_{vi}$. De esta manera, la contribución del *i*-ésimo elemento al momento total estará dado por $M_i = F_i x_i = x_i^2 K_{vi}$

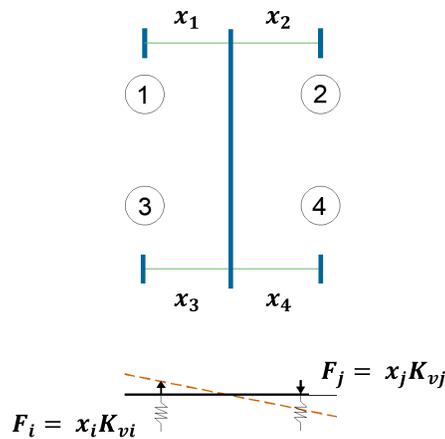


Figura C9.3.2 Representación gráfica de la rigidez rotacional de un conjunto de resortes verticales trabajando en paralelo

En el caso de cimentaciones sobre pilotes o pilas de fricción, su influencia en las rigideces y amortiguamientos de la cimentación se considerará evaluando las rigideces K_{hi} y K_{vi} y los amortiguamientos C_{hi} y C_{vi} de los pilotes individuales, y combinando estos parámetros con criterios similares a los especificados para el caso de zapatas. En cimentaciones mixtas se sumará la contribución de la losa o del cajón cimentación, a menos que por las condiciones específicas del sistema suelo-cimentación, se demuestre a satisfacción del Instituto que no se puede considerar la contribución de alguno de los sistemas. Será permisible tener en cuenta el efecto de grupos de pilotes usando factores de interacción dinámica.

Comentario:

Cuando se tienen sistemas de cimentación mixtos, resueltos con un conjunto de pilotes de fricción subyacentes a un cajón de cimentación, la rigidez total del sistema se considera como la suma de las rigideces de cada uno de los subsistemas (cajón y pilotes), de la misma forma en que se considera para el cálculo de los asentamientos producidos por cargas verticales. El fenómeno de subsidencia al que está sometido el subsuelo de la Ciudad de México puede modificar esta condición. En aquellos casos en que, por las condiciones de diseño del sistema de cimentación, se espere que la losa de fondo del cajón de cimentación pierda de manera fehaciente el contacto con el suelo, se considerará exclusivamente la contribución del conjunto de pilotes. La mayor contribución a la rigidez de un cajón de cimentación está dada por la transferencia de esfuerzos entre la losa fondo y el suelo, por lo que la pérdida de contacto entre ambos elementos se traducirá en una reducción de la rigidez tal que debe considerarse nula.

Para estructuras cimentadas sobre pilotes o pilas de punta desplantados en los depósitos profundos se utilizarán los valores de K_h y C_h calculados con las expresiones para pilotes o pilas de fricción, utilizando las propiedades del suelo del estrato en contacto con el fuste. En la Zona B se supondrá K_c infinita. Cuando se empleen pilotes o pilas de punta en estructuras ubicadas en la Zona C, su influencia en el valor de K_c se considerará usando la ecuación 9.3.21, en la que K_{vi} es la rigidez axial del *i*-ésimo pilote calculada como si su punta no se desplazara verticalmente. En ambos casos, se considerará un valor $C_c = 0$.

$$K_c = \frac{1}{\frac{1}{43G_s R_c^3} + \sum x_i^2 K_{vi}} \quad (9.3.21)$$

donde G_s es el módulo de rigidez medio del suelo del estrato en contacto con el fuste y R_c el radio de giro del cajón o losa de cimentación que una a todos los pilotes, que se calcula con la [ecuación 9.3.15](#).

Comentario:

Las expresiones para el cálculo de la rigidez vertical de cimentaciones profundas incluidas en la [tabla 9.3.1](#) han sido determinadas para pilotes en los cuales el mayor porcentaje de transferencia de carga hacia el suelo se produce en el fuste (pilotes de fricción). Cuando se tienen pilotes en los cuales el mayor porcentaje de carga se transmite por la punta, la rigidez vertical de cada elemento, y por lo tanto la rigidez de cabeceo del conjunto es diferente a la calculada para pilotes de fricción. En la Zona B, los pilotes de punta suelen descansar directamente sobre los depósitos profundos, por lo que la rigidez vertical del pilote depende casi exclusivamente de su deformación estructural axial. La rigidez estructural axial es lo suficientemente grande, para considerar que la rigidez rotacional del conjunto tiende a ser infinitamente grande en casi la totalidad de los casos. Una excepción son las estructuras con relaciones de esbeltez grandes, en las cuales la combinación de la magnitud del momento de volteo con los valores reducidos de brazo de palanca de los pilotes, puede generar que la hipótesis de rigidez rotacional infinita no sea adecuada. En la Zona C la baja rigidez de las arcillas produce que la rigidez vertical de los pilotes ya no pueda considerarse como infinita. La [ecuación 9.3.21](#) considera a un sistema de resortes trabajando en serie. Los resultados obtenidos con esta expresión son razonablemente consistentes con aquellos resultados obtenidos de métodos más rigurosos. Para el caso de la rigidez horizontal, el mayor porcentaje de deformación lateral del pilote se concentra en la porción superior del mismo, por lo que los valores son casi independientes de la condición de apoyo de la punta, y pueden utilizarse las expresiones para pilotes de fricción en el cálculo de la rigidez de los pilotes de punta. Los pilotes de punta disipan muy poca energía, por lo que de manera conservadora se considera que estos sistemas no tienen ninguna capacidad de disipar energía en su modo vertical.

Para el caso en que los pilotes o pilas de punta estén desplantados sobre la primera capa dura, se deberán utilizar modelos que consideren la deformabilidad de la serie arcillosa inferior en el cálculo de la rigidez vertical. Los valores de K_h , C_h y C_c se considerarán de la misma forma que para el caso de pilotes o pilas de punta desplantados en los depósitos profundos.

Comentario:

Cuando los pilotes de punta están desplantados sobre la capa dura, el desplazamiento vertical, y por lo tanto su rigidez, están condicionados por las deformaciones que se producen en el suelo por debajo de la capa dura (serie arcillosa inferior). La rigidez de estos elementos será menor que la calculada para el caso en que los pilotes de punta se encuentran desplantados en los depósitos profundos, por lo que las deformaciones adicionales producidas en la serie arcillosa inferior deben ser consideradas.

Tabla 9.3.1 Rigideces y amortiguamientos de cimentaciones someras o con pilotes o pilas de fricción

Cimentaciones someras			
$K_m = K_m^0 (k_m - 2\zeta_s \eta_m c_m)$ y $C_m = K_m^0 (\eta_m c_m + 2\zeta_s k_m) / \omega$; donde $m = h, v, c$ $\omega = \text{frecuencia de interés} = 2\pi / \tilde{T}_e$			
Parámetros de frecuencia = $\begin{cases} \eta_m = \omega R_m \sqrt{\gamma_s / g G_s} \\ \eta_s = \pi R_h / 2H_s \\ \eta_{pv} = [2(1-\nu_s) / (1-2\nu_s)]^{1/2} (\pi R_v / 2H_s) \\ \eta_{pc} = [2(1-\nu_s) / (1-2\nu_s)]^{1/2} (\pi R_c / 2H_s) \end{cases}$			
Modo de vibrar	Rigidez estática	Coeficiente de rigidez	Coeficiente de amortiguamiento
Horizontal	$K_h^0 = \frac{8G_s R_h}{2-\nu_s} \left(1 + \frac{R_h}{2H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{3R_h}\right) \times \left(1 + \frac{5D}{4H_s}\right)$	$k_h = 1.0$	$c_h = \frac{0.65 \zeta_s \eta_{hs}}{1 - (1 - 2\zeta_s) \eta_{hs}^2}; \quad \text{si } \eta_{hs} = \eta_h / \eta_s \leq 1$ $c_h = 0.576; \quad \text{si } \eta_{hs} = \eta_h / \eta_s > 1$
Vertical	$K_v^0 = \frac{4G_s R_v}{1-\nu_s} \left(1 + 1.28 \frac{R_v}{H_s}\right) \left(1 + \frac{D}{2R_v}\right) \times \left[1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v}\right) \frac{D/H_s}{1-D/H_s}\right]$	$k_v = 1.0$	$c_v = 0; \quad \text{si } \eta_v < \eta_{pv}$ $c_v = 0.85 \frac{1 + 1.85(1-\nu_s)D/R_v}{1 + 0.5D/R_v}; \quad \text{si } \eta_v \geq \eta_{pv}$
Cabeceo	$K_c^0 = \frac{8G_s R_c^3}{3(1-\nu_s)} \left(1 + \frac{R_c}{6H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_c}\right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s}\right)$	$k_c = 1 - 0.2\eta_c; \quad \text{si } \eta_c \leq 2.5$ $k_c = 0.5; \quad \text{si } \eta_c > 2.5, \nu_s \leq 1/3$ $k_c = 1 - 0.2\eta_c; \quad \text{si } \eta_c > 2.5, \nu_s \geq 0.45$ <p style="text-align: center;">Interpolarse linealmente para $1/3 < \nu_s < 0.45$</p>	$c_c = \frac{0.5 \zeta_s \eta_{pc}}{1 - (1 - 2\zeta_s) \eta_{pc}^2}; \quad \text{si } \eta_{pc} = \eta_c / \eta_{pc} \leq 1$ $c_c = \frac{0.3 \eta_c^2}{1 + \eta_c^2}; \quad \text{si } \eta_{pc} = \eta_c / \eta_{pc} > 1$

Tabla 9.3.1 Rigideces y amortiguamientos de cimentaciones someras o con pilotes o pilas de fricción (Continuación)

Cimentaciones con pilotes			
$K_m = K_m^0 k_m$ y $C_m = 2K_m^0 c_m / \omega$; donde $m = h, v$ $\omega = \text{frecuencia de interés} = 2\pi / \tilde{T}_c$		$\text{Parámetros de frecuencia} = \begin{cases} \eta = \omega d \sqrt{\gamma_s / g G_s} \\ \eta_s = \pi d / 2H_s \\ \eta_{pv} = 3.4\eta_s / [\pi(1-\nu_s)] \end{cases}$	
Modo de vibrar	Rigidez estática	Coeficiente de rigidez	Coeficiente de amortiguamiento
Horizontal	$K_h^0 = dE_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.21}$	$k_h = 1.0$	$c_h = 0.8\zeta_s$ si $\eta \leq \eta_s$ $c_h = 0.8\zeta_s + 0.175(E_p/E_s)^{0.17} \eta$ si $\eta > \eta_s$
Vertical	$K_v^0 = 1.9E_s \left(\frac{L}{d}\right)^{0.67}$	$k_v = 1$; si $L/d < 15$ $k_v = 1 + \sqrt{\eta}$; si $L/d \geq 50$ interpolar linealmente para $15 \leq L/d < 50$	$c_v = \zeta_s$; si $\eta \leq \eta_{pv}$ $c_v = \frac{0.413}{1+\nu_s} \left(\frac{L}{d}\right)^{0.33} (1 - e^{-(E_p/E_s)(L/d)^{-2}}) \eta^{0.8}$; si $\eta \geq 1.5\eta_{pv}$ interpolar linealmente para $\eta_{pv} < \eta \leq 1.5\eta_{pv}$

Comentario:

Las ecuaciones de la [tabla 9.3.1](#) que corresponden a cimentaciones someras consideran que las deformaciones propias del sistema estructural de la cimentación son lo suficientemente pequeñas para ser despreciadas. Esta es una situación común para zapatas y cajones de cimentación. El segundo conjunto de ecuaciones considera el efecto de las deformaciones propias del sistema estructural de la cimentación. Esta situación suele ser importante en cimentaciones profundas (pilas o pilotes) debido a su flexibilidad lateral. En la [tabla d](#) denota el diámetro del pilote y, si este es de sección cuadrada, denota el diámetro equivalente; y **L** la longitud del pilote medida desde su unión con la losa, cajón o zapata (cabeza) hasta el nivel de desplante de la punta.

Durante el análisis de efectos de interacción inerciales suelo-estructura, suelen expresarse los resultados en función de la frecuencia de análisis normalizada respecto al tamaño característico de la cimentación y la velocidad de la propagación de ondas. En la [tabla 9.3.1](#) la frecuencia normalizada se denota por la letra η . Para cimentaciones superficiales, la normalización puede hacerse respecto al radio equivalente en términos de área o momento de inercia. Por esta razón, en la [tabla 9.3.1](#) la frecuencia normalizada se define como η_m , en donde para los modos horizontal y vertical ($m = h$ y $m = v$), la frecuencia se normaliza con el radio equivalente en términos de área. Para el modo de cabeceo ($m = c$), la frecuencia se normaliza con el radio equivalente en términos de momento de inercia. En el caso de pilotes, la frecuencia de análisis debe normalizarse con su diámetro.

Un fenómeno importante que frecuentemente es ignorado por el/la Proyectista es que el amortiguamiento por radiación no es activado por debajo de ciertas frecuencias críticas de los depósitos de suelo (Meek y Wolf, 1991). En particular, para frecuencias menores que la primera frecuencia resonante del estrato, los valores de amortiguamiento son muy bajos y corresponden exclusivamente al comportamiento histerético del suelo (el amortiguamiento por radiación es prácticamente nulo para este intervalo de frecuencias). Las frecuencias críticas de un estrato uniforme quedan definidas por sus frecuencias fundamentales de vibrar transversal (η_s) y vertical (η_{pv}), según se trate de oscilaciones de la cimentación en traslación horizontal o cabeceo, respectivamente. Esto se debe a que las oscilaciones de traslación horizontal generan principalmente ondas S, mientras que las de cabeceo originan ondas P.

Se dispone de pocas soluciones confiables que permitan evaluar con sencillez las rigideces y amortiguamientos de pilotes individuales. En la *tabla 9.3.1* se consignan ecuaciones para pilotes de fricción, las cuales son aplicables a pilotes flexibles en que $L_p > L_c$, siendo L_p la longitud del pilote; y $L_c = 2d(E_p/E_s)^{0.25}$, su longitud activa (la longitud a lo largo de la cual el pilote transmite carga lateral al suelo).

En un arreglo de pilotes conectados a una losa rígida es recomendable tener en cuenta el efecto de grupo debido a la interacción que se da entre pilotes a través del suelo. En la mayoría de los casos el efecto de grupo reduce la rigidez del grupo de pilotes y estas reducciones pueden ser importantes (Dobry & Gazetas, 1988). Sin embargo, existen condiciones para las cuales el efecto de grupo puede incrementar la rigidez del grupo de pilotes (Dobry & Gazetas, 1988). En el caso que se decida considerar los efectos de grupo, es posible utilizar el procedimiento de superposición propuesto por Dobry y Gazetas (1988) para pilotes de fricción, usando factores de interacción dinámica que reflejen la influencia de un pilote activo sobre otro pasivo, exactamente como se hace con los factores de interacción estática introducidos por Poulos (1968). Esta metodología está incluida en el capítulo de Diseño por Sismo del Manual de Obras Civiles de la CFE (2015).

9.3.6 Método simplificado

Para estructuras con alturas menores que 30 m que exhiban una relación de aspecto H/B igual o menor que 2.5, desplantadas en la Zona B ó C y con periodos fundamentales de vibrar con base rígida T_e menores que el periodo T_a consignado en 3.1.2, para las cuales no se cuente con información suficiente del suelo de soporte, los efectos inerciales podrán ser tomados en cuenta considerando las propiedades equivalentes definidas en la *tabla 9.3.2*. Para estimar la relación de aspecto de la estructura se considera la altura total del edificio sobre el nivel de desplante, H , y la menor dimensión en planta del sistema estructural, B . En ningún caso se podrá utilizar valores de \tilde{T}_e mayores que T_b . Se clasificarán como sistemas flexibles aquellos en los que $T_e/H_e \geq 0.05$.

Tabla 9.3.2 Propiedades equivalentes para el método simplificado

Zona sísmica	Sistema	Periodo equivalente (\tilde{T}_e)	Amortiguamiento equivalente (ζ_e)
B	Cualquiera	$2T_e$	0.05
C	Flexible	$2.5T_e$	0.05
	Rígido	$3T_e$	0.05

Comentario:

Los efectos inerciales de la interacción suelo estructura en estructuras rígidas de pocos niveles en suelos blandos suelen incrementar en casi todos los casos las fuerzas de inercia que se producen. Esto sucede porque en este tipo de estructuras, el alargamiento en el periodo por efectos inerciales es significativo. Generalmente este tipo de estructuras tienen un periodo fundamental de vibrar que se encuentra en la rama ascendente del espectro ($T_e < T_a$), por lo que el alargamiento del periodo siempre se traducirá en ordenadas espectrales mayores. Sin embargo, en este tipo de estructuras pequeñas es común que los estudios de mecánica de suelos no sean lo suficientemente extensos para definir las propiedades mecánicas necesarias para calcular los efectos inerciales. En esta edición de la Norma se introduce un procedimiento simplificado para tomar en cuenta los efectos inerciales. Este procedimiento simplificado se basa en considerar los mayores incrementos de periodo esperados en estructuras con alturas menores que 30 m en distintos tipos de suelo. Para ello se realizó un análisis paramétrico de estructuras con diferentes sistemas estructurales (marcos de concreto, marcos de acero y muros de carga de mampostería) en suelos con un intervalo de rigideces esperadas en los suelos de las Zonas B y C de la Ciudad de México ($65 \text{ m/s} \leq V_s \leq 110 \text{ m/s}$). El alargamiento del periodo depende del contraste de rigideces entre la rigidez lateral de la estructura y la rigidez del suelo. Una medida de la rigidez lateral del sistema es la relación que existe entre el periodo fundamental de vibrar (T_e) y la altura sobre el nivel del terreno de la estructura (H_e), por lo que este parámetro es el que se utiliza para clasificar las estructuras como rígidas o flexibles. En la Zona B, la rigidez del suelo permite que las diferencias en el alargamiento del periodo de los sistemas rígidos y flexibles no sea tan significativa. A medida que el sistema estructural es más rígido, los efectos inerciales serán mayores y por lo tanto el alargamiento del periodo. Debido a que se desean determinar los mayores incrementos del periodo, se consideraron cimentaciones superficiales en todos los casos. Existirán casos en los cuales los incrementos de periodo pudieran llevar el modo fundamental de la estructura a la rama descendente, reduciendo las ordenadas espectrales, por lo que en este método simplificado se limita el incremento de periodo a un valor máximo $\tilde{T}_e = T_b$. Los cambios en la fracción de amortiguamiento crítico del sistema son abruptos, dependiendo de la contribución del amortiguamiento por radiación, por lo que realizar un planteamiento simplificado para su cálculo es muy complicado. De esta manera, y de forma conservadora, se considerará que el sistema no sufre cambios en el amortiguamiento por efectos inerciales, dado que para este tipo de estructuras pequeñas el amortiguamiento del sistema con base flexible tiende a ser mayor siempre que el amortiguamiento sobre base rígida. Los resultados obtenidos con este procedimiento serán conservadores, por lo que la evaluación de los efectos inerciales con el procedimiento definido en las secciones previas siempre resultará en menores incrementos de fuerza.

Para el cálculo de los efectos de segundo orden y la separación con edificios colindantes, el desplazamiento del *i*-ésimo nivel calculado con la ecuación 9.3.5 deberá incrementarse para tomar en cuenta la contribución de los movimientos de cuerpo rígido de la estructura. Con tal fin se le deberá sumar $0.003h_i$ para el caso de estructuras desplantadas en la Zona B, $0.004h_i$ para sistemas flexibles desplantados en la Zona C, y $0.006h_i$ para sistemas rígidos desplantados en la Zona C.

Comentario:

Además del incremento en el periodo, los efectos inerciales producen la aparición de movimientos de cuerpo rígido. De manera conservadora, se utilizan los valores recomendados en la edición 2020 de esta Norma para considerar el incremento en los desplazamientos laterales producido por el cabeceo de la cimentación. De manera similar al alargamiento del periodo, los efectos inerciales en el cabeceo del sistema son mayores para estructuras rígidas.

9.3.7 Análisis dinámico modal espectral con modelos explícitos de la flexibilidad de la base

Se podrán tomar en cuenta los efectos de inerciales de la interacción dinámica suelo estructura con el método de análisis dinámico modal espectral utilizando modelos de análisis que incluyan explícitamente la deformabilidad del suelo. Para ello, se deberá incluir en el modelo numérico la representación de la flexibilidad introducida por la deformabilidad del suelo en las direcciones correspondientes al corrimiento de la cimentación en dos direcciones ortogonales y los cabeceos respecto a los mismos. Los elementos que se introduzcan deberán ser equivalentes a las rigideces dinámicas definidas de acuerdo con 9.3.5.

Se deberán utilizar espectros de diseño segmentados en dos regiones para cada dirección de análisis. Para $T < 0.8T_e$ se deberá utilizar el espectro de diseño calculado para los parámetros Q y ζ_e correspondientes a la estructura con base rígida, mientras que para $T \geq 0.8T_e$ se deberá utilizar el espectro de diseño calculado para los parámetros \tilde{Q} y $\tilde{\zeta}_e$ calculados como se indica en 9.3.2 y 9.3.4, respectivamente.

Comentario:

Cuando se introduce explícitamente la deformabilidad del suelo en el modelo de análisis (por ejemplo, con el uso de resortes o módulos de reacción) y se utiliza un análisis modal espectral, los efectos inerciales se reproducen sólo de manera parcial. El modelar la flexibilidad del suelo en un análisis modal espectral reproduce exclusivamente el alargamiento del periodo estructural y la contribución al desplazamiento lateral de los movimientos de cuerpo rígido. Las modificaciones al amortiguamiento y al comportamiento inelástico deben ser representadas en el espectro de diseño. Algunos programas de análisis cuentan con la posibilidad de modelar fuentes adicionales de amortiguamiento (por ejemplo, amortiguadores viscosos) y traducir su efecto en modificaciones al espectro considerado. Dado que el SASID permite el cálculo de espectros de diseño con diferentes valores de amortiguamiento, y que el cálculo de estos espectros se basa en las condiciones específicas de los efectos de sitio y del ambiente sísmico de la ciudad, se recomienda utilizar estos espectros con el valor de amortiguamiento equivalente calculado de acuerdo con 9.3.4 en lugar de utilizar las opciones automatizadas de los programas de análisis. Conforme a lo indicado en ese inciso será necesario considerar, en caso de que el sistema estructural tenga disipadores de energía o este aislado sísmicamente, las contribuciones de los dispositivos de control al amortiguamiento efectivo.

Para el cálculo de los desplazamientos requeridos para hacer la revisión de distorsiones de acuerdo con 1.7, se deberá restar la contribución del corrimiento y cabeceo de la base a los desplazamientos obtenidos directamente del análisis dinámico modal espectral.

Los desplazamientos obtenidos directamente del modelo de análisis deben utilizarse, de acuerdo con lo planteado por la ecuación 9.3.7, para calcular los desplazamientos totales que se usan para estimar los efectos de segundo orden y la separación con edificios colindantes. En congruencia, primero se deben multiplicar los desplazamientos obtenidos directamente del análisis por R^i ; y segundo, se deben multiplicar por Q los desplazamientos asociados a la deformación del sistema estructural. Finalmente, los desplazamientos totales del sistema estructural se obtienen al añadir a los desplazamientos asociados a la deformación del sistema estructural, las contribuciones del corrimiento y cabeceo de la base.

9.3.8 Análisis dinámico paso a paso

Para el caso en que se emplee el método de análisis dinámico modal paso a paso o el análisis dinámico no lineal paso a paso, de acuerdo con lo indicado en 7.3 y 7.4, respectivamente, se deberá incluir en el modelo numérico la representación de la flexibilidad y el amortiguamiento introducido por la deformabilidad del suelo en las direcciones correspondientes al corrimiento de la cimentación en dos direcciones ortogonales y los cabeceos respecto a los mismos. Los elementos que se

introduzcan deberán ser equivalentes a las rigideces dinámicas y coeficientes de amortiguamiento definidas de acuerdo con 9.3.5.

Comentario:

A diferencia del análisis modal espectral, en los análisis dinámicos paso a paso todos los efectos de la interacción inercial deben ser introducidos en el modelo de análisis. Para ello, además de la representación de la flexibilidad del suelo se deberá modelar de manera explícita el amortiguamiento adicional que introducirá el sistema suelo-cimentación. Existen diversas alternativas, una de ellas es el modelar explícitamente un conjunto de amortiguadores viscosos con valores iguales al de las constantes de amortiguamiento definidas con las expresiones de la tabla 9.3.1. Otra alternativa es definir como amortiguamiento global del sistema el valor de amortiguamiento del sistema equivalente calculado como se indica en 9.3.4. Respecto a las modificaciones en el comportamiento inelástico, los análisis dinámicos no lineales reproducen las condiciones de comportamiento no lineal del sistema con base flexible, por lo que no es necesario realizar ninguna consideración adicional.

Los efectos del amortiguamiento podrán ser incluidos en el modelo estructural mediante modelos de amortiguamiento que reproduzcan la fracción de amortiguamiento crítico efectivo del sistema en los modos fundamentales de las dos direcciones ortogonales.

9.4 Modelos numéricos

Se podrán utilizar modelos numéricos que representen tanto el suelo como la estructura de manera explícita para determinar los efectos de interacción suelo-estructura cuando se lleve a cabo un análisis dinámico paso a paso de acuerdo con lo indicado en el capítulo 7. Los movimientos del terreno utilizados deberán ser definidos para los depósitos profundos o el macizo rocoso que se considere como base del modelo numérico y ser congruentes con los requerimientos de 7.4.1. En el caso que se utilicen este tipo de modelos se deberán seguir las siguientes recomendaciones:

- i. Indicar las propiedades mecánicas del suelo que se utilizan en el modelo, incluyendo el peso volumétrico, relación de Poisson, módulo de elasticidad, módulo de rigidez al corte, amortiguamiento, y el modelo constitutivo utilizado junto con los parámetros que lo definan, así como de las demás propiedades necesarias para definir los materiales en el modelo utilizado; y documentar la consideración de si el material es considerado isotrópico, ortotrópico o anisotrópico. Las propiedades deberán ser indicadas para cada uno de los estratos o unidades geotécnicas consideradas. Los parámetros del suelo deberán estar debidamente sustentados en pruebas experimentales, ya sean de campo o laboratorio, y en su caso, en correlaciones aplicables a la zona del sitio del proyecto.
- ii. Indicar con claridad las características geométricas del modelo numérico (tamaño de malla, condiciones de frontera, dimensiones totales del modelo de suelo, etc.).
- iii. Calibrar los resultados obtenidos del modelo del suelo en ausencia de la estructura con los resultados obtenidos a partir de programas o metodologías específicas para determinar la propagación de ondas. Se deberá asegurar que el modelo numérico reproduzca de manera adecuada al menos los periodos fundamentales de vibrar en el sitio y las amplificaciones dinámicas producidas por el suelo. Esta comparación se podrá realizar por medio de funciones de transferencia, respuestas en superficie, periodos de vibrar, amplificaciones, entre otras.
- iv. Calibrar la respuesta del modelo de la superestructura con base rígida con modelos desarrollados en programas o metodologías específicas para el análisis estructural. La comparación se deberá realizar al menos en términos de los periodos de vibrar de los modos que deben ser considerados en el cálculo de la respuesta, de acuerdo con lo estipulado en 7.2 y de las fuerzas internas producidas por una excitación congruente con el tipo de análisis a utilizar en el modelo integral (espectro de diseño, espectro de peligro uniforme, movimientos del terreno, etc.).
- v. El periodo del modelo integral que considere tanto al suelo como a la estructura no deberá diferir en más de 10 por ciento del periodo obtenido con la ecuación 9.3.8. El promedio de las fuerzas cortantes en la parte inferior de las columnas de planta baja en cada una de las direcciones principales no podrá diferir en más de un 10 por ciento de aquellos definidos con un modelo de la estructura consistente con los requerimientos de 7.4.2.
- vi. El cociente del cortante basal correspondiente al modo fundamental de vibrar obtenido en cada una de las direcciones principales con el modelo con interacción (\tilde{V}_{0i}) y el cortante basal del modo fundamental de vibrar en cada una de las direcciones del modelo con base rígida (V_{0i}) no podrá ser ni menor que 0.75 ni mayor que 1.25.

Comentario:

El uso de modelos numéricos para representar tanto la estructura como la formación de suelo se reconoce en la presente edición de esta Norma. Los resultados obtenidos de estos modelos son muy sensibles a una gran variedad de parámetros y consideraciones como son: los modelos constitutivos del suelo, el tamaño de los elementos finitos, el modelo que se considere para representar el amortiguamiento en el suelo, las condiciones de frontera en el suelo, los criterios de consideración tanto de la masa del suelo como de la masa de la estructura, el método de solución utilizado (análisis modal, análisis por integración directa, etc.), entre otras. Dada la complejidad y gran cantidad de consideraciones, variables y aproximaciones que se pueden utilizar, se ha planteado que para la revisión de los resultados obtenidos con este tipo de modelos se usen los criterios enlistados con los siguientes objetivos:

- *El requisito i) tiene la intención de permitir una revisión detallada por parte de un tercero, de las condiciones y propiedades del suelo utilizadas. Los resultados de los modelos integrales son sumamente sensibles al tipo de modelado del suelo y las propiedades mecánicas que se utilicen.*
- *El requisito ii) tiene como objetivo identificar si las hipótesis y características generales del modelo numérico son adecuadas*
- *El requisito iii) tiene como objetivo evaluar la validez de la estrategia de modelado del suelo. Cuando se utilizan modelos de elementos finitos, en los cuales se suelen considerar modelos de amortiguamiento tipo Rayleigh, es sumamente complicado reproducir las condiciones reales de amortiguamiento que se presentan en los medios continuos. Adicionalmente, el tamaño de los elementos y las condiciones de frontera pueden influir significativamente en la calidad de los resultados. Por esto se solicita que se comparen los resultados obtenidos del modelo de elementos finitos, con aquellos obtenidos con técnicas y metodologías que se basen en la resolución directa de la ecuación de onda y que integran modelos más representativos del amortiguamiento del suelo.*
- *El requisito iv) tiene como objetivo evaluar la validez del modelo estructural. En muchos de los programas que permiten realizar modelos de elementos finitos del suelo y la estructura, las definiciones de las cargas estructurales y las masas asociadas a éstas suelen ser distintas a las que se utilizan en los programas de análisis estructural convencionales. Es por ello por lo que se solicita una comparación del modelo estructural a utilizarse en el modelo integral con un modelo estructural realizado en los programas de análisis estructural convencionales.*
- *El requisito v) tiene la intención de orientar al diseñador respecto a los órdenes de magnitud que puede esperar en los cambios de la respuesta estructural con el método simplificado incluido en esta Norma.*
- *En el requisito vi) se incluyen límites permisibles en el incremento, pero sobre todo en la reducción de los elementos mecánicos producidas por los efectos de interacción suelo-estructura, al igual que se hace para el método simplificado.*

10. ESTRUCTURAS EXISTENTES

Para la evaluación de la seguridad estructural de un edificio existente, así como para su rehabilitación sísmica, se deben seguir las indicaciones de las NTC-Evaluación y Rehabilitación.

Comentario:

Debido a las muchas particularidades que deben ser tomadas en cuenta durante la evaluación estructural de un sistema estructural existente, así como, en su caso, para su rehabilitación sísmica, se elaboraron en este ciclo normativo las Normas Técnicas Complementarias para Evaluación y Rehabilitación de Edificios Existentes del Reglamento.

11. METODOLOGÍAS DE DISEÑO BASADAS EN EL CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS

Podrán usarse criterios de diseño sísmico basados en el control del desplazamiento lateral de la edificación si se demuestra, a satisfacción del Instituto, la pertinencia de la metodología de diseño utilizada y se cumple con las disposiciones de la NTC-Revisión en lo referente a la revisión del proyecto estructural. Lo anterior requerirá de una evaluación basada en desempeño conforme a lo que indica el capítulo 14, que establezca con claridad los valores aceptables de los desplazamientos laterales y del daño estructural para las intensidades sísmicas de interés de acuerdo con lo indicado en 1.1. Los análisis se realizarán con los criterios y procedimientos establecidos en 7.3 y 7.4.

Comentario:

Los requisitos de esta Norma tienen como objetivo dar un nivel adecuado de seguridad a los sistemas estructurales diseñados conforme a ellas, de tal manera de satisfacer el propósito y alcance establecido en 1.1. Es importante destacar que este cuerpo normativo no ha sido establecido con el fin de prevenir el uso de materiales y dispositivos innovadores, y desincentivar el uso de métodos de diseño y construcción que no estén explícitamente cubiertos por sus requerimientos de diseño.

Es posible utilizar criterios de diseño sísmico basados en el control del desplazamiento lateral para el diseño de sistemas de control, y de cualquier otro tipo de dispositivo o miembro que no pueda diseñarse de manera pertinente con un formato basado en fuerzas. También será posible usar estos criterios para plantear sistemas estructurales con desempeño sísmico superior al contemplado en 1.1, como sería el caso de un diseño basado en resiliencia enfocado a minimizar pérdidas y satisfacer para la intensidad sísmica base de diseño el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, o el caso de un nivel de desempeño intermedio entre Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida.

El uso de criterios de diseño basados en el control de desplazamiento requiere del uso del análisis dinámico paso a paso y de la aceptación por parte del Instituto de la pertinencia de la solución propuesta. Debe cumplirse con las disposiciones de la NTC-Revisión en lo referente a la revisión del proyecto estructural.

12. SISTEMAS ESTRUCTURALES CON DISIPADORES DE ENERGÍA

12.1 General

Este capítulo debe aplicarse al diseño sísmico de edificios con disipadores de energía; se incluyen en esa acepción las naves industriales y las obras fabriles con estructuración similar a la de los edificios.

12.1.1 Propósito y alcance

De acuerdo con lo indicado en la [tabla 12.1.1](#), los requisitos de esta Norma tienen como propósito obtener una estructura con disipadores de energía que exhiba un comportamiento adecuado tal que satisfaga el siguiente objetivo de diseño:

- 6) Para la intensidad sísmica base de diseño, se limite la respuesta de los elementos estructurales del sistema primario de tal manera que satisfaga el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata. Los disipadores de energía deben diseñarse y fabricarse para permanecer con daño controlado de acuerdo con los criterios establecidos en el [apéndice B](#).

Además de cumplir con lo especificado en este capítulo, el diseño de un sistema estructural con disipadores de energía debe contar con aprobación del Instituto, y debe cumplir con las disposiciones de la NTC-Revisión en lo referente a la revisión del proyecto estructural.

Tabla 12.1.1 Matriz de objetivos de diseño para estructuras con disipadores de energía

Intensidad Sísmica de Diseño ^[1]	Niveles de Desempeño ^[1]			
	No Estructural Limitación de Daño	Estructural		
		Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención de Colapso
Frecuente				
Base de Diseño		6) Estructuras con disipadores de energía. Revisión de distorsiones y diseño por resistencia ($Q = 1$)		
Infrecuente				

^[1] De acuerdo con lo indicado en 1.1 y la [tabla 1.1a](#).

Comentario:

Los sistemas estructurales con disipadores de energía deben diseñarse para satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para la intensidad sísmica base de diseño, y se espera que satisfagan el nivel de desempeño de Seguridad de Vida para la intensidad sísmica infrecuente. Es importante notar que los requerimientos de diseño contenidos en este capítulo conllevan niveles de desempeño asociados a menores niveles de daño estructural en relación con los considerados para el diseño de las estructuras del Grupo B.

El objetivo de diseño considerado para estructuras con disipadores de energía se identifica en la [tabla 12.1.1](#) con el número 6, que corresponde con la numeración asignada a él en el texto normativo. En la tabla también se indica de manera resumida la manera en que debe considerarse durante el diseño dicho objetivo de diseño. Es importante resaltar que, para satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, los disipadores de energía deben permanecer con daño controlado, de tal manera que no deban ser sustituidos después de la ocurrencia de la intensidad sísmica Base de Diseño. Esto tiene diferentes implicaciones según el tipo de disipador que se utilice. Considere primero el caso de un dispositivo dependiente del desplazamiento que disipe energía como consecuencia del comportamiento histerético de un metal. A pesar de que, para este caso, las demandas de comportamiento plástico darán lugar a daño estructural, la capacidad del dispositivo metálico para acomodar las demandas máximas y acumuladas de ductilidad debe ser tal que no deba ser sustituido después de la ocurrencia de un sismo con la intensidad sísmica base de diseño. En el caso de un disipador dependiente de la velocidad, los requerimientos para su diseño suelen conllevar que permanezca sin daño ante la eventualidad de un sismo con la intensidad sísmica base de diseño.

Existen diversos dispositivos para controlar la respuesta sísmica de las estructuras; entre ellos, los disipadores de energía, los aisladores sísmicos, los amortiguadores de masa resonante, o una combinación de estos. Debido a que el comportamiento de las estructuras equipadas con este tipo de dispositivos es diferente al de las estructuras convencionales, es necesario plantear requerimientos técnicos específicos para su análisis y diseño. Es por ello por lo que, mientras en este capítulo se proporcionan requerimientos para el diseño de sistemas estructurales con

disipadores de energía, el [capítulo 13](#) incluye requerimientos para el caso de sistemas estructurales con aislamiento sísmico.

Aunque excepcionalmente podría considerarse el uso de disipadores de energía para el caso de sistemas estructurales que permitan comportamiento no lineal (ligero o moderado) en el sistema primario, los requerimientos de esta Norma se enfocan al caso en que el sistema primario permanece esencialmente elástico.

12.1.2 Criterios de análisis, aceptación e inspección

12.1.2.1 Criterios Generales

Los disipadores de energía deben diseñarse para:

- Resistir las acciones no sísmicas, tales como las debidas al viento y desplazamientos inducidos térmicamente, sin fallar por fatiga ni perjudicar a la superestructura.
- Resistir la fuerza interna máxima que desarrollen para las distorsiones de diseño bajo la consideración, en su caso, de las fuerzas internas y deformaciones producto de las cargas gravitacionales.
- Proporcionar el amortiguamiento suficiente y, en su caso, la rigidez lateral necesaria, para controlar para la intensidad sísmica base de diseño y dentro de límites que garanticen el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, los desplazamientos y distorsiones de diseño.

Cuando se usen dispositivos de fricción, no se permite que la superficie bimetálica en la zona de interfaz deslizante quede expuesta al medio ambiente.

Comentario:

Esta Norma considera el uso de disipadores de energía con el fin de atenuar los efectos de la componente horizontal de la excitación sísmica en el sistema primario. Dentro de este contexto, no se considera explícitamente dentro del proceso de diseño la componente vertical de dicha excitación.

En casos particulares, otras cargas activas, tales como viento o cambios de temperatura, pueden llegar a regir el diseño del sistema secundario. Para evitar la falla de disipadores de energía propensos a la fatiga, es importante que resistan las fuerzas del viento sin desarrollar deslizamiento, movimiento o deformaciones no lineales.

Aunque esta Norma considera la posibilidad de usar la fricción que se desarrolla en una superficie bimetálica para disipar energía, prohíbe que dicha superficie quede expuesta a la intemperie. Estudios recientes han mostrado que dos superficies metálicas en contacto pueden llegar a unirse de manera espontánea. Dado que esto impediría el deslizamiento relativo entre ellas, no se permite el uso de dispositivos cuya capacidad de disipación de energía dependa del deslizamiento de superficies expuestas metal-metal.

12.1.2.2 Consideraciones generales

Los requisitos de este capítulo tienen como objetivo dar un nivel adecuado de seguridad a sistemas estructurales con disipadores de energía, y cubren el diseño de disipadores pasivos dependientes del desplazamiento, de la velocidad, o de una combinación de ambas. Los requisitos no han sido establecidos con el fin de restringir el uso de disipadores de energía que no sean contemplados explícitamente por esta Norma. El uso de disipadores de energía no convencionales deberá quedar ampliamente sustentado por medio de ensayos de laboratorio, según se especifica en el [apéndice B](#), y una evaluación basada en desempeño llevada a cabo de acuerdo con el [capítulo 14](#) que demuestren, a satisfacción del Instituto, la pertinencia de la solución adoptada en términos de su desempeño y seguridad estructural.

Un sistema estructural con disipadores de energía consiste en un sistema primario, cuya función es resistir las fuerzas gravitacionales y aportar sismo-resistencia, y un sistema secundario, conformado por el conjunto de disipadores de energía y sus elementos de soporte y conexiones al sistema primario, que aporta capacidad suplementaria de disipación de energía y en ocasiones, rigidez lateral, y que por lo general no se diseña para resistir fuerzas gravitacionales.

Un sistema estructural con disipadores de energía debe cumplir con los requisitos establecidos en [1.2](#). Los elementos estructurales del sistema primario, así como los de la cimentación, deben diseñarse como se hace en el caso de una estructura convencional, bajo la consideración de las acciones de diseño obtenidas con el método de análisis que aplique según [12.2.1](#).

Cuando de manera adicional al diseño por sismo de acuerdo con esta Norma, se diseñen disipadores de energía para controlar vibraciones por viento, deberán seguirse las indicaciones de la NTC-Viento, y llevarse a cabo ensayos adicionales de acuerdo con el [apéndice B](#) y una revisión explícita de la respuesta del sistema estructural ante esas vibraciones.

Los requisitos de diseño discutidos en este capítulo deberán ser usados para casos en que se decida usar disipadores de energía como estrategia para la rehabilitación estructural de un edificio existente. En este caso, el sistema estructural existente se considera un sistema primario al que se añade un sistema secundario, conformado por el conjunto de disipadores de energía y sus elementos de soporte y conexiones al sistema estructural existente. Además de lo indicado en este capítulo, deberá documentarse, a satisfacción del Instituto, el procedimiento constructivo y la conexión de los dispositivos al sistema estructural existente.

Cuando se utilicen disipadores de energía para complementar la capacidad de disipación de energía de un sistema de aislamiento sísmico, las acciones de diseño para los disipadores se determinarán de acuerdo con lo especificado en el [capítulo 13](#).

Comentario:

Los requisitos de este capítulo fomentan el uso de disipadores de energía en sistemas estructurales con regularidad estructural y capacidad para satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para la intensidad sísmica base de diseño. Aunque no se prohíbe el uso de sistemas estructurales irregulares y opciones como sistemas primarios que desarrollen comportamiento no lineal, esta Norma impone para estos casos una serie de limitaciones, y la necesidad de documentar cuidadosamente las consideraciones de diseño a satisfacción del Instituto.

A los disipadores de energía dependientes del desplazamiento se les conoce también como histeréticos. Entre los más comunes están los dispositivos de fricción, y los que basan la disipación de energía en la fluencia de un metal (por ejemplo, contravientos restringidos contra pandeo, y dispositivos tipo ADAS o TADAS). Dentro de los disipadores de energía dependientes de la velocidad se encuentran los viscosos, que pueden ser lineales o no lineales. En algunos casos, la fuerza interna del dispositivo depende tanto del desplazamiento como de la velocidad relativos entre sus extremos. Ejemplo de este tipo de dispositivos son los viscoelásticos.

Esta Norma no incluye requerimientos para otro tipo de disipadores de energía, denotados aquí como no convencionales, como lo pueden ser los sintonizadores de masa resonante y los dispositivos con memoria de forma. Cuando se usen este tipo de disipadores de energía, esta Norma impone la necesidad de documentar cuidadosamente las consideraciones de diseño a satisfacción del Instituto.

12.1.2.3 Enfoque de diseño

El sistema primario debe usar una de las estructuraciones bajo consideración en las [tablas 4.3.1](#) y [4.3.2](#), y debe diseñarse para satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para la intensidad sísmica base de diseño, lo que implica que permanezca esencialmente elástico para esta intensidad. Para ello, el sistema secundario debe diseñarse, fabricarse e instalarse de tal manera que soporte las acciones producto de la intensidad sísmica base de diseño sin presentar falla, ya sea, entre otras razones, por inestabilidad, fatiga o agotamiento de la capacidad de deformación lateral de los disipadores de energía. Después de la ocurrencia de la intensidad sísmica base de diseño, los disipadores de energía deben exhibir daño controlado según los criterios definidos en el [apéndice B](#).

En el diseño del sistema secundario se deberá considerar explícitamente:

1. Los efectos de envejecimiento, fatiga, exposición a la humedad y contaminación, y deformaciones permanentes, en las propiedades mecánicas de diseño de los disipadores de energía.
2. La posible adhesión entre las partes del disipador de energía debida a corrosión, biodegradación, humedad, o algún otro agente que propicie dicha adhesión durante la vida útil del dispositivo.
3. La variación de las propiedades mecánicas en función de parámetros como la velocidad de carga y la temperatura ambiente, entre otros; así como la posible degradación de estas propiedades en presencia de varios ciclos de carga.
4. Que los elementos disipadores de energía, así como los elementos que los soportan, no queden sometidos a esfuerzos para los que no fueron diseñados, como lo son esfuerzos fuera del plano, flexión, u otros que puedan cambiar su comportamiento ante cargas cíclicas.
5. Las acciones de diseño por viento.
6. Resistencia al fuego.

Está Norma no contempla la posibilidad del diseño de sistemas estructurales en que el sistema primario desarrolle comportamiento no lineal. Para este caso, deberá justificarse a satisfacción del Instituto los valores del factor de comportamiento sísmico Q , el valor del amortiguamiento, y la distorsión límite que se propongan, y llevar a cabo una evaluación basada en desempeño de acuerdo con el capítulo 14, que demuestre la pertinencia de la solución adoptada en términos de su seguridad estructural.

Comentario:

El diseño por sismo de los disipadores de energía debe tomar en cuenta explícitamente que estos deben funcionar correctamente bajo la consideración de las condiciones ambientales a las que estarán expuestos durante su vida útil. Será necesario documentar y tomar las precauciones adicionales del caso, que garanticen su buen comportamiento estructural, cuando queden sometidos a condiciones de uso y ambientales excepcionales. En el apéndice B se especifican con detalle algunas de las condiciones que deben revisarse para el diseño de los disipadores.

Es frecuente ubicar disipadores de energía entre la parte superior de un muro o ensamblaje metálico configurado en “V” invertida (tipo “Chevron”) y la parte inferior de una viga. En estos casos se debe prever que no se transmitan cargas verticales al disipador, con el fin de que no altere su correcto funcionamiento.

Esta Norma no toman en cuenta la posibilidad de considerar estructuras de mampostería o madera con disipadores de energía.

12.1.2.4 Combinaciones de carga

Las deformaciones y fuerzas internas que resulten del análisis ante cargas laterales se combinarán con los efectos de las fuerzas gravitacionales y de las otras acciones que correspondan según los criterios que establecen la NTC-Criterios.

Las distorsiones y fuerzas internas de diseño se estiman para el espectro elástico sin reducir correspondiente a la intensidad sísmica base de diseño, reducido por R' según 3.2 y 3.3, y obtenido para el sitio de acuerdo con 3.1. Las ordenadas espectrales no se modifican en función del grupo al que pertenezca la estructura según 1.4 con fines de estimar las distorsiones y fuerzas internas de diseño.

Comentario:

Para el diseño por sismo de una estructura convencional del Grupo A, la edición anterior de esta Norma requería multiplicar las ordenadas espectrales correspondientes a la intensidad sísmica base de diseño por un factor de importancia. Esto se hacía con el fin de diseñar para ordenadas espectrales mayores que implícitamente conllevaban una intensidad sísmica con periodo de retorno mayor, lo que implicaba dar un mayor nivel de seguridad estructural y la posibilidad (que no se revisaba explícitamente) de satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para la intensidad sísmica base de diseño. El diseño de cualquier estructura equipada con disipadores de energía, independientemente de su importancia, considera explícitamente el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para la intensidad sísmica base de diseño, de tal manera que la edición actual de esta Norma ya no considera necesario usar un factor de importancia para lograr el objetivo de diseño indicado en la tabla 12.1.1.

12.1.2.5 Acciones mínimas de diseño

Independientemente de si el edificio pueda analizarse, de acuerdo con 12.2.1, con el método estático, debe llevarse a cabo un análisis estático en conformidad con lo indicado en 12.2.1.1 para establecer las acciones mínimas de diseño que se indican en la tabla 12.1.2.

Tabla 12.1.2 Acciones mínimas de diseño y distorsiones límite para sistemas estructurales con disipadores de energía

Parámetro de Diseño	Análisis Estático	Análisis Modal Espectral		Análisis Dinámico Paso a Paso	
		Estructura Regular ^[1]	Estructura Irregular ^[1]	Estructura Regular ^[1]	Estructura Irregular ^[1]
Cortante basal	V_{bD} ^[2]	$0.8 V_{bD}$	V_{bD}	$0.6 V_{bD}$	$0.8 V_{bD}$
Distorsión límite	γ_{oi} ^[3]	$1.1 \gamma_{oi}$	γ_{oi}	$1.5 \gamma_{oi}$	$1.2 \gamma_{oi}$

^[1] Conforme a lo indicado en 12.1.3.3.1

^[2] Calculado con la ecuación 12.2.1

^[3] De acuerdo con las tablas 4.3.1 y 4.3.2

Comentario:

Aunque la comunidad de ingeniería estructural ha documentado que los sistemas con disipadores de energía han exhibido un desempeño sísmico notable en sismos recientes de muy alta intensidad, el comité encargado de redactar esta Norma consideró importante limitar las posibles reducciones que pueden obtenerse, tanto en las distorsiones como fuerzas internas de diseño, cuando se usan disipadores de energía. Por tanto, siempre será necesario llevar a cabo un análisis estático del sistema con disipadores de energía, con el fin de establecer valores mínimos de referencia para el cortante basal y la distorsión máxima.

12.1.2.6 Requisitos de construcción e inspección

El sistema estructural con disipadores de energía debe construirse bajo la consideración explícita de:

- Las tolerancias constructivas requeridas para el buen funcionamiento de los disipadores de energía.
- La necesidad de un acceso rutinario a los disipadores de energía.
- La necesidad de contar con preparaciones para permitir el reemplazo seguro de los disipadores de energía.

Deben inspeccionarse los disipadores de energía y sus conexiones después de cada sismo importante, pero sin que el lapso entre dos revisiones consecutivas exceda cinco años.

Comentario:

De acuerdo con lo establecido en el apéndice B, el/la Proyectista debe establecer un programa de inspección, mantenimiento y ensayos para cada tipo de disipador de energía para garantizar que estos dispositivos respondan de manera confiable durante toda su vida útil.

La definición de sismo importante se encuentra en la Notación de esta Norma.

Entre las preparaciones que pueden considerarse para el reemplazo de dispositivos se considera, sin limitación, el uso de conexiones atornilladas que permitan un reemplazo rápido y seguro.

12.1.2.7 Control de calidad

Los disipadores de energía deberán ser sometidos a un programa de verificación de control de calidad de acuerdo con lo establecido en el apéndice B. Los resultados de este programa deben quedar adecuadamente reportados en la documentación del proyecto.

Comentario:

Los disipadores de energía deben cumplir con las propiedades establecidas en las Especificaciones de Diseño dentro de los márgenes de tolerancia establecidos en el apéndice B. Lo anterior deberá quedar confirmado en un reporte elaborado por un laboratorio independiente.

12.1.2.8 Elementos no estructurales y contenidos

Con fines de revisar, cuando se considere relevante, la seguridad sísmica de equipos y contenidos cuya falla pudiera generar pérdidas económicas cuantiosas o la inhabilitación de funciones requeridas para la seguridad de la construcción o de las personas que la ocupan; y los elementos no estructurales, así como sus conexiones y soportes, deben usarse los requerimientos de 14.2.3 con las aceleraciones absolutas y distorsiones máximas de entrepiso estimadas con un análisis dinámico paso a paso según lo establecido en 12.2.4.

12.1.2.9 Separación de edificios colindantes

El sistema estructural con disipadores de energía debe cumplir con lo indicado en 1.8.

12.1.3 Criterios globales de análisis y diseño

Para el análisis y diseño de estructuras equipadas con disipadores de energía se usará $Q = 1$, lo que corresponde al caso en que el sistema primario permanece elástico para la intensidad sísmica base de diseño. Se permite el uso de metodologías basadas en control de desplazamientos siempre que se cumpla con los requisitos del [capítulo 11](#).

12.1.3.1 Análisis estructural

El análisis del sistema estructural con disipadores de energía se hará de acuerdo con lo indicado en [12.2](#), bajo la consideración de la condición de regularidad del sistema estructural establecida de acuerdo con [12.1.3.3.1](#).

Comentario:

Las implicaciones de irregularidad en un sistema estructural con disipadores tienen que ver más con el tipo de análisis a seleccionar y la optimización del diseño. Se considera que los valores de distorsión límite considerados en [12.1.3.3.3](#) y la [tabla 12.1.2](#), junto con el uso de $Q = 1$ con fines de diseño limitan los efectos desfavorables de la irregularidad estructural en el desempeño del sistema estructural con disipadores.

12.1.3.2 Sistema secundario

12.1.3.2.1 Propiedades Mecánicas

Los disipadores de energía deben cumplir los requisitos especificados en este capítulo, y fabricarse de acuerdo con lo indicado en el [apéndice B](#). Las propiedades mecánicas usadas para modelar los disipadores de energía con fines de análisis deben verificarse con pruebas experimentales de acuerdo con lo indicado en dicho [apéndice](#).

Conforme a lo indicado en el [apéndice B](#), se requiere que la capacidad última de deformación de los disipadores de energía sea mayor en 20 por ciento que la requerida por los análisis, y que estos sean capaces de resistir las fuerzas internas que desarrollen para esa condición combinadas con aquellas que resulten de acciones diferentes al sismo que puedan afectar el comportamiento del dispositivo.

Para la revisión de la capacidad resistente de disipadores dependientes del desplazamiento y del sistema primario, deberán considerarse la mayor y menor fuerza sísmica de las que resulten de las siguientes tres condiciones:

- Las fuerzas internas máxima y mínima en los disipadores estimadas con los análisis para la intensidad sísmica base de diseño;
- La fuerza que desarrolla el disipador, estimada con una envolvente de comportamiento establecida de acuerdo con sus propiedades estructurales esperadas, para una deformación que sea mayor en 20 por ciento que la requerida por los análisis;
- La fuerza que desarrolla el disipador, estimada con una envolvente de comportamiento establecida de acuerdo con sus propiedades estructurales esperadas, para la deformación requerida por los análisis incrementada en 20 por ciento.

Para la revisión de la capacidad resistente de disipadores dependientes de la velocidad y del sistema primario, deberán considerarse la mayor y menor fuerza sísmica de las que resulten de las siguientes dos condiciones:

- Las fuerzas internas máxima y mínima en los disipadores estimadas con los análisis para la intensidad sísmica base de diseño;
- La fuerza que desarrolla el disipador, estimada con una envolvente de comportamiento establecida de acuerdo con sus propiedades estructurales esperadas, para la velocidad máxima de diseño v_{dmax} establecida conforme a [12.2.3.5](#). La fuerza se debe multiplicar por el factor γ_v que se estima con la [ecuación 12.1.1](#).

Comentario:

Tanto para estimar la capacidad última de deformación y las fuerzas internas de acuerdo con los análisis, se deberán tomar en cuenta las acciones mínimas de diseño indicadas en la [tabla 12.1.1](#).

La envolvente de comportamiento usada para establecer la fuerza actuante en el disipador debe considerar la dependencia de la resistencia que desarrolla en función de un parámetro de respuesta de interés, como lo pueden ser el desplazamiento o velocidad relativa entre sus extremos.

12.1.3.2.2 Número Mínimo de Dispositivos

Para que el sistema estructural se considere como sistema con disipadores de energía en una dirección de interés, el sistema secundario debe estar constituido por lo menos por dos disipadores de energía en cada entrepiso dispuestos de tal forma que contribuyan a la capacidad resistente en esa dirección y a la capacidad torsional del sistema estructural.

12.1.3.2.3 Redundancia

Si en la dirección principal de interés se proporcionan menos de cuatro disipadores de energía en cualquier entrepiso del sistema estructural, o menos de dos disipadores están ubicados a cada lado del centro de rigidez del entrepiso, todos los disipadores deberán ser capaces de acomodar los desplazamientos relativos entre sus extremos y las fuerzas internas que resulten de multiplicar por 1.3 las distorsiones y velocidades de diseño.

Comentario:

Los requerimientos de esta Norma aplican a disipadores de energía dependientes del desplazamiento, como los dispositivos de fricción y los que basan la disipación de energía en la fluencia de un metal; a disipadores de energía dependientes de la velocidad, como los dispositivos viscosos, sean lineales o no lineales; y a dispositivos dependientes de ambos, como lo son los dispositivos viscoelásticos.

Algunos disipadores de energía, como los histeréticos o los disipadores viscosos no lineales se caracterizan por tener un marcado comportamiento no lineal; cuestión que debe ser considerada cuidadosamente durante la estimación de la respuesta dinámica del sistema estructural y el diseño de los disipadores de energía.

12.1.3.3 Sistema estructural total

12.1.3.3.1 Acciones de diseño

La estimación de las acciones de diseño sobre el sistema estructural con disipadores debe considerar la regularidad estructural. El sistema estructural se clasifica como regular o irregular de acuerdo con 2.2. Con fines de diseño de una estructura con disipadores de energía, un sistema estructural fuertemente irregular se considera como irregular.

Los elementos estructurales que componen un sistema estructural con disipadores de energía deberán diseñarse para las acciones de diseño obtenidas con el método de análisis estructural que aplique según 12.2.1, bajo la consideración de las acciones mínimas de diseño indicadas en la [tabla 12.1.2](#) y las combinaciones de carga indicadas en 12.1.2.4.

Comentario:

Dado que las distorsiones límite del sistema primario de un sistema con disipadores de energía se reducen significativamente en relación con el caso de un sistema estructural convencional, se espera que la irregularidad estructural sea de mucho menor consecuencia para la seguridad estructural de un sistema con disipadores de energía cuyo sistema primario debe permanecer elástico para la intensidad sísmica base de diseño. Como consecuencia, el comité encargado de redactar esta Norma consideró sensato que, durante el diseño de un sistema estructural irregular con disipadores de energía, no se reduzcan las distorsiones de diseño de acuerdo con lo indicado en el [capítulo 5](#).

Con fines de diseño se clasifica el sistema estructural con disipadores de energía como regular o irregular. Esta clasificación no está pensada en términos de reducir las distorsiones límite, sino de limitar la posibilidad de modificar favorablemente, de acuerdo con lo indicado en la [tabla 12.1.2](#), tanto las distorsiones como fuerzas internas de diseño. Note entonces que, en un sistema estructural irregular con disipadores de energía, las posibles modificaciones indicadas en la [tabla 12.1.2](#) son menores en relación con las que se consideran para un sistema regular.

12.1.3.3.2 Detallado de elementos estructurales

En caso de que se considere un sistema primario con comportamiento elástico, podrá usarse un detallado correspondiente a ductilidad baja para sus elementos estructurales, siempre que todos los elementos estructurales del sistema primario se diseñen

y detallan de acuerdo con criterios de diseño por capacidad, tanto para evitar o retrasar su falla en corte, como para fomentar un mecanismo de viga débil-columna fuerte.

Comentario:

Estrictamente hablando y para las distorsiones que se permiten en el sistema primario, se espera a lo más daño estructural ligero. Entonces, bastaría detallar sus elementos estructurales con detallado de ductilidad baja siempre y cuando se tomen las medidas de diseño y detallado que permitan un comportamiento global estable del sistema primario. Entre ellas estaría revisar que el sistema primario satisfaga el criterio de viga débil-columna fuerte, y asegurar que sus elementos estructurales no desarrollen comportamiento degradante, como sería el caso de elementos estructurales de concreto reforzado que desarrollarán un comportamiento dominado por efectos de corte o carga axial.

12.1.3.3 Distorsiones

La revisión de distorsiones para estructuras con disipadores de energía debe llevarse a cabo conforme a 1.7 para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, con la salvedad de que la distorsión límite γ_{oi} se ajusta de acuerdo con lo indicado en la tabla 12.1.2. Se permite una distorsión límite de entrepiso mayor siempre que se demuestre, mediante un análisis estático no lineal llevado a cabo de acuerdo con 6.5, que el sistema primario continúa satisfaciendo, desde un punto de vista estructural, el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

Comentario:

La distorsión máxima de entrepiso admitida para estructuras con disipadores de energía tiene como objetivo controlar el nivel de daño en los componentes estructurales del sistema primario para asegurar el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para la intensidad sísmica base de diseño.

Aunque como se indica en 12.1.2.4 y su respectivo comentario, no es necesario incrementar las ordenadas espectrales usadas para el análisis de las estructuras con disipadores de energía por un factor de importancia, se considera importante imponer condiciones más estrictas para la distorsión límite que la permitida para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida, con el fin de garantizar que satisfagan, desde un punto de vista estructural, el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para la intensidad sísmica base de diseño.

Dado que algunos sistemas estructurales pueden fluir a distorsiones de entrepiso mayores que los valores de γ_{oi} indicados en las tablas 4.3.1 y 4.3.2, se permiten valores mayores siempre que se demuestre, con un análisis estático no lineal, que el sistema primario satisface el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

Es importante mencionar que la distorsión límite indicada en la tabla 12.1.2 sólo considera el desempeño del sistema estructural. Dada la importancia de los elementos arquitectónicos y no estructurales para un desempeño adecuado de la edificación, en su caso, será necesario controlar su daño con criterios complementarios, tal como desligarlos del sistema estructural y detallarlos para que acomoden sin daño las distorsiones de diseño, o establecer requisitos más estrictos para el control de la deformación lateral del sistema estructural. La revisión de contenidos y elementos estructurales se hace como se indica en 12.1.2.8.

12.1.3.4 Conexiones y elementos de soporte

Las conexiones entre un disipador de energía y el sistema primario, así como los demás elementos de soporte, deberán diseñarse para resistir de manera segura las fuerzas internas máximas que pueda desarrollar el disipador. Con tal fin, la resistencia de diseño de las conexiones y elementos de soporte debe establecerse, para el caso de dispositivos dependientes del desplazamiento, con las fuerzas internas máximas desarrolladas por el disipador de energía para la intensidad sísmica base de diseño, multiplicadas por un factor de 1.2. En caso de dispositivos dependientes de la velocidad, el factor debe ser igual a:

$$\gamma_v = 1.15(1.5^{\alpha_d}) \quad (12.1.1)$$

donde α_d es el exponente que afecta a la velocidad en la ecuación que expresa la ley constitutiva del dispositivo.

En caso de que el disipador de energía deba trabajar con base en su deformación axial, se debe proporcionar en ambos extremos del dispositivo, o del ensamblaje *dispositivo-elemento de montaje*, conexiones articuladas o semi-articuladas, de tal manera que el dispositivo pueda acomodar los desplazamientos de sus extremos sin inducir en él cortantes o momentos flexionantes excesivos que puedan afectar su capacidad resistente.

Se deberá verificar que la rigidez de los elementos de conexión entre un disipador y el sistema primario sea lo suficientemente alta para que su deformación sea, a lo más, de una octava parte de la correspondiente al dispositivo disipador de energía.

Comentario:

Los elementos de conexión entre el disipador de energía y el sistema primario suelen ser placas metálicas y pernos de acero de alta resistencia, cuyo diseño debe considerar las fuerzas internas máximas que desarrolla el disipador de energía.

Con el fin de tener un funcionamiento adecuado del sistema estructural se recomienda que los elementos estructurales que transmiten las fuerzas del sistema primario al secundario tengan un comportamiento lineal, y se diseñen para fuerzas internas que exceden la que desarrolla el disipador para las distorsiones de diseño, con el fin de considerar las incertidumbres en las magnitudes de las fuerzas que se puedan presentar durante la vida útil del sistema estructural, así como para prevenir un comportamiento indeseable en los elementos de soporte (por ejemplo, la ocurrencia de una falla frágil).

Para disipadores que dependen de la velocidad, como es el caso de disipadores viscosos lineales, la fuerza interna máxima corresponde al instante en que se maximiza la velocidad relativa entre sus extremos. Para disipadores que dependen del desplazamiento, como es el caso de disipadores histeréticos, la fuerza interna máxima corresponde al instante en que se maximiza el desplazamiento relativo entre sus extremos. Para otros casos, en que la fuerza interna del disipador depende tanto de la velocidad como desplazamiento relativo entre sus extremos, debe considerarse la fuerza interna máxima que desarrolla el dispositivo durante la excitación sísmica.

Dado que las fuerzas internas que desarrollan los dispositivos dependientes de la velocidad dependen del exponente α_d , debe tomarse en cuenta esa dependencia en la estimación del factor usado para incrementar las fuerzas consideradas para el diseño de las conexiones.

La verificación de la rigidez de los elementos de conexión debe incluir todos aquellos que contribuyan a la flexibilidad del conjunto, como pueden ser el brazo de montaje, placas de conexión, y demás aditamentos. La rigidez se revisa en la dirección en que se monta el dispositivo. Por ejemplo, si el dispositivo se monta en diagonal con ayuda de una diagonal de montaje, será necesario revisar la rigidez axial del conjunto en la dirección en que queda orientado el disipador. En caso de que, por ejemplo, se monte el dispositivo horizontalmente, deberá revisarse la rigidez lateral del conjunto.

12.1.3.5 Documentación

El/la Proyectista a cargo debe incluir en la memoria de cálculo y en las Especificaciones de Diseño información suficiente para la revisión del diseño estructural, así como para la fabricación y licitación de los disipadores de energía. Para ello, debe indicar con claridad lo siguiente:

- Tipo, número y ubicación de los disipadores de energía.
- Dimensiones y peso de los disipadores de energía.
- Propiedades mecánicas relevantes de cada disipador de energía, así como la variabilidad máxima aceptable para dichas propiedades. Deben incluirse las características de su comportamiento histerético de acuerdo con lo indicado en el [apéndice B](#).
- Periodo efectivo y amortiguamiento equivalente para la intensidad sísmica base de diseño.
- Desplazamientos laterales y distorsiones de diseño.
- Tipo de conexión.
- Intervalos de temperatura de servicio y diseño, y grado de exposición ambiental.

Debe detallarse además el programa de ensayos de prototipo y de producción según lo indicado en el [apéndice B](#). Las especificaciones técnicas del fabricante deben hacer referencia a la norma o reglamento utilizado durante el diseño, fabricación, ensayo, certificación e instalación de los disipadores.

Comentario:

La documentación que elabora el/la Proyectista sirve para definir las propiedades requeridas para el proyecto. La indicación de las propiedades estructurales de los disipadores de energía debe estar completa para que el proveedor pueda diseñar y fabricar adecuadamente los dispositivos.

No todos los aspectos prácticos, ni todos los tipos de disipadores de energía quedan cubiertos por esta Norma. Aspectos como las tolerancias de fabricación, propiedades de los materiales, certificaciones del proceso de fabricación, entre otros, quedan fuera de su alcance. Para temas específicos de fabricación e instalación, pueden referenciarse documentos como la EN15129 o el ASCE 7-22.

El grado de exposición ambiental define la protección anticorrosiva que debe aplicarse a los elementos de acero de los disipadores de energía. La definición del grado puede hacerse según la clasificación ISO 12944-9, que considera desde interiores con ambiente controlado hasta ambientes marítimos o industriales en una escala de C1-C5.

12.2 Análisis

Los sistemas estructurales con disipadores de energía deben diseñarse y revisarse con las acciones de diseño calculadas de acuerdo con lo establecido en esta sección.

Independientemente del método de análisis que se utilice durante la etapa de diseño del sistema estructural total, se deberá verificar el sistema estructural total de acuerdo con lo indicado en 12.2.4.

El sistema estructural se debe diseñar de acuerdo con el tipo de uso de la estructura, su estructuración, su clasificación, su localización, tipo de zona sísmica en donde se ubique y demás requisitos que se mencionan en el capítulo 1. Además, se deberán cumplir las especificaciones sobre combinación de efectos de torsión, de segundo orden, bidireccionales, de interacción suelo-estructura, de flexibilidad de los diafragmas de piso y cargas sísmicas durante la construcción, que se especifican en el capítulo 2.

12.2.1 Selección del procedimiento

12.2.1.1 Requisitos para análisis estático

Se podrá usar un análisis estático con fines de diseño cuando se cumpla con lo siguiente:

- a) La superestructura cumple con los requisitos de altura de 6.2.
- b) La respuesta del sistema estructural total está dominada por su modo fundamental de vibrar.
- c) El amortiguamiento equivalente del modo fundamental de vibrar en la dirección de interés no es mayor que 0.30.
- d) La estructura es regular según lo indicado en 12.1.3.3.1.

Comentario:

Aunque el método estático no sea aplicable en todos los casos para establecer las acciones de diseño del sistema estructural con disipadores de energía, debe llevarse a cabo ya que, con base en él se establecen, de acuerdo con lo indicado en la tabla 12.1.2, valores mínimos para las acciones de diseño.

12.2.1.2 Requisitos para análisis modal espectral

Se podrá analizar la estructura equipada con disipadores, con fines de establecer las acciones de diseño, con el análisis dinámico modal espectral de 7.2 cuando se cumpla con los requisitos c) y d) indicados en 12.2.1.1.

12.2.1.3 Requisitos para análisis dinámico paso a paso

Se podrá analizar cualquier sistema estructural con disipadores de energía con fines de diseño con los métodos de análisis dinámico paso a paso de 7.3 y 7.4. Independientemente del método usado con fines de diseño, se deberá revisar el sistema estructural con una evaluación basada en desempeño de acuerdo con el capítulo 14.

12.2.2 Análisis estático

12.2.2.1 Características mecánicas

Las fuerzas y distorsiones de diseño para una dirección de interés del sistema estructural con disipadores deberán estimarse de acuerdo con el periodo efectivo fundamental de vibrar y el amortiguamiento equivalente del sistema estructural para los desplazamientos laterales de diseño en esa dirección.

El amortiguamiento equivalente y periodo efectivo fundamental de vibrar del sistema con disipadores de energía se estima bajo la consideración del amortiguamiento equivalente y rigidez secante que exhiben los disipadores de energía, de acuerdo con lo indicado en el [apéndice B](#), para los desplazamientos de diseño en la dirección de interés

Comentario:

El cálculo de la rigidez secante y el amortiguamiento equivalente de los disipadores de energía se indica en el [apéndice B](#).

El cálculo de un amortiguamiento equivalente puede llegar a ser cuestionable para el caso de sistemas estructurales con disipadores que exhiben un marcado comportamiento no lineal, como es el caso de dispositivos dependientes del desplazamiento o dependientes de la velocidad con α_d pequeños (cerca de cero). Es por ello por lo que, dentro del contexto del diseño de estructuras con disipadores de energía, esta Norma requiere de una verificación cuidadosa del sistema estructural total con un análisis dinámico paso a paso de acuerdo con lo indicado en 12.2.4. Para el caso de amortiguadores cuya disipación de energía depende del desplazamiento relativo entre sus extremos (dispositivos de tipo histerético) es muy importante que el diseñador comprenda las limitaciones y consecuencias del uso del criterio de equivalencia de amortiguamiento. Dentro de este contexto, sería posible utilizar, con el fin de mejorar el diseño y los criterios de convergencia, factores de modificación de espectros elásticos para sistemas con disipadores de energía (ver, por ejemplo, Ruiz Gómez y Orellana, 2021) en lugar de cualquier otro criterio de equivalencia.

12.2.2.2 Desplazamientos y distorsiones

Para la revisión del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, se revisará de acuerdo con lo indicado [12.1.3.3.3](#) las distorsiones obtenidas con las fuerzas laterales calculadas conforme a [12.2.2.3](#).

12.2.2.3 Cortante basal y fuerzas laterales

El sistema estructural debe diseñarse para resistir un cortante basal V_{bd} igual a:

$$V_{bd} = \frac{S_a(T, Q=1, \zeta=\zeta_e)}{R'} W_0 \geq k_d \frac{S_a(T, Q=1, \zeta=0.05)}{R'} W_0 \quad (12.2.1)$$

donde $S_a(T, Q=1, \zeta=\zeta_e)$ es la ordenada espectral elástica de pseudo-aceleración que se obtiene para el amortiguamiento equivalente ζ_e de acuerdo con [3.1](#), $S_a(T, Q=1, \zeta=0.05)$ es la ordenada espectral elástica de pseudo-aceleración que se obtiene para un amortiguamiento de 0.05 de acuerdo con la misma sección, k_d es igual a 0.5 para el caso de disipadores con comportamiento lineal, e igual a 0.3 para el caso de disipadores con comportamiento no lineal, R' el factor de reducción por sobre-resistencia que se obtiene de acuerdo con [3.3](#), y W_0 es el peso total del edificio al nivel del desplante. El valor de ζ_e se establece, bajo la consideración de la contribución de todos los disipadores de energía, por medio de ponderar el amortiguamiento determinado para cada disipador para los desplazamientos laterales de diseño, en función de la rigidez secante del disipador correspondiente a ese desplazamiento. En caso de disipadores que no exhiban rigidez, la ponderación se hace en función de la fuerza máxima que desarrollan.

La fuerza lateral de diseño que actúa en el centro de masa del i -ésimo nivel del sistema primario, F_{Di} , se determina como:

$$F_{Di} = V_{bd} \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i} \quad (12.2.2)$$

dónde w_i y h_i son el peso y la altura sobre el nivel de desplante del i -ésimo nivel.

Mientras que el sistema estructural en su conjunto debe diseñarse para resistir las fuerzas laterales dadas por la [ecuación 12.2.2](#), será necesario atender los requerimientos de [12.1.3.4](#) para el diseño de las conexiones y elementos de soporte.

Comentario:

Los valores de k_d adoptados para la [ecuación 12.2.1](#) se basan en las máximas reducciones permitidas por amortiguamiento equivalente en diferentes normativas alrededor del mundo, como es el caso del EN-1998.

En muchas ocasiones, los cuerpos normativos proporcionan ecuaciones para estimar el valor de ζ_e . Dentro de este contexto, la fracción de amortiguamiento asignado a los disipadores de energía depende de su coeficiente de amortiguamiento e inclinación, y de las distorsiones de entrepiso. Debido a que estas ecuaciones tienden a sobrestimar de manera considerable la fracción de amortiguamiento en sistemas estructurales altos y esbeltos, que

exhiben una componente de comportamiento lateral global en flexión que produce distorsiones, pero no deforma los disipadores de energía, esta Norma no considera el uso de ese tipo de ecuaciones.

12.2.2.4 Modelo de análisis

El modelo elástico de análisis del sistema primario debe hacerse de acuerdo con lo indicado en esta Norma y la *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate*.

12.2.3 Análisis dinámico modal espectral

El análisis dinámico modal espectral de un edificio con disipadores de energía deberá hacerse conforme a los requerimientos de 7.2, y lo indicado en el presente inciso.

Comentario:

El uso del análisis modal espectral para el análisis de edificios con disipadores de tipo viscosos puede verse en los comentarios y recomendaciones de diseño de edificios con disipadores de energía sísmica elaboradas por Ruiz Gómez (2019).

12.2.3.1 Características mecánicas

Las fuerzas y desplazamientos de diseño para el sistema estructural deberán estimarse con un modelo elástico que considere para cada disipador de energía, la rigidez secante determinada de acuerdo con lo indicado por el [apéndice B](#), para las distorsiones de diseño.

12.2.3.2 Espectro de Diseño

Las ordenadas del espectro elástico de pseudo-aceleración utilizado para el análisis dinámico modal espectral deben establecerse de acuerdo con 3.1., para el amortiguamiento equivalente ζ_e del sistema estructural. El valor de ζ_e se debe establecer considerando la contribución de todos los disipadores de energía. Las ordenadas del espectro elástico de diseño deberán establecerse bajo la consideración de la reducción con el factor de reducción por sobre-resistencia R' de acuerdo con lo indicado en 3.3.

Comentario:

Cuando sea necesario, se debe considerar el amortiguamiento proporcionado por los disipadores a los modos superiores de vibrar. Debido a la variación de la rigidez secante y amortiguamiento equivalente de los disipadores de energía en función de su deformación lateral, las propiedades dinámicas del sistema estructural varían en función del desplazamiento lateral. La dependencia mutua que existe entre el espectro de diseño y las propiedades de los disipadores de energía por lo general resulta en la necesidad de iterar.

12.2.3.3 Acciones de Diseño

El diseño del sistema primario debe considerar las fuerzas internas estimadas con el análisis dinámico modal espectral bajo la consideración de las acciones mínimas que se indican en la [tabla 12.1.2](#). En el caso particular del cortante basal de diseño, si este cortante es subestimado por el análisis dinámico modal espectral con respecto al valor indicado en la tabla, será necesario escalar las fuerzas internas y distorsiones estimadas con el análisis con un factor igual al requerido para que el cortante estimado alcance el valor mínimo de la tabla.

Para la revisión del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, se revisará de acuerdo con lo indicado [12.1.3.3.3](#) y [1.7](#) las distorsiones obtenidas con el análisis dinámico modal espectral.

Se deberá atender los requerimientos de [12.1.3.4](#) para el diseño de las conexiones y elementos de soporte.

12.2.3.4 Modelo de análisis

El modelo elástico de análisis del sistema primario debe hacerse de acuerdo con lo indicado en [12.2.2.4](#).

12.2.3.5 Velocidad actuante en el sistema disipador

Debido a que las velocidades con que se deben diseñar y revisar los dispositivos dependientes de la velocidad no necesariamente corresponden a las que pueden estimarse directamente a partir de los resultados de un análisis dinámico modal espectral, el/la Proyectista deberá hacer las consideraciones necesarias para estimar correctamente la velocidad máxima v_{dmax} para la que debe diseñarse el disipador de energía.

Comentario:

Por lo general, la velocidad que debe usarse para diseñar los dispositivos dependientes de la velocidad y sus conexiones es mayor que la velocidad que puede establecerse de manera directa o indirecta a partir de un análisis elástico lineal. Una discusión en cuanto al cálculo de la pseudo-velocidad a partir de los resultados del análisis elástico lineal y el uso de factores de corrección para calcular la velocidad de diseño a partir de la pseudo-velocidad puede encontrarse en Ruiz Gómez et al. (2021). La consulta de procedimientos como el discutido en dicha referencia no solo aporta guía al proceso de diseño, sino que suelen reducir de manera importante el tiempo asociado a los procesos iterativo y de convergencia usualmente involucrados en el diseño de estructuras con disipadores de energía.

En el caso de sistemas estructurales altos y esbeltos, que exhiben una componente de comportamiento lateral global en flexión significativa que produce distorsiones, pero no deforma los disipadores de energía, es necesario considerar cuidadosamente la deformación de los disipadores con fines de no sobreestimar la velocidad de diseño. Para establecer el valor de v_{dmax} resultan muy útiles los resultados de los análisis dinámicos paso a paso que deben llevarse a cabo para evaluar el desempeño del sistema estructural con disipadores de energía.

12.2.4 Análisis dinámico paso a paso

Independientemente del tipo de análisis que se utilice durante la etapa de diseño, siempre deben llevarse a cabo análisis dinámicos paso a paso de acuerdo con lo indicado en 7.3 y 7.4, para verificar el sistema estructural con disipadores de energía de acuerdo con lo indicado en el capítulo 14. La evaluación basada en desempeño deberá hacerse para la intensidad sísmica base de diseño.

Comentario:

El uso del análisis dinámico paso a paso para el análisis de edificios con disipadores se discute e ilustra en los comentarios y recomendaciones de diseño de edificios con disipadores de energía sísmica elaboradas por Ruiz Gómez (2011).

12.2.4.1 Criterios de Aceptación

Para el caso del sistema primario, los indicadores de comportamiento (deformaciones, desplazamientos, esfuerzos, fuerzas, etc.) estimados con el análisis dinámico paso a paso, deben clasificarse y revisarse de acuerdo con lo establecido en 14.2.5.

Los criterios de aceptación para los disipadores de energía, particularmente en lo que se refiere a su capacidad última de deformación, deben verificarse con pruebas experimentales de acuerdo con lo indicado en el apéndice B.

La seguridad sísmica de equipos y contenidos, así como de elementos no estructurales y arquitectónicos, se revisará de acuerdo con lo indicado en 14.2.3.

12.2.4.2 Acciones Mínimas de Diseño

La revisión del sistema estructural con disipadores de energía debe considerar las fuerzas internas y distorsiones estimadas con el análisis dinámico paso a paso bajo la consideración de las acciones mínimas que se indican en la tabla 12.1.2. En el caso particular del cortante basal de diseño, si este cortante es subestimado por el análisis dinámico paso a paso con respecto al valor indicado en la tabla, será necesario escalar las fuerzas internas y distorsiones estimadas con el análisis con un factor igual al requerido para que el cortante estimado alcance el valor mínimo de la tabla.

El sistema estructural con disipadores de energía deberá diseñarse y construirse para acomodar de manera estable, bajo la consideración de la bidireccionalidad de la acción sísmica, las deformaciones máximas calculadas con el análisis dinámico paso a paso.

12.2.4.3 Movimientos del Terreno

La evaluación basada en desempeño requiere de espectros de peligro uniforme para la intensidad sísmica base de diseño, establecidos conforme a lo indicado en 7.4.1 para el sitio de la construcción.

Las parejas de acelerogramas usadas para los análisis dinámicos paso a paso deben cubrir, conforme a lo indicado en 7.4.1, los espectros elásticos de peligro uniforme. El número mínimo de parejas que debe ser considerado para la evaluación basada en desempeño es el que se indica en el mismo inciso.

12.2.4.4 Modelo de análisis

El modelo de análisis para el sistema primario deberá hacerse de acuerdo con lo indicado en 14.2.4. De acuerdo con esto, el modelado de los disipadores de energía deberá considerar propiedades estructurales, incluyendo el comportamiento histerético, verificadas con pruebas de laboratorio de acuerdo con lo indicado en el [apéndice B](#). Conforme a lo indicado en 14.2.7, será necesario llevar a cabo una serie complementaria de análisis dinámicos paso a paso con un segundo modelo de análisis, cuando los valores mínimos de las propiedades estructurales de los disipadores de energía sean significativamente menores que los correspondientes valores esperados. Los datos de laboratorio no deben extrapolarse más allá de los niveles de deformación ensayados. Si los resultados indican que puede producirse una degradación en la resistencia o rigidez, o un adelgazamiento en los ciclos histeréticos del disipador de energía, su modelado debe incluir esos efectos.

El modelo de análisis debe incluir, en su caso, los elementos estructurales complementarios usados para soportar y conectar los disipadores de energía al sistema primario. El amortiguamiento asignado al sistema primario dentro del modelo de análisis no se considerará superior al que se especifica en el 7.4.2, a menos que exista evidencia experimental, congruente con los niveles de deformación esperados, de que se puede usar un porcentaje mayor.

13. SISTEMAS ESTRUCTURALES CON AISLAMIENTO SÍSMICO

13.1 General

Este capítulo debe aplicarse al diseño sísmico de edificios aislados; se incluyen en esa acepción las naves industriales y las obras fabriles con estructuración similar a la de los edificios.

13.1.1 Propósito y alcance

De acuerdo con lo indicado en la [tabla 13.1.1](#), los requisitos de esta Norma tienen como propósito obtener una estructura aislada que exhiba un comportamiento adecuado tal que satisfaga el siguiente objetivo de diseño:

- 7) Para la intensidad sísmica infrecuente, se limite la respuesta de los elementos estructurales de la superestructura y subestructura a su intervalo de comportamiento elástico, de tal manera que satisfagan el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata. Los aisladores deben permanecer sin daño de acuerdo con los criterios establecidos en el [apéndice C](#).

Además de cumplir con lo especificado en este capítulo, el diseño de un sistema estructural con aisladores sísmicos debe contar con aprobación del Instituto, y debe cumplir con las disposiciones de la NTC-Revisión en lo referente a la revisión del proyecto estructural.

Tabla 13.1.1 Matriz de objetivos de diseño para estructuras con aislamiento sísmico

Intensidad Sísmica de Diseño ^[1]	Niveles de Desempeño ^[1]			
	No Estructural Limitación de Daño	Estructural		
		Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención de Colapso
Frecuente				
Base de Diseño				
Infrecuente		7) Estructuras con aislamiento sísmico. Revisión de desplazamientos y distorsiones y diseño por resistencia ($Q = 1$)		

^[1] De acuerdo con lo indicado en [1.1](#) y la [tabla 1.1a](#).

Comentario:

De acuerdo con lo que se indica en la [tabla 13.1.1](#), los requerimientos de diseño contenidos en este capítulo conllevan niveles de desempeño asociados a menores niveles de daño estructural en relación con los considerados para el diseño de las estructuras del Grupo B.

El objetivo de diseño considerado para estructuras con aislamiento sísmico se identifica en la [tabla 13.1.1](#) con el número 7, que corresponde con la numeración asignada a él en el texto normativo. En la tabla también se indica de manera resumida la manera en que debe considerarse durante el diseño dicho objetivo de diseño.

Aunque esta Norma permite, en casos excepcionales, el uso de aislamiento parcial, sus requerimientos de diseño se enfocan al caso de aislamiento total. El uso de aislamiento parcial requiere atender las restricciones y limitaciones indicadas en este capítulo, y documentar con detalle las consideraciones de diseño a satisfacción del Instituto. Cuando se usa aislamiento total, el edificio debe satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para la intensidad sísmica infrecuente.

La definición de aislamiento total y parcial se encuentra en la [Notación](#) de esta Norma.

13.1.2 Criterios de análisis, aceptación e inspección

13.1.2.1 Criterios Generales

Los aisladores sísmicos son apoyos estructurales que deben diseñarse para:

- a. Soportar las cargas verticales permanentes del edificio, y resistir las acciones no sísmicas, tales como las debidas al viento y desplazamientos inducidos térmicamente, sin deformación lateral apreciable y sin perjudicar a la superestructura.
- b. Proporcionar, mediante una baja rigidez en corte u otros medios, la baja frecuencia natural horizontal requerida por la estructura aislada para la intensidad sísmica infrecuente.
- c. Resistir la fuerza lateral máxima correspondiente al desplazamiento lateral de diseño.
- d. Recentrar la estructura aislada después de la ocurrencia de un sismo con la intensidad sísmica infrecuente.

En su caso, los aisladores deben proporcionar el amortiguamiento suficiente para controlar, dentro de límites que garanticen la estabilidad global del sistema estructural, los desplazamientos laterales de diseño. El amortiguamiento que proveen los aisladores puede ser complementado con aquel provisto por dispositivos suplementarios de disipación pasiva de energía.

Comentario:

Esta Norma considera el uso de un sistema de aislamiento sísmico con el fin de atenuar los efectos de la componente horizontal de la excitación sísmica en la superestructura. Dentro de este contexto, no se considera explícitamente dentro del proceso de diseño la componente vertical de dicha excitación.

En casos particulares, otras cargas activas, tales como viento o cambios de temperatura, pueden llegar a regir el diseño del sistema de aislamiento.

13.1.2.2 Consideraciones generales

Los requisitos de este capítulo tienen como objetivo dar un nivel adecuado de seguridad a sistemas estructurales con aislamiento total, y cubren el diseño de aisladores convencionales como lo son aisladores de hule (elastoméricos), incluidos aquellos con núcleo de plomo o material polimérico; y dispositivos deslizantes con superficies curvas o planas. Los requisitos no han sido establecidos con el fin de restringir el uso de sistemas de aislamiento que no sean contemplados explícitamente por esta Norma. El uso de sistemas de aislamiento no convencionales deberá quedar ampliamente sustentado por medio de ensayos de laboratorio a escala natural según se indica en el [apéndice C](#), y una evaluación basada en desempeño llevada a cabo de acuerdo con el [capítulo 14](#), que demuestren, a satisfacción del Instituto, la pertinencia de la solución adoptada en términos de su desempeño y seguridad estructural.

Un sistema estructural aislado debe cumplir con los requisitos establecidos en [1.2](#). Los elementos estructurales de la superestructura y la subestructura, así como los de la cimentación, deben diseñarse de manera similar a como se hace en el caso de una estructura convencional con base rígida, bajo la consideración de las acciones de diseño obtenidas para la estructura aislada con el método de análisis que aplique según [13.2.1](#).

Cuando de manera adicional al diseño por sismo de acuerdo con esta Norma, se diseñe el sistema de aislamiento para controlar vibraciones no sísmicas, deberán llevarse a cabo ensayos adicionales de acuerdo con lo indicado en el [apéndice C](#), y una revisión explícita de la respuesta del sistema estructural ante esas vibraciones.

Los requisitos de diseño discutidos en este capítulo deberán ser usados para casos en que decida aislarse, como estrategia para la rehabilitación estructural, un edificio existente. En este caso, el sistema estructural existente casi siempre se constituye en la superestructura del sistema aislado. Además de lo indicado en este capítulo, deberá documentarse, a satisfacción del Instituto, el procedimiento constructivo y la conexión de los aisladores al sistema estructural existente.

Comentario:

Los requisitos de este capítulo fomentan el uso de sistemas estructurales aislados con regularidad estructural, y bien concebidos de acuerdo con la práctica internacional. Aunque no se prohíbe el uso de sistemas estructurales irregulares y opciones como el uso del aislamiento parcial, esta Norma impone para estos casos una serie de limitaciones, y la necesidad de documentar cuidadosamente las consideraciones de diseño a satisfacción del Instituto.

13.1.2.3 Enfoque de diseño

Tanto la superestructura como la subestructura deben diseñarse para permanecer elásticas para la intensidad sísmica infrecuente. En caso del sistema de aislamiento, debe asegurarse la estabilidad global del sistema estructural. Para ello, el sistema de aislamiento debe diseñarse, fabricarse e instalarse de tal manera que soporte las acciones de diseño correspondientes a la intensidad sísmica infrecuente sin presentar falla, ya sea, entre otras razones, por inestabilidad ante

cargas verticales, rotaciones excesivas, o agotamiento de su capacidad de deformación lateral. Después de la ocurrencia de un sismo con la intensidad sísmica infrecuente, el sistema de aislamiento no deberá exhibir daño según los criterios definidos en el [apéndice C](#).

El diseño del sistema de aislamiento deberá considerar explícitamente:

1. Los efectos de flujo plástico, envejecimiento, fatiga, exposición a la humedad y contaminación, y deformaciones permanentes, en las propiedades mecánicas de diseño de los aisladores.
2. La variación de estas propiedades mecánicas en función de parámetros como la velocidad de carga, la presión de contacto y la temperatura ambiente, entre otros; así como la posible degradación de estas propiedades en presencia de varios ciclos de carga.
3. Las acciones de diseño por viento.

El sistema estructural aislado deberá contar con:

4. Una relación de periodos de vibración según [13.1.3.3.3](#); en caso de no cumplirla, debe hacerse una evaluación detallada del diseño de acuerdo con lo ahí indicado.
5. Un diafragma horizontal u otros elementos estructurales que interconecten la base de todos los elementos estructurales verticales que se desplantan sobre los aisladores.
6. Un diafragma horizontal u otros elementos estructurales que interconecten la parte superior de todos los elementos estructurales verticales sobre los que se desplantan los aisladores; en caso de no existir dicho diafragma horizontal u otros elementos de interconexión, deberán incrementarse las acciones de diseño para los elementos de la subestructura de acuerdo con lo indicado en [13.1.3.4.2](#).
7. Una rigidez vertical apropiada.
8. Resistencia al fuego.

Esta Norma no contempla la posibilidad del diseño de edificios con aislamiento parcial. Para este caso, deberá justificarse a satisfacción del Instituto los valores del factor de comportamiento sísmico Q , el valor del amortiguamiento, y la distorsión límite que se propongan, y llevar a cabo una evaluación basada en desempeño de acuerdo con el [capítulo 14](#), que demuestre la pertinencia de la solución adoptada en términos de su seguridad estructural.

Comentario:

El diseño por sismo de los aisladores debe tomar en cuenta explícitamente que estos deben funcionar correctamente bajo la consideración de las condiciones ambientales a las que estarán expuestos durante su vida útil. Será necesario documentar y tomar las precauciones adicionales del caso, que garanticen su buen comportamiento estructural, cuando queden sometidos a condiciones de uso y ambientales excepcionales, tales como inmersión en agua, exposición a aceite, productos químicos o radiación, o instalación en zonas de riesgo de incendio. En el [apéndice C](#) se especifican con detalle algunas de las condiciones que deben revisarse para el diseño de los aisladores.

13.1.2.4 Combinaciones de carga

Las deformaciones y fuerzas internas que resulten del análisis ante cargas laterales se combinarán con los efectos de las fuerzas gravitacionales y de las otras acciones que correspondan según los criterios que establecen la NTC-Criterios.

Las distorsiones y fuerzas internas de diseño se estiman para el espectro elástico sin reducir de pseudo-aceleración correspondiente a la intensidad sísmica infrecuente para el sitio de acuerdo con [3.1](#). Las ordenadas espectrales no se modifican en función del grupo al que pertenezca la estructura según [1.4](#) con fines de estimar las distorsiones y fuerzas internas de diseño.

El diseño del sistema de aislamiento debe ser tal que se asegure la estabilidad global contra el volteo de la estructura. Con tal fin, el cálculo del momento de volteo deberá considerar las fuerzas sísmicas máximas y las cargas muerta y viva instantánea. Para establecer la capacidad resistente a volteo se deberán seguir los requisitos de la NTC-Criterios.

Para el diseño sísmico de los aisladores, la carga gravitacional que actúa en ellos se determina en función de las cargas muertas que apliquen y el valor de la carga viva instantánea.

El sistema de aislamiento debe resistir, sin activarse, las acciones de diseño por viento establecidas de acuerdo con los criterios de la NTC-Viento.

Los límites para hundimientos indicados en la NTC-Criterios deben también cumplirse para el caso de estructuras aisladas.

Comentario:

Para el diseño por sismo de una estructura convencional del Grupo A, la edición anterior de esta Norma requería multiplicar las ordenadas espectrales correspondientes a la intensidad sísmica base de diseño por un factor de importancia. El uso de un sismo con mayor intensidad para diseñar y revisar el sistema estructural conllevaba un mayor nivel de seguridad estructural que se consideraba hacia posible el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para la intensidad sísmica base de diseño. Dado que, para el diseño de cualquier estructura aislada, esta Norma requiere que se satisfaga el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para la intensidad sísmica infrecuente, no se considera necesario usar un factor de importancia para lograr el objetivo de diseño indicado en la tabla 13.1.1.

Se requiere analizar cuidadosamente las condiciones que puedan llegar a regir el diseño del sistema de aislamiento, la superestructura y la subestructura. Los hundimientos diferenciales pueden producir en los aisladores distribuciones de cargas y deformación lateral que resulten en un comportamiento inadecuado del sistema de aislamiento. Los límites para estos hundimientos indicados en la NTC-Criterios deben cumplirse rigurosamente en el caso de estructuras aisladas. Otro caso de interés es el de estructuras de grandes claros, que pueden llegar a sufrir contracciones o dilataciones axiales de consideración, que resulten en demandas de deformación lateral en los aisladores que deban ser consideradas explícitamente durante el diseño del sistema de aislamiento. La NTC-Criterios ofrece métodos aproximados para la determinación de desplazamientos laterales adicionales a los sísmicos, los cuales pueden ser relevantes para el diseño del sistema de aislamiento.

Aunque esta Norma no requieren tomar en cuenta explícitamente la componente vertical del sismo para el diseño del sistema de aislamiento, bajo ciertas circunstancias, que deben ser consideradas cuidadosamente durante la etapa de diseño, dicha componente puede afectar desfavorablemente el desempeño de la estructura aislada.

13.1.2.5 Acciones mínimas de diseño

Independientemente de si el edificio pueda analizarse, de acuerdo con 13.2.1, con el método estático, debe llevarse a cabo un análisis estático en conformidad con lo indicado en el 13.2.1.1 para establecer las acciones mínimas de diseño que se indican en la tabla 13.1.2.

Tabla 13.1.2 Acciones mínimas de diseño y distorsiones límite para sistemas aislados

Parámetro de Diseño	Análisis Estático	Análisis Modal Espectral		Análisis Dinámico Paso a Paso	
		Estructura Regular ^[1]	Estructura Irregular ^[1]	Estructura Regular ^[1]	Estructura Irregular ^[1]
Desplazamiento total máximo	$D_{TM}^{[2]}$	$0.9 D_{TM}$	D_{TM}	$0.8 D_{TM}$	$0.9 D_{TM}$
Cortante basal	$V_{bA}^{[3]}$	$0.9 V_{bA}$	V_{bA}	$0.8 V_{bA}$	$0.9 V_{bA}$
Cortante basal para diseño de la superestructura ^[4]	$V_{sA}^{[5]}$	$0.8 V_{sA}$	V_{sA}	$0.6 V_{sA}$	$0.8 V_{sA}$
Distorsión límite	$\gamma_{OI}^{[6]}$	$1.1 \gamma_{OI}$	γ_{OI}	$1.5 \gamma_{OI}$	$1.2 \gamma_{OI}$

^[1] Conforme a lo indicado en 13.1.3.3.1

^[2] Calculado con la ecuación 13.2.3 No debe ser menor que $1.1D_M$

^[3] Calculado con la ecuación 13.2.4

^[4] Calculado con la ecuación 13.2.5

^[5] El valor del cortante basal de diseño para la superestructura no debe ser menor que el cortante basal correspondiente a viento, ni que 1.5 el cortante basal correspondiente a la activación del sistema de aislamiento.

^[6] De acuerdo con las tablas 4.3.1, 4.3.2 y 4.3.3.

Comentario:

Aunque la comunidad de ingeniería estructural ha documentado que los sistemas aislados han exhibido un desempeño sísmico notable en sismos recientes de muy alta intensidad, el comité encargado de redactar esta Norma consideró importante limitar las posibles reducciones que pueden obtenerse, tanto en las distorsiones como fuerzas internas de diseño, cuando se aísla el sistema estructural. Por tanto, siempre será necesario llevar a cabo un

análisis estático del sistema aislado, con el fin de establecer valores mínimos de referencia para el desplazamiento total máximo, el cortante basal, el cortante basal de diseño para la superestructura, y la distorsión máxima.

13.1.2.6 Requisitos de construcción e inspección

La estructura aislada debe construirse bajo la consideración explícita de:

- Las tolerancias constructivas requeridas para el buen funcionamiento del sistema de aislamiento.
- La necesidad de un acceso rutinario al sistema de aislamiento.
- La necesidad de contar con puntos de soporte para permitir el reemplazo seguro de los aisladores.

Debe inspeccionarse el sistema de aislamiento y sus conexiones después de cada sismo que demande de algún aislador un desplazamiento lateral igual o mayor que $0.2D_{TM}$, pero sin que el lapso entre dos revisiones consecutivas exceda cinco años.

Comentario:

Existen diversos métodos para medir en el campo los desplazamientos máximos del sistema de aislamiento. Uno de los más usados consiste en el uso de placas de rayado o scratch plates, como la que se ilustra en la figura C13.1.1.



Figura C13.1.1 Placa de rayado

La definición de sismo importante se encuentra en la Notación de esta Norma.

Entre las preparaciones que pueden considerarse para el reemplazo de dispositivos se considera, sin limitación, el uso de conexiones atornilladas que permitan un reemplazo rápido y seguro.

13.1.2.7 Control de calidad

Los aisladores deberán ser sometidos a un programa de verificación de control de calidad de acuerdo con lo establecido en el [apéndice C](#). Los resultados de este programa deben quedar adecuadamente reportados en la documentación del proyecto.

Comentario:

Los aisladores deben cumplir con las propiedades establecidas en las Especificaciones de Diseño dentro de las tolerancias establecidas en el [apéndice C](#). Lo anterior deberá quedar confirmado en un reporte elaborado por un laboratorio independiente.

13.1.2.8 Elementos no estructurales y contenidos

Con fines de revisar, cuando se considere relevante, la seguridad sísmica de equipos y contenidos cuya falla pudiera generar pérdidas económicas cuantiosas o la inhabilitación de funciones requeridas para la seguridad de la construcción o de las personas que la ocupan; y los elementos no estructurales, así como sus conexiones y soportes, deben usarse los requerimientos de [14.2.3](#) con las aceleraciones absolutas y distorsiones máximas de entrepiso estimadas con un análisis dinámico paso a paso según lo establecido en [13.2.4](#).

13.1.2.9 Separación de edificios colindantes y topes sísmicos

Además de cumplir con los requisitos de 1.8, la superestructura aislada debe tener una separación mínima con los linderos de predios vecinos igual a $1.2D_{TM}$.

Cuando así se considere relevante para el proyecto, será posible usar topes sísmicos para limitar el desplazamiento lateral que pueda desarrollar el sistema de aislamiento durante un sismo con mayor intensidad que la contemplada según esta Norma para la intensidad sísmica infrecuente, siempre y cuando se evalúen las consecuencias del impacto de la superestructura contra dichos topes. En ningún caso se permitirá el impacto de un aislador con un tope sísmico.

Comentario:

Aunque la comunidad de ingeniería estructural ha documentado que los sistemas aislados han exhibido un desempeño sísmico notable en sismos recientes de muy alta intensidad, es práctica común a nivel internacional requerir primero, que se diseñen para una mayor intensidad sísmica en relación con la que se usa para el diseño de sistemas estructurales convencionales y segundo que, a pesar de esa mayor intensidad, se considere un margen de seguridad extra en relación con la capacidad de deformación lateral de los aisladores sísmicos. Lo anterior se debe a que los sistemas aislados suelen carecer de una línea de defensa efectiva contra el colapso una vez que los aisladores alcanzan su capacidad última de deformación.

En algunos proyectos es posible utilizar topes sísmicos con el fin de evitar a toda costa, en situaciones extremas no contempladas por esta Norma (por ejemplo, la ocurrencia de una excitación sísmica con intensidad mucho mayor a la infrecuente, y que resulte en mucho mayores demandas que las contempladas para el diseño de un sistema aislado), la falla global del sistema de aislamiento. Dentro del contexto de esta Norma, un tope sísmico es una barrera física con la que choca la superestructura con fines de evitar que los aisladores se deformen más allá de su capacidad última.

A nivel internacional se han recurrido a diferentes alternativas con fines de proveer topes sísmicos. En algunos casos, se proveen uno o más tope(s) sísmicos globales contra los que choca por lo general la losa base de la superestructura. En estos casos y como se indica en esta Norma, se debe evaluar las consecuencias del impacto de la superestructura contra el tope, y diseñar la superestructura para que se capaz de resistir con seguridad el impacto. En otros casos se ha recurrido a usar anillos de contención en los aisladores individuales como topes sísmicos. Debido al riesgo de daño en los aisladores cuando se usa la segunda alternativa, el comité encargado de elaborar esta Norma solo considera válido el uso de topes sísmicos globales.

13.1.3 Criterios globales de análisis y diseño

Para el análisis y diseño de estructuras con aislamiento sísmico se usará $Q = 1$, lo que corresponde al caso de aislamiento total. Se permite el uso de metodologías basadas en control de desplazamientos siempre que se cumpla con los requisitos del capítulo 11.

13.1.3.1 Análisis estructural

El análisis de la estructura aislada se hará de acuerdo con lo indicado en 13.2, bajo la consideración de la condición de regularidad de la superestructura establecida de acuerdo con 13.1.3.3.1.

Comentario:

Las implicaciones de irregularidad en una estructura aislada tienen que ver más con el tipo de análisis a seleccionar y la optimización del diseño. Se considera que los valores de distorsión límite considerados en 13.1.3.3.4 y la tabla 13.1.2, junto con el uso de $Q = 1$ con fines de diseño para el caso de aislamiento total limitan de manera importante los efectos desfavorables de la irregularidad estructural de la superestructura en el desempeño del edificio aislado.

13.1.3.2 Sistema de Aislamiento

Los aisladores deben cumplir los requisitos de diseño especificados en este capítulo, y fabricarse de acuerdo con lo indicado en el apéndice C. Las propiedades mecánicas usadas para modelar los aisladores con fines de análisis deben verificarse con pruebas experimentales de acuerdo con lo indicado en dicho apéndice.

Comentario:

Los requerimientos de esta Norma aplican a aisladores elastoméricos, tanto de alto como bajo amortiguamiento, ya sea que se usen o no dispositivos complementarios de disipación de energía. Suele usarse la abreviatura HDRB (high damping rubber bearing) para los dispositivos con alto amortiguamiento, y LDRB (low damping rubber bearing) para los dispositivos con bajo amortiguamiento.

bearing) para aquellos con bajo amortiguamiento. Para los aisladores elastoméricos con núcleos de plomo suele usarse la abreviatura LRB (lead rubber bearing), y PPRB (polymeric plugged rubber bearing) para aquellos con núcleo de material polimérico. Se considera que un aislador tiene alto amortiguamiento cuando para una deformación unitaria en corte del 100 por ciento, exhibe un porcentaje de amortiguamiento crítico mayor que el 6 por ciento. Se considera bajo amortiguamiento cuando bajo estas mismas circunstancias, el aislador exhibe un amortiguamiento igual o menor que el 6 por ciento.

Los requerimientos de esta Norma también aplican a aisladores deslizantes, que aportan su función estructural a partir del trabajo de una o más superficies curvas, esféricas o cilíndricas, con una disposición geométrica apropiada que da lugar a un comportamiento pendular. La superficie deslizante principal de los dispositivos aporta una fuerza restauradora que depende del desplazamiento y la curvatura de dicha superficie. A través de la fricción que se desarrolla en la superficie de contacto principal, el aislador disipa energía. De acuerdo con lo mostrado en la figura C13.1.2, una superficie deslizante secundaria queda encargada de acomodar las rotaciones inducidas en el aislador por el desplazamiento lateral de la superestructura. En el caso de dispositivos deslizantes compuestos, el trabajo conjunto de múltiples superficies acomoda el desplazamiento horizontal y la correspondiente rotación.

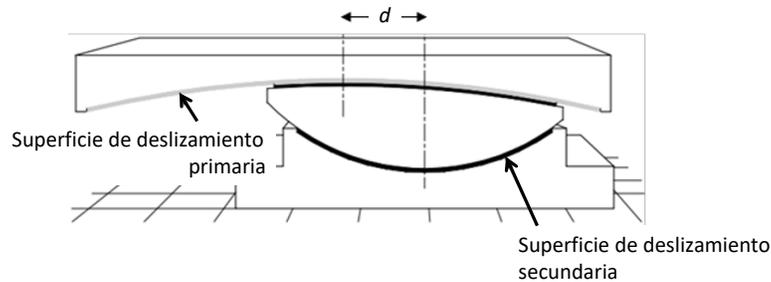


Figura C13.1.2 Principio funcional y elementos principales de dispositivos de deslizamiento de superficies curvas

Algunos aisladores, como los elastoméricos con núcleo de plomo o los deslizantes, se caracterizan por tener un marcado comportamiento no lineal; cuestión que debe ser considerada cuidadosamente durante la estimación de la respuesta dinámica del edificio aislado y el diseño del sistema de aislamiento.

13.1.3.2.1 Recentrado

La capacidad de recentrado es una propiedad global del sistema de aislamiento, que requiere de una componente elástica de comportamiento capaz de limitar el desplazamiento residual al final de la excitación sísmica, y de prevenir la acumulación de desplazamiento lateral en un sentido de la dirección de análisis. Para aportar una adecuada capacidad de recentrado, será necesario que cada aislador exhiba una pendiente post-elástica positiva hasta el desplazamiento lateral máximo que desarrolla durante el análisis, y que la rigidez secante del sistema de aislamiento para el desplazamiento máximo D_M sea por lo menos un tercio de la rigidez secante correspondiente al 20 por ciento de dicho desplazamiento.

Comentario:

La capacidad de disipación de energía y la de recentrado de un sistema de aislamiento sísmico suelen ser propiedades antagónicas, de tal manera que deben ser consideradas cuidadosamente en función de las particularidades del proyecto.

La capacidad de recentrado del sistema de aislamiento depende de que ciertas componentes de comportamiento, que exhiban una rigidez lateral mínima, permanezcan elásticas durante el sismo. Un ejemplo de esto sería la capacidad de recentrado que da el hule en un aislador elastomérico, o la curvatura de un aislador deslizante.

El criterio de rigidez secante usado por esta Norma para garantizar una capacidad mínima de recentrado se basa en el requerimiento correspondiente del ASCE 7-22. Aunque esta Norma no prescriben un criterio energético para revisar la capacidad de recentrado, se recomienda revisar, cuando esto sea posible, la capacidad de recentrado del sistema de aislamiento con criterios de energía (Medeot 2004).

13.1.3.2.2 Torsión Máxima

Debe controlarse la torsión máxima en planta del sistema de aislamiento, de tal manera que el desplazamiento total máximo D_{TM} no exceda en más del 20 por ciento el desplazamiento máximo D_M .

13.1.3.2.3 Capacidad lateral

Conforme a lo indicado en el [apéndice C](#), se requiere que la capacidad última de deformación lateral de los aisladores sea mayor en 20 por ciento que la requerida por el análisis, y que estos sean capaces de resistir la fuerza lateral máxima asociada a esa condición. Para esta revisión, deberán considerarse las cargas axiales máxima y mínima estimadas para los aisladores, de acuerdo con el análisis, para la intensidad sísmica infrecuente.

Comentario:

A diferencia de lo que se tiende a observar en sistemas estructurales convencionales, un sistema de aislamiento tiene una capacidad muy limitada de redistribuir las acciones sísmicas en el resto de los aisladores una vez que se alcanza la capacidad última de deformación de algunos aisladores. En consecuencia, esta Norma considera la intensidad sísmica infrecuente para el diseño del sistema de aislamiento, y prescribe que la capacidad de deformación lateral de los aisladores sea mayor en por lo menos 20 por ciento con respecto a la establecida para ellos según el análisis estructural.

13.1.3.2.4 Levantamiento a tensión

El diseño del sistema de aislamiento no debe permitir que se desarrollen fuerzas de axiales en tensión en los aisladores elastoméricos, o el levantamiento de los aisladores deslizantes. El uso de un sistema de aislamiento que permita alguna de estas condiciones deberá sustentarse, a satisfacción del Instituto, en cuanto a la pertinencia de la solución adoptada en términos de su seguridad estructural.

Comentario:

Aunque en algunos proyectos se ha llegado a permitir que aisladores elastoméricos desarrollen fuerzas axiales en tensión, y el levantamiento de aisladores deslizantes, estas posibilidades deben, por lo general, evitarse. En el caso de los aisladores elastoméricos, la cavitación del hule producto de esfuerzos en tensión resulta en comportamientos que ponen en riesgo la estabilidad del sistema de aislamiento. En el caso de un aislador deslizante, un levantamiento excesivo del apoyo puede resultar en el desacomodo de sus partes internas, con la consecuente inestabilidad de su respuesta dinámica.

13.1.3.3 Superestructura

13.1.3.3.1 Acciones de diseño

La estimación de las acciones de diseño sobre el sistema estructural con aisladores sísmicos debe considerar la regularidad estructural. El sistema estructural se clasifica como regular o irregular de acuerdo con [2.2](#). Con fines de diseño de una estructura con aisladores sísmicos, una superestructura fuertemente irregular se considera como irregular.

Los elementos estructurales que componen un sistema estructural aislado deberán diseñarse para las acciones de diseño obtenidas con el método de análisis estructural que aplique según [13.2.1](#), bajo la consideración de las acciones mínimas de diseño indicadas en la [tabla 13.1.2](#) y las combinaciones de carga indicadas en [13.1.2.4](#).

Comentario:

Dado que las distorsiones límite y las fuerzas internas en los elementos estructurales de la superestructura de un sistema aislado se reducen significativamente en relación con el caso de un sistema estructural convencional sobre base rígida, se espera que la irregularidad estructural sea de mucho menor consecuencia para la seguridad estructural de un sistema aislado cuya superestructura debe permanecer elástica para la intensidad sísmica infrecuente. Como consecuencia, el comité encargado de redactar esta Norma consideró sensato que, durante el diseño de un sistema estructural aislado irregular, no se reduzcan las distorsiones de diseño de acuerdo con lo indicado en el [capítulo 5](#).

Con fines de diseño se clasifica el sistema estructural con aisladores sísmicos como regular o irregular. Esta clasificación no está pensada en términos de reducir las distorsiones límite, sino de limitar la posibilidad de modificar favorablemente, de acuerdo con lo indicado en la [tabla 13.1.2](#), tanto las distorsiones como fuerzas internas de diseño. Note entonces que, en un sistema estructural aislado irregular, las posibles modificaciones indicadas en la [tabla 13.1.2](#), son menores en relación con las que se consideran para un sistema regular.

13.1.3.3.2 Detallado de elementos estructurales

En caso de aislamiento total, podrá usarse un detallado correspondiente a ductilidad baja para los elementos estructurales de superestructuras de concreto reforzado y de acero siempre que todos sus elementos estructurales se diseñen y detallen de acuerdo con criterios de diseño por capacidad, tanto para evitar o retrasar su falla en corte, como para fomentar un mecanismo viga débil-columna fuerte. En caso de estructuras de mampostería, podrá usarse cualquiera de las estructuraciones consideradas en la [tabla 4.3.3](#), con excepción de muros de carga de mampostería de piezas huecas o macizas no confinados ni reforzados y mampostería de piedras naturales.

Comentario:

Estrictamente hablando y para las distorsiones que se permiten en el sistema primario, se espera a lo más daño estructural ligero. Entonces, bastaría detallar sus elementos estructurales con detallado de ductilidad baja siempre y cuando se tomen las medidas de diseño y detallado que permitan un comportamiento global estable del sistema primario. Entre ellas estaría revisar que el sistema primario satisfaga el criterio de viga débil-columna fuerte, y asegurar que sus elementos estructurales no desarrollen comportamiento degradante, como sería el caso de elementos estructurales de concreto reforzado que desarrollarán un comportamiento dominado por efectos de corte. Aunque de acuerdo con esta Norma es posible aislar estructuras de mampostería, el valor de γ_{01} que corresponde a estas estructuraciones es tan bajo que se vuelve un reto satisfacer las condiciones de diseño que se establecen en ella para un sistema estructural aislado.

13.1.3.3.3 Relación de periodos de vibración

De acuerdo con el grupo al que pertenezca el edificio según [1.4](#), el sistema aislado debe satisfacer las condiciones que se indican a continuación, en términos de la relación de periodos de vibración:

- 1) Estructuras que pertenezcan al Grupo A:

$$\frac{T_{bA}}{T_{sA}} \geq 4 \quad (13.1.1a)$$

donde T_{bA} es el periodo efectivo del sistema de aislamiento correspondiente a la intensidad sísmica infrecuente, y T_{sA} el periodo de la superestructura sobre base rígida.

- 2) Estructuras que pertenezcan al Grupo B:

$$\frac{T_{bA}}{T_{sA}} \geq 3 \quad (13.1.1b)$$

El uso de un sistema de aislamiento que no cumpla con la relación de periodos de vibración deberá contemplar una revisión detallada del diseño de acuerdo con lo indicado en [13.2.4](#).

Comentario:

Un adecuado control de aceleraciones de piso solo es posible por medio de una relación de periodos apropiada. El control de aceleraciones en una edificación, sobre todo una que pertenezca al Grupo A, es indispensable para asegurar su funcionalidad para la intensidad sísmica base de diseño.

13.1.3.3.4 Distorsiones

La revisión de distorsiones para estructuras con aisladores sísmicos debe llevarse a cabo conforme a [1.7](#) para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, con las salvedades de que la distorsión límite γ_{01} se ajusta de acuerdo con lo indicado en la [tabla 13.1.2](#) y que las distorsiones obtenidas del análisis no deben ser multiplicadas por R' . Se permite una distorsión límite de entrepiso mayor siempre que se demuestre, mediante un análisis estático no lineal llevado a cabo de acuerdo con [6.5](#), que la superestructura y la subestructura continúan satisfaciendo, desde un punto de vista estructural, el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

Comentario:

La distorsión máxima de entrepiso admitida para estructuras aisladas tiene como objetivo controlar el nivel de daño en los componentes estructurales para asegurar el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para la intensidad sísmica infrecuente.

Aunque como se indica en 13.1.2.4 y su respectivo comentario, no es necesario incrementar las ordenadas espectrales usadas para el análisis de estructuras aisladas por un factor de importancia, se considera importante imponer condiciones más estrictas para la distorsión límite que la permitida para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida, con el fin de garantizar que satisfagan, desde un punto de vista estructural, el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para la intensidad sísmica infrecuente.

Dado que algunos sistemas estructurales pueden fluir a distorsiones de entrepiso mayores que los valores de γ_{01} indicados en las Tablas 4.3.1 y 4.3.2, se permiten valores mayores siempre que se demuestre, con un análisis estático no lineal, que el sistema estructural sigue satisfaciendo el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

Es importante mencionar que la distorsión límite indicada en la tabla 13.1.2 sólo considera el desempeño del sistema estructural. Dada la importancia de los elementos arquitectónicos y no estructurales para un desempeño adecuado de la edificación, en su caso, será necesario controlar su daño con criterios complementarios, tal como desligarlos del sistema estructural y detallarlos para que acomoden sin daño las distorsiones de diseño, o establecer requisitos más estrictos para el control de la deformación lateral del sistema estructural. La revisión de contenidos y elementos estructurales se hace como se indica en 13.1.2.8.

Es igualmente importante mencionar que las distorsiones calculadas con los métodos de análisis estático y modal espectral no deben ser multiplicadas por el valor de R' , ya que, en ambos casos, las ordenadas espectrales correspondientes al espectro de pseudo-aceleración con las que se calculan las demandas sísmicas de diseño no se reducen por R' .

13.1.3.4 Subestructura**13.1.3.4.1 Acciones de diseño**

Todos los componentes de la subestructura deberán diseñarse y detallarse de acuerdo con criterios de diseño por capacidad, tanto para evitar o retrasar su falla en corte, como para fomentar un mecanismo de viga débil-columna fuerte. Para el diseño por capacidad se utilizarán fuerzas internas en los aisladores estimadas a partir de los valores máximos de la rigidez secante prescritos en el apéndice C, así como las cargas verticales obtenidas del análisis que aplique según 13.2.1. Deberán tomarse en cuenta explícitamente los efectos de segundo orden originados por el desplazamiento lateral del aislador en combinación con la carga axial que para tal efecto resulte más desfavorable, tanto para el diseño de la subestructura, como para los elementos estructurales indicados en los requisitos 5 y 6 de 13.1.2.3. La distorsión máxima permitida en la subestructura es la indicada en la tabla 13.1.2.

Comentario:

Se espera que en caso de que las demandas sísmicas de diseño sean excedidas, la subestructura sea capaz de dar soporte vertical a la superestructura aislada. Entre otras cosas, esto implica una consideración cuidadosa de los efectos de segundo orden, que suelen ser subestimados de manera importante por los programas convencionales de análisis estructural.

13.1.3.4.2 Integridad estructural

En el caso de que existan, deberá ponerse especial atención al diseño de elementos verticales, como columnas y muros, sobre los cuales se desplantan los aisladores. En caso de que no se cumpla con el requisito 6 indicado en 13.1.2.3, las acciones de diseño para los elementos estructurales de la subestructura deberán incrementarse en 30 por ciento.

Comentario:

Una manera de aportar integridad estructural a la subestructura es con una retícula de traveses de rigidez que interconecten el extremo superior de los elementos verticales sobre los que se desplantan los aisladores.

13.1.3.5 Conexiones

Las conexiones entre un aislador y el resto del sistema estructural deberán diseñarse para resistir el cortante basal máximo que pueda desarrollar el aislador en combinación con el valor de carga axial que resulte crítico con tal fin. La resistencia de diseño de las conexiones del aislador debe ser al menos 1.2 veces la requerida de acuerdo con el análisis estructural, y podrá

considerarse que la fricción que se desarrolla en la zona de conexión entre el aislador y la superestructura o subestructura puede aportar hasta 25 por ciento de dicha resistencia.

Los aisladores deben quedar conectados a la superestructura, y en su caso, a la subestructura, con conectores o anclajes mecánicos. Cuando la carga axial mínima actuante en los aisladores haya sido determinada con un análisis dinámico paso a paso, será posible resistir con medios no mecánicos, hasta 25 por ciento del cortante actuante en el aislador. En este caso, deberá despreciarse la contribución que aporta a la resistencia lateral la fricción que se desarrolla en la conexión entre aislador y la superestructura o subestructura.

La conexión puede ser atornillada para el caso de un sistema estructural de acero, o mediante pernos de cortante embebidos en bloques con f'_c igual o mayor que 400 kg/cm² para el caso de estructuras de concreto. Las fuerzas que se utilicen para el diseño de anclajes/tornillos y sus bases respectivas deben ser por lo menos 10 por ciento mayores que las fuerzas correspondientes estimadas para el desplazamiento total máximo del aislador.

Comentario:

Los elementos de conexión entre el aislador y la placa de transferencia hacia la superestructura y subestructura, respectivamente, suelen ser pernos de acero de alta resistencia, cuyo diseño suele quedar regido por una combinación de las fuerzas en cortante y tensión, actuantes en ellos. Para la conexión entre un aislador elastomérico y la super o subestructura, el diseño debe contemplar, adicionalmente a las cargas gravitacionales y de acuerdo con lo indicado en el [apéndice C](#), las fuerzas internas que en los conectores resulten debido al cortante y momento restaurador que desarrolla el aislador. En el caso de un aislador deslizante, debe considerarse que el dispositivo no desarrolla un momento restaurador.

Entre los medios no mecánicos de conexión destaca el uso de algún compuesto epóxico, aplicado entre la placa de conexión ubicada en el extremo superior o inferior del aislador y la superficie de contacto de la superestructura o subestructura, respectivamente.

13.1.3.6 Documentación

El/la Proyectista a cargo debe incluir en la memoria de cálculo y en las Especificaciones de Diseño información suficiente para la revisión del diseño estructural, así como para la fabricación y licitación del sistema de aislamiento. Para ello, debe indicar con claridad lo siguiente:

- Tipo, número y ubicación de los aisladores.
- Dimensiones y peso de los aisladores.
- Propiedades mecánicas relevantes de cada aislador, así como la variabilidad máxima aceptable para dichas propiedades. Deben incluirse las características de su comportamiento histerético bilineal, incluyendo, en su caso, las rigideces inicial y post-elástica, y la resistencia en que se activa el aislador.
- Periodo efectivo y amortiguamiento equivalente para la intensidad sísmica infrecuente.
- Desplazamientos máximo y total máximo.
- Rotación máxima en cada aislador para la intensidad sísmica infrecuente.
- Carga vertical promedio, máxima y mínima para las intensidades sísmicas infrecuente y frecuente, en cada aislador.
- Presiones límite de apoyo en la superficie superior e inferior de los aisladores.
- Tipo de conexión.
- Intervalos de temperatura de servicio y diseño, grado de exposición ambiental.

Debe detallarse además el programa de ensayos de prototipo y producción según lo indicado en el [apéndice C](#). Las especificaciones técnicas deben hacer referencia a la norma o reglamento utilizado durante el diseño, fabricación, ensayo, certificación e instalación de los aisladores.

Comentario:

La documentación que elabora el/la Proyectista sirve para definir las propiedades requeridas para el proyecto. La indicación de las propiedades estructurales de los aisladores debe estar completa para que el proveedor pueda diseñar y fabricar adecuadamente los aisladores.

No todos los aspectos prácticos, ni todos los tipos de aisladores quedan cubiertos por esta Norma. Aspectos como las tolerancias de fabricación, propiedades de los materiales, certificaciones del proceso de fabricación, entre otros, quedan fuera de su alcance. Para temas específicos de fabricación e instalación, pueden referenciarse documentos como la EN15129 o el ASCE 7-22.

El grado de exposición ambiental define la protección anticorrosiva que debe aplicarse a los elementos de acero de los aisladores. La definición del grado puede hacerse según la clasificación ISO 12944-9, que considera desde interiores con ambiente controlado hasta ambientes marítimos o industriales en una escala de C1-C5.

13.2 Análisis

Las estructuras aisladas deben diseñarse y revisarse con las acciones de diseño calculadas de acuerdo con lo establecido en esta sección.

Independientemente del método de análisis que se utilice durante la etapa de diseño del sistema aislado, se deberá verificar dicho sistema de acuerdo con lo indicado en 13.2.4.

El sistema estructural aislado se debe diseñar de acuerdo con el tipo de uso de la estructura, su estructuración, su clasificación, su localización, tipo de zona sísmica en donde se ubique y demás requisitos que se mencionan en el capítulo 1. Además, se deberán cumplir las especificaciones sobre combinación de efectos de torsión, de segundo orden, bidireccionales, de interacción suelo-estructura, de flexibilidad de los diafragmas de piso y cargas sísmicas durante la construcción, que se especifican en el capítulo 2.

Con fines de análisis, se considerará para los aisladores un comportamiento bilineal con pendiente post-elástica positiva hasta el desplazamiento máximo, cuestión que deberá verificarse experimentalmente de acuerdo con el apéndice C.

13.2.1 Selección del procedimiento

13.2.1.1 Requisitos para análisis estático

Se podrá usar un análisis estático con fines de diseño cuando se cumpla con lo siguiente:

- a) La superestructura tiene como máximo cuatro niveles o una altura de 13 m sobre el desplante.
- b) El período efectivo de la estructura aislada para el desplazamiento de diseño no excede 3 s.
- c) Aislamiento total de la superestructura.
- d) La estructura aislada se ubica en la Zona A.
- e) La estructura es regular según lo indicado en 13.1.3.3.1.
- f) Se satisface la relación de periodos de vibración según lo indicado en 13.1.3.3.3.

Comentario:

Aunque el método estático no sea aplicable en todos los casos para establecer las acciones de diseño del sistema aislado, debe llevarse a cabo ya que, con base en él se establecen, de acuerdo con lo indicado en la tabla 13.1.2, valores mínimos para las acciones de diseño.

13.2.1.2 Requisitos para análisis modal espectral

Se podrá analizar la estructura aislada con fines de establecer las acciones de diseño con el análisis dinámico modal espectral de 7.2 cuando se cumpla con los requisitos c) a f) indicados en 13.2.1.1.

13.2.1.3 Requisitos para análisis dinámico paso a paso

Se podrá analizar cualquier sistema estructural aislado con fines de diseño con los métodos de análisis dinámico paso a paso de 7.3 y 7.4. Independientemente del método usado con fines de diseño, se deberá revisar el sistema estructural aislado con una evaluación basada en desempeño de acuerdo con el capítulo 14.

13.2.2 Análisis estático

13.2.2.1 Características mecánicas

Las fuerzas y desplazamientos y distorsiones de diseño para una dirección de interés de la estructura aislada deberán estimarse de acuerdo con el periodo efectivo fundamental de vibrar y amortiguamiento equivalente del sistema de aislamiento para el desplazamiento lateral de diseño en esa dirección.

El amortiguamiento equivalente y periodo efectivo fundamental de vibrar del sistema de aislamiento se estima bajo la consideración del amortiguamiento equivalente y rigidez secante que exhiben los aisladores, de acuerdo con lo indicado en el [apéndice C](#), para los desplazamientos de diseño en la dirección de interés

Se tomará como base de la superestructura la base del nivel desplazado directamente en el sistema de aislamiento.

Comentario:

El cálculo de la rigidez secante y el amortiguamiento equivalente de los aisladores sísmicos se indica en el [apéndice C](#).

Las características mecánicas del sistema de aislamiento deben incluir explícitamente, en su caso, la contribución del sistema de restricción contra viento, de los dispositivos externos de disipación de energía y del sistema de restricción de desplazamientos laterales para sismos de baja intensidad.

13.2.2.2 Desplazamientos y distorsiones

El periodo efectivo del sistema aislado para el desplazamiento máximo, T_M , se estima bajo la consideración de la rigidez secante que exhiben los aisladores para ese desplazamiento en la dirección de análisis:

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W_s}{K_{Mmin}g}} \quad (13.2.1)$$

dónde W_s es el peso total de la superestructura, K_{Mmin} la rigidez secante mínima del sistema de aislamiento, determinada de acuerdo con lo indicado en el [apéndice C](#), para el desplazamiento máximo, y g la aceleración de la gravedad.

El sistema de aislamiento deberá diseñarse y construirse para acomodar de manera estable, bajo la consideración de la bidireccionalidad de la acción sísmica, el desplazamiento máximo D_M en cada una de las direcciones principales de análisis. El desplazamiento máximo se estima como:

$$D_M = \frac{T_M^2}{4\pi^2} S_{aM}(T_M, Q=1, \zeta = \zeta_e)g \quad (13.2.2)$$

dónde $S_{aM}(T_M, Q=1, \zeta = \zeta_e)$ es la ordenada espectral elástica de pseudo-aceleración que se obtiene para la intensidad sísmica infrecuente y el amortiguamiento equivalente ζ_e de acuerdo con 3.1. El valor de ζ_e se establece, bajo la consideración de la contribución de todos los aisladores, por medio de ponderar el amortiguamiento determinado para cada aislador para los desplazamientos laterales de diseño, en función de la rigidez secante del aislador correspondiente a ese desplazamiento. En ningún caso se considerará un valor mayor que 0.30 para ζ_e .

El desplazamiento total máximo, D_{TM} , debe incluir el desplazamiento adicional debido a las torsiones natural y accidental del sistema de aislamiento, calculadas de acuerdo con las distribuciones en planta de rigidez lateral de dicho sistema y de masa de la superestructura.

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b_A^2 + d_A^2} \right] \quad (13.2.3)$$

dónde D_M es el desplazamiento máximo en el centro de rigidez del sistema de aislamiento; y es la distancia, medida en la dirección perpendicular a la de análisis, desde el centro de rigidez del sistema de aislamiento al aislador con la mayor deformación lateral; e es la suma de las excentricidades natural y accidental del sistema de aislamiento, y b_A y d_A son las

dimensiones en planta de la losa desplantada inmediatamente arriba del sistema de aislamiento. La excentricidad accidental del sistema de aislamiento se estima con la [ecuación 2.3.2](#) bajo la consideración de que $i = 1$.

En caso de que se estime explícitamente la rigidez torsional en planta del sistema de aislamiento, y con base en ella su giro en planta, será posible considerar un valor de D_{TM} menor que el obtenido con la [ecuación 13.2.3](#), pero no menor que $1.1 D_M$.

Para la revisión del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, se revisará de acuerdo con [13.1.3.3.4](#) las distorsiones calculadas en la superestructura y la subestructura con las fuerzas laterales calculadas conforme a [13.2.2.3](#).

Comentario:

El espectro elástico de pseudo-aceleración sin reducir correspondiente a la intensidad sísmica infrecuente se obtiene directamente del SASID.

13.2.2.3 Cortante basal y fuerzas laterales

El sistema de aislamiento y la subestructura deben diseñarse para resistir un cortante basal V_{bA} igual a:

$$V_{bA} = K_{Mmax} D_M \quad (13.2.4)$$

donde K_{Mmax} es la rigidez secante máxima del sistema de aislamiento para el desplazamiento máximo y la dirección de análisis, determinada de acuerdo con lo indicado en el [apéndice C](#), y D_M el desplazamiento máximo en el centro de rigidez del sistema de aislamiento en la dirección considerada.

La superestructura debe diseñarse para resistir, bajo la consideración de los requisitos para una estructura con base rígida, un cortante basal V_{sA} igual a:

$$V_{sA} = \frac{K_{Mmax} D_M}{R'} \quad (13.2.5)$$

donde el factor de reducción por sobre-resistencia R' se establece conforme a [3.3](#).

El valor de V_{sA} no debe ser menor que el cortante basal correspondiente a las acciones de diseño por viento, ni que 1.5 veces el cortante basal correspondiente a la activación del sistema de aislamiento.

La fuerza lateral de diseño que actúa en el centro de masa del i -ésimo nivel de la superestructura, F_{Ai} , se determina como:

$$F_{Ai} = V_{sA} \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i} \quad (13.2.6)$$

dónde w_i y h_i son el peso y la altura con respecto a la base de la superestructura.

13.2.2.4 Modelo de análisis

El modelo elástico de análisis de la superestructura y la subestructura debe hacerse de acuerdo con lo indicado en esta Norma y la *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate*. En el caso de la superestructura, el modelo de análisis debe considerar el modelado explícito del diafragma horizontal y demás elementos horizontales que forman parte del sistema de interconexión descrito en el [requisito 5](#) de [13.1.2.3](#). En el caso de la subestructura, el modelo de análisis debe considerar, en su caso, el modelado explícito del diafragma horizontal y demás elementos horizontales que forman parte del sistema de interconexión descrito en el [requisito 6](#) de [13.1.2.3](#).

13.2.3 Análisis Modal Espectral

El análisis dinámico modal espectral de un edificio aislado deberá hacerse conforme a los requerimientos de [7.2](#) y lo indicado en el presente inciso.

13.2.3.1 Características mecánicas

Las fuerzas y desplazamientos de diseño para el sistema estructural aislado deberán estimarse con un modelo elástico que considere para cada aislador, la rigidez secante determinada de acuerdo con lo indicado por el [apéndice C](#), para el desplazamiento lateral que desarrolle para la intensidad sísmica infrecuente de acuerdo con el análisis.

Se tomará como base de la superestructura la base del nivel desplantado directamente en el sistema de aislamiento.

Comentario:

Las características mecánicas del sistema de aislamiento deben incluir explícitamente, en su caso, la contribución del sistema de restricción contra viento, de los dispositivos externos de disipación de energía y del sistema de restricción de desplazamientos laterales para sismos de baja intensidad.

13.2.3.2 Espectro de Diseño

Las ordenadas del espectro elástico de pseudo-aceleración utilizado para el análisis dinámico modal espectral del sistema aislado, $S_a^A(T)$, deben establecerse conforme a lo siguiente:

$$S_a^A(T) = \begin{cases} S_{aM}(T, Q=1, \zeta=0.05) & \text{Si } T < 0.8T_1 \\ S_{aM}(T, Q=1, \zeta=\zeta_e) & \text{Si } T \geq 0.8T_1 \end{cases} \quad (13.2.7)$$

donde $S_{aM}(T, Q=1, \zeta=\zeta_e)$ es la ordenada espectral elástica de pseudo-aceleración sin reducir que se obtiene para la intensidad sísmica infrecuente y el amortiguamiento equivalente ζ_e de acuerdo con [3.1](#), y $S_{aM}(T, Q=1, \zeta=0.05)$ es la ordenada espectral elástica de pseudo-aceleración sin reducir que se obtiene para la intensidad sísmica infrecuente y un amortiguamiento de 0.05 de acuerdo con la misma sección. El valor de ζ_e se establece, bajo la consideración de la contribución de todos los aisladores, por medio de ponderar el amortiguamiento determinado para cada aislador para los desplazamientos laterales de diseño, en función de la rigidez secante del aislador correspondiente a ese desplazamiento. En ningún caso se considerará un valor mayor que 0.30 para ζ_e .

Comentario:

Aunque el amortiguamiento proporcionado por el sistema de aislamiento reduce de manera eficiente la respuesta del primer modo de vibrar de la edificación aislada, su efectividad disminuye notablemente para los modos superiores. Debido a ello, la [ecuación 13.2.7](#) considera ordenadas espectrales reducidas por amortiguamiento para el intervalo de periodos en que cae, para la dirección de interés, el periodo fundamental de vibrar; y ordenadas espectrales sin reducir para el intervalo de periodos correspondiente a los modos superiores.

Debido a la variación en la rigidez secante de los aisladores en función de su deformación lateral, el periodo fundamental de vibrar del sistema aislado varía en función del desplazamiento lateral. Para establecer el espectro de diseño de acuerdo con la [ecuación 13.2.7](#), el periodo fundamental de vibrar se estima para el desplazamiento máximo D_M . La dependencia mutua que existe entre el espectro de diseño y el periodo fundamental de vibrar del sistema aislado por lo general resulta en la necesidad de iterar.

Note que el espectro que se establece con la [ecuación 13.2.7](#) no se reduce ni por el factor de reducción por sobre-resistencia ni por el factor de reducción por comportamiento sísmico.

13.2.3.3 Acciones de Diseño

El diseño del sistema aislado debe considerar las fuerzas internas y distorsiones estimadas con el análisis dinámico modal espectral bajo la consideración de las acciones mínimas que se indican en la [tabla 13.1.2](#). En el caso particular del cortante basal de diseño de la superestructura, si este cortante es subestimado por el análisis dinámico modal espectral con respecto al valor indicado en la tabla, será necesario escalar las fuerzas internas y distorsiones estimadas con el análisis con un factor igual al requerido para que el cortante estimado alcance el valor mínimo de la tabla.

Las fuerzas internas estimadas con el análisis modal espectral para los elementos estructurales de la super y subestructuras podrán reducirse, con fines de diseño, por el factor de reducción por sobre-resistencia R' estimado de acuerdo con [3.3](#).

El sistema de aislamiento deberá diseñarse y construirse para acomodar de manera estable, bajo la consideración de la bidireccionalidad de la acción sísmica, los desplazamientos máximos calculados con el análisis modal espectral.

Para la revisión del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, se revisará de acuerdo con lo indicado 13.1.3.3.4 las distorsiones obtenidas con el análisis dinámico modal espectral.

Se deberá atender los requerimientos de 13.1.3.5 para el diseño de las conexiones y elementos de soporte.

Comentario:

Es importante tener en cuenta que los desplazamientos que se estiman con el análisis modal espectral no se multiplican por R' porque el espectro de diseño no se reduce por el factor de reducción por sobre-resistencia.

13.2.3.4 Modelo de análisis

El modelo elástico de análisis de la superestructura y la subestructura debe hacerse de acuerdo con lo indicado en 13.2.2.4.

13.2.4 Análisis dinámico no lineal paso a paso

Independientemente del tipo de análisis que se utilice durante la etapa de diseño, siempre deben llevarse a cabo un análisis dinámico paso a paso de acuerdo con lo indicado en 7.3 y 7.4, para verificar el sistema estructural aislado de acuerdo con lo indicado en el capítulo 14. La evaluación basada en desempeño deberá hacerse para la intensidad sísmica infrecuente.

13.2.4.1 Criterios de Aceptación

Para el caso de la superestructura y la subestructura, los indicadores de comportamiento (deformaciones, desplazamientos, esfuerzos, fuerzas, etc.) estimados para el edificio aislado con el análisis dinámico paso a paso, deben clasificarse y revisarse de acuerdo con lo establecido en 14.2.5. Se tomará como base de la superestructura la base del nivel desplantado directamente en el sistema de aislamiento.

Los criterios de aceptación para los aisladores, particularmente en lo que se refiere a su capacidad última de deformación lateral y su capacidad para resistir fuerzas axiales en compresión, deben verificarse con pruebas experimentales de acuerdo con lo indicado en el apéndice C.

La seguridad sísmica de equipos y contenidos, así como de elementos no estructurales y arquitectónicos, se revisará de acuerdo con lo indicado en 14.2.3.

13.2.4.2 Acciones Mínimas de Diseño

La revisión del sistema aislado debe considerar las fuerzas internas y distorsiones estimadas con el análisis dinámico paso a paso bajo la consideración de las acciones mínimas que se indican en la tabla 13.1.2. En el caso particular del cortante basal de diseño de la superestructura, si este cortante es subestimado por el análisis dinámico paso a paso con respecto al valor indicado en la tabla, será necesario escalar las fuerzas internas y distorsiones estimadas con el análisis con un factor igual al requerido para que el cortante estimado alcance el valor mínimo de la tabla.

El sistema de aislamiento deberá diseñarse y construirse para acomodar de manera estable, bajo la consideración de la bidireccionalidad de la acción sísmica, los desplazamientos máximos calculados con el análisis dinámico no lineal paso a paso.

13.2.4.3 Movimientos del Terreno

La evaluación basada en desempeño requiere de espectros de peligro uniforme para la intensidad sísmica infrecuente, establecidos conforme a lo indicado en 7.4.1 para el sitio de la construcción.

Las parejas de acelerogramas usadas para los análisis dinámicos paso a paso deben cubrir, conforme a lo indicado en 7.4.1, los espectros elásticos de peligro uniforme para la intensidad sísmica infrecuente. El número mínimo de parejas que debe ser considerado para la evaluación basada en desempeño es el que se indica en el mismo inciso.

Comentario:

La intensidad sísmica infrecuente corresponde a la máxima considerada por esta Norma.

13.2.4.4 Modelo de análisis

El modelo de análisis para la superestructura y la subestructura deberá hacerse de acuerdo con lo indicado en 14.2.4. De acuerdo con lo indicado en ese inciso, el modelado de los aisladores deberá considerar propiedades estructurales, incluyendo el comportamiento histerético, verificadas con pruebas de laboratorio de acuerdo con lo indicado en el [apéndice C](#). Los datos de laboratorio no deben extrapolarse más allá de los niveles de deformación ensayados. Si los resultados indican que puede producirse una degradación en la resistencia o rigidez, o un adelgazamiento en los ciclos histeréticos del aislador, su modelado debe incluir esos efectos.

El modelo de análisis debe incluir, en su caso, los elementos estructurales complementarios usados para soportar y conectar los aisladores a la superestructura y subestructura. El amortiguamiento asignado a la superestructura y subestructura dentro del modelo de análisis no se considerará superior al que se especifica en 7.4.2, a menos que exista evidencia experimental, congruente con los niveles de deformación esperados, de que se puede usar un porcentaje mayor.

14. EVALUACIÓN BASADA EN DESEMPEÑO

14.1 General

14.1.1 Alcance

Este capítulo establece un procedimiento de evaluación que permita estimar e identificar las demandas sísmicas relevantes para la estabilidad y seguridad del sistema estructural, y estimar su respuesta, con fines de evaluar su desempeño, para una o más intensidades sísmicas de interés.

Debe llevarse a cabo una evaluación basada en desempeño en los casos siguientes:

- El sistema estructural edificios altos, de acuerdo con lo indicado en 2.1.
- El sistema estructural de estructuras con periodo fundamental de vibrar mayor que 5 s.
- Estructuras fuertemente irregulares en torsión o en elevación de acuerdo con lo indicado en 5.5 y 5.6, respectivamente.
- Estructuras diseñadas con metodologías de diseño basadas en el control de desplazamientos de acuerdo con lo indicado en el capítulo 11.
- Estructuras con dispositivos de control, diseñadas de acuerdo con lo indicado en los capítulos 12 y 13.
- Estructuras que usen estructuraciones o materiales estructurales no contemplados en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4.
- Estructuras convencionales que deban satisfacer niveles de desempeño más conservadores que los indicados en la tabla 1.1a.

Es opcional hacer una evaluación basada en desempeño para la:

- Evaluación de la seguridad estructural y desempeño sísmico de estructuras del Grupo A, estructuradas con sistemas estructurales convencionales.
- Evaluación de la seguridad estructural y desempeño sísmico de sistemas estructurales complejos.
- Evaluación de la seguridad estructural de edificaciones existentes.
- Evaluación de la seguridad estructural y desempeño sísmico del proyecto de rehabilitación de un sistema estructural existente.

Comentario:

El objetivo de este capítulo es que, a través de su aplicación, se tenga una mayor certeza de que el sistema estructural exhiba el desempeño buscado de maneras eficiente y segura. Dentro de este contexto, una vez que se tenga el diseño según las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento, pasa a ser un diseño preliminar que se revisa y, en su caso, se modifica, con el fin de satisfacer los niveles de desempeño de interés. Según esta Norma, también será posible establecer, de acuerdo con lo indicado en el capítulo 11, el diseño preliminar de acuerdo con una metodología de diseño basada en el control de desplazamientos. En caso de que el diseño preliminar se establezca con criterios diferentes a los comentados en este párrafo, deberá estar ampliamente sustentado en la memoria de cálculo el proceso con el que se establece el diseño preliminar, de tal manera de demostrar, a satisfacción del Instituto, la pertinencia de la solución adoptada en términos de su seguridad estructural.

Se debe considerar que, a pesar de sus numerosas ventajas, la implementación de una evaluación basada en desempeño requiere de amplia experiencia, y de conocimiento detallado del peligro sísmico, el comportamiento de los materiales y elementos estructurales, y de la respuesta dinámica no lineal de sistemas complejos. Se requiere para este tipo de evaluación documentar con detalle en la memoria de cálculo los criterios de modelado y aceptación.

Una evaluación basada en desempeño llevada a cabo de acuerdo con lo indicado en este capítulo es la única alternativa válida para demostrar, dentro del contexto del Reglamento, que un sistema estructural nuevo satisface los niveles de desempeño indicados en la tabla 1.1a. En el caso de un edificio existente, la NTC-Evaluación y Rehabilitación indica varias alternativas válidas para la evaluación del sistema estructural existente.

14.1.2 Justificación

El uso de una evaluación basada en desempeño para alguna de las estructuraciones incluidas en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4 queda sustentado por lo indicado en 1.1, en particular en el siguiente texto: *Se deja abierta la posibilidad de que el*

Director, de acuerdo con el dueño, utilice un sistema estructural innovador, dispositivos de control, metodologías basadas en el control de desplazamientos, y niveles de desempeño e intensidades sísmicas más conservadoras que los de esta Norma, con el fin de reducir las consecuencias de los sismos intensos en la estructura. En estos casos, la solución propuesta deberá estar ampliamente sustentada a satisfacción del Instituto con una evaluación basada en desempeño conforme a lo indicado en el capítulo 14.

El uso de una evaluación basada en desempeño para una estructuración no contemplada en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4 queda sustentado en 1.2.1, en particular en el siguiente texto: *El uso de cualquier sistema estructural que no esté contenido en las tablas, ya sea que trabaje en conjunto con cualquiera de los incluidos en ella o resista la totalidad de los efectos combinados de las cargas por sismo y de las acciones gravitacionales, deberá estar ampliamente sustentado por medio de una evaluación basada en desempeño llevada a cabo de acuerdo con el capítulo 14 y que demuestre a satisfacción del Instituto la pertinencia de la solución adoptada en términos de su seguridad estructural.*

En el caso de sistemas estructurales diseñados con metodologías de diseño basadas en el control de desplazamientos, el capítulo 11 impone como requisito la revisión del diseño con una evaluación basada en desempeño.

En el caso de estructuraciones que incorporen dispositivos de control y, en particular disipadores pasivos de energía y aisladores sísmicos, los capítulos 12 y 13, respectivamente, imponen como requisito la revisión del diseño con una evaluación basada en desempeño.

14.2 Metodología

14.2.1 Requisitos de Diseño

El procedimiento de evaluación de este capítulo aplica a sistemas estructurales diseñados conforme al enfoque de diseño basado en capacidad. En el caso de las estructuraciones convencionales incluidas en las tablas 4.3.1 y 4.3.2, se supondrá satisfecho este requisito si se usa una estructuración con ductilidad intermedia o alta. En el caso de sistemas estructurales con dispositivos de control, el diseño del sistema estructural debe hacerse de tal manera que el comportamiento no lineal y la disipación histerética de energía, de haberlos, se concentren en dichos dispositivos, de tal manera que el resto de los elementos estructurales, las conexiones y los soportes, permanezcan en su rango elástico de comportamiento o desarrollen a lo más, un nivel de daño estructural que no exceda el correspondiente al nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

Comentario:

Se entiende por diseño por capacidad al enfoque de diseño encaminado a que el sistema estructural se configure y proporcione para restringir el comportamiento no lineal a comportamientos específicos controlados por la deformación, para los que el detallado prescrito por la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate permite una respuesta no lineal confiable y que, a través de su no linealidad, limitan las demandas en otras porciones de la estructura del tal manera que puedan diseñarse con suficiente resistencia para mantenerse elásticas a lo largo de la excitación sísmica. En algunos casos, es posible que los elementos estructurales detallados y diseñados para ductilidad baja exhiban comportamiento no lineal degradante debido a que no se exige para ellos un detallado y diseño que garantice la formación de puntos de no linealidad con comportamiento estable. En esos casos y con el fin de evitar modos frágiles de falla que requieren de modelos complejos calibrados cuidadosamente a partir de evidencia experimental, será necesario usar conceptos de diseño por capacidad para fomentar que los elementos estructurales que desarrollen comportamiento no lineal exhiban una respuesta estable. Dentro de este contexto, será necesario utilizar los resultados del análisis no lineal para garantizar que, tanto en lo local como en lo global, el sistema estructural desarrolle un comportamiento estable y, en caso de que esto no sea así, para ajustar el detallado y diseño de los elementos estructurales para lograr tal fin. Como ejemplo, considere que para el caso de marcos resistentes a momento de concreto reforzado, se logra un comportamiento global estable cuando las vigas y columnas desarrollan daño predominantemente en flexión, y se controlan y retrasan otros tipos de daño, como lo pueden ser por corte o axial. Para reducir sustancialmente la incertidumbre durante la interpretación de los resultados del análisis no lineal de un marco resistente a momentos de concreto reforzado, entre otras cosas es necesario revisar que la capacidad en corte de vigas y columnas sea tal que les permita desarrollar localmente articulaciones plásticas en sus extremos; que el nivel de carga axial en las columnas no sea excesivo de tal manera de no limitar excesivamente su capacidad de deformación; y que en lo global el marco sea capaz de desarrollar un mecanismo de viga débil-columna fuerte-conexión superfuerte. En algunos casos, puede ser importante cambiar, de acuerdo con los resultados de la evaluación basada en desempeño, el detallado de ductilidad baja a ductilidad media para aportar la estabilidad local y global requerida por el sistema estructural.

Los criterios de diseño basado en capacidad usados para el proyecto deben quedar documentados con detalle en la memoria de cálculo. Debe demostrarse con claridad que el sistema estructural desarrolla un mecanismo plástico bien definido, para el que el comportamiento no lineal se concentre en zonas apropiadamente detalladas de elementos estructurales bien identificados y que los otros elementos estructurales, conexiones y soportes permanezcan esencialmente elásticos a lo largo del sismo de interés.

14.2.2 Estructuras Existentes

Para la evaluación basada en desempeño de un edificio existente se deben seguir las indicaciones de las NTC-Evaluación y Rehabilitación.

Comentario:

Debido a las muchas particularidades que deben ser tomadas en cuenta durante la evaluación estructural de un sistema estructural existente se elaboró en este ciclo normativo la Norma Técnica Complementaria para Evaluación y Rehabilitación de Edificios Existentes. La evaluación basada en desempeño establecida en el capítulo 14 de esta Norma es una de las múltiples alternativas indicadas en la NTC-Evaluación y Rehabilitación para la evaluación de un sistema estructural existente, y se debe llevar a cabo de acuerdo con lo indicado en esa norma.

14.2.3 Niveles de Desempeño

El procedimiento de evaluación basada en desempeño de este capítulo considera la revisión del sistema estructural para los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida.

Se podrá plantear, en congruencia con lo indicado en este capítulo, la revisión de otros niveles de desempeño de interés, como podrían ser el de Prevención de Colapso o alguno intermedio entre los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida. En estos casos, deberá sustentarse, a satisfacción del Instituto, la pertinencia de los criterios de modelado y aceptación adoptados.

En lo referente al nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, el modelo de análisis de la estructura debe establecerse conforme a lo indicado en la *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate*, y lo indicado en 7.3 y 7.4. El propósito de la evaluación es validar que los elementos estructurales del edificio sufran un bajo nivel de daño estructural, que conlleve una degradación mínima de sus propiedades estructurales, y que permita ocupar con seguridad el edificio después de la ocurrencia del sismo de interés. El sistema estructural satisface el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata si sus elementos estructurales permanecen esencialmente elásticos, lo que implica que las resistencias estimadas para los comportamientos dominados por la fuerza de acuerdo con 7.4.4 sean mayores que las correspondientes fuerzas internas máximas que se estiman para el elemento estructural con un análisis dinámico paso a paso. Aunque estrictamente puede llegar a aceptarse comportamiento no lineal, las demandas no lineales de deformación asociadas a los comportamientos dominados por la deformación deben ser menores que las respectivas capacidades estimadas para este nivel de desempeño de acuerdo con lo establecido en la *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate*.

En lo referente al nivel de desempeño de Seguridad de Vida, el modelo de análisis de la estructura debe establecerse conforme a lo indicado en la *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate*, y lo indicado en 7.4. El propósito de la evaluación es validar que los elementos estructurales del edificio no se dañen más allá de un estado que permita su reparación y que garantice la estabilidad local de toda porción del sistema estructural. El sistema estructural satisface el nivel de desempeño de Seguridad de Vida si las demandas no lineales asociadas a los comportamientos dominados por la deformación de los elementos estructurales no exceden las respectivas capacidades estimadas para este nivel de desempeño de acuerdo con lo establecido en la *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate*.

Cuando se considere relevante la seguridad sísmica de equipos y contenidos cuya falla pudiera generar pérdidas económicas cuantiosas o la inhabilitación de funciones requeridas para la seguridad de la construcción o de las personas que la ocupan, deberán revisarse de acuerdo con lo indicado en el capítulo 8 con las demandas de aceleración y espectros de piso establecidos a partir de los resultados de los análisis dinámicos paso a paso. De manera similar, cuando los elementos no estructurales y arquitectónicos sean relevantes en términos de su valor económico y la seguridad de los ocupantes, se deberá revisar que su detallado y conexión al sistema estructural sean tales que dichos elementos puedan acomodar sin daño excesivo las distorsiones máximas que desarrolla el sistema estructural de acuerdo con los resultados de los análisis dinámicos paso a paso.

Comentario:

En sistemas convencionales es posible que la evaluación del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata rija el dimensionado de los elementos estructurales. El/la Proyectista debe revisar cuidadosamente que el sistema estructural satisfaga de manera simultánea todos los requisitos impuestos por los diferentes niveles de desempeño que deben ser considerados durante el diseño.

14.2.4 Criterios de Modelado

En conformidad con lo indicado en 1.2.2 y 1.2.4, el modelo numérico que se emplee para el análisis estructural debe considerar la participación de todos los elementos constructivos que, por su rigidez y forma de conexión, puedan tener una influencia significativa en la respuesta sísmica de la estructura, formen o no parte del sistema estructural principal. Lo anterior incluye todos los elementos estructurales ubicados en los niveles subterráneos que influyan en el desempeño del sistema estructural. La rigidez de los elementos estructurales debe establecerse de acuerdo con lo indicado en la *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate*. La masa del edificio debe distribuirse en el sistema de piso de tal manera de hacer posible la evaluación de los efectos de segundo orden y de los efectos torsionales en la respuesta dinámica del sistema estructural. Además, el modelo debe incorporar el amortiguamiento del sistema estructural de acuerdo con lo indicado en 7.4.2.

El comportamiento histerético de los puntos de plasticidad concentrada de los elementos estructurales podrá considerar, de acuerdo con lo indicado en 7.4.2, una envolvente bilineal y un comportamiento cíclico sin degradación de resistencia. En caso de que las demandas no lineales excedan las capacidades de deformación estimadas para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida, el comportamiento histerético de los puntos de plasticidad concentrada deberá considerar una envolvente trilineal, y se modelará de acuerdo con los resultados de pruebas de laboratorio, tomando en cuenta todas las características significativas relacionadas con la fluencia, la degradación de rigidez y resistencia y los estrechamientos de los lazos histeréticos que muestren dichas pruebas.

En caso de que no se espere comportamiento no lineal en los elementos estructurales, podrán omitirse de acuerdo con lo indicado en 7.3 los puntos de plasticidad concentrada, cuestión que deberá quedar ampliamente sustentada en la memoria de cálculo al demostrar que las fuerzas internas máximas obtenidas en los elementos estructurales con los análisis lineales paso a paso no exceden la resistencia de dichos elementos.

En caso de que el sistema estructural incluya dispositivos de control con comportamiento no lineal, el modelo de análisis deberá considerar propiedades estructurales, incluyendo el comportamiento histerético, establecidas con base en pruebas de laboratorio de acuerdo con lo indicado en los apéndices B y C. Para el caso de sistemas estructurales con disipadores de energía, se deberá considerar además lo indicado en 14.2.7.

De acuerdo con lo indicado en 2.8, para estimar las fuerzas de inercia que actúan sobre los diafragmas de piso y las aceleraciones locales en sus distintos puntos, se tomarán en cuenta las deformaciones de los diafragmas en sus planos. Dichas deformaciones podrán ignorarse, de acuerdo con lo indicado en 2.8, en el caso de un diafragma rígido.

Con fines de hacer el modelo de análisis no lineal de estructuraciones no contempladas en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4, pueden usarse los criterios de modelado del estándar ASCE 41 bajo la consideración de la equivalencia de niveles de desempeño indicada en la tabla 1.1b.

Comentario:

La Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate provee recomendaciones detalladas para modelar la rigidez de los elementos estructurales y, bajo la consideración de un modelo de plasticidad concentrada, las articulaciones plásticas de vigas y columnas. En caso de tener elementos estructurales que desarrollan otro tipo de daño o comportamiento, podrá recurrirse a los criterios de modelado del estándar ASCE 41. En este caso y conforme a lo indicado en el comentario de 1.1, debe hacerse referencia a la edición vigente de ese estándar el día en que entró en vigor esta Norma.

El comité encargado de redactar esta Norma considera suficiente la elaboración de un modelo de análisis para evaluar los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida, con la particularidad de que, para sistemas estructurales con alturas mayores que los 64 metros, el nivel de amortiguamiento del sistema estructural puede ser distinto para estos niveles de desempeño.

En algunos casos la rigidez de los elementos estructurales puede llegar a depender de su nivel de deformación. Un caso de interés es la rigidez en flexión de elementos estructurales de concreto reforzado, que disminuye conforme

se incrementa su nivel de deformación elástica. Dentro de un contexto así, pudiera llegar a plantearse la posibilidad de establecer dos modelos de análisis diferentes para las estructuras de concreto reforzado, uno con mayor rigidez para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, y un segundo, con menor rigidez, para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida.

14.2.5 Criterios de Aceptación

Todos los indicadores de comportamiento que desarrolla el sistema estructural (deformaciones, desplazamientos, esfuerzos, fuerzas, etc.) deben clasificarse de acuerdo con lo siguiente:

- Comportamiento controlado por la deformación. Comportamiento que desarrolla no linealidad en respuesta al sismo, y que se evalúa en términos de su capacidad para incorporar la correspondiente demanda no lineal de deformación.
- Comportamiento controlado por la fuerza. Comportamiento que permanece en el rango elástico durante el sismo, y que se evalúa en términos de su capacidad resistente para incorporar la correspondiente fuerza interna.
- Distorsión de entrepiso. Diferencia entre los desplazamientos laterales de los pisos consecutivos que lo delimitan dividida entre la diferencia de elevaciones correspondiente. Para efectos de una evaluación basada en desempeño, los desplazamientos laterales se obtienen de los análisis dinámicos paso a paso, y deberá considerarse la mayor distorsión de las que se calculan durante todo el movimiento del terreno para cada elemento estructural o subsistema vertical contenido en el entrepiso.

Se considera que el sistema estructural es aceptable si la capacidad del elemento estructural o entrepiso es mayor que el valor máximo del comportamiento correspondiente. Dentro de este contexto:

- El comportamiento controlado por la deformación se considera aceptable si la capacidad de deformación del elemento estructural, para el nivel de desempeño del que se trate, es mayor que la demanda máxima de deformación no lineal, estimada con los análisis dinámicos paso a paso.
- Las acciones controladas por la fuerza se consideran aceptables si la capacidad resistente del elemento estructural, estimada de acuerdo con 7.4.4, es mayor que la fuerza interna elástica máxima, estimada con los análisis dinámicos paso a paso.
- Las distorsiones de entrepiso se consideran aceptables si en ningún entrepiso el valor medio de los máximos obtenidos en cada análisis no excede el valor límite indicado en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4, para el nivel de desempeño que se evalúa. Para esta revisión, se deben considerar para el caso de sistemas estructurales convencionales las reducciones indicadas en el capítulo 5 para estructuras irregulares. De acuerdo con lo indicado en los capítulos 12 y 13, dichas reducciones no se deben considerar durante el diseño y la verificación del sistema estructural de estructuras con disipadores de energía y aislamiento sísmico. En su caso, podrán usarse mayores límites de distorsión cuando esto quede plenamente justificado con un análisis estático no lineal llevado a cabo conforme a lo indicado en 6.5, y se consideren, en su caso, las reducciones indicadas en el capítulo 5.

En cuanto a elementos colectores, conexiones y apoyos, se considera que su comportamiento es aceptable si tienen suficiente resistencia para transmitir las fuerzas internas que se desarrollen en los diferentes componentes y porciones del sistema estructural sin desarrollar daño excesivo que les impida satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

Pueden usarse con fines de evaluación, para estructuraciones no contempladas en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4, los criterios de aceptación del estándar ASCE 41 bajo la consideración de la equivalencia de niveles de desempeño indicada en la tabla 1.1b.

Comentario:

La Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate provee, bajo la consideración de un modelo de plasticidad concentrada, recomendaciones detalladas para establecer las capacidades no lineales de deformación de las articulaciones plásticas de vigas y columnas. En caso de tener elementos estructurales que desarrollan otro tipo de daño o comportamiento, podrá recurrirse a los criterios de aceptación del estándar ASCE 41. En este caso y conforme a lo indicado en el comentario de 1.1, debe hacerse referencia a la edición vigente de ese estándar el día en que entró en vigor esta Norma.

Se entiende por sistema estructural convencional cualquiera de los contenidos en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4.

14.2.6 Movimiento del terreno

La evaluación basada en desempeño requiere de un espectro de peligro uniforme establecido, conforme a lo indicado en 7.4.1, para el sitio de la construcción y la intensidad sísmica de interés.

Las parejas de acelerogramas usados para los análisis dinámicos paso a paso deben cubrir, conforme a lo indicado en 7.4.1, los espectros elásticos de peligro uniforme para la intensidad sísmica de interés. El número mínimo de parejas que debe ser considerado para la evaluación basada en desempeño es que se indica en el mismo inciso.

14.2.7 Consideraciones especiales para sistemas estructurales con disipadores de energía

En el caso de los sistemas estructurales con disipadores de energía, cuando el valor correspondiente al límite inferior de las propiedades estructurales de los disipadores de energía sea menor que 0.80 veces el correspondiente valor esperado, será necesario llevar a cabo una serie complementaria de análisis dinámicos paso a paso para verificar que el sistema estructural satisfaga los objetivos de diseño indicados en la tabla 12.1.1. Para esta nueva serie de análisis, se debe considerar para el modelado de los disipadores el límite inferior de la propiedad estructural que resulte de mayor relevancia para el control de la respuesta lateral del sistema estructural, que en el caso de un dispositivo dependiente de la velocidad es su coeficiente de amortiguamiento, y para el caso de un dispositivo dependiente del desplazamiento, su rigidez. Si no se pueden hacer evaluaciones precisas en cuanto al límite inferior de la propiedad estructural de interés, se puede recurrir a valores prescritos por el fabricante, o a considerar que el límite inferior de la propiedad de interés es igual a 0.65 veces el correspondiente valor esperado.

Comentario:

En algunos proyectos se ha podido observar que las propiedades estructurales de los disipadores de energía instalados en campo caen por debajo de lo contemplado durante su diseño. Esto ha llevado a establecer requisitos complementarios para asegurar el buen desempeño sísmico de los sistemas estructurales con disipadores de energía construidos en campo. Por un lado, si los controles de producción son tales que los valores mínimos medidos para la propiedad estructural relevante del disipador durante los ensayos indicados en el apéndice B no caen por debajo de 0.80 veces el valor esperado correspondiente, se considera que no es necesario hacer más para garantizar el comportamiento buscado para el sistema estructural con disipadores de energía. Por el otro lado, si los valores mínimos caen por debajo de 0.80 veces el valor esperado correspondiente, esta Norma exige se lleve a cabo una serie complementaria de análisis dinámicos paso a paso para verificar el desempeño del sistema estructural. Para los análisis complementarios, las propiedades estructurales consideradas para modelar el comportamiento de los disipadores de energía no corresponden a los valores esperados, sino a los mínimos. Aunque sería posible pedir que se considere el valor mínimo para todas las propiedades estructurales del disipador, el comité redactor de esta Norma considero sensato solo requerir que se reduzca el valor de la propiedad estructural de mayor relevancia para el control de la respuesta lateral del sistema estructural según el tipo de disipador.

En términos de reducir su rigidez, es necesario considerar si el disipador dependiente del desplazamiento exhibe comportamiento lineal o no lineal. De ser lineal, es posible llevar a cabo una serie de análisis dinámicos modal paso a paso de acuerdo con lo indicado en 7.3 para llevar a cabo la evaluación basada en desempeño. En este caso basta con reducir la rigidez secante K_e del disipador. De ser no lineal, se requiere llevar a cabo una serie de análisis dinámicos no lineales paso a paso de acuerdo con lo indicado en 7.4. En este caso y bajo la consideración de un comportamiento fuerza-desplazamiento bilineal, será necesario reducir tanto la rigidez elástica K_1 como la rigidez postelástica K_2 del disipador. Note que la reducción de estas dos rigideces resultará, a su vez, en una reducción en la capacidad resistente y de disipación de energía del disipador.

En términos de reducir la capacidad de disipación de energía de un disipador dependiente de la velocidad, basta con reducir el coeficiente de amortiguamiento C del disipador. Note que esta reducción resulta a su vez en una reducción en la capacidad resistente y de disipación de energía del disipador.

En caso de que el fabricante prescriba un valor mínimo para la propiedad estructural relevante, deberá proveer información de soporte suficiente a satisfacción de el/la Proyectista y del Instituto.

15. ANÁLISIS Y DISEÑO DE OTRAS CONSTRUCCIONES

La presente Norma sólo cubren en su totalidad los requisitos de diseño para estructuras de edificios. Tratándose de otros tipos de estructuras se aplicarán métodos de análisis apropiados bajo la consideración de espectros de diseño establecidos de acuerdo con el [capítulo 3](#), y que conduzcan a niveles de seguridad congruentes con los de esta Norma y reciban la aprobación del Instituto.

16. INSTRUMENTACIÓN

En caso de que, de acuerdo con el Reglamento se deba instrumentar el sistema estructural, se deben cumplir los Lineamientos Técnicos para la Instrumentación Sísmica y Geotécnica de Edificios en la Ciudad de México.

APÉNDICE A. DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO PARA UN SITIO ESPECÍFICO CUANDO LOS ESTUDIOS GEOTÉCNICOS INDIQUEN LA EXISTENCIA DE ANOMALÍAS EN LAS CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO CON RESPECTO A LAS DE LA ZONA CIRCUNDANTE E INTERACCIÓN CINEMÁTICA SUELO-ESTRUCTURA

En el presente apéndice se estipulan los métodos y procedimientos generales para:

- Determinar espectros específicos de sitio, en las Zonas B o C, a partir de las propiedades del suelo cuando el periodo predominante del sitio determinado con los métodos que se estipulan en A.2 difiera en más de 25 por ciento o de 0.5 segundos con respecto al determinado con el *SASID* para ese mismo sitio.
- Determinar el periodo dominante de vibrar de un sitio, T_s .
- Incluir los efectos de la interacción cinemática suelo-estructura.

A.1 Determinación de espectros específicos de sitio

Esta sección aplica únicamente para sitios en las Zonas B o C cuando el periodo predominante del sitio determinado con los métodos que se estipulan en A.2 difiera en más de 25 por ciento o de 0.5 segundos con respecto al determinado con el *SASID* para ese mismo sitio.

El procedimiento para estimar los espectros de sitio seguirá los pasos generales siguientes:

- Construir un modelo estratigráfico del subsuelo que contenga los espesores de los estratos y la profundidad del basamento, junto con los valores correspondientes de las velocidades de ondas de cortante, pesos específicos y amortiguamientos. Se entiende como basamento a la capa en la que puede considerarse ocurre el movimiento sísmico para un periodo de retorno de 250 años en la Zona A para el sismo base de diseño o de 475 años en la Zona A para el sismo infrecuente, los cuales se consideran iguales a los que ocurren en la estación CU cuyos espectros de peligro uniforme se presentan en la [figura A.1.1](#).
- Calcular la función de transferencia de campo libre como el cociente entre el espectro de Fourier del movimiento en la superficie y el espectro de Fourier del movimiento de entrada, suponiendo propagación vertical de ondas de cortante. Para este cálculo se tendrán en cuenta las incertidumbres en los parámetros del modelo estratigráfico del subsuelo, las incertidumbres inherentes a la hipótesis de propagación vertical de ondas de cortante y el posible efecto de la no linealidad de los materiales. Deberán usarse en este cálculo métodos aceptados en la práctica profesional.

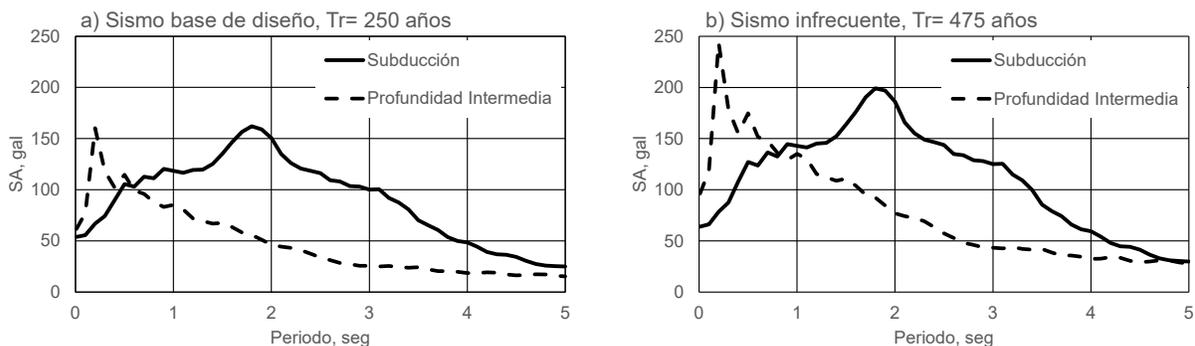


Figura A.1.1 Espectros de peligro uniforme del movimiento para un periodo de retorno de 250 y de 475 años en la estación CU, para los dos grupos de temblores considerados

- Convertir los espectros de peligro uniforme de la [figura A.1.1](#), que corresponden a dos grupos diferentes de eventos sísmicos, en espectros de potencia o de amplitudes de Fourier. Este cálculo requiere que se especifique la duración del movimiento del suelo de entrada, D_B , que se tomará igual a:

$$D_B = \begin{cases} 80 \text{ s eventos de subducción} \\ 40 \text{ s profundidad intermedia} \end{cases} \quad (\text{A.1.1})$$

Estas duraciones están asociadas a los eventos de subducción y profundidad intermedia que más contribuyen al peligro sísmico para el sismo base de diseño y el sismo infrecuente.

- d) Obtener el espectro de potencia en la superficie, multiplicando la amplitud de la función de transferencia de campo libre al cuadrado por el espectro de potencia en el basamento.
- e) Se determinarán dos espectros de respuesta de sitio, uno para eventos de subducción y otro para eventos de profundidad intermedia, para un oscilador con 5 por ciento de amortiguamiento, usando como excitación de la base el espectro de potencia en la superficie y aplicando la teoría de vibraciones aleatorias. La duración del movimiento en la superficie, D_s , se calculará con la siguiente expresión:

$$D_s = D_B + 20(T_s - 0.5) \quad (\text{A.1.2})$$

donde T_s se especifica en segundos y D_s se obtiene en segundos. Se deberá revisar el efecto del acortamiento futuro en el valor de T_s .

Comentario:

Las operaciones en el dominio de la frecuencia deben realizarse entre espectros de potencia o de amplitudes de Fourier en su forma de números complejos y las funciones de transferencia definidas de acuerdo con el inciso b). Los espectros de peligro uniforme son una representación de espectros de respuesta por lo que no pueden ser utilizados de ninguna manera para realizar operaciones directas en el dominio de la frecuencia.

Se considerará que los espectros de respuesta obtenidos son una aproximación a los espectros de peligro uniforme que se obtendrían con el modelo de peligro sísmico del SASID. El correspondiente espectro de diseño se obtendrá como una envolvente suavizada de los espectros de respuesta calculados, ajustando sus parámetros a la forma funcional definida en 3.1.2. En ningún caso se permitirá que:

- 1) Para el sismo base de diseño el coeficiente c al que se refiere 3.1.2 sea menor al que puede obtenerse de la figura A.1.2a. T_s es el periodo fundamental calculado para el sitio como se especifica en A.2.
- 2) Para el sismo infrecuente el coeficiente c sea menor al que puede obtenerse con la figura A.1.2b.
- 3) El coeficiente k al que se hace referencia en 3.1.2 sea menor que 0.35.

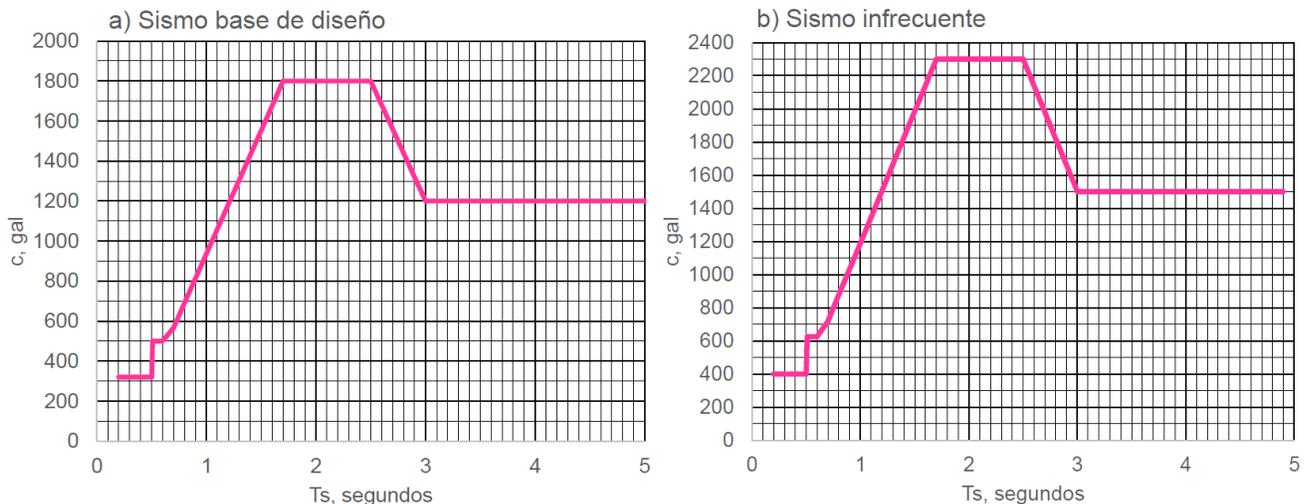


Figura A.1.2 Valor mínimo del coeficiente c , como función del periodo predominante del sitio, T_s para el sismo base de diseño y para el sismo infrecuente

Comentario:

Debido a que actualmente la evidencia empírica de reducción por efectos no lineales en el suelo de la Ciudad de México es muy escasa los coeficientes mínimos de la figura A.1.2 conservadoramente consideran comportamiento lineal del suelo.

A.2 Determinación del periodo dominante de vibrar de un sitio, T_s

El valor de T_s podrá obtenerse partiendo de la estratigrafía y las propiedades del subsuelo en el sitio de interés, para lo cual puede recurrirse a las siguientes expresiones:

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\sum_{i=1}^N \frac{d_i}{G_i} \right) \left(\sum_{i=1}^N \gamma_i d_i (x_i^2 + x_i x_{i-1} + x_{i-1}^2) \right)} \quad (\text{A.2.1})$$

donde $x_0 = 0$ (en la base) y x_i ($i = 1, 2, \dots, N$) está dada por:

$$x_i = \frac{\sum_{j=1}^i d_j / G_j}{\sum_{j=1}^N d_j / G_j} \quad (\text{A.2.2})$$

d_i , G_i y γ_i espesor, módulo de rigidez al corte y peso volumétrico del i -ésimo estrato de la formación de suelo, respectivamente
 N número de estratos

Para la aplicación de este criterio es necesario que la exploración del subsuelo, ecuación A.2.3, se efectúe hasta los depósitos firmes profundos en el sitio de interés; de lo contrario, se estaría excluyendo la influencia de la deformabilidad del subsuelo que se encuentra por debajo del nivel de exploración alcanzado.

$$H_s = \sum_{i=1}^N d_i \quad (\text{A.2.3})$$

Además, T_s puede obtenerse de mediciones de ruido ambiental o movimientos fuertes del terreno, con procedimientos e instrumentos aceptados por la práctica profesional. Cuando T_s se determine con más de un método, los valores obtenidos deberán ser coherentes entre ellos.

Comentario:

En el caso de los medios estratificados, es común representarlos por un estrato homogéneo con propiedades equivalentes. Una práctica común es el uso del promedio ponderado o promedio pesado de las propiedades de los estratos. Sin embargo, el uso de este tipo de promedios para calcular las propiedades equivalentes ignora la posición relativa de los estratos, la cual es muy importante en la respuesta dinámica de medios estratificados. Por ejemplo, el periodo fundamental de vibrar de un medio estratificado en el cual el estrato inferior es el de menor rigidez es mayor que el periodo fundamental de un medio con el mismo conjunto de estratos, pero con el estrato más firme en la parte más profunda. La ecuación A.2.1 permite calcular el periodo fundamental de un medio estratificado, tomando en cuenta explícitamente la posición de cada uno de los estratos. Para los casos en que los estratos de suelo van incrementando su rigidez con la profundidad, los periodos de vibrar del suelo usando un estrato equivalente con propiedades calculadas mediante promedios pesados y los calculados con la ecuación A.2.1 son muy similares. Sin embargo, para casos en que un estrato blando subyace a un estrato más rígido, el periodo del sitio utilizando el procedimiento de los promedios pesados es menor que el calculado con la ecuación A.2.1.

A.3 Interacción cinemática suelo-estructura

Se podrán incluir los efectos de la interacción cinemática en la determinación de los espectros de diseño exclusivamente para sitios en las Zonas B o C. Para cuantificar el efecto se consideran los siguientes dos casos:

- a) Caso 1. Cuando los estudios geotécnicos no indiquen la existencia de anomalías en las características del subsuelo con respecto a las de la zona circundante.

La modificación por interacción cinemática se aplicará directamente a los espectros de peligro uniforme proporcionados por el *SASID* para el sitio en cuestión. Los espectros de peligro uniforme en superficie obtenidos del *SASID* se convertirán en espectros de potencia, se afectarán por la interacción cinemática y mediante teoría de vibraciones aleatorias se transformarán nuevamente en espectros de respuesta. Se deberán utilizar los espectros de peligro uniforme correspondientes a cada una de las épocas y cada uno de los grupos de sismo de manera independiente. Este cálculo requiere que se especifique la duración del movimiento del suelo de entrada, D_B , que se tomará como se indica en el inciso c) de A.1.

Para cajones de cimentación con profundidad de desplante $D \leq 8$ m, para incluir la interacción cinemática se utilizará la función de transferencia definida en la ecuación A.3.1. El espectro de potencia del inciso se multiplicará por esta función de transferencia al cuadrado, con lo que se obtendrá el espectro de potencia en la base de la cimentación

$$H_c(\omega_e) = \begin{cases} \cos\left(\frac{\pi \omega_e}{2 \omega_c}\right) & \text{si } \omega_e \leq 0.5\omega_c \\ 0.7 & \text{si } \omega_e > 0.5\omega_c \end{cases} \quad (\text{A.3.1})$$

ω_e frecuencia de excitación

ω_c frecuencia fundamental de las capas de suelo desde la superficie hasta la profundidad de desplante D definida con la ecuación A.3.2

V_s velocidad de propagación de ondas de cortante

$$\omega_c = \frac{\pi V_s}{2 D} \quad (\text{A.3.2})$$

Para cajones de cimentación con profundidades mayores que 8 m, se deberán determinar las funciones de transferencia utilizando modelos o técnicas de propagación de ondas debidamente sustentadas a satisfacción del Instituto. En el caso que se utilicen este tipo de modelos se deberán seguir las siguientes recomendaciones:

- i. Indicar todas las propiedades mecánicas del suelo que se utilizarán en el modelo, incluyendo al menos peso volumétrico, relación de Poisson, módulo de elasticidad, módulo de rigidez al corte, amortiguamiento, modelo constitutivo utilizado junto con los parámetros que lo definan, si el material es considerado isotrópico, ortotrópico o anisotrópico, y demás propiedades necesarias para definir los materiales en el modelo utilizado. Estas propiedades deberán ser indicadas para cada uno de los estratos o unidades geotécnicas consideradas. Se deberán utilizar modelos de comportamiento elástico para el suelo.
- ii. Calibrar los resultados obtenidos del modelo del con los resultados obtenidos a partir de programas o metodologías específicas para determinar la propagación de ondas. Se deberá asegurar que el modelo numérico reproduce de manera adecuada al menos los periodos fundamentales de vibrar en el sitio y las amplificaciones dinámicas producidas por el suelo. Esta comparación se podrá realizar por medio de funciones de transferencia, respuestas en superficie, periodos de vibrar, amplificaciones, entre otras.
- iii. El periodo del modelo se deberá comparar con el periodo obtenido de un espectro de sitio de acuerdo con las recomendaciones incluidas en este apéndice. El valor de la función de transferencia no podrá ser menor de 0.7.

Los espectros de respuesta correspondientes, uno por grupo de eventos, se determinarán, para un oscilador con el valor de porcentaje de amortiguamiento correspondiente, a partir de los espectros de potencia de la cimentación y aplicando la teoría de vibraciones aleatorias; en este cálculo se utilizarán las duraciones del movimiento indicadas en la ecuación A.1.2. El espectro de diseño correspondiente se obtendrá como una envolvente suavizada del espectro de respuesta, ajustando sus parámetros a la forma funcional definida en 3.1.2. En ningún caso se permitirá que el coeficiente k al que se hace referencia en 3.1.2 sea menor a 0.35.

- b) Caso 2. Cuando los estudios geotécnicos indiquen la existencia de anomalías en las características del subsuelo con respecto a las de la zona circundante.

La modificación por interacción cinemática se aplicará a los espectros de peligro uniforme estimados conforme a A.1 para el sitio en cuestión siguiendo el mismo procedimiento que se describe en el Caso 1.

Comentario:

La ecuación A.3.1 ha sido definida mediante el análisis de una cimentación circular, infinitamente rígida y carente de masa (Kausel, Whitman, Morray, & Elsabee, 1978). La ecuación A.3.1 considera las modificaciones asociadas a los movimientos de traslación debidas a la interacción cinemática. En general, la interacción cinemática reduce la amplitud de los movimientos de traslación de alta frecuencia (periodos cortos) debido a que el sistema estructural de la cimentación es un elemento mucho más rígido que el terreno, produce un efecto promediador en el campo de desplazamientos de los puntos del suelo correspondientes a la interfaz entre el suelo y la cimentación. Este efecto se presenta para las ondas con longitudes de onda menores a la profundidad de desplante del cimientto. En la ecuación A.3.1, la frecuencia ω_e representa a la frecuencia correspondiente a los trenes de onda con longitudes de onda lo suficientemente pequeñas para que sufran el efecto promediador previamente definido.

No se permite la reducción por interacción cinemática en los sitios de la Zona A debido a que por las propiedades del subsuelo este efecto no es significativo. Además, los criterios de diseño en la Zona A son los mínimos adecuados de acuerdo con el comité y no debe incluirse ninguna reducción.

APÉNDICE B. PROPIEDADES Y CONTROL DE CALIDAD DE DISIPADORES DE ENERGÍA

B.1 Propósito y alcance

Este apéndice plantea requerimientos para asegurar el buen comportamiento en campo y un adecuado control de calidad durante la fabricación de los disipadores de energía. Se incluyen reglas generales de diseño, así como características requeridas de los materiales con que se fabrican, y requisitos funcionales y procedimientos de ensayo. Se definen objetivos de desempeño y procedimientos para su verificación.

El/la Proyectista debe indicar en las Especificaciones de Diseño la información técnica relevante en cuanto a las propiedades estructurales requeridas para los disipadores de energía y los materiales con que se fabrican, los ensayos requeridos y las excepciones o complementos que deban considerarse en relación con lo indicado en este apéndice, el programa de inspección y mantenimiento de los dispositivos, y los intervalos de temperaturas de servicio y de diseño.

En el caso de disipadores de energía no cubiertos por este apéndice, se deben establecer a satisfacción del Instituto requerimientos de ensayo y fabricación de manera clara y completa en las Especificaciones de Diseño. Asimismo, será posible usar para los tipos de disipadores de energía cubiertos por este apéndice requerimientos de ensayo y fabricación diferentes a los aquí especificados, siempre y cuando queden establecidos de manera clara y completa, a satisfacción del Instituto, en las Especificaciones de Diseño.

Comentario:

Cuando en este apéndice se habla del diseño de un disipador de energía no se hace referencia a la determinación de sus propiedades estructurales desde una perspectiva de sismo-resistencia, sino al proceso que debe seguirse para obtener un dispositivo que exhiba las propiedades estructurales que se determinan de acuerdo con el capítulo 12. Igualmente, los objetivos de desempeño a que se refiere este apéndice no hacen referencia a los niveles de desempeño bajo consideración en la tabla 12.1.1, sino a criterios de comportamiento particulares que debe cumplir el disipador de energía para asegurar una respuesta confiable y estable en campo durante sismos de diferente intensidad.

Los ensayos de prototipo y de control de producción de este apéndice se basan en los requeridos por el EN15129, particularmente por la existencia de protocolos detallados y claros que han resultado del gran esfuerzo que se ha hecho en Europa en el ámbito de la certificación de los dispositivos de control.

Los requisitos de esta Norma tienen como objetivo dar un nivel adecuado de seguridad a los sistemas estructurales con disipadores de energía, de tal manera de satisfacer el propósito y alcance establecido en 12.1.1. Es importante destacar que este cuerpo normativo no ha sido establecido con el fin de prevenir el uso de materiales y dispositivos innovadores, y desincentivar el uso de métodos de diseño y construcción que no estén explícitamente cubiertos por sus requerimientos de diseño. Sin embargo, el uso de dispositivos no contemplados explícitamente en el formato normativo requiere de documentar cuidadosamente y a satisfacción del Instituto, los requerimientos de ensayo y fabricación que garanticen su buen desempeño en campo durante la vida útil del sistema estructural.

B.2 Notación

Carga tipo rampa: Carga que crece con el tiempo y se aplica en una misma dirección.

Carrera de un disipador de energía: Distancia que es capaz de recorrer el pistón del disipador desde su configuración no deformada hasta su configuración deformada cuando alcanza su deformación máxima y/o mínima.

Componentes principales: Componentes del disipador que desarrollan su función principal.

Condiciones de servicio: Condiciones a las que se ve sujeto el disipador de manera cotidiana.

Disipador de energía: Dispositivo que se añade al sistema primario con el fin de aportar capacidad de disipar energía y, en ocasiones, rigidez lateral.

Dispositivo dependiente del desplazamiento: Disipador de energía cuya fuerza interna depende principalmente de su deformación (desplazamiento).

Dispositivo dependiente de la velocidad: Disipador de energía cuya fuerza interna depende principalmente de la velocidad relativa entre sus extremos.

Dispositivo lineal: Disipador de energía que se caracteriza por exhibir una curva fuerza-desplazamiento lineal o cuasi lineal.

Dispositivo no lineal: Disipador de energía que se caracteriza por exhibir una curva fuerza-desplazamiento notablemente no lineal.

Ensayo de producción: Prueba experimental que se usa para asegurar que, dentro de un margen de tolerancia, los disipadores que se instalarán en campo tengan las propiedades determinadas para ellos con los ensayos de prototipo.

Ensayo de prototipo: Prueba experimental que se usa para establecer las propiedades estructurales del disipador. Por un lado, se usan para asegurar que los disipadores tengan las propiedades sismo-resistentes que requieren de acuerdo con el [capítulo 12](#); y por el otro lado, para establecer las propiedades usadas para los disipadores en los modelos de análisis estructural.

Ensayo de rampa: Ensayo que usa una carga tipo rampa.

Especificaciones de diseño: Documento elaborado por el/la Proyectista con la información técnica relevante en cuanto a las propiedades estructurales requeridas para los disipadores de energía y los materiales con que se fabrican, los ensayos requeridos, tanto de prototipo como de producción, para evaluar dichas propiedades, y el programa de inspección y mantenimiento que garantice que estos dispositivos respondan de manera confiable durante su vida útil. En su caso, se indican condiciones de ensayo que difieran de aquellas establecidas en este apéndice.

Frecuencia de ensayo: Frecuencia que se considera para la aplicación de los ciclos de carga o deformación durante un ensayo.

Frecuencia de referencia: Frecuencia dominante asociada a la respuesta dinámica del sistema estructural con disipadores de energía durante una excitación sísmica.

Función principal: Función que deben desarrollar algunas componentes del disipador de energía para que este sea capaz de desarrollar el comportamiento cíclico que se requiere con fines de controlar la respuesta del sistema estructural.

Función estructural: Función que deben desarrollar algunas componentes del disipador de energía para aportar soporte estructural a las componentes que desarrollan la función principal.

Informe de ensayo: Documento elaborado por el fabricante de los dispositivos que resume los resultados relevantes de los ensayos de prototipo y producción de acuerdo con lo indicado en este apéndice. Las excepciones o ensayos complementarios que se requieran de acuerdo con las Especificaciones de Diseño deben quedar cuidadosamente documentados.

Intervalo de temperaturas de diseño: Intervalo de temperaturas considerado para el diseño del disipador de energía

Intervalo de temperaturas de servicio: Intervalo de temperaturas considerado para el disipador bajo condiciones de servicio

Muestra: Probeta, pieza o disipador de energía que se ensaya con fines de estimar y revisar propiedades, caracterizar el comportamiento o revisar el desempeño. En ocasiones, las muestras corresponden a ensayos estándar enfocados a obtener las propiedades de los materiales con los que se fabrica el disipador, y no necesariamente son representativas de una porción o la totalidad del disipador. En este caso se habla de una probeta. Una pieza es una componente del disipador que se ensaya de manera independiente al resto de las componentes del disipador y que se considera representativa del comportamiento de este. En ocasiones, la muestra queda constituido por un disipador, ya sea a escala natural o reducida.

Pieza: Parte constituyente de un disipador que se usa de manera independiente en un ensayo de prototipo o fabricación para determinar las propiedades relevantes del mismo.

Probeta: Muestra no representativa del disipador completo que por lo general se usa para obtener o revisar las propiedades con que se fabrica el disipador.

Sistema de sellado: Sistema capaz de sellar el pistón de los dispositivos líquidos con el fin de evitar fugas del líquido interno con el que trabaja el dispositivo.

Valor máximo. Se refiere al valor máximo que alcanza una propiedad estructural bajo determinadas condiciones de ensayo. Suele referirse a la rigidez o amortiguamiento del disipador.

Valor mínimo. Se refiere al valor mínimo que alcanza una propiedad estructural bajo determinadas condiciones de ensayo. Suele referirse a la rigidez o amortiguamiento del disipador.

Variabilidad: Se refiere al grado de diferencia que existe entre las propiedades de diseño de un disipador y aquellas que exhiben los disipadores prototipo, y a las que existen entre las propiedades de los disipadores prototipo y las que corresponden a los disipadores de producción. También hace referencia al cambio de una propiedad, ya sea de un disipador o de los materiales con que se fabrica, con un cambio en el valor de parámetros como la temperatura, la frecuencia y la deformación. Se suele caracterizar numéricamente con un coeficiente de variación.

Vida útil: Duración estimada para la que el sistema estructural o un disipador de energía satisfacen a cabalidad sus objetivos de diseño.

C	Coficiente de amortiguamiento del disipador de energía.
d	Desplazamiento, normalmente asociado a la deformación del disipador de energía.
d_0	Desplazamiento máximo asociado a una historia armónica de desplazamientos.
d_{dmax}	Desplazamiento máximo que debe acomodar con seguridad el disipador de energía. Se establece de acuerdo con 12.1.3.2.1.
d_{th}	Desplazamiento máximo esperado debido a los efectos térmicos.
E_s	Energía elástica almacenada.
E_H	Energía disipada por histéresis.
F	Fuerza que desarrolla el disipador de energía para un desplazamiento o velocidad de interés. Un subíndice n indica que la fuerza corresponde al valor de v_n .
f	Frecuencia asociada a una historia de desplazamientos.
F_0	Fuerza de precarga de un amortiguador líquido con resorte.
f_0	Frecuencia asociada a una historia armónica de desplazamientos.
H	Energía disipada en un ciclo histerético.
K	Constante de rigidez.
K_1	Rigidez elástica de un disipador de energía con comportamiento fuerza-desplazamiento bilineal. Rigidez inicial de un disipador de energía con comportamiento cuasi-elástico.
K_2	Rigidez postelástica de un disipador de energía con comportamiento fuerza-desplazamiento bilineal.
K_e	Rigidez efectiva del disipador de energía para un desplazamiento lateral de interés. Corresponde a una rigidez secante, que se calcula como:

$$K_e = \frac{F^+ - F^-}{d^+ - d^-}$$

donde F y d son, respectivamente, la fuerza y desplazamiento que desarrolla el disipador; d^+ y d^- son, respectivamente, los valores máximo y mínimo del desplazamiento en el ciclo de carga; y F^+ y F^- son, respectivamente, las fuerzas correspondientes.

R_Z	Rugosidad superficial final de la superficie del recubrimiento del pistón de un disipador de energía.
T_a	Duración de un ciclo de deformación axial.
t_d	Límite de tolerancia para dispositivos dependientes de la velocidad.
v	Velocidad de carga. Un subíndice n indica el valor de velocidad bajo consideración para el <i>enésimo</i> ensayo de ley constitutiva.
v_l	Velocidad de carga considerada para el ensayo de baja velocidad para un disipador dependiente de la velocidad.
v_{dmax}	Velocidad máxima considerada con fines de diseño. Se establece conforma a lo indicado en 12.2.3.5.
x	Desplazamiento.
α_d	Exponente asociado a la velocidad en la ley constitutiva de un disipador viscoso.

- γ_v Factor de sobrevelocidad usado para calcular la fuerza de diseño de un disipador dependiente de la velocidad.
- ζ_e Fracción equivalente de amortiguamiento que exhibe un disipador de energía para un desplazamiento lateral de interés. Se calcula como:

$$\zeta_e = \frac{2H}{\pi K_e (d^+ - d^-)^2}$$

donde d es el desplazamiento que desarrolla el disipador; d^+ y d^- son, respectivamente, los valores máximo y mínimo del desplazamiento en el ciclo de carga; K_e es la rigidez efectiva del disipador; y H es la energía disipada en el ciclo histerético delimitado por los desplazamientos d^+ y d^- .

- η Eficiencia de amortiguamiento

B.3 Dispositivos Dependientes del Desplazamiento

B.3.1 Generalidades

En B.3 se indican los requisitos para el diseño y la fabricación de disipadores de energía cuya fuerza interna depende principalmente de su deformación (desplazamiento), no de la velocidad, y que no se diseñan para resistir cargas verticales producto de las acciones permanentes. Los dispositivos pueden exhibir comportamiento lineal o no lineal.

Los contraventeos restringidos al pandeo, que se utilizan para proporcionar rigidez lateral y capacidad de disipación de energía a un sistema estructural, se deben considerar dispositivos dependientes del desplazamiento. Se deben seguir los requerimientos de ensayo y fabricación indicados en las NTC-Acero para el caso de contraventeos restringidos contra pandeo.

Comentario:

Los dispositivos lineales se caracterizan, conforme a lo mostrado en la figura B.3.1, por exhibir una curva fuerza-desplazamiento lineal o cuasi lineal. Su comportamiento es compatible con el uso de un modelado lineal con fines de diseño y revisión del sistema estructural. Conforme a lo que se muestra en la figura B.3.2, los dispositivos no lineales se caracterizan por exhibir una curva fuerza-desplazamiento notablemente no lineal. En este caso, la no linealidad y el mecanismo de disipación de energía deben modelarse debidamente con fines de diseño y revisión del sistema estructural.

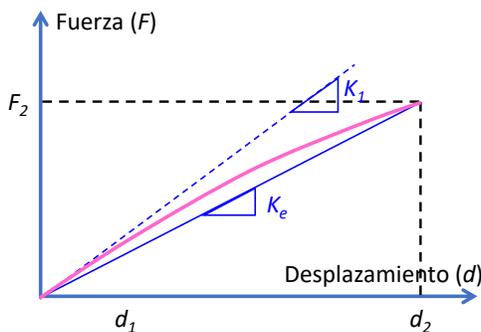


Figura B.3.1 Curva fuerza-desplazamiento para dispositivo con comportamiento lineal

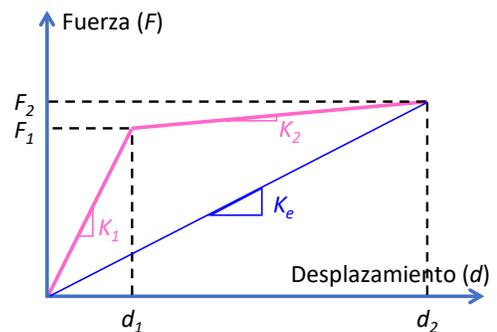


Figura B.3.2 Curva fuerza-desplazamiento para dispositivo con comportamiento no lineal

B.3.2 Requisitos de desempeño

Un dispositivo dependiente del desplazamiento debe diseñarse de acuerdo con lo indicado en 12.1.3.2.1, para una capacidad de deformación última que exceda en por lo menos 20 por ciento la requerida por el análisis para la intensidad sísmica base de diseño, y debe ser capaz de resistir las fuerzas internas máximas que se desarrollen para esa condición combinadas con aquellas que resulten de acciones diferentes al sismo que puedan afectar el comportamiento del dispositivo. Se debe revisar

la capacidad resistente del dispositivo y del sistema primario para la mayor y menor fuerza establecidas de acuerdo con 12.1.3.2.1.

Para satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, los disipadores de energía deben permanecer con daño controlado, de tal manera que no deban ser sustituidos después de la ocurrencia de la intensidad sísmica Base de Diseño. Por un lado, el comportamiento cíclico del disipador no debe exhibir degradación cíclica de resistencia para las deformaciones máxima y acumuladas que pueda sufrir para un evento sísmico que exhiba la intensidad sísmica base de diseño. Por el otro lado y en caso de que el disipador sea susceptible a fallar por fatiga, como es el caso de dispositivos dependientes del desplazamiento cuya capacidad de disipar energía dependa del comportamiento histerético de un metal, las demandas máximas y acumuladas de deformación en el disipador deben quedar significativamente por debajo de las respectivas capacidades del dispositivo, de tal manera que ante la eventualidad un evento sísmico que exhiba la intensidad sísmica base de diseño, no sea necesario reemplazarlo después de la ocurrencia del sismo.

Se debe medir y reportar la curva fuerza-desplazamiento hasta la capacidad de deformación requerida; dicha curva debe exhibir en todo caso una rigidez positiva hasta esa deformación.

Si el dispositivo dependiente del desplazamiento se usa como parte de un sistema de aislamiento sísmico de acuerdo con lo indicado en el capítulo 13, su capacidad de deformación se debe ajustar a lo indicado en ese capítulo y el apéndice C.

En caso de un dispositivo lineal o de que se linealice el comportamiento de un dispositivo no lineal, sus propiedades estructurales se caracterizan a partir de su rigidez efectiva K_e y amortiguamiento efectivo ζ_e . En caso de un dispositivo no lineal con comportamiento bilineal, su comportamiento se caracteriza por una rigidez elástica K_1 y una rigidez postelástica K_2 . Con el fin de establecer la envolvente bilineal que debe usarse con fines de modelado de acuerdo con 12.2.4.4, se debe establecer la rama de descarga del ciclo histerético con base en la medida experimentalmente para el dispositivo. Con este fin, se debe cumplir que el valor de ζ_e del ciclo analítico no difiera, con respecto al valor establecido para el tercer ciclo en un ensayo de prototipo, en más de ± 10 por ciento.

Un dispositivo dependiente del desplazamiento debe cumplir con los requisitos establecidos en las Especificaciones de Diseño para condiciones no sísmicas en congruencia con lo establecido en las NTC-Criterios. Deben considerarse los efectos de acciones distintas a la sísmica, que pueden afectar a la configuración inicial del dispositivo.

Un dispositivo lineal debe tener un amortiguamiento efectivo ζ_e menor que 0.15 y una relación de rigideces $|K_e - K_1|/K_1$ menor que 0.2.

Las propiedades de un dispositivo lineal, como ζ_e y K_e y K_1 se pueden evaluar con pruebas cíclicas llevadas a cabo con una frecuencia f menor que 0.001 Hz.

Los valores experimentales de las propiedades estructurales pueden diferir de los valores de diseño debido al proceso de fabricación o las condiciones de servicio de los dispositivos. Se deben evaluar experimentalmente estas variaciones con el fin de establecer los valores límite superior e inferior que deben tenerse en cuenta para la revisión de los disipadores.

Las diferencias máximas de los valores experimentales de las propiedades estructurales, obtenidas en los ensayos de prototipo iniciales, con respecto a los valores de diseño establecidos de acuerdo con el capítulo 12 o asociados a la condición normal, deben quedar dentro de los márgenes de tolerancia indicados en las tablas B.3.1 y B.3.2, respectivamente, para dispositivos lineales y no lineales. Estos márgenes son relevantes para las variaciones asociadas al suministro, así como para las debidas al envejecimiento, la temperatura y la velocidad. Las variaciones se deben evaluar con referencia al tercer ciclo de un ensayo de prototipo. Las diferencias máximas debidas a variaciones asociadas al suministro se deben evaluar con respecto al valor de diseño. Las diferencias máximas debidas al envejecimiento, la temperatura y la velocidad se deben evaluar con respecto a la condición normal, que se refiere a un dispositivo nuevo ensayado a 23 ± 5 °C. Las diferencias debidas a la temperatura se deben evaluar con referencia a los límites superior e inferior del intervalo de temperaturas de diseño. Las diferencias debidas a la velocidad se deben evaluar con referencia a una variación de la frecuencia de referencia de ± 50 por ciento. Para dispositivos con componentes principales fabricados con acero, es posible suponer diferencias debidas a velocidad iguales a cero.

Comentario:

Aunque a nivel internacional se indica la posibilidad de reemplazar las componentes principales o el dispositivo en su totalidad en la eventualidad de sismos intensos, esta Norma no contempla este escenario con fines de diseñar el dissipador debido a que las distorsiones límite consideradas en 4.3 para el diseño de sistemas estructurales con dissipadores de energía son significativamente menores que las contempladas por la normatividad de otros países. Dentro de este contexto, el comité redactor de la Norma considero que es factible y deseable utilizar en Ciudad de México dispositivos con alta capacidad contra fatiga con el fin de eliminar la necesidad de su reemplazo durante la vida útil del sistema estructural. Note que, a pesar de esto, en 12.1.2.6 se indica la necesidad de contar con preparaciones para permitir el reemplazo seguro del dissipador de energía en casos extraordinariamente excepcionales en que las demandas sísmicas llegasen a rebasar las acciones sísmicas contempladas en esta Norma para el diseño del sistema estructural.

Los parámetros de rigidez y disipación de energía definidos en este apéndice identifican el comportamiento teórico de un dispositivo; por lo tanto, se considera que los márgenes de tolerancia impuestos a los parámetros de rigidez quedan implícitamente aplicados a parámetros de respuesta como lo son las fuerzas internas y los desplazamientos. La frecuencia de referencia, que corresponde a la frecuencia dominante asociada a la respuesta dinámica del sistema estructural con dissipadores de energía durante una excitación sísmica, se debe indicar en las Especificaciones de Diseño. En el caso de la Zona A, los sistemas estructurales con dissipadores de energía tienden a responder con una frecuencia correspondiente a su periodo fundamental de vibrar en la dirección de análisis de interés. En el caso de las Zonas B y C, los movimientos del terreno tienen una naturaleza semiarmónica, lo que resulta en que la frecuencia de respuesta del sistema estructural corresponda, particularmente para fracciones de amortiguamiento mayores que 0.05, al periodo dominante del terreno T_s . Es posible utilizar los resultados de los análisis dinámicos paso a paso indicados en 12.2.4 para establecer la frecuencia de referencia para los dissipadores de energía.

Debido a la insensibilidad del acero con respecto a la velocidad de deformación en el intervalo de velocidades asociado a los efectos sísmicos, tales diferencias pueden suponerse cero.

A fin de garantizar un comportamiento estable bajo carga cíclica, las variaciones en una serie de ciclos que sean relevantes para el mismo desplazamiento se deben limitar de acuerdo con lo siguiente:

$$|K_{ei} - K_{e3}|/K_{e3} \leq 0.10 \tag{B.3.1}$$

$$|\xi_{ei} - \xi_{e3}|/\xi_{e3} \leq 0.10 \tag{B.3.2}$$

donde los subíndices i y 3 hacen referencia al i -ésimo (excluyendo el primer ciclo, esto es, $i \geq 2$) y tercer ciclo de carga, respectivamente.

Tabla B.3.1 Márgenes de tolerancia para dispositivos lineales (por ciento)

Propiedad	(1) Suministro	(2) Envejecimiento	(3) Temperatura	(4) Velocidad
K_e	±15	±20	±40	±10
ζ_e	±15	±15	±15	±10

Tabla B.3.2 Márgenes de tolerancia para dispositivos no lineales (por ciento)

Propiedad	(1) Suministro	(2) Envejecimiento	(3) Temperatura	(4) Velocidad
K_e	±15	±20	±40	±10
ζ_e	±15	±15	± 15	±10

El cociente entre los valores máximo y mínimo de las propiedades estructurales del dissipador debe ser igual o menor que 1.4 y 1.8, respectivamente, para componentes metálicos y no metálicos. De acuerdo con 14.2.7 y con fines de análisis, se debe establecer el valor mínimo de la rigidez del dissipador bajo la consideración de las variaciones de esta propiedad debidas al suministro, envejecimiento, la temperatura y la velocidad. Si no se puede hacer una evaluación más precisa, se podrá suponer una rigidez mínima igual al 65% de la rigidez esperada.

Se deben definir las características de desempeño de un dispositivo para la intensidad sísmica base de diseño en las Especificaciones de Diseño. Se deben considerar los valores de K_e y ζ_e para la intensidad sísmica base de diseño y, para el caso de dispositivos no lineales con comportamiento bilineal, los valores de K_1 y K_2 o de parámetros equivalentes que definan el ciclo histerético. Además, se deben indicar los valores de la deformación máxima, la velocidad de diseño v_{dmax} y el número

esperado de ciclos para la intensidad sísmica base de diseño, el intervalo de temperaturas de diseño, y las condiciones ambientales que se deben considerar para el envejecimiento.

Los valores de diseño de los parámetros que caracterizan el ciclo histerético de un dispositivo no lineal se deben establecer de acuerdo con lo indicado en el [capítulo 12](#). En el modelo de análisis se debe tener en cuenta el comportamiento no lineal de los dispositivos no lineales y el análisis debe cumplir con que la capacidad de deformación del dispositivo no sea superada cuando se considere la intensidad sísmica base de diseño.

Comentario:

De acuerdo con lo indicado en [12.2.3.5](#), el/la Proyectista debe hacer las consideraciones necesarias para establecer el valor de v_{dmax} , la cual se debe reportar en las Especificaciones de Diseño. Con este fin resultan muy útiles los resultados obtenidos en los análisis dinámicos paso a paso indicados en [12.2.4](#) bajo las acciones mínimas indicadas en la tabla [12.1.2](#).

B.3.3 Materiales

B.3.3.1 Generalidades

Los componentes de un dispositivo desempeñan dos funciones: la principal, que caracteriza el comportamiento cíclico del dispositivo, y la estructural, que por lo general implica aportar soporte a las componentes que desarrollan la función principal.

Los materiales con que se construyen los componentes a cargo de la función principal deben cumplir los requisitos especificados en [B.3.3.2](#) a [B.3.3.4](#).

Los materiales que cumplen con la función estructural deben cumplir con la norma NMX correspondiente, si existe, u otros estándares existentes relevantes.

Comentario:

Mientras que por lo general no existen normas o estándares mexicanos que permitan establecer requerimientos de calidad y comportamiento para varios de los materiales que se usan para cumplir la función principal de los disipadores de energía, por lo general si existen estándares mexicanos para el caso de los materiales que deben desempeñar la función estructural.

B.3.3.2 Elastómero

El fabricante debe establecer los requisitos para el ensayo de prototipo del elastómero para un dispositivo específico con el fin de garantizar que el material es adecuado en términos de cumplir los requisitos de desempeño del dispositivo. La resistencia a la adhesión al sustrato apropiado debe ser un requisito cuando el elastómero quede adherido a un elemento con fines de fijación o refuerzo. Se podrán usar los requisitos del [C.6.4.2](#) como guía.

Los requisitos para los ensayos de producción del elastómero se deben establecer por el fabricante con el fin de garantizar la calidad del material en términos de uniformidad.

B.3.3.3 Acero

El acero utilizado en los dispositivos debe cumplir los requisitos establecidos en la EN 10025, la EN 10083 y la EN 10088, o en la(s) norma(s) mexicana(s) que aplique(n).

B.3.3.4 Otros materiales (acero especial, acero inoxidable, SMA, materiales poliméricos viscoelásticos)

Otros materiales se deben ajustar a los estándares europeos existentes. Se deben especificar ensayos adicionales de acuerdo con el comportamiento requerido para el material como parte del funcionamiento del dispositivo.

Comentario:

Los materiales que se usen deben cumplir con todos los requisitos del estándar europeo correspondiente.

B.3.4 Ensayos

B.3.4.1 Generalidades

La conformidad, dentro de los márgenes de tolerancia especificados en las [tablas B.3.1 y B.3.2](#), de las características mecánicas reales de los dispositivos con respecto a los requisitos de desempeño se debe verificar mediante ensayos específicos.

Los ensayos se deben llevar a cabo por medio de imponer al dispositivo deformaciones cíclicas de acuerdo con lo que se indica en [B.3.4](#). Durante los ensayos, se deben registrar de manera continua los valores de las fuerzas y desplazamientos, de tal manera de caracterizar a cabalidad el comportamiento del dispositivo durante todos los ciclos.

Los ensayos se deben llevar a cabo en dispositivos completos. En caso de que no se produzcan interacciones relevantes entre las funciones de las diversas componentes del dispositivo, se pueden llevar a cabo ensayos independientes de las piezas que desarrollen la función principal del dispositivo. En tal caso, el comportamiento real del dispositivo se debe verificar con cálculos e información sobre las conexiones y las interacciones que ocurren entre las diferentes componentes.

Los ensayos mecánicos incluyen:

- Ensayos de prototipo de los materiales;
- Ensayos de producción de los materiales;
- Ensayos de prototipo de los dispositivos;
- Ensayos de producción de los dispositivos.

B.3.4.2 Ensayos de prototipo de los materiales

B.3.4.2.1 Generalidades

Se deben realizar ensayos de prototipo para demostrar la conformidad del dispositivo con los requisitos establecidos en [B.3.3](#). Si no se puede citar un procedimiento de ensayo de un estándar existente, el fabricante debe establecer un procedimiento para garantizar que el material es adecuado en términos de cumplir los requisitos de desempeño del dispositivo.

En el caso de un material con el que se fabrica un componente que cumple una función estructural, los procedimientos de ensayo se deben ajustar a un estándar correspondiente al material, si lo hubiere; de lo contrario, deben ser establecidos por el fabricante.

Para los materiales que formen parte del mecanismo del dispositivo que desarrolla la función principal, el tipo y método de ensayo se deben ajustar a los estándares vigentes, si los hubiere; de lo contrario, deben ser establecidos, caso por caso, por el fabricante, a menos que esto se especifique a continuación, bajo la consideración de las siguientes necesidades:

- Relacionar el comportamiento medido del material con su comportamiento en el dispositivo;
- Evaluar la variación del comportamiento del material con respecto a cambios en las condiciones ambientales, temperatura del material, envejecimiento y velocidad de deformación;
- Evaluar las interacciones entre el comportamiento del material y el desempeño del dispositivo.

Lo anterior se debe justificar en el Informe de Ensayo.

B.3.4.2.2 Elastómero

Se deben llevar a cabo ensayos del elastómero para establecer su conformidad con los requisitos establecidos en [B.3.3.2](#). Los ensayos para determinar la conformidad con los requisitos indicados en [C.6.2.1](#) se deben realizar de acuerdo con los métodos indicados en [C.6.4.2](#). Otros métodos y procedimientos de ensayo se deben conformar a los estándares ISO o EN apropiados, si los hubiere, excepto que:

- Las piezas de ensayo podrán ser cortadas del dispositivo o moldeadas a partir del compuesto curado, en la medida de lo posible, bajo las mismas condiciones que el elastómero en el dispositivo;
- Los ensayos para establecer el módulo dinámico de corte se deben ajustar a C.6.4.2.5.2.

B.3.4.2.3 Acero

Se requieren certificaciones con base en estándares existentes. Se podrán especificar otros ensayos, según proceda, de acuerdo con la función del material del dispositivo.

B.3.4.2.4 Aleaciones con memoria de forma

Las aleaciones con memoria de forma se deben ensayar en un estado martensítico (sin superelasticidad) o en estado austenítico (con superelasticidad) de acuerdo con uso en el dispositivo.

Se deben realizar los siguientes ensayos:

- a) Escaneo diferencial con calorímetro para determinar las características de transformación de las aleaciones, particularmente en lo referente a las temperaturas de transición, especialmente aquellas relevantes para las transformaciones de fase martensita-austenita y viceversa.
- b) Ensayos de rampa hasta la falla en tensión a una velocidad de deformación igual o menor que 0.002 s^{-1} , a temperaturas de $23 \pm 5 \text{ }^\circ\text{C}$ y aquellas asociadas a los límites del intervalo de temperatura de servicio.
- c) Ensayos carga/descarga en tensión en alambre superelástico para determinar el comportamiento de la muestra y su carga de falla a diferentes velocidades de deformación (0.05 , 0.2 y 0.8 s^{-1}) y temperaturas (como se indica en b). Las amplitudes de deformación cíclicas deben ser iguales 3, 6, 9 y 12 por ciento, hasta la falla. Se deben aplicar diez ciclos a cada amplitud, cada velocidad de deformación y cada temperatura, en muestras separadas del mismo material.
- d) Ensayos cíclicos de los componentes fabricados con aleaciones con memoria de forma, esforzándolos hasta alcanzar las condiciones a las que estarán sometidos en los dispositivos cuando estos se deforman a la deformación máxima (por ejemplo, carga/descarga en tensión para cables superelásticos, en flexión o torsión para barras, etc.). Esto implica por lo menos a los mismos niveles de deformación máxima y con las mismas frecuencias medias. El componente debe soportar por lo menos diez ciclos sin fallar.

B.3.4.2.5 Otros materiales

Se requieren certificaciones con base en lo indicado en estándares existentes. Se podrán especificar otros ensayos apropiados de acuerdo con la función del material en el dispositivo.

B.3.4.3 Ensayos de producción de los materiales

B.3.4.3.1 Generalidades

Se debe evaluar la uniformidad de cada lote de producción. Se deben realizar ensayos de producción de los materiales para establecer su conformidad con los requisitos de aceptación indicados en B.3.3.

Si no se cita un procedimiento de ensayo de un estándar existente, la frecuencia de muestreo debe ser de por lo menos 2 muestras por cada lote de producción.

Comentario:

Este apéndice permite el uso de dispositivos no cubiertos por esta Norma, posiblemente fabricados con materiales innovadores, para los cuales no se hayan estandarizado los ensayos para establecer su desempeño.

B.3.4.3.2 Elastómero

Se deben llevar a cabo ensayos de producción para establecer que el elastómero cumple con los requisitos de aceptación especificados en B.3.3.2.

Los ensayos para determinar la conformidad con los requisitos indicados en C.6.2.1 se deben realizar de acuerdo con los métodos indicados en C.6.4.2.

Los ensayos para establecer conformidad con otros requerimientos de aceptación se deben conformar a los estándares ISO o EN apropiados, si los hubiere, excepto que:

- Las piezas de ensayo podrán ser cortadas del dispositivo o moldeadas a partir del compuesto curado, en la medida de lo posible, bajo las mismas condiciones que el elastómero en el dispositivo;
- Los ensayos para establecer el módulo dinámico de corte se deben ajustar a C.6.4.2.5.2.

B.3.4.3.3 Acero

Se requieren certificaciones con base en estándares existentes. Se podrán especificar otros ensayos, según proceda, de acuerdo con la función del material del dispositivo.

B.3.4.3.4 Aleaciones con memoria de forma

Las aleaciones con memoria de forma se deben ensayar en un estado martensítico (sin superelasticidad) o en estado austenítico (con superelasticidad) según su uso en el dispositivo.

Se deben realizar los siguientes ensayos:

- a) Escaneo diferencial con calorímetro para determinar las características de transformación de las aleaciones, particularmente en lo referente a las temperaturas de transición, especialmente aquellas relevantes para las transformaciones de fase martensita-austenita y viceversa.
- b) Ensayos de rampa hasta la falla en tensión a una velocidad de deformación igual o menor que 0.002 s^{-1} , a una temperatura de $23 \pm 5 \text{ }^\circ\text{C}$.
- c) Ensayos carga/descarga en tensión en alambre superelástico a una velocidad de deformación de 0.2 s^{-1} y a una temperatura de $23 \pm 5 \text{ }^\circ\text{C}$. Las amplitudes de deformación cíclicas deben ser iguales 3, 6, 9 y 12 por ciento, hasta la falla. Se deben aplicar diez ciclos a cada amplitud.

B.3.4.3.5 Otros materiales

Se requieren certificaciones con base en lo indicado en estándares existentes. Se podrán especificar otros ensayos apropiados de acuerdo con la función del material en el dispositivo.

B.3.4.4 Ensayos de prototipo de dispositivos

Se deben llevar a cabo ensayos prototipo siempre y cuando se diseñen dispositivos con geometrías interna o externa, materiales o tipos de restricciones, diferentes a aquellas correspondientes a dispositivos que ya han sido calificados. Si las diferencias geométricas lineales son menores que 20 por ciento y los resultados pueden ser extrapolados de manera razonable al nuevo dispositivo, no será necesario llevar a cabo ensayos de prototipo.

Se debe someter a ensayo de prototipo a por lo menos una muestra. A menos que las características mecánicas del dispositivo no se vean afectadas por el ensayo o se hayan recuperado por completo (por ejemplo, mediante la sustitución de las componentes que desarrollan la función principal), no se deben instalar en la estructura los dispositivos utilizados para ensayos de prototipo.

Se debe calificar el sistema de conexión en conjunción con los dispositivos. Se deben plantear los procedimientos de ensayo de tal manera de reproducir las condiciones de trabajo y de sujeción del dispositivo.

En general, los ensayos de prototipo se deben llevar a cabo en muestras a escala natural.

Si las capacidades requeridas por el dispositivo exceden la capacidad de deformación y carga de las instalaciones experimentales disponibles, los ensayos se pueden llevar a cabo en muestras con escala reducida de hasta 0.5, siempre y

cuando se cumplan con las condiciones de similitud mecánica pertinentes. El fabricante debe presentar un informe en que la extensión de los resultados a dispositivos con escala natural quede ampliamente justificada por medio de cálculos y, posiblemente, ensayos llevados a cabo en piezas, con escala natural, que desarrollen la función principal del dispositivo. Las muestras se deben cargar de manera de producir los mismos esfuerzos y deformaciones que las experimentadas durante la respuesta del dispositivo a la intensidad sísmica base de diseño.

Si no se producen interacciones relevantes entre las funciones de los diversos componentes del dispositivo, se pueden realizar pruebas separadas en piezas, con escala natural, que desarrollan la función principal. En tales casos, el comportamiento real del dispositivo se debe evaluar con cálculos que contemplen las conexiones y las interacciones entre los diversos componentes.

En general, se deben realizar ensayos dinámicos que reproduzcan las condiciones reales de trabajo de los dispositivos. Si es posible demostrar que la velocidad no tiene una influencia significativa en la respuesta del dispositivo, se pueden realizar pruebas cuasiestáticas a menos que se indique lo contrario en las Especificaciones de Diseño. El procedimiento de ensayo debe incluir los pasos que se enumeran a continuación:

- a) Evaluación del ciclo histerético. Se deben imponer ciclos de amplitud creciente correspondientes al 25, 50 y 100 por ciento del desplazamiento máximo d_{dmax} , que debe ser mayor en por lo menos 20 por ciento respecto al desplazamiento requerido por los análisis de acuerdo con 12.1.3.2.1. Las muestras deben soportar, con daño controlado de acuerdo con B.3.2, el número de ciclos con las amplitudes máximas que se esperan en los disipadores de energía de acuerdo con lo indicado en las Especificaciones de Diseño. Las muestras deben soportar como mínimo 5 ciclos por cada amplitud intermedia y 10 ciclos completos para la amplitud máxima, a menos que el sistema estructural con disipadores se ubique en la Zona C y tenga un periodo fundamental de vibrar en la dirección de análisis cercano a T_s , en cuyo caso deben soportar como mínimo 10 y 15 ciclos completos, respectivamente, para cada amplitud intermedia y la amplitud máxima. Si se utilizan muestras escaladas, se deben escalar de manera congruente los desplazamientos de ensayo y la frecuencia de los ciclos. El dispositivo debe permanecer con daño controlado y mantener sus características sin cambio durante el ensayo. En caso de que se requiera evaluar la capacidad de disipación de energía de un dispositivo lineal, se debe repetir la secuencia anterior de ensayo con una frecuencia igual o menor que 0.001 Hz.
- b) Ensayos de rampa para la evaluación estática del desplazamiento de falla. Se debe aplicar a baja velocidad por lo menos el desplazamiento máximo d_{dmax} . Para el ensayo se deben considerar por lo menos las fuerzas mínima y máxima calculadas para el dispositivo de acuerdo con 12.1.3.2.1. Si se utilizan muestras con escala reducida, los desplazamientos de ensayo se deben escalar de forma congruente. La fuerza en el dispositivo no debe disminuir con un incremento de desplazamiento.

Los efectos de envejecimiento, temperatura y frecuencia de carga se deben evaluar en la muestra prototipo en ciclos histeréticos de amplitud creciente correspondiente al 25, 50 y 100 por ciento de d_{dmax} , en las diferentes condiciones indicadas en las Especificaciones de Diseño; o bien se deben evaluar en el mecanismo, componentes o materiales que desarrollan la función principal. En el último caso, los efectos en el comportamiento global del dispositivo se deben evaluar cuantitativamente. Se deben reponer los componentes que desarrollan la función principal del dispositivo si el ensayo produce en ellos un cambio irreversible en cuanto a sus propiedades mecánicas.

Si la función principal es desarrollada por una componente de acero o plomo y si se a esta se le proporciona una protección adecuada contra el intemperismo, se pueden ignorar los efectos del envejecimiento.

Comentario:

El número de ciclos a imponer a las muestras de ensayo es un parámetro importante que se debe indicar en las Especificaciones de Diseño, ya que está relacionado tanto con la duración del sismo como con la frecuencia fundamental de respuesta de los sistemas estructurales. Para establecer el número de ciclos resultan muy útiles los resultados de los análisis dinámicos paso a paso indicados en 12.2.4

B.3.4.5 Ensayos de producción de dispositivos

Los ensayos de producción se deben realizar en los dispositivos antes de su instalación. Se debe identificar cada dispositivo y asociarlo al lote de producción al que pertenezca.

El ensayo a) descrito en B.3.4.4 se debe llevar a cabo en al menos 2 por ciento de los dispositivos suministrados, con un número mínimo de un dispositivo. Los dispositivos que hayan sido ensayados pueden ser instalados en la estructura, si se demuestra que la resistencia a la fatiga de los componentes que desarrollan la función principal es de un orden de magnitud mayor que el número de ciclos impuestos durante el ensayo. En cualquier otro caso, el dispositivo no se debe instalar en la estructura, a menos que se recuperen por completo sus características mecánicas.

Comentario:

Un ejemplo de un dispositivo que recupera por completo sus características mecánicas se da cuando se sustituye el mecanismo no lineal o los componentes que desarrollan la función principal.

B.3.5 Comentarios de Dispositivos Dependientes del Desplazamiento

B.3.5.1 Categorías de dispositivos no lineales

Los dispositivos no lineales se utilizan principalmente en sistemas de control pasivo con el fin de incrementar la flexibilidad lateral y/o capacidad de disipación de energía del sistema estructural. En función del uso de diferentes materiales y mecanismos, se pueden identificar diferentes categorías de dispositivos de acuerdo con las características del ciclo histérico.

Una primera clasificación toma en cuenta su capacidad para disipar energía, e incluye las siguientes categorías:

- Dispositivos de disipación de energía cuando ζ_e es mayor que 0.15;
- Dispositivos elásticos no lineales cuando ζ_e es igual o menor que 0.15.

Una segunda clasificación toma en cuenta la dependencia de la rigidez con respecto a la deformación, e incluye las siguientes categorías:

- Dispositivos con endurecimiento por deformación, cuando K_2/K_1 es mayor que 1;
- Dispositivos con ablandamiento por deformación, cuando K_2/K_1 es igual o menor que 1.

Una tercera clasificación toma en cuenta la capacidad de recentrado del dispositivo, e incluye las siguientes categorías:

- Dispositivos con capacidad dinámica de recentrado. En este caso la energía elástica almacenada E_s (energía por deformación elástica y energía cinética) es mayor que el 25 por ciento de la energía disipada por histéresis E_h ;
- Dispositivos con capacidad estática de recentrado. En este caso el desplazamiento a fuerza nula es menor que el 10 por ciento de la demanda máxima de desplazamiento;
- Dispositivos suplementarios de recentrado. En este caso el desplazamiento a fuerza nula es menor que el 10 por ciento de la demanda máxima de desplazamiento, aun cuando una fuerza externa igual o mayor que 10 por ciento de la fuerza máxima se oponga a la recuperación de la configuración inicial del dispositivo.

Los dispositivos de disipación de energía son normalmente dispositivos con ablandamiento por deformación, cuyo comportamiento se basa en las propiedades histéricas de metales (acero, plomo, aleaciones con memoria de forma) o en la fuerza de fricción que se desarrolla entre superficies adecuadamente tratadas. Un dispositivo de disipación energía también se puede fabricar con aleaciones especiales con memoria de forma.

Los dispositivos elásticos no lineales pueden exhibir ablandamiento o endurecimiento por deformación. A veces basan su comportamiento en las propiedades elásticas de aceros especiales de alta resistencia, en el comportamiento bajo compresión de un elastómero, o en la superelasticidad de aleaciones con memoria de forma. Su comportamiento no lineal se basa, en ocasiones, en efectos geométricos no lineales derivados de la forma peculiar de las componentes que desarrollan la función principal del dispositivo. Otro tipo de dispositivos se puede clasificar en esta categoría, siempre y cuando cumplan con los requisitos aquí establecidos.

Los dispositivos no lineales con ablandamiento por deformación, ya sean dispositivos de disipación de energía o elásticos no lineales, con una rigidez K_2 cercana a cero, como se muestra en las figuras B.3.3 y B.3.4., se pueden utilizar como elementos de enlace o conexión que cumplan con la función de fusible estructural; esto es, que eviten el desarrollo de fuerzas mayores que las asociadas a su umbral plástico entre los diferentes componentes que conectan.

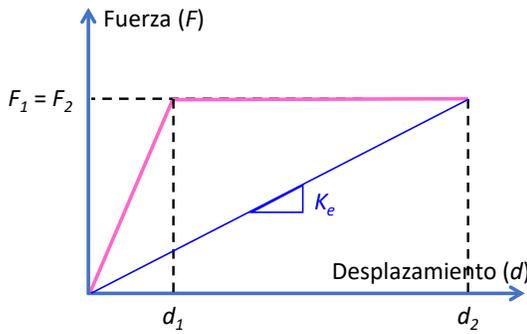


Figura B.3.3 Dispositivo con comportamiento elastoplástico perfecto

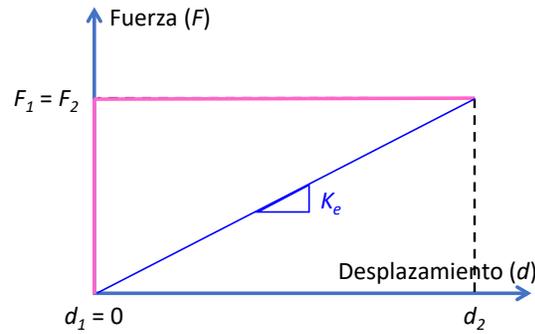


Figura B.3.4 Dispositivo con comportamiento rígido plástico

Los dispositivos no lineales con ablandamiento por deformación, ya sean dispositivos de disipación de energía o elásticos no lineales, con una rigidez elástica baja, conforme a lo mostrado en la figura B.3.5, se pueden utilizar para producir un incremento favorable en el período fundamental de vibrar del sistema estructural cuando esto resulte benéfico para reducir las demandas sísmicas sobre el sistema estructural. Cuando el dispositivo no lineal con ablandamiento por deformación exhibe una rigidez elástica alta, aporta un buen balance en términos de rigidez y capacidad de disipación de energía con el fin de controlar la deformación lateral del sistema estructural.

Los dispositivos con endurecimiento por deformación, generalmente dispositivos elásticos no lineales, se utilizan por lo general como una restricción flexible con el fin de limitar los desplazamientos laterales del sistema estructural debidos a sismo. Conforme a lo mostrado en la figura B.3.6, exhiben la capacidad de incrementar su rigidez a grandes desplazamientos con el fin de garantizar un buen control del desplazamiento lateral para sismos de alta intensidad. Si la rigidez inicial elástica es lo suficientemente baja, se pueden utilizar para producir un incremento favorable en el período fundamental de vibrar del sistema estructural.

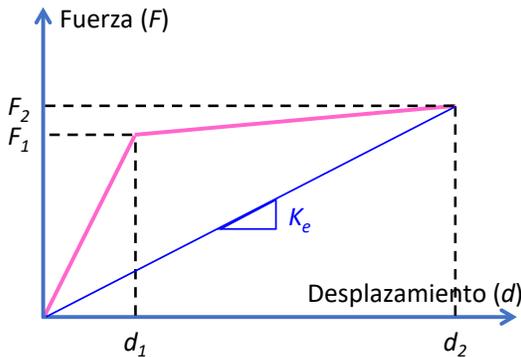


Figura B.3.5 Dispositivo con ablandamiento por deformación con baja rigidez inicial

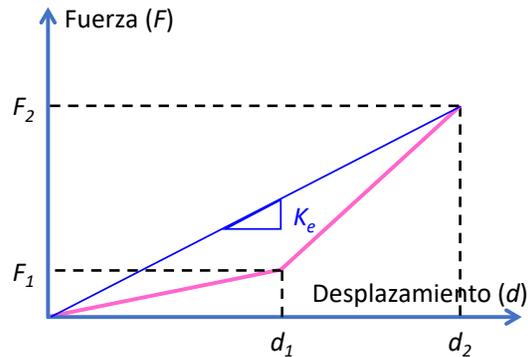


Figura B.3.6 Dispositivo con endurecimiento por deformación

La capacidad de recentrado del sistema estructural debe ser considerada cuidadosamente. Por un lado, es posible referirla dinámicamente a la totalidad del sistema estructural, lo que en el ámbito de la sismorresistencia implica aportarle suficiente capacidad para almacenar energía elástica (tanto por deformación como cinética). En este caso y debido a que la energía cinética no se conoce de antemano para un desplazamiento dado, la definición de la condición de recentrado solo puede ser establecida de manera probabilista. Por otro lado, la capacidad de recentrado se puede establecer en condiciones estáticas para un dispositivo o sistema estructural, con referencia, como se muestra en la figura B.3.7a, a la forma del comportamiento histerético. En este caso, un dispositivo o sistema con capacidad de recentrado exhibe una fuerza nula para un desplazamiento nulo, independientemente de la etapa de carga o descarga en la que se encuentre. Cuando la fuerza del dispositivo durante la etapa de descarga es grande para desplazamientos pequeños, como se muestra en la figura B.3.7b, este es capaz de proporcionar al sistema estructural una capacidad de recentrado notable. En este caso, se dice que el dispositivo tiene capacidad de recentrado suplementario. A diferencia de los sistemas dinámicos con capacidad de recentrado, los sistemas con

capacidad de recentrado estático pueden restaurar deterministamente la configuración inicial del sistema estructural para cualquier situación que cumpla con las condiciones de diseño.

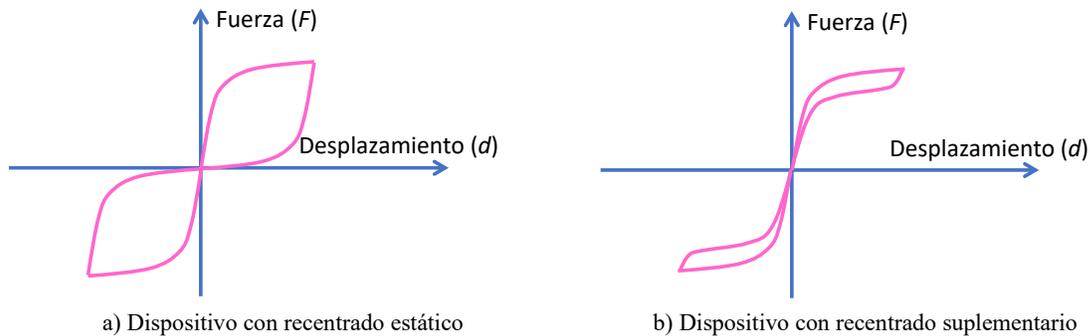


Figura B.3.7 Dispositivos de recentrado

B.3.5.2 Ejemplos de dispositivos lineales - Dispositivos elastoméricos deformados en corte

Dispositivos similares a los aisladores elastoméricos y que no deben resistir cargas verticales se consideran dispositivos lineales. Al igual que los aisladores elastoméricos, están hechos de una o varias capas de elastómero que se deforman en corte mientras se mantienen paralelas las placas de los extremos superior e inferior del dispositivo, las cuales conectan partes del sistema estructural que exhiben un movimiento relativo entre sí. De acuerdo con las propiedades del compuesto elastomérico, este tipo de dispositivo puede exhibir diferentes niveles de rigidez y amortiguamiento.

B.3.5.3 Ejemplos de dispositivos no lineales

B.3.5.3.1 Dispositivos de disipación de energía de acero

Los dispositivos de disipación de energía de acero tienen una alta capacidad de disipación de energía, que se basa en el comportamiento histéretico de componentes de acero sujetos a deformaciones plásticas en corte y/o flexión, y que desarrollan la función principal del dispositivo. Estos dispositivos, que suelen tener una geometría que fomenta una distribución uniforme de deformación en sus componentes principales, de tal manera de maximizar su capacidad de disipación de energía y reducir su propensión a fallar por fatiga de bajo número de ciclos, se usan en sistemas de aislamiento para edificios o como componentes principales de sistemas de disipación de energía.

Comentario:

En cuanto al uso de dispositivos de disipación de energía de acero para aportar capacidad suplementaria de disipación de energía a un sistema estructural sismo-resistente, es común aprovechar la distorsión de entrepiso para deformar lateralmente a los dispositivos de tal manera de inducirles deformación suficiente para producir en ellos comportamiento plástico. Bajo estas circunstancias, es común montar los componentes principales en subensambajes constituidos por muros o contraventeos.

B.3.5.3.2 Contraventeos restringidos contra pandeo

Los contraventeos restringidos contra pandeo se usan como elementos estructurales rigidizantes con alta capacidad de disipación de energía. La disipación de energía resulta del comportamiento plástico de componentes principales de acero que se deforman axialmente, tanto en tensión como compresión. Se debe restringir contra pandeo a los componentes principales, lo que generalmente se logra con una camisa de acero.

Comentario:

Se deben seguir los requerimientos de ensayo y fabricación indicados en las NTC-Acero en el caso de los contraventeos restringidos contra pandeo.

B.3.5.3.3 Dispositivos con capacidad de recentrado fabricados con aleaciones con memoria de forma

Los dispositivos con capacidad de recentrado fabricados con aleaciones con memoria de forma se usan como componentes principales de sistemas de aislamiento o de disipación de energía con el fin de aportar capacidad de recentrado. Sus propiedades son consecuencia del comportamiento histerético que resulta del comportamiento superelástico de cables en estado austenítico. Para evitar su pandeo, los cables quedan dispuestos de tal manera que trabajen siempre en tensión. Aunque la función principal de estos dispositivos es aportar capacidad de recentrado al sistema estructural, en ocasiones se pueden configurar para aportar además disipación de energía.

B.4 Dispositivos Dependientes de la Velocidad

B.4.1 Requisitos de diseño y funcionales

Este apéndice considera como dispositivos dependientes de la velocidad dos tipos de dispositivos viscosos: amortiguador viscoso líquido y amortiguador líquido con resorte. El término general amortiguador viscoso aplica a ambos.

Un dispositivo dependiente de la velocidad debe diseñarse como mínimo y de acuerdo con lo indicado en 12.1.3.2.1, para una capacidad de deformación última que exceda en por lo menos 20 por ciento la requerida por el análisis para la intensidad sísmica base de diseño, y debe ser capaz de resistir las fuerzas internas máxima y mínima que desarrollen para la velocidad de diseño v_{dmax} establecida de acuerdo con 12.2.3.5, multiplicadas por el factor de sobrevelocidad γ_v que se establece con la ecuación 12.1.1.

Dentro de los márgenes de tolerancia indicados en las Especificaciones de Diseño, un disipador viscoso debe desarrollar una fuerza en tensión y/o compresión que debe satisfacer la ley constitutiva indicada por el fabricante en el Informe de Ensayo.

El disipador viscoso debe ser capaz de disipar la energía indicada en las Especificaciones de Diseño sin degradación de su desempeño ni reducción de su vida útil.

La fuerza que desarrolla un amortiguador viscoso líquido debe depender únicamente de la velocidad relativa entre sus extremos, sin depender del nivel de deformación del dispositivo. En las Especificaciones de Diseño se debe prescribir la variación aceptable de la fuerza que desarrolla el dispositivo como consecuencia de cambios en la temperatura ambiente o interna, del envejecimiento y desgaste, etc.

La fuerza que desarrolla un amortiguador líquido con resorte debe depender de la velocidad y desplazamiento relativos entre sus extremos. En las Especificaciones de Diseño se debe prescribir la variación aceptable de la fuerza que desarrolla el dispositivo como consecuencia de cambios en la temperatura ambiente o interna, del envejecimiento y desgaste, etc.

La carrera de diseño del disipador debe tener en cuenta los efectos de largo plazo, los desplazamientos inducidos térmicamente y por la acción sísmica, así como cualquier longitud de ajuste indicada en las Especificaciones de Diseño. En cualquier caso, la carrera no debe ser menor que ± 25 mm.

El disipador viscoso debe estar equipado con articulaciones esféricas autolubricadas en cada extremo para mantener la carga que transmite alineada con su eje principal, y evitar con esto efectos indeseados de flexión y corte que puedan resultar perjudiciales para el sistema de sellado. Se debe indicar la capacidad de rotación de las articulaciones esféricas en las Especificaciones de Diseño bajo la consideración de los efectos de la carga viva, los movimientos sísmicos, las tolerancias constructivas (desalineamiento), y cualquier otro efecto que pueda ser relevante para dicha rotación. En cualquier caso, la capacidad de rotación no debe ser menor que $\pm 2^\circ$.

Las abrazaderas u otros componentes de sujeción no deben restringir la rotación del diseño.

En B.4.5 se proporciona información adicional sobre los requisitos funcionales de los dispositivos dependientes de la velocidad.

Comentario:

La energía es un parámetro esencial que se debe indicar en las Especificaciones de Diseño. Para establecer el valor de la energía que debe disipar el dispositivo dependiente de la velocidad resultan muy útiles los resultados de los análisis dinámicos paso a paso indicados en 12.2.4

B.4.2 Propiedades del material

B.4.2.1 Generalidades

Se deben seleccionar los materiales de tal manera que sean compatibles con el intervalo previsto de temperatura de servicio bajo la consideración, tanto de la temperatura ambiental como de cualquier cambio de temperatura consecuencia del funcionamiento del dispositivo.

B.4.2.2 Materiales

Los disipadores viscosos se deben fabricar con materiales ferrosos de acuerdo con una de las siguientes normas: EN 10025, EN 10083, EN 10088, EN 10210, EN 10297, ISO 14737, ISO 1083 u otras normas EN o ISO.

Comentario:

En su caso, el material ferroso debe cumplir con todos los requisitos establecidos en la EN que se seleccione.

B.4.2.3 Superficies Activas

La totalidad de la superficie activa de la barra del pistón se debe fabricar con acero inoxidable o debe quedar recubierta de níquel y/o cromo, según proceda, para garantizar su protección contra la corrosión y su resistencia al desgaste. El espesor total mínimo del recubrimiento debe ser de 50 μm , a menos que el sustrato del material se fabrique con acero inoxidable, en cuyo caso el espesor mínimo podrá reducirse a 40 μm .

El recubrimiento debe quedar libre de grietas y poros. La superficie del material base debe quedar libre de porosidad, grietas por contracción e inclusiones. De conformidad con la EN ISO 4287, la rugosidad superficial final R_z de la superficie del recubrimiento debe ser menor que 3 μm . Se pueden pulir tanto el material como el recubrimiento para lograr la rugosidad superficial requerida.

El proceso de cromado debe cumplir los requisitos de la EN ISO 6158. El proceso de niquelado debe cumplir los requisitos de la EN ISO 4526 o la EN ISO 4527. El acero inoxidable debe cumplir lo indicado en la EN 10088, o en la norma mexicana que aplique.

B.4.2.4 Fluido viscoso

El fluido viscoso con el que trabaja el dispositivo debe ser no tóxico, no inflamable y químicamente inerte. Si se utiliza un fluido que no esté basado en silicona, se deben demostrar las características anteriores. No se deben utilizar fluidos basados en hidrocarburos a menos que esto se indique en las Especificaciones de Diseño.

B.4.3 Requisitos de diseño

B.4.3.1 Generalidades

Se deben diseñar los disipadores viscosos de acuerdo con el [capítulo 12](#) para que no haya fluencia en condiciones de servicio, y permanezcan con daño controlado de acuerdo con [B.3.2](#), cuando se sujete a la estructura a la intensidad sísmica base de diseño.

Se deben diseñar los disipadores viscosos de tal manera que resistan la presión interna máxima que se desarrolla cuando se les sujeta a las condiciones de diseño indicadas en [B.4.1](#). Además, se deben diseñar para resistir una aceleración lateral en su plano establecida en función de su ubicación en el edificio de acuerdo con el [capítulo 8](#), y para resistir una aceleración perpendicular a dicho plano, estimada en congruencia. En ausencia de información en cuanto a dicha aceleración, se debe

diseñar el dispositivo para resistir una fuerza, perpendicular a su eje principal, igual a por lo menos el doble de su peso propio en combinación con la fuerza axial máxima que incluya la acción sísmica.

El disipador viscoso debe permitir la expansión térmica del fluido viscoso sin acumulación excesiva de presión interna. Si el dispositivo no está diseñado para resistir la acumulación excesiva de presión interna debido a la expansión térmica del fluido viscoso, deberá contener mecanismos (como acumuladores), para evitar dicho efecto.

Se debe diseñar y construir el disipador viscoso de tal manera que no requiera mantenimiento mecánico durante su vida útil bajo las condiciones anticipadas de servicio.

Las diferencias máximas entre los valores de las propiedades estructurales medidas durante los ensayos de prototipo, y los valores de diseño o asociados a la condición normal, deben cumplir con los márgenes de tolerancia indicados en la [tabla B.4.1](#). Estos márgenes son relevantes para variaciones dentro del suministro (variaciones estadísticas) así como las debidas a la temperatura. Se deben evaluar experimentalmente estas variaciones con el fin de establecer los valores límite superior e inferior que deben tenerse en cuenta para la revisión de los disipadores.

Tabla B.4.1 Límites de tolerancia (t_d) para dispositivos dependientes de la velocidad (por ciento)

Propiedad	Suministro		Temperatura (*)	
	Amortiguador Viscoso Líquido	Amortiguador Líquido con Resorte	Amortiguador Viscoso Líquido	Amortiguador Líquido con Resorte
F	±15	±15	±5	±15
K_e	N/A	±15	N/A	±15
H	-15	-15	-5	-5
(*) Rango de temperatura $-25\text{ °C}/+ 50\text{ °C}$ N/A = No aplicable H = Energía disipada por ciclo histerético				

El cociente entre los valores máximo y mínimo de las propiedades estructurales de los disipadores debe ser igual o menor que 1.4. De acuerdo con [14.2.7](#) y con fines de análisis, se debe establecer el valor mínimo del coeficiente de amortiguamiento C del disipador bajo la consideración de las variaciones de esta propiedad debidas al suministro, envejecimiento, temperatura y la velocidad. Si no se puede hacer una evaluación más precisa, se podrá suponer un coeficiente de amortiguamiento mínimo igual al 65% del coeficiente de amortiguamiento esperado.

Comentario:

El envejecimiento no es relevante para este tipo de dispositivo, ya que el fluido no está en contacto con el aire.

B.4.3.2 Sobrevelocidad

Se debe amplificar la fuerza de diseño con un factor de sobrevelocidad γ_v , que se establece conforme a la [ecuación 12.1.1](#). La fuerza de diseño así calculada se debe usar para revisar la capacidad resistente del disipador y la del sistema primario.

B.4.3.3 Pandeo

Se debe diseñar la barra del pistón del disipador para evitar su inestabilidad por pandeo en su configuración completamente extendida, cuando quede sujeto a la carga de diseño indicada en [B.4.1](#), bajo la consideración de un coeficiente de fricción del 10 por ciento para las articulaciones esféricas. Se puede utilizar un coeficiente de fricción más bajo cuando su valor quede justificado a cabalidad con datos experimentales.

B.4.4 Ensayos

B.4.4.1 Generalidades

Se deben agrupar los ensayos de acuerdo con el criterio de que la energía total introducida al disipador en cada grupo de ensayo no supere el doble de la energía disipada por el amortiguador durante la intensidad sísmica base de diseño de acuerdo con las Especificaciones de Diseño.

El programa de ensayos involucra una entrada significativa de energía al disipador, de tal manera que se debe ejercer cuidado durante su ejecución para garantizar que no se sobrecaliente de manera excesiva. Para lograr esto, se debe monitorear y reportar la temperatura en ubicaciones críticas del disipador (indicadas por el fabricante), y dividir el programa de ensayos en grupos. Después de haber realizado un ensayo o grupo de ellos, se debe dejar enfriar el disipador a una temperatura especificada antes de llevar a cabo el subsecuente grupo de ensayos. No se debe proceder con los ensayos mientras la temperatura del disipador supere el límite especificado por el fabricante.

Los ensayos enumerados se pueden realizar en un orden diferente en el que se presentan.

Comentario:

La energía que se introduce al disipador es un parámetro esencial que se debe indicar en las Especificaciones de Diseño. Para establecer el valor de esta energía resultan muy útiles los resultados de los análisis dinámicos paso a paso indicados en 12.2.4

B.4.4.2 Ensayos de prototipo

B.4.4.2.1 Generalidades

Se deben realizar ensayos de prototipo cuando un disipador nuevo tenga una capacidad de carga que difiera en más de ± 20 por ciento con respecto a aquella que desarrolla un dispositivo previamente ensayado, o si su velocidad de diseño v_{dmax} es mayor. Para que los resultados de los ensayos previos se puedan considerar válidos, el diseño conceptual y los materiales deben ser iguales a los que se utilizaron previamente.

Se debe monitorear la temperatura en dos sitios, señalados como críticos por el fabricante, ubicados en el cuerpo del dispositivo. El registro debe iniciar 5 minutos antes del ensayo y continuar durante 15 minutos después de que haya concluido.

Siempre que así se indique en las Especificaciones de Diseño, los ensayos de baja velocidad, ley constitutiva y eficiencia de amortiguamiento se deben repetir a las temperaturas máxima y mínima de servicio.

En la [tabla B.4.2](#) se resumen los ensayos de prototipo requeridos.

Tabla B.4.2 Ensayos de prototipo requeridos

Presión	Baja velocidad	Ley constitutiva	Eficiencia de amortiguamiento	Carga de viento	Desgaste del sello	Verificación de carrera
× ^a	×	×	×	× ^a	× ^a	× ^a
× Indica que se requiere el ensayo ^a Ensayo realizado a una temperatura de 23±5 °C						

B.4.4.2.2 Ensayo de presión para Amortiguadores Viscosos Líquidos y Amortiguadores Líquidos con Resorte

Cuando proceda, se debe aplicar y mantener durante 120s una presión interna en cada amortiguador viscoso líquido o amortiguador líquido con resorte que resulte equivalente al 125 por ciento de la carga máxima del amortiguador. Se debe cumplir que no se produzcan fugas visibles o señales de deterioro físico o degradación del desempeño.

B.4.4.2.3 Ensayo de baja velocidad para Amortiguadores Viscosos Líquidos

El objetivo del ensayo a baja velocidad es evaluar la resistencia a carga axial de un amortiguador viscoso líquido ante movimientos térmicos simulados.

El historial de carga debe cumplir con lo siguiente: Un ciclo completo de desplazamiento axial, de 0 a d_{th} , de d_{th} a $-d_{th}$, y de $-d_{th}$ a 0, a una velocidad absoluta constante v_1 que satisfaga lo siguiente: $0.01 \text{ mm/s} \leq v_1 \leq 0.1 \text{ mm/s}$. Se debe cumplir que, a lo largo del ciclo, el amortiguador viscoso líquido desarrolle una fuerza menor que el 10 por ciento de su fuerza de diseño, o un valor menor si así se indica en las Especificaciones de Diseño. El valor de d_{th} corresponde al desplazamiento máximo esperado debido a los efectos térmicos. Alternativamente, el ensayo debe cumplir con lo siguiente: Un ciclo completo de desplazamiento axial, de 0 a d_{th} , de d_{th} a $-d_{th}$, y de $-d_{th}$ a 0, para una fuerza axial constante igual al 10 por ciento de la fuerza

de diseño del amortiguador viscoso líquido. Se debe cumplir que la velocidad promedio registrada $(2(|d_{th}| - d_{th}))/T_a$, donde T_a es la duración del ciclo, sea mayor que 0.01 mm/s.

Se debe indicar el valor de d_{th} en las Especificaciones de Diseño, pero debe ser igual o mayor que 10 mm, y se deben registrar y graficar de manera continua la fuerza y desplazamiento axial.

El ensayo se debe llevar a cabo a una temperatura de 23 ± 5 °C, o a una temperatura menor si se indica en las Especificaciones de Diseño.

B.4.4.2.4 Ensayo de baja velocidad para Amortiguador Líquido con Resorte

El objetivo del ensayo de baja velocidad es evaluar la resistencia a carga axial de un amortiguador líquido con resorte ante movimientos térmicos simulados o cargas cuasiestáticas.

El historial de carga debe cumplir con lo siguiente: Un ciclo completo de desplazamiento axial, de 0 a d_{th} , de d_{th} a $-d_{th}$, y de $-d_{th}$ a 0, a una velocidad absoluta constante v_1 que satisfaga lo siguiente: $0.01 \text{ mm/s} \leq v_1 \leq 0.1 \text{ mm/s}$. El valor de d_{th} debe corresponder al desplazamiento máximo esperado debido a los efectos térmicos y otros efectos cuasi-estáticos como lo pueden ser los asociados a frenado, viento, etc. Se debe cumplir que, a lo largo del ciclo, el amortiguador líquido con resorte desarrolle una fuerza menor que $(1 + t_d)$ veces su fuerza de diseño, o que el valor indicado en las Especificaciones de Diseño.

Se debe indicar el valor de d_{th} en las Especificaciones de Diseño, pero debe ser igual o mayor que 10 mm, y se deben registrar y graficar de manera continua la fuerza y desplazamiento axial.

El ensayo se debe llevar a cabo a una temperatura de 23 ± 5 °C, o a una temperatura menor si se indica en las Especificaciones de Diseño.

B.4.4.2.5 Ensayo de ley constitutiva para Amortiguadores Viscosos Líquidos

El objetivo del ensayo es establecer la curva fuerza-velocidad para un amortiguador viscoso líquido y, con base en ella, el coeficiente de amortiguamiento C y el exponente asociado a la velocidad α_d que definen la ley constitutiva del dispositivo (ecuación B.4.1).

El historial de carga debe cumplir con lo siguiente: Para cada velocidad bajo consideración, 3 ciclos completos de desplazamiento axial, de 0 a d_{dmax} , de d_{dmax} a $-d_{dmax}$, y de $-d_{dmax}$ a 0, donde d_{dmax} es el desplazamiento máximo establecido de acuerdo con 12.1.3.2.1. Las velocidades de ensayo deben incluir por lo menos los siguientes porcentajes de la velocidad de diseño v_{dmax} : 1, 25, 50, 75 y 100 por ciento. Se debe cumplir que todos los puntos experimentales correspondientes a la curva de fuerza que desarrolla el dispositivo queden contenidos dentro de la envolvente de tolerancia.

Como se ilustra en la figura B.4.6, la fuerza F_n que desarrolla el dispositivo para una velocidad v_n se debe establecer como el promedio de los valores absolutos de las intersecciones positiva y negativa del segundo ciclo histéretico con el eje de fuerza. Se debe repetir el ensayo a las temperaturas máxima y mínima de diseño con el fin de evaluar la influencia de la temperatura ambiente en la fuerza que desarrolla el dispositivo. Se pueden omitir los últimos ensayos si se dispone de resultados de ensayos certificados en dispositivos similares en el mismo intervalo o en un intervalo más amplio de temperatura.

Comentario:

La envolvente de tolerancia se establece con los márgenes de tolerancia indicados en la tabla B.4.1.

B.4.4.2.6 Ensayo de ley constitutiva para Amortiguadores Líquidos con Resorte

El objetivo del ensayo es establecer la ley constitutiva de un amortiguador líquido con resorte y, con base en ella, los parámetros F_0 (fuerza de precarga), K (constante de rigidez), C y α_d que definen su ley constitutiva (ecuación B.4.2).

El historial de carga debe cumplir con lo siguiente: Para cada velocidad bajo consideración, 3 ciclos completos de desplazamiento axial, de 0 a d_{dmax} , de d_{dmax} a $-d_{dmax}$, y de $-d_{dmax}$ a 0. Las velocidades de ensayo deben incluir por lo menos los siguientes porcentajes de v_{dmax} : 1, 25, 50, 75 y 100 por ciento. Se debe cumplir que todos los puntos experimentales correspondientes a la curva de la fuerza que desarrolla el dispositivo queden contenidos dentro de la envolvente de tolerancia.

Como se ilustra en la [figura B.4.7](#), la fuerza F_n que desarrolla el dispositivo para una velocidad v_n se debe establecer como el promedio de los valores absolutos de las intersecciones positiva y negativa del segundo ciclo histórico con ejes paralelos al eje de la fuerza ubicados en desplazamientos iguales a 50 por ciento de $+d_{dmax}$ y $-d_{dmax}$.

Se debe repetir el ensayo a las temperaturas máxima y mínima de diseño con el fin de evaluar la influencia de la temperatura ambiente en la fuerza que desarrolla el dispositivo. Se pueden omitir los últimos ensayos si se dispone de resultados de ensayos certificados en dispositivos similares en el mismo intervalo o en un intervalo más amplio de temperatura.

Comentario:

La envolvente de tolerancia se establece con los márgenes de tolerancia indicados en la [tabla B.4.1](#).

B.4.4.2.7 Ensayo de eficiencia de amortiguamiento

El objetivo del ensayo de eficiencia de amortiguamiento es evaluar la capacidad de disipación de energía y la estabilidad de reacción del dispositivo.

El historial de carga debe cumplir con lo siguiente: 5 ciclos armónicos completos de desplazamiento del tipo $d(t) = d_0 \sin(2\pi f_0 t)$, donde la carrera d_0 y la frecuencia f_0 (Hz) se deben indicar en las Especificaciones de Diseño bajo la consideración de no exceder la demanda de disipación de energía correspondiente al doble de la que corresponde a la intensidad sísmica base de diseño. Si la aplicación de 5 ciclos rebasa la capacidad de la instalación con que se lleva a cabo el ensayo, el ensayo se puede llevar a cabo por etapas siempre y cuando se apliquen 3 ciclos de manera continua en una etapa dada. No se debe permitir que el dispositivo se enfríe entre cada etapa de ciclos. Se debe cumplir que en cada ciclo la fuerza que desarrolla el dispositivo, determinada de acuerdo con lo indicado en [B.4.4.2.5](#) o [B.4.4.2.6](#), quede dentro de la tolerancia de diseño y la disipación de energía sea mayor que el correspondiente valor mínimo de diseño.

B.4.4.2.8 Ensayo cíclico ante acción de viento

Cuando se indique en las Especificaciones de Diseño que la carga del viento se considera crítica, se deben ensayar dispositivos prototipo para verificar su capacidad para resistir vibraciones inducidas por viento. Se pueden omitir estos ensayos si se dispone de resultados de ensayos certificados en dispositivos similares sujetos a condiciones similares de carga de viento.

El dispositivo prototipo se debe ensayar durante 200 ciclos a la frecuencia y desplazamiento indicados en las Especificaciones de Diseño, con un registro continuo de la temperatura. Se debe cumplir que, en cualquier instante durante el ensayo, no se trabe, atasque o rompa el dispositivo, y que no muestre evidencia alguna de fuga después del ensayo.

B.4.4.2.9 Ensayo de desgaste del sello

El objetivo del ensayo de desgaste del sello es garantizar que este resista los movimientos debidos a los efectos térmicos durante la vida útil de diseño del dispositivo sin fugas del fluido interno.

Se debe someter al dispositivo a 10,000 ciclos con una amplitud igual al desplazamiento térmico máximo esperado d_{th} . Tras el ensayo de desgaste del sello, se debe ensayar el dispositivo de acuerdo con [B.4.4.2.7](#).

Comentario:

Los amortiguadores generalmente exhiben una alta capacidad de disipación de energía, incluso a baja velocidad. Por tanto, para llevar a cabo el ensayo en un tiempo razonable sin una acumulación excesiva de calor en el dispositivo, el sistema principal de orificios puede ser pasado por alto con el fin de reducir la fuerza desarrollada por el dispositivo y un posible aumento de presión. Alternativamente, puede retirarse el líquido del amortiguador, total o parcialmente, durante el ciclo.

B.4.4.2.10 Ensayo de verificación de carrera

El objetivo del ensayo de verificación de carrera es garantizar que el dispositivo es capaz de acomodar su desplazamiento máximo d_{dmax} .

Se debe aplicar un ciclo completo con una amplitud igual al desplazamiento de diseño. No se requiere llenar al dispositivo con su fluido interno. Se debe cumplir que el dispositivo sea capaz de acomodar un desplazamiento igual o mayor que el desplazamiento de diseño con un margen de tolerancia de 1 mm.

B.4.4.3 Ensayos de Producción

Con fines de control de calidad, se debe sujetar a por lo menos un dispositivo por lote de producción, a los siguientes ensayos:

- Ensayo de presión;
- Ensayo de baja velocidad;
- Ensayo de ley constitutiva;
- Ensayo de eficiencia de amortiguamiento.

Se debe llevar a cabo el ensayo de presión en el 100 por ciento de las unidades de producción. Los ensayos de baja velocidad, ley constitutiva y eficiencia de amortiguamiento se deben llevar a cabo en una unidad por lote de producción. Todos los ensayos se deben llevar a cabo a temperatura ambiente. Un lote de producción queda constituido por no más de 20 unidades con la misma ley constitutiva y los mismos detalles de diseño con excepción de la carrera. La unidad que se debe ensayar dentro del lote de producción es la que tenga la mayor carrera.

La tabla B.4.3 resume los ensayos de producción requeridos.

Tabla B.4.3. Ensayos de producción requeridos

Presión	Baja velocidad	Ley constitutiva	Eficiencia de amortiguamiento	Carga de viento	Desgaste del sello	Verificación de carrera
x ^a	x ^a	x ^a	x ^a			
× Indica que se requiere el ensayo ^a Ensayo realizado a una temperatura de 23±5 °C						

B.4.5 Comentarios de Dispositivos Dependientes de la Velocidad

B.4.5.1 Requisitos funcionales

Un amortiguador viscoso queda definido por las siguientes propiedades: fuerza máxima (kN); carrera máxima (mm); velocidad máxima (m/s); constante de amortiguamiento C (kN/(m/s) ^{α_d}); exponente α_d de la ley constitutiva; rigidez K (kN/m); fuerza de precarga F_0 (kN); tolerancias; ángulo de rotación (grados); intervalo de temperaturas ambientales (°C).

Es pertinente señalar que cualquier tipo de disipador acumula o disipa energía en las cuatro formas que se consideran en la ecuación de balance de energía. Dentro de este contexto, la clasificación de un dispositivo como amortiguador viscoso líquido o amortiguador líquido con resorte debe tener en cuenta el tipo dominante de energía que acumula o disipa.

En particular, un Amortiguador Viscoso:

- a) Acumula energía elástica a través de la deformación de sus componentes mecánicos y la compresibilidad del fluido viscoso (dependencia del desplazamiento);
- b) Acumula energía cinética en sus componentes móviles, como lo es el caso del pistón (dependencia de la velocidad);
- c) Disipa energía por fricción en las juntas y sellos (dependencia del desplazamiento);
- d) Disipa energía viscosa por medio de forzar un flujo de fluido a través de un sistema de orificios o válvulas (dependencia de la velocidad).

Cuando domina el cuarto término, se debe clasificar el dispositivo como amortiguador viscoso líquido de tal manera que es posible despreciar las constantes K y F_0 . Cuando tanto el primer como el cuarto término sean significativos, el dispositivo se clasifica como amortiguador líquido con resorte.

Las figuras B.4.1 y B.4.2 ilustran, respectivamente, comportamientos típicos de un amortiguador viscoso líquido y un amortiguador líquido con resorte.

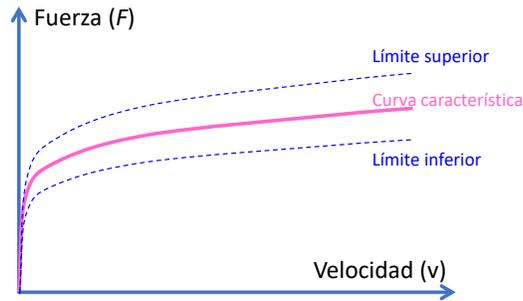


Figura B.4.1 Envoltente típica fuerza - velocidad de amortiguador viscoso líquido

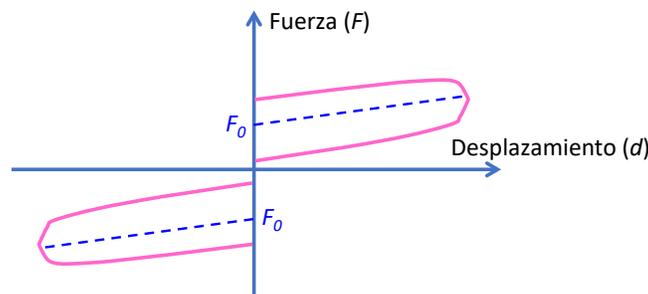


Figura B.4.2 Envoltente típica fuerza - desplazamiento de amortiguador líquido con resorte

Una ley constitutiva típica de un amortiguador viscoso líquido es:

$$F = Cv^{\alpha_d} \tag{B.4.1}$$

Un amortiguador viscoso líquido con carrera grande queda mejor representado por un modelo de Maxwell (resorte y amortiguador en serie), con propiedades elásticas que resultan de la compresibilidad del fluido, y que deben ser tomadas en cuenta para evaluar la capacidad de disipación de energía.

Una ley constitutiva típica de un amortiguador líquido con resorte es:

$$F = \text{signo}(x)F_0 + Kx + \text{signo}(v)C(\text{abs}(v))^{\alpha_d} \tag{B.4.2}$$

Por tanto, un amortiguador líquido con resorte queda mejor representado por un modelo de Kelvin-Vöigt (resorte y amortiguador en paralelo) donde la rigidez elástica captura el efecto de la compresibilidad del fluido.

B.4.5.2 Requisitos de diseño

B.4.5.2.1 Generalidades

La excedencia de la velocidad de diseño v_{dmax} tiene un efecto que difiere significativamente de acuerdo con las características del amortiguador viscoso. La figura B.4.3 compara, en términos de la fuerza que desarrolla el dispositivo viscoso, las consecuencias de exceder en 50 por ciento la velocidad de diseño. Debido a esto y de acuerdo con la ecuación 12.1.1, el diseño del disipador viscoso y sus conexiones al sistema estructural debe tener en cuenta una sobrerresistencia que depende de α_d .

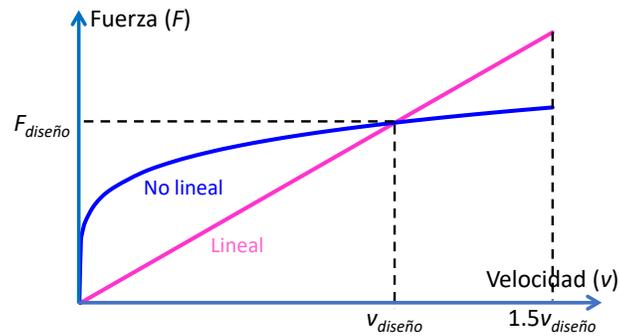


Figura B.4.3 Efecto de exceder la velocidad de diseño en dispositivos viscosos, lineal versus no lineal

El uso de dispositivos caracterizados por dimensiones y peso considerables, como es el caso de dispositivos viscosos líquidos con carreras iguales o mayores que ± 500 mm, podrían requerir de un análisis modal para establecer la carga lateral adicional que actúa en ellos debido a la aceleración absoluta de entrepiso. Para este caso, resulta importante considerar el espectro de aceleración absoluta de piso.

B.4.5.3 Ensayos

B.4.5.3.1 Generalidades

La demanda máxima de energía a corto plazo en los amortiguadores ocurre cuando el sistema estructural se ve sujeto a la acción de la intensidad sísmica base de diseño. En función del tamaño del amortiguador y la sismicidad del sitio, la energía disipada esperada puede variar significativamente.

B.4.5.3.2 Ensayo de baja velocidad para Amortiguadores Viscosos Líquidos

Una velocidad típica de ensayo es 0.01 mm/s. Debido a que una baja velocidad podría llegar a resultar en tiempos extremadamente largos para un ensayo, es aceptable usar carreras cortas con el fin de solo verificar la reacción del amortiguador.

Las figuras B.4.4 y B.4.5 muestran historias de deformación, respectivamente, para ensayos de baja velocidad y de fuerza constante.

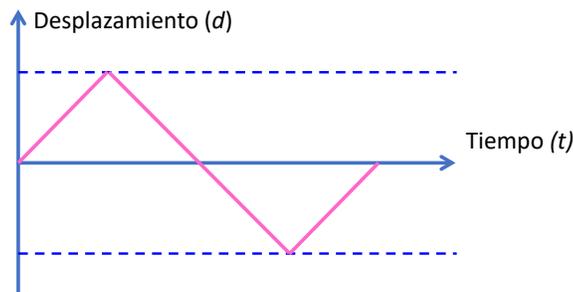


Figura B.4.4 Historia de desplazamiento para ensayo de baja velocidad

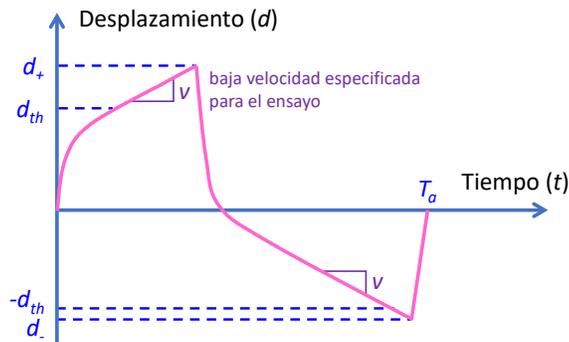


Figura B.4.5 Historia típica de desplazamiento para ensayo de fuerza impuesta

B.4.5.3.3 Ensayo de baja velocidad para Amortiguadores Líquidos con Resorte

La fuerza que desarrolla un amortiguador líquido con resorte puede ser considerable, incluso durante ensayos a baja velocidad, porque dos términos de su ley constitutiva son independientes de la misma. En un dispositivo de este tipo, se puede utilizar el ensayo de baja velocidad para llevar a cabo el ensayo de presión por medio de imponer una carrera suficiente que genere la presión interna requerida.

B.4.5.3.4 Ensayo de ley constitutiva para Amortiguadores Viscosos Líquidos

Si se utiliza una onda triangular para la historia de desplazamiento, es posible medir la fuerza desarrollada por el dispositivo con facilidad. Sin embargo, en casos en que la historia triangular de desplazamiento resulte en un pico demasiado alto de aceleración, es posible recurrir a una onda sinusoidal de desplazamiento a pesar de que la máxima velocidad impuesta solo se alcanza en un instante.

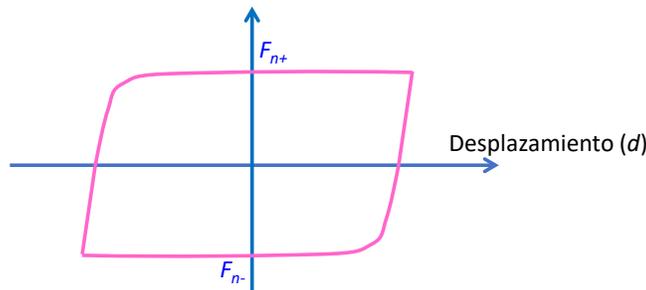


Figura B.4.6 Ciclo histerético típico de fuerza vs desplazamiento (a velocidad constante)

B.4.5.3.5 Ensayo de ley constitutiva para Amortiguadores Líquidos con Resorte

Si se utiliza una onda triangular para la historia de desplazamientos, es posible medir la fuerza desarrollada por el dispositivo con facilidad. Sin embargo, en casos en que la historia triangular de desplazamientos resulte en un pico demasiado alto de aceleración, es posible recurrir a una onda sinusoidal de desplazamientos a pesar de que la máxima velocidad impuesta solo se alcanza en un instante.

APÉNDICE C. PROPIEDADES Y CONTROL DE CALIDAD DE AISLADORES SÍSMICOS

C.1 Propósito y alcance

Este apéndice plantea criterios para establecer las propiedades que deben usarse para el modelado de los aisladores sísmicos con fines de análisis, y requerimientos para asegurar su buen comportamiento en campo y un adecuado control de calidad durante su fabricación. Se incluyen reglas generales de diseño, así como características requeridas de los materiales con que se fabrican, y requisitos funcionales y procedimientos de ensayo. Se definen objetivos de desempeño y procedimientos para su verificación.

El/la Proyectista debe indicar en las Especificaciones de Diseño la información técnica relevante en cuanto a las propiedades estructurales requeridas para los aisladores sísmicos y los materiales con que se fabrican, los ensayos requeridos y las excepciones o complementos que deban considerarse en relación con lo indicado en este apéndice, el programa de inspección y mantenimiento de los dispositivos, y los intervalos de temperaturas de servicio y de diseño.

En el caso de aisladores sísmicos no cubiertos por este apéndice, se deben establecer a satisfacción del Instituto requerimientos de ensayo y fabricación de manera clara y completa en las Especificaciones de Diseño. Asimismo, será posible usar para los tipos de aisladores sísmicos cubiertos por este apéndice requerimientos de ensayo y fabricación diferentes a los aquí especificados, siempre y cuando queden establecidos de manera clara y completa, a satisfacción del Instituto, en las Especificaciones de Diseño.

Comentario:

Cuando en este apéndice se habla del diseño de un aislador no se hace referencia a la determinación de sus propiedades estructurales desde una perspectiva de sismorresistencia, sino al proceso que debe seguirse para obtener un dispositivo que exhiba las propiedades estructurales que se determinan de acuerdo con el capítulo 13. Igualmente, los objetivos de desempeño a que se refiere este apéndice no hacen referencia a los niveles de desempeño bajo consideración en la tabla 13.1.1, sino a criterios de comportamiento particulares que debe cumplir el aislador para asegurar una respuesta confiable y estable en campo durante sismos de diferente intensidad.

Los ensayos de prototipo y de control de producción de este apéndice se basan en los requeridos por la EN15129, particularmente por la existencia de protocolos detallados y claros que han resultado del gran esfuerzo que se ha hecho en Europa en el ámbito de la certificación de los dispositivos de control.

Los requisitos de esta Norma tienen como objetivo dar un nivel adecuado de seguridad a los sistemas estructurales con aislamiento sísmico, de tal manera de satisfacer el propósito y alcance establecido en 13.1.1. Es importante destacar que este cuerpo normativo no ha sido establecido con el fin de prevenir el uso de materiales y dispositivos innovadores, y desincentivar el uso de métodos de diseño y construcción que no estén explícitamente cubiertos por sus requerimientos de diseño. Sin embargo, el uso de dispositivos no contemplados explícitamente en el formato normativo requiere de documentar cuidadosamente y a satisfacción del Instituto, los requerimientos de ensayo y fabricación que garanticen su buen desempeño en campo durante la vida útil del sistema estructural.

C.2 Notación

Aislador: Para este apéndice, la palabra aislador hace referencia a un dispositivo muestra completo que se usa para los ensayos de prototipo o de control de producción.

Aislador de producción: Aislador muestra que se usa en un ensayo de control de producción, y que forma parte de los aisladores que se instalan en campo.

Aislador prototipo: Aislador muestra que se usa en un ensayo de prototipo con el fin de establecer las propiedades estructurales del mismo. Se desecha al final de los ensayos.

Aislador deslizante: Aislador compuesto por varias piezas metálicas que deslizan entre sí. Cuando los platos deslizantes tienen curvatura con el fin de darle capacidad de recentrado al aislador, se habla de un aislador tipo péndulo de fricción. En caso de que los platos sean planos, se habla de un deslizador plano. Acorde a las necesidades del proyecto, se ajusta la fricción que se desarrolla entre las piezas deslizantes con el fin de aportar capacidad de disipación de energía.

Aislador elastomérico: Aislador fabricado con un material elastomérico (que puede incluir el uso de hules naturales o sintéticos) y placas confinantes de acero. En estos dispositivos, el material elastomérico aporta rigidez lateral con fines de

recentrado y, de acuerdo con las necesidades del proyecto, se usan diferentes opciones para aportarles capacidad de disipación de energía, entre las que se incluyen materiales elastómericos de alto amortiguamiento, el uso de uno o más núcleos de plomo, y el uso de dispositivos externos.

Carga tipo rampa: Carga que crece con el tiempo y se aplica en una misma dirección.

Condiciones de servicio: Condiciones a las que se ve sujeto el aislador de manera cotidiana.

Deformación unitaria en corte del elastómero: Deformación unitaria en corte de las capas de elastómero de un aislador elastómero. Puede estar referida a la deformación axial o lateral del aislador, a su rotación en altura, o a una combinación de estas.

Deformación unitaria en corte de diseño del elastómero: Deformación unitaria en corte de las capas de elastómero de una aislador elastómero para el desplazamiento lateral total máximo D_{TM} .

Desplazamiento lateral nulo: Se refiere a ensayos en que un aislador no sufre deformación lateral. Por lo general se considera un desplazamiento lateral nulo para evaluar la capacidad resistente máxima en compresión del aislador sísmico.

Ensayo de producción: Prueba experimental que se usa para asegurar que, dentro de un margen de tolerancia, los aisladores que se instalarán en campo tengan las propiedades determinadas para ellos con los ensayos de prototipo.

Ensayo de prototipo: Prueba experimental que se usa para establecer las propiedades estructurales del aislador. Por un lado, se usan para asegurar que los aisladores tengan las propiedades sismorresistentes que requieren de acuerdo con el capítulo 13; y por el otro lado, para establecer las propiedades usadas para los aisladores en los modelos de análisis estructural.

Ensayo de rampa: Ensayo que usa una carga tipo rampa.

Especificaciones de diseño: Documento elaborado por el/la Proyectista con la información técnica relevante en cuanto a las propiedades estructurales requeridas para los aisladores sísmicos y los materiales con que se fabrican, los ensayos requeridos, tanto de prototipo como de producción, para evaluar dichas propiedades, y el programa de inspección y mantenimiento que garantice que estos dispositivos respondan de manera confiable durante su vida útil. En su caso, se indican condiciones de ensayo que difieran de aquellas establecidas en este apéndice.

Frecuencia de aislamiento: Frecuencia dominante asociada a la respuesta dinámica de la estructura aislada durante el sismo. Aunque en la Zona A esta frecuencia suele corresponder a la frecuencia fundamental de vibrar del sistema aislado, la naturaleza semi-armónica de los movimientos que se generan en las Zonas B y C puede resultar en que esta frecuencia quede asociada con el periodo dominante del suelo T_s .

Frecuencia de referencia: Frecuencia para la que se determinan las propiedades estructurales de referencia del aislador. Debe ser igual a 0.5Hz o a la frecuencia de aislamiento.

HDRB (high damping rubber bearing): Hace referencia a aisladores elastómericos de alto amortiguamiento. Se considera que un aislador elastómero tiene alto amortiguamiento cuando para una deformación unitaria en corte de elastómero de 100 por ciento, exhibe una fracción de amortiguamiento crítico mayor que 0.06.

Informe de ensayo: Documento elaborado por el fabricante de los dispositivos que resume los resultados relevantes de los ensayos de prototipo y producción de acuerdo con lo indicado en este apéndice. Las excepciones o ensayos complementarios que se requieran de acuerdo con las Especificaciones de Diseño deben quedar cuidadosamente documentados.

LDRB (low damping rubber bearing): Hace referencia a aisladores elastómericos de bajo amortiguamiento. Se considera que un aislador elastómero tiene bajo amortiguamiento cuando para una deformación unitaria en corte de elastómero de 100 por ciento, exhibe una fracción de amortiguamiento crítico igual o menor que 0.06.

LRB (lead rubber bearing): Hace referencia a aisladores elastómericos con núcleo de plomo. En este tipo de aislador el elastómero y el plomo proveen en lo fundamental capacidad de recentrado y de disipación de energía, respectivamente.

Lote de material: Se refiere a un conjunto de muestras de material que fueron fabricadas con las mismas condiciones, de tal manera que comparten las mismas propiedades.

Material deslizante: Material ubicado en una superficie deslizante. Sus propiedades dependen de si forma parte de una superficie deslizante primaria o secundaria.

Muestra: Probeta, pieza o aislador que se ensaya con fines de estimar y revisar propiedades, caracterizar el comportamiento o revisar el desempeño. En ocasiones, las muestras corresponden a ensayos estándar enfocados a obtener las propiedades de los materiales con los que se fabrica el aislador, y no necesariamente son representativas de una porción o la totalidad del aislador. En este caso se habla de una probeta. Una pieza es una componente del aislador que se ensaya de manera independiente al resto de las componentes del aislador y que se considera representativa del comportamiento de este. En ocasiones, la muestra queda constituido por un aislador, ya sea a escala natural o reducida.

Pieza: Parte constituyente de un aislador que se usa de manera independiente en un ensayo de prototipo o fabricación para determinar las propiedades relevantes del mismo.

Probeta: Muestra no representativa del aislador completo que por lo general se usa para obtener o revisar las propiedades de los materiales con que se fabrica el aislador.

PRB (polymeric plugged rubber bearing): Hace referencia a aisladores elastómericos con núcleo de material polimérico. En este tipo de aislador el elastómero y el núcleo polimérico proveen en lo fundamental capacidad de recentrado y de disipación de energía, respectivamente.

Superficie deslizante. Superficie de contacto entre las componentes de un aislador deslizante que desliza (hay movimiento relativo entre las componentes) cuando se deforma lateralmente el aislador. Puede haber aisladores tipo péndulo de fricción con más de una superficie deslizante, y esta puede ser principal, en cuyo caso exhibe un coeficiente de fricción tal que aporte capacidad de disipación de energía al aislador, o secundaria, en cuyo caso se minimiza la fricción con fines que permitir un deslizamiento con la mayor facilidad posible.

Tope sísmico: Tope mecánico colocado en la subestructura o muro de contención periférico de una estructura aislada, con el fin de limitar el desplazamiento lateral del sistema de aislamiento una vez que este haya alcanzado su capacidad de deformación máxima. Su uso es optativo, y está pensado para circunstancias en que el/la Proyectista tenga preocupación de que el sistema de aislamiento rebase la deformación lateral máxima calculada de acuerdo con el [capítulo 13](#).

Valor máximo. Se refiere al valor máximo que alcanza una propiedad estructural bajo determinadas condiciones de ensayo. Suele referirse a la rigidez secante o fracción crítica de amortiguamiento del aislador para un valor dado de deformación lateral.

Valor mínimo. Se refiere al valor mínimo que alcanza una propiedad estructural bajo determinadas condiciones de ensayo. Suele referirse a la rigidez secante o fracción crítica de amortiguamiento del aislador para un valor dado de desplazamiento lateral.

Variabilidad: Se refiere al grado de diferencia que existe entre las propiedades de diseño de un aislador y aquellas que exhiben los aisladores prototipo, y a las que existen entre las propiedades de los aisladores prototipo y las que corresponden a los aisladores de producción. También hace referencia al cambio de una propiedad, ya sea de un aislador o de los materiales con que se fabrica, con un cambio en el valor de parámetros como la temperatura, el envejecimiento, la frecuencia y la deformación. Se suele caracterizar numéricamente con un coeficiente de variación.

Vida útil: Duración estimada para la que el sistema estructural o un aislador sísmico satisfacen a cabalidad sus objetivos de diseño.

A	Área de una muestra de elastómero
A_r	Área efectiva reducida en planta de un aislador elastomérico producto del desplazamiento lateral de la parte superior del aislador en relación con su parte inferior. Para establecerla solo se toman en cuenta los desplazamientos laterales no sísmicos como lo pueden ser aquellos que resultan de cambios de temperatura. En caso de que la sección transversal del aislador tenga huecos, sea que estén rellenos o no, se excluye el área de los huecos en el cálculo del área efectiva reducida.
a'	Ancho efectivo del aislador elastomérico, igual a la menor dimensión en planta de las placas de refuerzo internas. En caso de aisladores con sección transversal circular, igual a D_I .
d	Desplazamiento lateral de aislador. Los superíndices + y – denotan valores máximo y mínimo del desplazamiento en el ciclo de carga (figura C.2.1a).
d_0	Amplitud del ciclo histerético durante ensayo de deslizador tipo péndulo de fricción.
d_2	Longitud de la diagonal o diámetro de la placa de respaldo.
d_b	Desplazamiento relativo entre dos superficies de deslizamiento de un deslizador tipo péndulo de fricción
D_{TM}	Desplazamiento total máximo, según un análisis estático, en el aislador que desarrolla el mayor desplazamiento lateral. Se obtiene conforme a lo indicado en el capítulo 13.
D_I	Diámetro de las placas internas de refuerzo de un aislador elastomérico con sección transversal circular.
e_t	Excentricidad total de la carga en compresión actuante en la superficie de contacto
$E_{1,c}$	Módulo de elasticidad en compresión del elastómero.
F	Fuerza lateral actuante en el aislador. Los superíndices + y – denotan los valores de fuerza lateral correspondientes a d^+ y d^- (ver figura C.2.1a).
f_k	Resistencia en compresión característica del material deslizante.
f_o	Valor de la frecuencia de ensayo para un deslizador tipo péndulo de fricción.
F_{max}	Valor de diseño de la fuerza de fricción máxima.
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero con que se fabrican las placas internas de refuerzo de un aislador elastomérico
G	Módulo de corte del elastómero. Se obtiene bajo la consideración de cargas dinámicas.
H	Energía disipada en un ciclo histerético. El subíndice i indica que la energía disipada corresponde al i -ésimo ciclo histerético.
K_e	Rigidez lateral efectiva del aislador para un desplazamiento lateral de interés. De acuerdo con lo ilustrado en la figura C.2.1a, corresponde a una rigidez secante.
K_h	Rigidez en corte medida en una muestra de elastómero con área A y espesor t :
k_h	Factor de ajuste para los esfuerzos de tensión actuantes en una placa interna de refuerzo. Se evalúa conforme a lo indicado en C.6.3.4.3.
K_L	Factor de carga que se calcula de acuerdo con C.6.3.4.2.
k_p	Factor de corrección para los esfuerzos de tensión actuantes en una placa interna de refuerzo. Se evalúa conforme a lo indicado en C.6.3.4.3.
K_v	Rigidez axial efectiva del aislador. Corresponde a una rigidez secante para un intervalo de cargas axiales de interés.
K_2	Rigidez lateral postelástica del aislador, corresponde a la pendiente asociada a la segunda rama de la curva fuerza-desplazamiento lateral del aislador. Ver figura C.2.1b.
L	Diámetro del círculo que circunscribe una o múltiples láminas de material deslizante.
n	Número de ciclos.
N_{max}	Carga axial máxima que actúa en el aislador cuando se alcanza el desplazamiento lateral máximo de diseño D_{TM} . Incluye los efectos de las cargas gravitacionales y de sismo.
N_{min}	Carga axial mínima que actúa en el aislador cuando se alcanza el desplazamiento lateral máximo de diseño D_{TM} . Incluye los efectos de las cargas gravitacionales y de sismo.
N_S	Carga axial considerada para el ensayo por deslizamiento de un deslizador tipo péndulo de fricción.
N_V	Carga axial que actúa en el aislador al inicio de la excitación sísmica.
N_{VS}	Carga axial en un aislador que resulta de la combinación de cargas permanentes de servicio.
N_{VD}	Carga axial en un aislador que resulta de la combinación de cargas permanentes de diseño.
P_{CR}	Carga axial de pandeo de un aislador elastomérico para un desplazamiento lateral nulo.
Q_d	Resistencia característica del aislador; corresponde al valor de la ordenada al origen de un ciclo histerético del aislador. Ver figura C.2.1b.
R	Radio de curvatura de la superficie primaria de deslizamiento.
R_2	Radio de curvatura de la superficie secundaria de deslizamiento. Ver figura C.7.5.
R_Z	Rugosidad de la superficie primaria de deslizamiento.
S	Factor de forma de las capas de elastómero.
s_t	Recorrido total de deslizamiento

T	Temperatura.
t	Espesor de una muestra de elastómero.
t_0	Tiempo de espera al final de un recorrido.
T_b	Altura total de un aislador elastomérico.
t_i	Tiempo de espera entre fases.
T_L	Límite inferior del intervalo de temperaturas de servicio.
T_{min}	Temperatura de servicio más baja probable.
t_{pl}	Tiempo de precarga.
T_q	Espesor total de elastómero de un aislador elastomérico, suma del espesor de todas las capas de elastómero del aislador.
t_r	Espesor de una capa de elastómero.
t_s	Espesor de las placas internas de refuerzo de un aislador elastomérico
T_U	Límite superior del intervalo de temperaturas de servicio.
t_1, t_2	Espesor del elastómero a ambos lados de una placa interna de refuerzo
v	Velocidad de deslizamiento en superficie deslizante para verificar la fuerza lateral máxima de un deslizador tipo péndulo de fricción
v_{dmax}	Velocidad máxima de diseño
V_M	Fuerza cortante en el aislador cuando se alcanza el desplazamiento lateral máximo de diseño D_{TM} .
v_o	Velocidad máxima durante un ciclo de ensayo de un deslizador tipo péndulo de fricción
Δz	Desviación máxima de la superficie curva teórica contenida en el área de acoplamiento de la lámina deslizante.
γ_m	Factor de seguridad parcial que se evalúa conforme a lo indicado en C.6.3.4.3.
γ_R	Factor parcial cuyo valor se determina de acuerdo con C.6.3.4.5.
$\varepsilon_{c,EI}$	Deformación unitaria máxima en corte del elastómero debida a la deformación axial en compresión del aislador.
$\varepsilon_{q,E}$	Deformación unitaria en corte del elastómero correspondiente al desplazamiento lateral máximo de diseño D_{TM} .
$\varepsilon_{t,d}$	Deformación unitaria en corte máxima total de diseño del elastómero.
$\varepsilon_{\alpha,d}$	Deformación unitaria en corte del elastómero debido a la deformación rotacional en altura del aislador.
λ	Factor que se evalúa de acuerdo con C.6.3.3.4.
μ_{din}	Coefficiente dinámico de fricción.
$\mu_{din,max}$	Coefficiente dinámico de fricción medido al final de la fase B bajo la consideración de las temperaturas T_U .
$\mu_{din,min}$	Coefficiente dinámico de fricción medido al final de la fase B bajo la consideración de las temperaturas T_L .
μ_{max}	Coefficiente de fricción estático
ζ	Fracción de amortiguamiento para el elastómero.
ζ_e	Fracción equivalente de amortiguamiento que exhibe el aislador para un desplazamiento lateral de interés. Ver figura C.2.1a .
σ_p	Presión de contacto en una superficie de deslizamiento

Comentario:

La [figura C.2.1](#) ilustra las propiedades estructurales de referencia de un aislador sísmico.

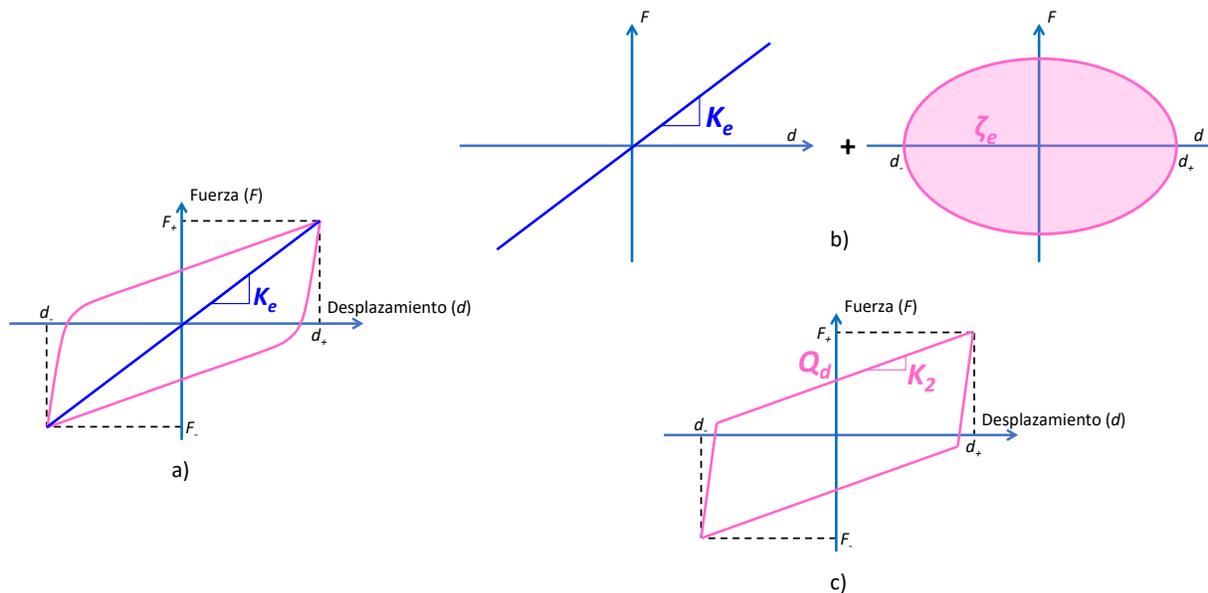


Figura C.2.1 Comportamiento histerético de un aislador sísmico: a) Experimental; b) Modelo lineal equivalente; c) Modelo bilineal

C.3 Tipos de aisladores

Para cumplir con las condiciones indicadas en 13.1.2, el sistema de aislamiento puede estar conformado por dispositivos de un solo tipo o por una combinación de ellos. Este apéndice solo considera explícitamente los tipos de aisladores que se usan comúnmente en México, que son:

1. Aisladores elastoméricos, con o sin núcleo de plomo;
2. Dispositivos deslizantes, ya sea con superficies curvas, en cuyo caso se les conoce como péndulos de fricción, o con superficies planas, en cuyo caso se les conoce como deslizadores planos. El uso de deslizadores planos queda restringido a complementar el uso de aisladores elastoméricos con el fin de limitar la rigidez lateral del sistema de aislamiento.

Comentario:

Los tipos de aisladores considerados explícitamente en este apéndice han sido ampliamente estudiados, de tal manera que existe una amplia experiencia en cuanto a su uso y diseño.

Los requerimientos de este apéndice aplican a aisladores elastoméricos, tanto de alto como de bajo amortiguamiento, ya sea que se usen o no con dispositivos complementarios de disipación de energía. Se usa la abreviatura HDRB para los dispositivos con alto amortiguamiento, y LDRB para aquellos con bajo amortiguamiento. Para los aisladores elastoméricos con núcleos de plomo se usa la abreviatura LRB, y PPRB para aquellos con núcleo de material polimérico. Se considera que un aislador tiene alto amortiguamiento cuando para una deformación unitaria en corte del elastómero de 100 por ciento, exhibe un porcentaje de amortiguamiento crítico mayor que el 6 por ciento. Se considera bajo amortiguamiento cuando bajo estas mismas circunstancias, el aislador exhibe un amortiguamiento igual o menor que el 6 por ciento. Los requerimientos para aisladores elastoméricos se indican en C.6.

Los requerimientos de este apéndice también contemplan aisladores deslizantes, que son aquellos que están compuestos por varias piezas metálicas que deslizan entre sí. Cuando los platos deslizantes tienen curvatura con el fin de darle capacidad de recentrado al aislador, se habla de un aislador tipo péndulo de fricción. En caso de que los platos sean planos, se habla de un deslizador plano. Acorde a las necesidades del proyecto, se ajusta la fricción que se desarrolla entre las piezas deslizantes con el fin de aportar capacidad de disipación de energía al aislador. Los requerimientos para aisladores deslizantes se indican en C.7.

Aunque los aisladores sísmicos suelen proveer capacidad de disipación de energía (amortiguamiento equivalente) por histéresis, en ocasiones se usan disipadores de energía complementarios para incrementar dicha capacidad. En ocasiones, se recurre a combinar diferentes tipos de aisladores para lograr sintonizar de mejor manera las propiedades estructurales del sistema de aislamiento. Varias combinaciones son posibles y deben estudiarse cuidadosamente para cada caso. Una situación común implica combinar aisladores elastoméricos con deslizadores planos. En este caso, los

deslizadores planos son apoyos que no aportan rigidez lateral, y se usan con el fin de reducir la rigidez lateral de un sistema de aislamiento compuesto por aisladores elastoméricos.

C.4 Diseño de los aisladores

Cada aislador sísmico debe ser diseñado y construido para satisfacer el propósito y alcance establecidos en 13.1.1, de tal manera que permanezca sin daño para la intensidad sísmica infrecuente. Este requisito no solo incluye al aislador, sino de acuerdo con 13.1.3, a todos los demás componentes de la estructura aislada, incluyendo las conexiones con la subestructura y la superestructura.

El diseño de los aisladores incluye la selección de materiales, la determinación de la geometría, y las consideraciones necesarias para garantizar, para las condiciones ambiente a las que estarán expuestos, una vida útil al menos igual a la de la superestructura. En C.6 y C.7 se detallan los requisitos de diseño y ensayo para aisladores elastoméricos y deslizantes, respectivamente.

Comentario:

El costo para diseñar aisladores sísmicos que permanezcan sin daño para la intensidad sísmica infrecuente es mucho menor que el costo de reparación de un sistema estructural convencional en caso de la ocurrencia de sismos de alta intensidad. Debido a ello, esta Norma requiere en 13.1.1 y 13.1.3 de un diseño que conlleve que los aisladores permanezcan sin daño.

El diseño de los aisladores debe resultar en que queden libres de mantenimiento mecánico durante su vida útil. No obstante, se requiere, como se indica en 13.1.2.6, acceso para su inspección y, en condiciones extremas, para su replazo, lo que implica, como se indica en 13.1.3.5, el uso de conexiones atornilladas o similares.

C.5 Ensayos

C.5.1 Prototipo

Los ensayos de prototipo deben comprobar con muestras completas a escala natural y dentro de un margen de tolerancia, que los aisladores exhiben las propiedades estructurales que se establecen para ellos de acuerdo con el capítulo 13. Las muestras deben incluir el sistema de conexión que se use en campo para la estructura aislada. En caso de que no exista un laboratorio certificado con capacidad suficiente para ensayar muestras a escala natural, podrán emplearse muestras con escala reducida de hasta 0.5. En caso de excederse este límite, pueden efectuarse ensayos a piezas del aislador.

Las muestras deben cargarse de manera dinámica conforme a lo indicado en este apéndice. En el caso de sus propiedades estructurales sismo-resistentes, se deben alcanzar niveles de esfuerzos y deformación equivalentes a los que se prevén para la intensidad sísmica infrecuente. Estos niveles pueden ser ajustados a máximos aceptables por el laboratorio certificado de ensayos.

Los ensayos de envejecimiento acelerado, efectos de temperatura y efectos de frecuencia deben efectuarse para la aprobación inicial del sistema, o cuando se cambien los materiales o el proceso de fabricación de los aisladores.

Comentario:

Entre las propiedades estructurales de relevancia de los aisladores en términos de sismo-resistencia están su rigidez lateral y amortiguamiento efectivos para diferentes niveles de deformación lateral. Otras propiedades relevantes son su capacidad resistente en compresión y su durabilidad.

Los aisladores suelen quedar conformados por varias piezas. En su caso, será posible estudiar las piezas de manera independiente, siempre y cuando se reproduzcan satisfactoriamente sus condiciones de frontera.

Aunque los ensayos deben considerar una carga dinámica, la velocidad de carga depende de la condición para la que se establece la propiedad estructural. Por ejemplo, si la propiedad corresponde a un estado de cargas permanente, como pueden ser las cargas gravitacionales, la velocidad de carga es baja. En caso de acciones accidentales, como la sísmica, se requieren de velocidades de carga que sean representativas de la respuesta dinámica en campo de la estructura con aislamiento sísmico.

C.5.2 Control de Producción

Los ensayos de control de producción deben comprobar que la fabricación se lleve a cabo de manera controlada, confiable y constante; y su objetivo es verificar que todo aislador que se use en campo exhiba, dentro de un margen de tolerancia, las propiedades estructurales establecidas para él con los ensayos de prototipo.

Comentario:

El buen desempeño sísmico de una estructura con aislamiento sísmico depende de que la respuesta del sistema de aislamiento en campo refleje adecuadamente la considerada para él durante los análisis estructurales llevados a cabo de acuerdo con el capítulo 13. Esto implica la necesidad de garantizar que cada aislador que se instale en campo exhiba un comportamiento adecuado y confiable de acuerdo con lo que se establece para él con los ensayos de prototipo.

Es muy importante que el programa de ensayos de control de producción se lleve a cabo antes de la instalación en obra de los aisladores. En el caso mexicano se requiere de una planeación cuidadosa de los tiempos para evitar retrasos, debido a que los ensayos de prototipo y producción suelen llevarse a cabo en el extranjero.

C.5.3 Muestreo y número de ensayos

Se deben realizar dos ensayos de prototipo por cada tipo de aislador que conforme el sistema de aislamiento. El resto de los aisladores deben ensayarse bajo la consideración del protocolo para los ensayos de producción descrito en C.6 y C.7 para aisladores elastómericos y deslizantes, respectivamente. No será necesario ensayar todos los aisladores cuando el fabricante cumpla los siguientes requisitos:

- i. Aceptación y certificación de sistema (ETA o similar) según requerimientos de diseño y desempeño de las normas EN.
- ii. Certificación de control de calidad en la fabricación (certificado CE o similar).
- iii. Experiencia previa comprobable en la fabricación de aisladores con propiedades estructurales incluidas en un intervalo de ± 25 por ciento de las requeridas de acuerdo con el capítulo 13.

Si se cumple con i, se deben llevar a cabo dos ensayos de prototipo por cada tipo de aislador, y ensayos de control de producción a por lo menos 20 por ciento de los aisladores de cada tipo.

Si se cumple con i y ii, se deben llevar a cabo dos ensayos de prototipo por cada tipo de aislador, y ensayos de control de producción a por lo menos 10 por ciento de los aisladores de cada tipo.

Si se cumple con i, ii y iii, se deben llevar a cabo ensayos de control de producción a por lo menos 10 por ciento de los aisladores de cada tipo.

Si el sistema de aislamiento queda conformado por 4 aisladores o menos, deben llevarse a cabo por lo menos 2 ensayos de prototipo, y de control de producción a los aisladores restantes.

Comentario:

Esta Norma establece que se requieren de dos ensayos de prototipo por cada tipo de aislador, lo que implica la necesidad de establecer los diferentes tipos de aislador involucrados en el proyecto. Un tipo agrupa a una serie de aisladores con, entre otras cosas, propiedades, geometría, sistema de fijación y proceso de fabricación suficientemente semejantes como para considerar que los resultados de los ensayos de prototipo que se realizan en algunos aisladores dan soporte al diseño de todos los cubiertos por el tipo. Dentro de este contexto, se deben usar los criterios indicados en C.6.4.1.2 y C.7.4.1.1 para agrupar a todos los aisladores involucrados en el proyecto de tal manera de establecer el menor número posible de tipos de aislador con fines de, por un lado, minimizar el número de ensayos y, por el otro, garantizar las propiedades y fabricación de todos ellos.

Es muy importante recurrir a fabricantes certificados para garantizar que los aisladores satisfagan en campo sus condiciones de diseño. Conforme crezca la habilitación del fabricante en términos de certificación y experiencia, es posible reducir de manera importante los costos y tiempos del programa de ensayos, lo que puede resultar en beneficios importantes para el proyecto. De igual importancia es mencionar que en el mercado mexicano empresas de dudosa reputación han empezado a comercializar dispositivos de control. Es muy importante cuidar mucho la selección de la empresa fabricante, de tal manera de no poner en campo aisladores sísmicos que pongan en riesgo la estabilidad

global del sistema estructural aislado para niveles de deformación lateral por debajo del contemplado por esta Norma con fines de diseño.

Hay varias normas EN (Eurocódigo) que deben considerarse en términos de los requerimientos de diseño y desempeño para los aisladores sísmicos. A lo largo de este apéndice se hace referencia a las más relevantes.

ETA son las siglas de European Technical Assessment, que son documentos que proveen, para toda Europa, procedimientos para evaluar las características esenciales de desempeño de productos no estándar para la industria de la construcción. Un estándar ETA ofrece a los fabricantes de productos no estándar la posibilidad de comercializarlos de manera relativamente oportuna con seguridad para el usuario.

Un certificado CE representa un testimonio por parte del fabricante de que un producto industrial cumple con los requisitos legales y técnicos mínimos en materia de seguridad de los Estados miembros de la Unión Europea.

C.6 Aisladores elastoméricos

C.6.1 Requisitos

Los requisitos contenidos en C.6 aplican a aisladores elastoméricos. Se incluye en esta acepción los aisladores de tipo HDRB, LDRB, LRB y PPRB, ya sea que se complementen o no, con dispositivos externos de disipación de energía.

Comentario:

En ocasiones, los aisladores que se seleccionan para el proyecto no aportan el amortiguamiento o capacidad de disipación de energía necesarias para un control adecuado de la deformación lateral del sistema de aislamiento. Bajo estas circunstancias, es común recurrir al uso de dispositivos externos de disipación de energía, dispuestos en serie con el sistema de aislamiento de tal manera que desarrollen el mismo nivel de deformación lateral, con el fin de complementar la capacidad de disipación de energía del sistema de aislamiento.

C.6.1.1 Generalidades

Los aisladores deben cumplir con los requisitos de funcionamiento indicados en C.6.1.2. Los materiales utilizados para su fabricación deben cumplir con los requisitos indicados en C.6.2. Cada aislador debe diseñarse de acuerdo con lo indicado en C.6.3.

Las propiedades estructurales del aislador que deben utilizarse en el modelo de análisis estructural de acuerdo con lo indicado en 13.2, se deben obtener de acuerdo con los ensayos indicados en C.6.4.1.2, y se deben calcular de acuerdo con lo indicado en C.6.4.1.5.2.

Los valores máximo y mínimo de las propiedades estructurales se determinarán a partir de ensayos de prototipo bajo la consideración de los siguientes tres tipos de variabilidad:

- i. Una variabilidad máxima en las propiedades asociada a la producción de los aisladores de ± 20 por ciento (a menos que se haya establecido en las Especificaciones de Diseño una menor variabilidad para los ensayos de producción);
- ii. Variabilidad en las propiedades estructurales de los aisladores debidos a la variación de temperatura en el intervalo delimitado por T_L y T_U (C.6.1.2.4) y, en su caso, el cambio de rigidez lateral correspondiente a una deformación unitaria en corte del elastómero de 100 por ciento durante el ensayo de cristalización a baja temperatura (C.6.2.1.5). T_L y T_U son, respectivamente, los límites inferior y superior del intervalo de temperatura de servicio;
- iii. Variabilidad en las propiedades estructurales notificados durante el ensayo de envejecimiento acelerado (C.6.1.2.9).

Para combinar los tres tipos de variabilidad indicados en i, ii y iii, se debe utilizar un factor de 0.7 para las asociadas a la producción y la variación de la temperatura, y un factor de 1.0 para aquella asociada al envejecimiento. Cuando se deba considerar la cristalización a baja temperatura, el cambio en la rigidez lateral debe ser el mayor de los obtenidos en los ensayos de temperatura (C.6.1.2.4) y de cristalización (C.6.2.1.5).

El cociente entre los valores máximo y mínimo de las propiedades estructurales de los aisladores debe ser menor que 1.8. Se deben usar los valores máximo y mínimo de la rigidez lateral de los aisladores para establecer, respectivamente, los valores de K_{Mmax} y K_{Mmin} indicados en 13.2.2.

Comentario:

Las propiedades estructurales a las que se hace referencia son la rigidez y amortiguamiento efectivos para diferentes deformaciones laterales del aislador que se usan para llevar a cabo el análisis estático o dinámico modal espectral de acuerdo con 13.2.2 y 13.2.3, respectivamente, y, en su caso, las características del ciclo histerético por usarse para la evaluación basada en desempeño de acuerdo con 13.2.4.

Aunque las propiedades que deben usarse en el modelo de análisis estructural se miden durante los ensayos indicados en C.6.4.1.2, las ecuaciones y procedimientos para calcular las propiedades bajo consideración en la figura C.2.1 se indican en C.6.4.1.5.2.

C.6.1.2 Comportamiento**C.6.1.2.1 Generalidades**

Los requisitos de comportamiento cuantifican y delimitan las propiedades que se determinan para los aisladores con los ensayos de prototipo. Los ensayos que deben utilizarse para el control de producción se enumeran en C.6.4.1.3.

C.6.1.2.2 Dependencia de las propiedades laterales con respecto a la deformación unitaria en corte del elastómero

Las propiedades laterales bajo carga cíclica se establecen para deformaciones unitarias en cortante del elastómero de ± 5 , ± 10 , ± 20 , ± 50 y ± 100 por ciento, bajo las condiciones impuestas por el ensayo y los requerimientos que apliquen de C.6.4.1. Las propiedades laterales se cuantifican en términos de rigidez lateral efectiva, K_e , y amortiguamiento efectivo, ζ_e . En caso de aisladores tipo LRB o PRB, se deben caracterizar la rigidez de la segunda rama, K_2 , y la resistencia característica, Q_d . Si los ensayos se realizan a una frecuencia distinta de 0.5Hz o de la frecuencia dominante de respuesta de la estructura aislada, las propiedades laterales se deben remitir a una de esas frecuencias de acuerdo con lo indicado en C.6.2.1.3.3. Si la deformación unitaria en corte del elastómero, $\varepsilon_{q,E}$, para el desplazamiento de diseño, D_{TM} , es mayor que 100 por ciento, deben llevarse a cabo ensayos complementarios a amplitudes adicionales de acuerdo con la tabla C.6.1. Todos los ensayos pueden llevarse a cabo en el mismo aislador en orden ascendente de amplitud. El desplazamiento cíclico se aplicará bajo la consideración de una condición inicial de desplazamiento lateral cercano al nulo, sin aplicar un desplazamiento de compensación.

Tabla C.6.1 Requisitos para ensayos adicionales

Deformación unitaria en corte de diseño del elastómero $\varepsilon_{q,E}$ (por ciento)	Deformaciones adicionales (por ciento)
$100 < \varepsilon_{q,E} \leq 150$	150 o $1.2\varepsilon_{q,E}$
$150 < \varepsilon_{q,E} \leq 200$	150, 200
$200 < \varepsilon_{q,E} \leq 250$	150, 200, 250

Se deben cumplir los siguientes requisitos:

1. Indicar los valores de K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) para el tercer ciclo que corresponda a cada una de las deformaciones unitarias en corte del elastómero que hayan sido consideradas en los ensayos;
2. Si la deformación unitaria en corte de diseño del elastómero no fue incluida en las amplitudes consideradas para los ensayos, los valores de K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) para el tercer ciclo se determinarán por interpolación lineal a partir de los resultados de los ensayos;
3. Indicar la frecuencia de ensayo y, en su caso, la frecuencia de referencia;
4. Los valores de K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) para el tercer ciclo que corresponda a la deformación unitaria en corte de diseño del elastómero deben caer dentro de un margen de ± 20 por ciento con respecto a los valores de diseño;
5. El valor K_e correspondiente a 5 por ciento de deformación unitaria en corte del elastómero (o Q_d) debe ser suficiente para proporcionar una contención adecuada contra la carga del viento.

El ensayo cíclico para determinar K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) que considere la deformación unitaria en corte del elastómero más cercana a $\varepsilon_{q,E}$ debe usarse con fines de control de producción con el requisito de que los valores de K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) para el tercer ciclo queden dentro de un margen de ± 20 por ciento con respecto al valor de diseño corregido, en caso necesario, para tomar en cuenta la diferente deformación unitaria en corte del elastómero considerada durante el ensayo y el diseño.

En caso de no usar el ensayo cíclico con la amplitud más cercana a $\varepsilon_{q,E}$ para el control de producción, se deben llevar a cabo los siguientes ensayos con fines de control de producción:

1. Medición del valor de K_e con un ensayo de rampa;
2. Ensayo cíclico para determinar K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) para una deformación unitaria en corte del elastómero menor que $\varepsilon_{q,E}$, sin que sea menor que 20 por ciento.

En caso de optar por un ensayo de rampa, se debe llevar a cabo un ensayo de prototipo que aporte propiedades de referencia para los ensayos de producción. Se deben llevar a cabo ensayos cíclicos del aislador hasta la deformación unitaria en corte del elastómero más cercana pero menor a $\varepsilon_{q,E}$, tras lo cual se lleva a cabo el ensayo de rampa seguido por los ensayos cíclicos correspondientes a amplitudes mayores. Las condiciones y procedimientos de ensayo se deben ajustar a los requerimientos que apliquen de C.6.4.1. A partir del ensayo prototipo se debe determinar el valor de K_e para la deformación unitaria en corte del elastómero correspondiente. El valor de K_e obtenido para el ensayo de rampa correspondiente al control de producción debe caer dentro de un margen de ± 20 por ciento respecto al valor determinado con el ensayo de prototipo, ajustado, en su caso, por el procedimiento indicado en C.6.4.1.3 para tener en cuenta la diferencia entre el valor de diseño de K_e para el desplazamiento de diseño, D_{TM} , y el valor determinado a partir de los ensayos de prototipo.

Para el ensayo cíclico de control de producción, se debe cumplir que, para una deformación unitaria en corte del elastómero de 100%, los valores de K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) para el tercer ciclo deben quedar dentro de un margen de ± 20 por ciento con respecto a los valores establecidos con el ensayo de prototipo. El valor de K_e (o K_2) se ajustará, de ser necesario, con el procedimiento indicado en C.6.4.1.3 para tener en cuenta la diferencia entre el valor de diseño de K_e (o K_2) para el desplazamiento de diseño D_{TM} y el valor determinado con los ensayos de prototipo.

Comentario

Las amplitudes de deformación de los ensayos están bien espaciadas de modo que, si los ensayos se realizan en el mismo aislador, los efectos del historial de deformación son pequeños.

Idealmente, los ensayos cíclicos deben iniciar a partir de una condición de desplazamiento lateral nulo. Sin embargo, es inevitable que al final de un ensayo previo, el aislador exhiba un pequeño desplazamiento lateral residual que no afecta los resultados del ensayo. Debido a esto, no es necesario aplicar un desplazamiento lateral de compensación para eliminarlo.

C.6.1.2.3 Dependencia de las propiedades laterales con respecto a la frecuencia

Se debe determinar el efecto de la frecuencia sobre K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) con ensayos realizados para una deformación unitaria en corte del elastómero de ± 100 por ciento. Estas propiedades estructurales se deben establecer para tres frecuencias. Con tal fin, se recomienda usar frecuencias de 0.1, 0.5 y 1.0 Hz. Pueden usarse otras frecuencias, espaciadas proporcionalmente de acuerdo con las anteriores, si esto se indica en las Especificaciones de Diseño. Los ensayos se deben realizar en orden de frecuencia creciente.

Se deben reportar los valores de K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) para el tercer ciclo correspondiente a cada frecuencia de ensayo. Los valores de estas propiedades medidas para las frecuencias más baja y alta no deben diferir en más de 20 por ciento con respecto al valor correspondiente a la frecuencia intermedia.

C.6.1.2.4 Dependencia de las propiedades laterales con respecto a la temperatura

Los cambios en K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) correspondientes a las temperaturas superior e inferior de servicio, T_U y T_L , respectivamente, se deben determinar con ensayos que consideren las condiciones y procedimientos aplicables de C.6.4.1. Estas propiedades se deben medir para una deformación unitaria en corte del elastómero de ± 100 por ciento para un intervalo de temperaturas que vaya, al menos, de T_U a T_L . Se debe incluir un ensayo a 23 °C. Los ensayos se deben realizar por orden descendente de temperatura. Se recomienda incluir ensayos para temperaturas de 40, 23, 0, -10 y -20 °C si estas se encuentran dentro del intervalo de temperaturas de servicio.

Deben reportarse los valores de K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) para el tercer ciclo correspondiente a cada temperatura de ensayo. Los valores correspondientes a la temperatura más baja no deben diferir en más de 80 o -20 por ciento de aquellos correspondientes a 23 °C. Los valores correspondientes a la temperatura más alta no deben diferir en más de ± 20 por ciento con respecto a los valores correspondientes a 23 °C.

C.6.1.2.5 Dependencia de las propiedades laterales con respecto a la repetición de ciclos

Los valores de K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) deben mantenerse estables cuando se sujete el aislador a carga cíclica repetida, condición que debe ser verificada con ensayos. Con tal fin se debe considerar una deformación unitaria en corte del elastómero del 100 por ciento o la que se indique en las Especificaciones de Diseño. Las demás condiciones y procedimientos de ensayo se deben ajustar de acuerdo con lo indicado en las partes aplicables de C.6.4.1. El requisito de estabilidad para K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) se cumple cuando el cociente entre:

1. Los valores mínimo y máximo de K_e (o K_2) medidos en los ciclos intermedios entre el segundo y el décimo no sea menor que 0.7;
2. Los valores mínimo y máximo de ζ_e (o Q_d) medido en los ciclos intermedios entre el segundo y el décimo no sea menor que 0.7;
3. Los valores mínimo y máximo de K_e (o K_2) medido en los ciclos intermedios entre el primero y el décimo no sea menor que 0.6.

La rigidez del primer ciclo se debe estimar con la curva fuerza-desplazamiento a partir del punto carga cero – desplazamiento cero. El requisito de estabilidad puede referirse a ciclos que vayan más allá del décimo si así lo indican las Especificaciones de Diseño.

Comentarios:

Se entiende que una propiedad estructural es estable cuando su valor se mantiene relativamente constante con respecto a la repetición de ciclos de deformación con amplitud constante. Esto implica para la estructura aislada que los aisladores sísmicos tienen la capacidad de exhibir una respuesta confiable ante sismos de larga duración.

Se pueden utilizar las Guía de Procedimientos y Lineamientos para la Ejecución de Pruebas de Laboratorio en Placas y Apoyos de Neopreno para puentes de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes para documentar los requisitos indicados en C.6.1.2.5.

C.6.1.2.6 Capacidad en compresión para desplazamiento lateral nulo

Cada aislador debe ser capaz de soportar una carga axial igual a $1.3N_{VS}$, donde N_{VS} es la carga axial que actúa en el aislador para la combinación de cargas permanentes de servicio. Este requisito se debe comprobar por medio de aplicar una carga vertical de rampa hasta que se alcance el valor de $1.3N_{VS}$, tras lo cual debe mantenerse constante dicha carga por lo menos durante 3 minutos mientras se examina el aislador en busca de evidencias visuales de imperfecciones o fallas de fabricación, entre las que se incluyen:

1. Signos de desadherencia;
2. Placas de refuerzo desalineadas en dirección horizontal o mal colocadas en dirección vertical;
3. Grietas superficiales o imperfecciones de más de 2 mm de longitud o profundidad.

Las demás condiciones de ensayo se deben ajustar a las partes aplicables de C.6.4.1.

Comentarios:

La combinación de cargas permanentes de servicio, que involucra la carga muerta más la carga viva media, no debe considerar factores de carga debido a que representa una condición de servicio.

Se pueden utilizar las Guía de Procedimientos y Lineamientos para la Ejecución de Pruebas de Laboratorio en Placas y Apoyos de Neopreno para puentes de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes para documentar los requisitos indicados en C.6.1.2.5.

C.6.1.2.7 Capacidad de deformación lateral

Se debe comprobar la capacidad de deformación lateral de cada aislador con un ensayo de rampa para un desplazamiento igual a $1.2D_{TM}$ o una fuerza cortante igual a $1.2V_M$, lo que se alcance primero cuando sobre el aislador actúan las cargas axiales máxima y mínima, N_{max} y N_{min} , respectivamente. V_M es la fuerza en corte que desarrolla el aislador cuando alcanza el desplazamiento lateral D_{TM} . Los valores de N_{max} y N_{min} se estiman con un análisis, ya sea estático o dinámico, con una combinación de carga que considere la acción sísmica bajo las limitaciones indicadas en la tabla 13.1.2. Las demás condiciones de ensayo se ajustarán a lo que resulte aplicable de C.6.4.1. La capacidad de deformación lateral se debe

considerar satisfactoria cuando al alcanzar el aislador su desplazamiento máximo, no muestra evidencias visuales de falla, entre las que se incluyen:

- Signos de desadherencia;
- Grietas superficiales o imperfecciones de más de 2 mm de anchura o profundidad.
- Las conexiones del aislador a las placas de carga no muestran evidencias de falla o fluencia.

Si la diferencia entre los valores de N_{max} y N_{min} es menor que 20 por ciento y N_{min} es de compresión, se podrá llevar a cabo un solo ensayo de rampa bajo la consideración de una carga igual al promedio de N_{max} y N_{min} y los requisitos establecidos para él.

Comentario

La combinación que para cargas accidentales involucra la carga muerta, la carga viva instantánea y la acción sísmica, y debe considerar los factores de carga y requerimientos indicados en las NTC-Criterios y el capítulo 13. Las placas de carga son aquellas por medio de las cuales se conecta el aislador a la máquina de ensayo

C.6.1.2.8 Rigidez en compresión

La rigidez efectiva en compresión K_v del aislador se debe determinar para un intervalo de cargas axiales que va de $1/3 N_{vs}$ hasta N_{vs} . Los requisitos para el ensayo, así como para el equipo, deben cumplir con las partes aplicables de C.6.4.1.

Este ensayo se debe usar también para el control de producción. En este caso, el valor de K_v debe caer en un margen de ± 30 por ciento con respecto al valor determinado con el ensayo de prototipo. Una vez que se alcanza la carga máxima del ensayo, no debe haber indicios durante la inspección visual del aislador de imperfecciones o falla de acuerdo con lo indicado en C.6.1.2.6.

Comentario

La combinación de cargas para estimar N_{vs} involucra la carga muerta y la carga viva media, y no debe considerar factores de carga debido a que representa una condición de servicio.

C.6.1.2.9 Efecto del envejecimiento

Los cambios en K_e y ζ_e (o K_2 para LRBS o PRBs) no deben exceder de 20 por ciento durante la vida útil prevista para el aislador. El cambio en estas propiedades se establece con ensayos de envejecimiento acelerado del elastómero conforme a lo indicado en C.6.2.1.3.5, y debe hacer referencia a la información disponible en cuanto a la vida útil de productos fabricados con compuestos elastoméricos similares.

Comentario:

Es importante que el ingeniero estructural obtenga la información relevante en cuanto a la vida útil de los aisladores elastoméricos. Es importante que se consideren vidas útiles cercanas o mayores que 50 años.

C.6.1.2.10 Efecto del flujo plástico

A menos que se indique algo diferente en las Especificaciones de Diseño, la deformación axial del aislador producto del flujo plástico que ocurra entre 10 y 10^4 min para la carga N_{vs} debe ser menor que el 20 por ciento de la deformación axial que se tenga a los 10 min para esa carga. Se debe garantizar que la deformación axial en compresión del aislador no aumente de manera excesiva con el tiempo cuando quede sujeto a la acción de la carga en compresión de servicio.

Comentario:

El valor de 10^4 min corresponde a una semana.

C.6.2 Materiales

C.6.2.1 Elastómero

Los requisitos aplican al elastómero utilizado para fabricar la parte laminada del aislador. Este material debe ser manufacturado con materia prima virgen, de tal manera que no se permite el uso de elastómero vulcanizado regenerado o remolido.

C.6.2.1.1 Generalidades

El elastómero debe tener un módulo dinámico de corte G dentro del intervalo de 0.3 a 1.5 MPa para una deformación unitaria en corte del elastómero de 100 por ciento.

Deben usarse ensayos de prototipo para determinar las propiedades estructurales del material. Los ensayos de producción se enumeran en C.6.4.2.3.

Los métodos y muestras de ensayo se deben ajustar a los requerimientos aplicables de C.6.4.2.

Algunos de los requisitos aquí establecidos pueden llegar a variar en función de si se usan muestras moldeadas con el compuesto con que se fabrica el aislador, o de si se considera el aislador terminado completo.

Comentario:

El módulo corte hace referencia a una propiedad dinámica del elastómero.

Aunque no están directamente relacionadas con las propiedades estructurales y el comportamiento del aislador, los requisitos para las propiedades mecánicas del elastómero (resistencia a tensión, alargamiento a la rotura y resistencia al desgarre), deben confirmar en términos generales su idoneidad. En particular, mientras que el ensayo de compresión aporta comprobación de que el elastómero ha sido vulcanizado adecuadamente, los ensayos de resistencia al ozono y envejecimiento acelerado en el aire aportan comprobación de que han sido incluidos en el compuesto los materiales antidegradantes adecuados.

C.6.2.1.2 Propiedades generales

A continuación, se establecen los requisitos para los ensayos que, de acuerdo con la tabla 6.3, deben ser usados como ensayos de prototipo y de control de producción.

Comentario:

Los aisladores de hule natural se han utilizado por varias décadas y, en la mayoría de los casos, han cumplido con los requisitos establecidos para ellos. Por lo tanto, es posible esperar que los aisladores fabricados con este material tengan una vida útil adecuada. Además, el hule natural cristaliza cuando se deforma, cuestión que lo hace resistente a la ampliación de grietas superficiales bajo la acción de cargas gravitacionales.

C.6.2.1.3 Módulo de corte y amortiguamiento

C.6.2.1.3.1 Generalidades

El ensayo dinámico del elastómero y la evaluación de los resultados se deben llevar a cabo de acuerdo con los métodos y procedimientos de C.6.4.2.5.

C.6.2.1.3.2 Efecto de la amplitud de la deformación

Se debe someter al elastómero a ensayos cíclicos que contemplen una variedad de deformaciones unitarias en corte del elastómero. Aunque con tal fin se recomienda usar una frecuencia de 0.5Hz, es posible establecer otra en las Especificaciones de Diseño. Las mediciones se deben realizar para deformaciones unitarias en corte del elastómero de 5, 10, 20, 50, 100 y 150 por ciento.

Si $\varepsilon_{q,E}$ es mayor que 100 por ciento, se deben llevar a cabo ensayos adicionales de acuerdo con lo indicado en la [tabla 6.2](#). Los ensayos se deben realizar en orden ascendente de amplitud, y se deben reportar los valores de G y amortiguamiento ζ para el tercer ciclo correspondiente a cada deformación.

Tabla 6.2 Requisitos complementarios para ensayos adicionales del elastómero

Deformación unitaria en cortante del elastómero de diseño $\varepsilon_{q,E}$ (por ciento)	Deformaciones de ensayos adicionales (por ciento)
$100 < \varepsilon_{q,E} \leq 150$	200
$150 < \varepsilon_{q,E} \leq 200$	200, 250
$200 < \varepsilon_{q,E} \leq 250$	200, 250, 300

C.6.2.1.3.3 Efecto de la frecuencia

El efecto de la frecuencia se debe determinar mediante mediciones para tres frecuencias y una deformación unitaria en corte del elastómero de ± 100 por ciento. Los ensayos se deben realizar en orden ascendente de frecuencia bajo la consideración de las siguientes frecuencias: 0.1, 0.5 y 1.0Hz. Pueden usarse otras frecuencias espaciadas proporcionalmente de acuerdo con las anteriores. Se deben reportar los valores de G y ζ para el tercer ciclo correspondiente a cada frecuencia de ensayo. Los valores de estas propiedades para las frecuencias más baja y alta no deben diferir en más de 20 por ciento con respecto a los valores correspondientes a la frecuencia intermedia.

Si alguno de los aisladores se ensaya para una frecuencia distinta a la frecuencia de referencia especificada en [C.6.1.2.2](#) (0.5Hz o la frecuencia de aislamiento), esa frecuencia se debe incluir entre los ensayos aquí indicados, manteniendo el orden en términos de valores ascendentes de frecuencia. Se debe aplicar el cociente de los valores de G para las frecuencias de referencia y ensayo al valor de K_e obtenido del ensayo para corregirlos por efecto de frecuencia, y así determinar el valor de K_e para esa deformación y la frecuencia de referencia. Se utilizará el mismo procedimiento para corregir el valor de ζ_e por efecto de frecuencia y determinar el valor de ζ_e para la frecuencia de referencia.

C.6.2.1.3.4 Efecto de la temperatura

Los valores de G y ζ se deben establecer para una deformación unitaria en corte del elastómero de ± 100 por ciento y la frecuencia de referencia, para un intervalo de temperaturas que abarque por lo menos desde T_U hasta T_L . Se debe incluir un ensayo a 23 °C. Los ensayos se deben realizar por orden descendente de temperatura, y se recomienda incluir las siguientes temperaturas si se encuentran dentro del intervalo de condiciones de servicio: 40, 23, 0, -10 y -20 °C.

Se deben reportar los valores de G y ζ para el tercer ciclo correspondiente a cada temperatura de ensayo. Los valores que corresponden a la menor temperatura no deben diferir en más del 80 o -20 por ciento con respecto a los valores correspondientes a 23 °C. Los valores correspondientes a la mayor temperatura no deben diferir en más de ± 20 por ciento de los valores correspondientes a 23 °C.

C.6.2.1.3.5 Módulo de corte y amortiguamiento tras envejecimiento anaeróbico acelerado

Se deben establecer valores de G y ζ antes y después de un proceso de envejecimiento de 14 días a una temperatura de 70 °C. Si se utiliza una muestra o pieza moldeada, deben realizarse en ella tanto los ensayos previos como posteriores al envejecimiento. El envejecimiento se debe llevar a cabo en condiciones anaeróbicas y de forma que no se pierdan los ingredientes de los compuestos volátiles. Las mediciones de los valores de G y ζ se deben realizar a una deformación unitaria en corte del elastómero de ± 100 por ciento y a la frecuencia de referencia especificada en [C.6.1.2.2](#).

Los valores de G y ζ no deben variar en más del 20 por ciento como consecuencia del envejecimiento. Las Especificaciones de Diseño podrán exigir que se estimen las condiciones de envejecimiento equivalentes a un período de 60 años a la temperatura media de servicio para el compuesto de elastómero, o que dicha condición pueda ser sustituida por 14 días a 70 °C. Las condiciones de envejecimiento no deben considerar temperaturas mayores que 70 °C.

Comentario:

En el Apéndice F del EN 15129 se ofrece orientación sobre la determinación de condiciones de envejecimiento equivalentes a un período de 60 años, y recomendaciones para lograr condiciones anaeróbicas.

C.6.2.1.3.6 Estabilidad con respecto a la repetición de ciclos

Los valores de G y ζ deben ser estables bajo cargas cíclicas. Este requisito se cumple cuando para una deformación unitaria en corte del elastómero de 100 por ciento o la de diseño si así se solicita en las Especificaciones de Diseño, el cociente entre:

- Los valores mínimo y máximo de G medidos en los ciclos intermedios entre el segundo y el décimo no sea menor que 0.7;
- Los valores mínimo y máximo de ζ medidos en los ciclos intermedios entre el segundo y el décimo no sea menor que 0.7;
- Los valores mínimo y máximo de G medidos en los ciclos intermedios entre el primero y el décimo no sea menor que 0.6.

Las demás condiciones y procedimientos de ensayo se deben ajustar a los requerimientos aplicables de C.6.4.2.5. Los requisitos pueden ser referidos a más de diez ciclos si así se solicita en las Especificaciones de Diseño.

C.6.2.1.4 Ensayo de adhesión

C.6.2.1.4.1 Sin envejecimiento

La resistencia en corte en la interfase acero-elastómero se debe comprobar con muestras de ensayo sin envejecimiento de conformidad con lo indicado en C.6.4.2.5.3. La probeta no debe mostrar evidencias de falla o desadherencia en ensayos tipo rampa. El informe del ensayo se debe ajustar a lo indicado en C.6.4.2.5.3.

Comentario:

La interfase se refiere a la superficie de contacto entre el acero y el elastómero vulcanizado. La resistencia en corte proviene de la adherencia que resulta una vez que se vulcaniza el elastómero.

C.6.2.1.4.2 Con envejecimiento

El ensayo descrito en 6.2.1.4.1 debe llevarse a cabo en tres muestras envejecidas durante 14 días a una temperatura de 70 °C. El envejecimiento debe sujetarse a condiciones anaeróbicas de forma que no se pierdan los ingredientes de los compuestos volátiles. Las Especificaciones de Diseño podrán establecer que, en lugar de las condiciones de envejecimiento indicadas, se estimen condiciones de envejecimiento equivalentes a 60 años a la temperatura media de servicio para el compuesto de elastómero. En ningún caso se deben considerar condiciones de envejecimiento a temperaturas mayores que 70 °C. La probeta no debe mostrar evidencias de falla o desadherencia en ensayos tipo rampa. El Informe del Ensayo se debe ajustar a lo indicado en C.6.4.2.5.3.

Comentario:

En el Apéndice F del EN 15129 se ofrece orientación sobre la determinación de condiciones de envejecimiento equivalentes a un período de 60 años, y recomendaciones para lograr condiciones anaeróbicas.

C.6.2.1.5 Resistencia a la cristalización a bajas temperaturas

Se debe comprobar la resistencia a la cristalización a bajas temperaturas para identificar elastómeros susceptibles a este fenómeno cuando la temperatura mínima de servicio de ocurrencia frecuente se encuentre dentro de un intervalo en el que pueda producirse la cristalización.

Debido a la naturaleza de la cristalización a baja temperatura, la temperatura mínima de servicio de ocurrencia frecuente puede no ser igual a T_L .

Se debe llevar a cabo un ensayo en corte conforme a lo indicado en C.6.4.2.5.4.

Tras el acondicionamiento para la baja temperatura de referencia, se debe reportar el valor de K_e para deformaciones unitarias en corte del elastómero comprendidas entre 0 y 25 por ciento y entre 0 y 100 por ciento. En ambos casos, el valor de K_e debe ser menor que 1.5 veces el valor de K_e establecido antes del acondicionamiento.

Este ensayo se debe realizar como ensayo de prototipo.

Comentario:

Ejemplos de materiales susceptibles a la cristalización a bajas temperaturas son el hule natural, el hule de policloropreno y determinados tipos de etileno propileno.

En Ciudad de México es muy poco probable que la cristalización a bajas temperaturas sea un fenómeno que deba tomarse en cuenta durante el diseño y ensayo de los aisladores sísmicos.

C.6.2.1.6 Resistencia al lento crecimiento de grietas

Todas las muestras deben cumplir, para el ensayo indicado en C.6.4.2.5.5, que el corte inicial no se extienda en ninguna dirección en más de 3 mm durante 24 horas de carga.

Comentario:

Las especificaciones para el corte inicial del material se indican en C.6.4.2.5.5.

C.6.2.2 Núcleo de plomo

El plomo con que se fabrican los núcleos de los LRBs debe tener una pureza de al menos 99.9 por ciento.

C.6.2.3 Placas de acero de refuerzo

Las placas internas de refuerzo utilizadas para la fabricación de los aisladores se deben fabricar con acero A36/S235 y deben tener un espesor mínimo de 2mm. Las placas exteriores se deben fabricar con acero A36/S235 y deben tener un espesor mínimo de 15 mm cuando el espesor de las capas de elastómero no exceda 8mm, y de 18 mm cuando dicho espesor exceda 8mm.

Comentario:

El acero A36 es un material considerado como un acero al carbono estructural y de amplio uso en la industria de la construcción. Se rige bajo la norma ASTM A36. Tiene buena ductilidad, tenacidad y soldabilidad, y buena resistencia a la tensión. En Europa se usa el término S235 para referirse a él.

Podrá en su caso utilizarse acero A572 grado 50 para fabricar las placas de refuerzo.

C.6.3 Diseño

C.6.3.1 Generalidades

Los aisladores elastoméricos se deben diseñar para resistir de manera estable las fuerzas internas y deformaciones que resulten de:

- La combinación factorizada de cargas que incluyan la acción sísmica según las NTC-Criterios
- La combinación factorizada de cargas permanentes según las NTC-Criterios

Con fines de revisión, el área efectiva reducida en planta, A_r , producto del desplazamiento lateral de la parte superior del aislador en relación con su parte inferior, se debe establecer bajo la consideración exclusiva de los desplazamientos laterales no sísmicos.

Comentario:

De acuerdo con las NTC-Criterios, una combinación de carga que considere acciones accidentales, como lo es el sismo, debe considerar además de la carga muerta, la carga viva instantánea. En cuanto a la combinación de cargas permanentes, se deben considerar la carga muerta y la carga viva máxima.

En cuanto a desplazamientos laterales no sísmicos, puede darse como ejemplo el debido a cambios de temperatura.

C.6.3.2 Tipos y formas de aisladores

El aislador debe quedar conformado por capas alternas de elastómero y acero que deben ser nominalmente idénticas. Se debe moldear el aislador en condiciones adecuadas de calor y presión, y las placas de acero se deben unir en caliente al elastómero durante la vulcanización. Deben además unirse en caliente al aislador dos placas extremo con un ancho

suficientemente grueso. Los lados expuestos del aislador deben quedar cubiertos con una capa de elastómero de por lo menos 4 mm de espesor, siendo posible excluir de este requisito lados no expuestos, como es el caso de los lados de un aislador situado en un hueco. A menos que esta capa proporcione resistencia al fuego, se debe fabricar con el mismo material usado para el cuerpo principal del aislador, y se debe curar de manera simultánea con este.

Dos métodos de fijación estándar para aisladores elastoméricos atornillados se muestran en la [figura C.6.1](#). Será posible utilizar pernos o tornillos cuando esto se indique en las Especificaciones de Diseño.

La sección transversal en planta del aislador queda limitada a ser rectangular o circular. Se permite incluir huecos de sección uniforme en el área cargada del aislador, que pueden ser rellenos con plomo o material polimérico para proporcionarle una mayor capacidad de disipación de energía.

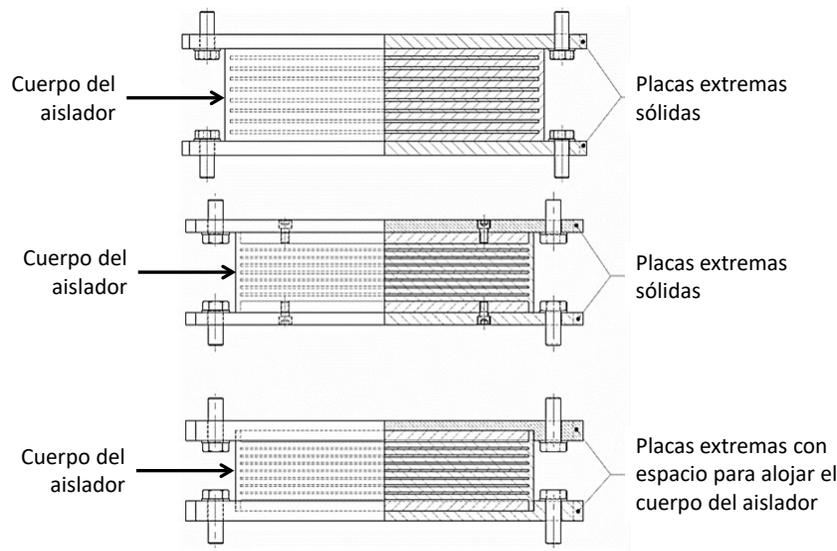


Figura C.6.1 Métodos de fijación estándar

C.6.3.3 Bases del diseño

C.6.3.3.1 Generalidades

Es necesario establecer, con fines de verificación de diseño, las propiedades que se indican en C.6.3.3. Para hacer los cálculos especificados, se debe utilizar el valor de G para una deformación unitaria en corte del elastómero de 100 por ciento, determinado para una temperatura de 23 °C de acuerdo con C.6.2.1.3.2.

C.6.3.3.2 Deformación en corte de diseño debida a la compresión por cargas verticales

La deformación unitaria máxima en corte del elastómero debida a la deformación axial en compresión $\epsilon_{c,E1}$ correspondiente a la carga vertical máxima, N_{max} , se estima como:

$$\epsilon_{c,E1} = \frac{6 S N_{max}}{A_r E_{1,c}} \quad (C.6.1)$$

donde S es el factor de forma de una capa de elastómero, igual al cociente del área efectiva de carga y el área libre de esfuerzo; y $E_{1,c}$ es el módulo de elasticidad en compresión que se estima para dispositivos rectangulares, dispositivos circulares y dispositivos anulares con huecos rellenos, conforme a lo siguiente:

$$E_{1,c} = 3G (1 + 2S^2) \quad (C.6.2)$$

Para aisladores circulares con placas internas de refuerzo con diámetro D_I y espesor de capa de elastómero t_r , el factor de forma se calcula como:

$$S = \frac{D_I}{4 t_r} \quad (\text{C.6.3})$$

En su caso, se deben tener en cuenta los huecos cuando se establezca el área de carga efectiva y el área libre de esfuerzos. Estos huecos podrán ignorarse para el cálculo de S cuando estén estrechamente rellenos. Para el cálculo del factor de forma para apoyos no circulares, se debe usar su definición.

C.6.3.3.3 Deformación en corte de diseño debido al desplazamiento lateral por sismo

La deformación unitaria en corte de diseño del elastómero, $\varepsilon_{q,E}$, debido al desplazamiento lateral D_{TM} está dada por:

$$\varepsilon_{q,E} = \frac{D_{TM}}{T_q} \quad (\text{C.6.4})$$

donde T_q es el espesor total del elastómero del aislador, que es igual a la suma del espesor de todas las capas del elastómero que integran el aislador.

C.6.3.3.4 Carga de pandeo para desplazamiento lateral nulo

En ausencia de desplazamiento lateral, la carga de pandeo P_{cr} para aisladores con S mayor que 5 se debe establecer como:

$$P_{cr} = \frac{\lambda G A_r a' S}{T_q} \quad (\text{C.6.5})$$

donde para aisladores con secciones transversales rectangulares, a' es la menor dimensión en planta de las placas internas de refuerzo, y λ es igual a 1.3. Para el caso de aisladores con sección transversal circular, a' es igual a D_I y λ igual a 1.1. En el caso de aisladores con huecos, ya sea que queden rellenos o no, A_r debe excluir el área de los huecos.

C.6.3.4 Criterios de diseño

C.6.3.4.1 Deformación en corte de diseño debido a la deformación lateral

$\varepsilon_{q,E}$ debe ser menor que 250 por ciento, esto es:

$$\varepsilon_{q,E} \leq 2.5 \quad (\text{C.6.6})$$

C.6.3.4.2 Deformación en corte máxima total de diseño

La deformación unitaria en corte máxima total de diseño en el elastómero $\varepsilon_{t,d}$ se debe estimar como:

$$\varepsilon_{t,d} = K_L (\varepsilon_{c,EI} + \varepsilon_{q,E} + \varepsilon_{a,d}) \quad (\text{C.6.7})$$

donde $\varepsilon_{c,EI}$ y $\varepsilon_{q,E}$ se estiman, respectivamente, con las ecuaciones C.6.1 y C.6.4, y $\varepsilon_{a,d}$ es producto de la rotación en altura del aislador. Para estimar $\varepsilon_{a,d}$ se debe considerar como mínimo una rotación de 0.003 rad en cada dirección ortogonal en planta. K_L es un factor de carga de tipo, que debe considerarse igual a 1.0. $\varepsilon_{t,d}$ no debe exceder 700 por ciento, esto es:

$$\varepsilon_{t,d} \leq 7.0 \quad (\text{C.6.8})$$

Comentario:

La rotación a la que se hace referencia es la diferencia entre el ángulo que exhiben las placas extremo superior e inferior del aislador, producto de la combinación factorizada de carga que incluye la acción sísmica, y que conforme a las NTC-Criterio debe considerar además la carga muerta y la carga viva instantánea.

C.6.3.4.3 Espesor de la placa de refuerzo

Para resistir los esfuerzos de tensión producto de las cargas permanentes, el espesor de las placas internas de refuerzo del aislador, t_s , debe cumplir lo siguiente:

$$t_s = \frac{k_p N_{VD}(t_1+t_2)k_h\gamma_m}{A_r f_y} \geq 2 \text{ mm} \quad (\text{C.6.9})$$

donde N_{VD} es la carga axial que actúa en el aislador debido a las cargas permanentes de diseño, t_1 y t_2 el espesor de las capas de elastómero que delimitan la placa, f_y el esfuerzo de fluencia del acero con que se fabrica la placa, k_h un factor de ajuste para los esfuerzos de tensión inducidos en la placa, γ_m un factor de seguridad parcial con valor recomendado de 1, y k_p un factor de corrección para la tensión con valor de 1.3. En caso de que el aislador tenga un hueco central o no tenga huecos, $k_h = 1$; para huecos con otra configuración, ya sea que se rellenen o no, $k_h = 2$.

Comentario:

De acuerdo con las NTC-Criterios, la combinación de cargas permanentes de diseño debe considerar la carga muerta, la carga viva máxima y los factores de carga correspondientes.

C.6.3.4.4 Estabilidad contra pandeo bajo acciones sísmicas

Para aisladores LRB que tengan un núcleo de plomo con un diámetro menor que el 15 por ciento de la dimensión mínima en planta del aislador, se deben satisfacer los siguientes requisitos:

$$N_{max} \leq \frac{P_{cr}}{2} \quad (\text{C.6.10a})$$

Si $\frac{P_{cr}}{2} \geq N_{max} \geq \frac{P_{cr}}{4}$, entonces:

$$1 - \frac{2 N_{max}}{P_{cr}} \geq 0.7\delta \quad (\text{C.6.10b})$$

Si $N_{max} \leq \frac{P_{cr}}{4}$, entonces:

$$\delta \leq 0.7 \quad (\text{C.6.10c})$$

dónde $\delta = \frac{D_{TM}}{a'}$.

En caso de que el aislador exhiba múltiples núcleos de plomo, se considera el diámetro de un núcleo equivalente de plomo para revisar los requisitos indicados en la [ecuación C.6.10](#).

C.6.3.4.5 Estabilidad ante volteo bajo acciones sísmicas

En caso de que se usen aisladores con ranura o con conexión de pernos como alternativa a los métodos de fijación estándar especificados en [C.6.3.2](#), se debe comprobar la estabilidad contra volteo del aislador conforme a lo siguiente:

$$D_{TM} \leq \frac{1}{\gamma_R} \frac{N_{max} a'}{(K_e T_b + N_{min})}$$

dónde K_e es la rigidez efectiva en corte correspondiente al mayor desplazamiento lateral considerado durante el ensayo; T_b la altura total del aislador; y γ_R es un factor parcial con valor recomendado de 1.5.

C.6.4 Ensayos

C.6.4.1 Aisladores

C.6.4.1.1 Generalidades

Los ensayos aquí indicados se deben realizar para demostrar que el aislador cumple los requisitos de comportamiento indicados en C.6.1.2. Los aisladores se acondicionarán a la temperatura de ensayo durante al menos 24 horas.

Se deben dejar pasar por lo menos 48 horas después de la finalización del moldeo para el ensayo de un aislador cuando este tenga un T_q mayor que 250 mm. Los ensayos se deben realizar en aisladores que no hayan sido sometidos a *scragging*. En caso de que los aisladores vayan a ser suministrados después de un proceso de *scragging*, se deben someter al mismo procedimiento de *scragging* que los aisladores de producción. Se debe proporcionar evidencia de que el cambio en los valores característicos producto del *scragging* es permanente. El aislador usado para los ensayos no deberá haber sido sometido a ningún ensayo previo. Esto no contempla el caso en que los ensayos se deban llevar a cabo, conforme a lo dispuesto en C.6.4.1.4, en el mismo aislador.

A menos que se especifique explícitamente lo contrario en las Especificaciones de Diseño para un ensayo particular, el aislador debe ensayarse a una temperatura de 23 ± 5 °C.

Comentario:

Scragging es un término relacionado con la aplicación de varios ciclos de deformación significativa a un aislador elastomérico. Se refiere a la reducción de la rigidez lateral del aislador para deformaciones laterales posteriores de menor o igual amplitud que la considerada para el ciclo inicial. Aunque a veces se asume que los cambios de rigidez lateral son permanentes, generalmente hay una recuperación de la rigidez lateral de tal manera que puede llegar a recuperarse la rigidez lateral original. Aunque dicha recuperación suele darse relativamente rápido al inicio, etapas posteriores de recuperación pueden llevar meses o años.

C.6.4.1.2 Ensayos

Los ensayos de prototipo enumerados en la tabla C.6.3 se deben realizar sobre el número mínimo de muestras indicado en C.6.4.1.4, de acuerdo con lo indicado en C.6.4.1.5.

Los ensayos se deben realizar en aisladores a escala natural. Cuando se ensayen aisladores tipo LRB para determinar la influencia de la frecuencia, la temperatura y de repetición de ciclos en las propiedades del aislador, se podrán utilizar aisladores con escala reducida de acuerdo con lo siguiente:

- Los aisladores que tengan una dimensión en planta menor que 500 mm deben tener escala natural;
- En caso de aisladores con mayor dimensión, podrán reducirse proporcionalmente todas sus dimensiones con un factor de escala de hasta 0.5. La dimensión mínima permitida para el aislador escalado es de 500 mm.

Las siguientes modificaciones en el proceso de producción con respecto a las propiedades de un aislador prototipo que haya sido ensayado para establecer sus propiedades estructurales, requieren de un nuevo conjunto de ensayos de prototipo:

- a) Compuesto de elastómero diferente;
- b) Variación del factor de forma de las capas de elastómero superior al 10 por ciento;
- c) Aumento de cualquier dimensión externa del aislador o de la dimensión en planta de las placas internas de refuerzo de más del 10 por ciento;
- d) Disminución de cualquier dimensión externa del aislador o de la dimensión en planta de las placas internas de refuerzo de más del 50 por ciento;
- e) Uso de un sistema de fijación diferente (atornillado, empotrado o con pernos);
- f) Uso de diferentes condiciones de moldeo.

Cualquier diferencia en el diseño del aislador requiere que se realicen las siguientes pruebas de prototipo para proporcionar valores de referencia para las pruebas de control de producción:

- g) K_v (C.6.1.2.8);
- h) K_e y ζ_e para las dos deformaciones unitarias en corte del elastómero que en la tabla C6.1 delimitan a $\epsilon_{q,E}$.

Una extensión de los intervalos de uso de un aislador prototipo bajo consideración en ensayos previos requerirá de ensayos de prototipo adicionales. Las extensiones de uso deben incluir las siguientes:

- i) Aumento de $\epsilon_{q,E}$ suficiente para requerir pruebas cíclicas adicionales de acuerdo con la tabla C6.1;

- j) Aumento de T_U en más de 5 °C;
- k) Disminución de T_L en más de 3 °C;
- l) Aumento de N_{VS} , en más del 30 por ciento;
- m) Aumento de $1.2D_{TM}$ en más del 5 por ciento;
- n) Aumento de N_{max} en más del 10 por ciento;
- o) Disminución de N_{min} en más de 0.1 N_{VS} o por una cantidad suficiente para pasar de compresión a tensión.

Tabla C.6.3 Ensayos y requisitos de los aisladores

Ensayo	Referencia NTC-Sismo	Requisitos para ensayo de prototipo	Requisitos para ensayo de producción
Capacidad en compresión para desplazamiento lateral nulo	C.6.1.2.6	Carga axial en compresión de $1.3N_{VS}$. No hay defectos visibles.	NR
Rigidez en compresión.	C.6.1.2.8	Documentar valor de K_v .	Valores dentro de un margen de ± 30 por ciento con respecto al valor establecido en el ensayo de prototipo. No hay defectos visibles.
Valores de K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) bajo deformación cíclica.	C.6.1.2.2	Documentar dependencia de estas propiedades con respecto a la amplitud de la deformación lateral. Para el desplazamiento del diseño, D_{TM} , los valores de estas propiedades deben caer dentro de un margen de ± 20 por ciento con respecto al valor del diseño.	Valores dentro de un margen de ± 20 por ciento con respecto al valor requerido para una deformación unitaria en corte de diseño del elastómero.
Valor de K_e para una carga tipo rampa. Requerida si los valores de K_e y ζ_e obtenidos con ensayos cíclicos de producción no corresponden a una deformación unitaria en corte del elastómero correspondiente a D_{TM} .	C.6.1.2.2	Documentar valor para el desplazamiento D_{TM} .	Valores dentro de un margen de ± 20 por ciento con respecto al valor ajustado del ensayo de prototipo.
Valores de K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) obtenidos con ensayos cíclicos que consideran una deformación unitaria en corte del elastómero menor a las enumeradas en C.6.1.2.2. La deformación unitaria en corte del elastómero debe ser por lo menos de 20 por ciento. Requerida si los valores de K_e y ζ_e obtenidos con ensayos cíclicos de producción no consideran una deformación unitaria en corte del elastómero cercana al valor correspondiente a D_{TM} .	C.6.1.2.2 C.6.4.1.3	NR	Dentro de un margen de ± 20 por ciento con respecto al valor del ensayo de prototipo para una deformación unitaria en corte del elastómero elegida para el ensayo. De requerirse, el valor de K_e (o K_2) se debe ajustar de acuerdo con C.6.4.1.3.
Variación de K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) con respecto a la frecuencia	C.6.1.2.3	Documentar variación. Variación máxima dentro de los límites establecidos.	NR
Variación de K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) con respecto a la temperatura	C.6.1.2.4	Documentar variación. Variación máxima dentro de los límites establecidos.	NR
Dependencia de K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) con respecto a la repetición de ciclos	C.6.1.2.5	Documentar dependencia. Dependencia dentro de los límites establecidos	NR
Capacidad de deformación lateral bajo la acción de cargas axiales máximas y mínimas	C.6.1.2.7	Documentar curva fuerza-desplazamiento para carga tipo rampa hasta alcanzar el valor de $1.2D_{TM}$. Sin defectos.	NR
Cambio de K_e y ζ_e (o K_2 para aislador tipo LRB fabricado con elastómero de bajo amortiguamiento) debido al envejecimiento.	C.6.1.2.9	Cambio no debe exceder 20 por ciento	NR
Prueba de flujo plástico bajo carga vertical ^a	C.6.1.2.10	Deformación axial debida al flujo plástico entre 10 y 10^4 minutos no debe exceder 20 por ciento de la deformación axial medida a los 10 minutos.	NR

NR = No requerido (ensayo opcional)

^a Ensayo obligatorio para compuestos no basados en hule natural o sintético.

C.6.4.1.3 Ensayos de producción

Los ensayos de producción enumerados en la tabla C6.3 deben ser llevados a cabo por el fabricante con la frecuencia de muestreo especificada en C.6.4.1.4 de acuerdo con lo especificado en C.6.4.1.5.

Solo se permite un ensayo de rampa para determinar K_e cuando esto se indique en las Especificaciones de Diseño. El valor requerido de K_e para los ensayos de producción con carga tipo rampa corresponde al valor de establecido con el ensayo de prototipo multiplicado por el cociente del valor de diseño de K_e establecido con un ensayo cíclico a la deformación $\epsilon_{q,E}$ y el valor de K_e establecido para esa deformación con el ensayo de prototipo.

C.6.4.1.4 Frecuencia de muestreo

Se debe llevar a cabo cada ensayo de prototipo por lo menos dos veces, utilizando un aislador diferente en cada ensayo. Si se utiliza la disposición de cortante doble para el ensayo de prototipo, solo será necesario ensayar dos aisladores.

Un aislador puede ser sometido a varios ensayos siempre y cuando se realicen en el siguiente orden:

- K_v (C.6.1.2.8);
- Dependencia de K_e y ζ_e con respecto a la deformación unitaria en corte del elastómero (C.6.1.2.2), la frecuencia (C.6.1.2.3), la temperatura (C.6.1.2.4) y la repetición de ciclos (C.6.1.2.5);
- Efecto del flujo plástico (C.6.1.2.10);
- Capacidad en compresión para desplazamiento lateral nulo (C.6.1.2.6).

Siempre que el aislador cumpla con los requisitos de los ensayos previos:

- Capacidad de desplazamiento lateral (6.1.2.7).

Se debe indicar en el Informe de Ensayo el orden de los ensayos, así como la fecha y hora de ejecución.

En caso de que la superestructura quede soportada por un máximo de cuatro aisladores, todos los aisladores de producción deben ser ensayados a menos que se indique lo contrario en las Especificaciones de Diseño.

C.6.4.1.5 Métodos y equipos de ensayo

C.6.4.1.5.1 Ensayos de compresión

La máquina de ensayo debe ser capaz de comprimir el aislador bajo condiciones controladas. También debe aportar un método para medir la carga en compresión y la deformación axial con una precisión igual o menor que el 2 por ciento de los valores máximos registrados. Las placas de carga deben ser lo suficientemente rígidas para evitar que se deformen de manera significativa durante el ensayo (deformación menor que el 1 por ciento de la deformación axial medida en el aislador para la carga máxima), y sus dimensiones en planta deben ser mayores que las correspondientes dimensiones del aislador.

Se debe evaluar K_v para una carga de rampa que se incremente con una velocidad constante de $1/3 N_{VS}$ a N_{VS} . Se debe registrar de manera continua la carga actuante y la correspondiente deformación axial del aislador.

El Informe de Ensayo debe incluir lo siguiente:

- Identificación del aislador (nombre del fabricante, origen y número de identificación).
- Espesor y número de capas de elastómero y dimensiones en planta del aislador
- Condición del aislador antes y después del ensayo
- Fecha, duración y temperatura del ensayo.
- Lista de valores de cargas de compresión y correspondientes deformaciones axiales complementada con una gráfica fuerza-desplazamiento.

Debido a que el valor de K_v depende ligeramente de la velocidad de carga, se debe elegir dicha velocidad en función del uso que se haga del valor de K_v . Para obtener información relevante para cargas permanentes y cuasi-permanentes, se sugiere usar una velocidad de carga baja, de tal manera que N_{VS} se alcance en 10 min. Para obtener información relevante para condiciones de carga que incluyan la acción sísmica, se sugiere usar una velocidad tal que N_{VS} se alcance en 1 s.

C.6.4.1.5.2 Ensayos combinados de compresión y corte para establecer propiedades laterales

Aunque de preferencia, la máquina de ensayo debe permitir el ensayo de un aislador a la vez, será posible utilizar la configuración de cortante doble.

El desplazamiento cíclico en corte se debe aplicar con una frecuencia de 0.5 Hz o a la frecuencia de aislamiento. Se puede usar una frecuencia menor si así lo indican las Especificaciones de Diseño. La frecuencia de ensayo debe ser igual o mayor que 0.01 Hz, y la forma de la onda de entrada debe ser sinusoidal o triangular.

Se debe someter al aislador a un esfuerzo de compresión de 6 MPa, a menos que se indique una presión en compresión diferente en las Especificaciones de Diseño.

Cuando el aislador se ensaye a una temperatura no ambiente sin utilizar una carcasa de temperatura controlada, se debe revestir con un sistema capaz de mantener la temperatura en el valor requerido. Se debe mantener el aislador a la temperatura de ensayo durante un tiempo suficiente para garantizar que su interior ha alcanzado esa temperatura.

Los valores de K_e y ζ_e se deben calcular conforme a lo siguiente:

$$K_e = \frac{F^+ - F^-}{d^+ - d^-} \quad (\text{C.6.11})$$

$$\zeta_e = \frac{2H}{\pi K_e (d^+ - d^-)^2} \quad (\text{C.6.12})$$

donde F y d son, respectivamente, la fuerza y desplazamiento lateral; d^+ y d^- son, respectivamente, los valores máximo y mínimo del desplazamiento en el ciclo de carga; y F^+ y F^- son, respectivamente, las fuerzas correspondientes. H es la energía disipada en el ciclo delimitado por los desplazamientos d^+ y d^- .

En su caso, Q_d se debe establecer como el promedio de las intersecciones del ciclo histérico con el eje de las fuerzas, y K_2 se debe calcular como:

$$K_2 = \frac{F(d^+) - F(d^+/2)}{d^+} - \frac{F(d^-/2) - F(d^-)}{d^-} \quad (\text{C.6.13})$$

El Informe de Ensayo debe incluir la información resumida en los puntos 1 a 3 de C.6.4.1.5.1, y debe incluir, además:

4. La configuración del ensayo (cortante simple o doble), ubicación y tipo de las celdas de carga y transductores de desplazamiento usados durante el ensayo, y confirmación (por ejemplo, con respecto a cualquier efecto de la fricción en una lectura de celda de carga) de que se cumplen los requisitos del equipo;
5. Carga en compresión aplicada, y si el ensayo considera una carga axial constante o un desplazamiento axial constante;
6. Temperatura(s) de ensayo;
7. Frecuencia(s) de ensayo;
8. Lista de deformaciones unitarias en corte del elastómero consideradas en el orden en que se hayan llevado a cabo los ensayos;
9. Los valores de K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) para el tercer ciclo correspondiente a cada deformación unitaria en corte del elastómero;
10. Grafica de cada tercer ciclo histérico, y registros de la variación en el tiempo de la carga y desplazamiento axial en compresión;
11. Fecha y duración del ensayo

Comentario:

Se prefiere una forma de onda sinusoidal.

Para un aislador grande, el interior puede tardar varias horas en alcanzar la temperatura de prueba.

C.6.4.1.5.3 Capacidad en corte

Aunque de preferencia, la máquina de ensayo debe permitir el ensayo de un aislador a la vez, será posible utilizar la configuración de cortante doble, en cuyo caso la rigidez en compresión de los dos aisladores que se ensayan no debe diferir en más del 15 por ciento. El ensayo se debe realizar bajo una carga en compresión constante, y no se permite, para este caso, el uso de un desplazamiento en compresión constante.

Los elementos de fijación utilizados durante el ensayo deben tener el mismo diseño que los que se utilizarán en campo para fijar el aislador al sistema estructural aislado, y se deben fabricar con los mismos materiales. Se recomienda usar para este ensayo una carga tipo rampa con una velocidad en un intervalo correspondiente a una tasa de deformación unitaria en corte del elastómero entre 1 y 100 por ciento s^{-1} .

La deformación unitaria máxima en corte del elastómero se debe mantener durante al menos 2 minutos. Durante este período de tiempo se debe llevar a cabo el control de la evidencia visual de falla. Este control se debe realizar también después de eliminar la deformación en corte, pero mientras se mantenga aplicada la carga en compresión.

El reporte del ensayo debe incluir, además de los puntos 1 a 6 de C.6.4.1.5.2, lo siguiente:

7. Carga en compresión aplicada;
8. Tasa de desplazamiento en corte;
9. Curva fuerza – desplazamiento;
10. Resultados de la inspección visual;
11. Fecha y duración del ensayo.

Comentario:

La velocidad de carga no afectará significativamente el resultado del ensayo, ya que se requiere que el módulo de cortante del elastómero no sea sensible a la frecuencia.

Cuando se lleve control de la evidencia visual de falla deben tenerse en cuenta las precauciones de seguridad.

C.6.4.1.5.4 Ensayo de flujo plástico

El equipo de ensayo debe ser capaz de mantener constante la carga requerida dentro de un margen del 5 por ciento durante todo el ensayo.

El ensayo de flujo plástico se debe llevar a cabo en un aislador individual sometido a la carga estática axial N_{VS} . La tasa de carga debe ser tal que la carga de ensayo se alcance en un tiempo inferior a 2 min. Se debe llevar registro de la deflexión vertical entre los 10 y 10⁴ min.

El informe sobre el ensayo de flujo plástico se debe ajustar los puntos 1 a 5 de C.6.4.1.5.1, y debe incluir además el valor en porcentaje de la deformación axial que ocurre entre los 10 y 10⁴ min con respecto a la deformación axial registrada a los 10 min, un diagrama tiempo – deformación en ejes logarítmicos, y un registro de cualquier cambio visual.

Comentario:

El equipo que aplica la carga axial al aislador de ensayo, ya sea directamente o a través de una disposición hidráulica, es el más adecuado.

C.6.4.2 Elastómero

C.6.4.2.1 Generalidades

Los ensayos que aquí se indican se deben llevar a cabo en el elastómero utilizado para fabricar la parte laminada del aislador con el fin de demostrar el cumplimiento de los requisitos de material indicados en C.6.2.1. Los aisladores no deberán haber sido sometidos a *scragging*, salvo en el caso en que se vayan a suministrar después de un proceso de *scragging*. En tal caso,

todos los aisladores utilizados para el ensayo de corte se deben someter al procedimiento de *scragging* utilizado para los aisladores de producción.

C.6.4.2.2 *Ensayos de prototipo*

Los ensayos de prototipo enumerados en la [tabla C.6.4](#) se llevan a cabo con arreglo a los métodos y procedimientos especificados en [C.6.4.2.5](#).

Tabla C.6.4 Ensayos prototipo del elastómero

Ensayo	Referencia NTC-Sismo
Variación del G y ζ con respecto a:	
Amplitud de deformación	C.6.2.1.3.2
Frecuencia	C.6.2.1.3.3
Temperatura	C.6.2.1.3.4
Envejecimiento	C.6.2.1.3.5
Repetición de ciclo	C.6.2.1.3.6
Prueba de adhesión en corte:	
Sin envejecimiento	C.6.2.1.4.1
Con envejecimiento	C.6.2.1.4.2
Cristalización a baja temperatura	C.6.2.1.5
Crecimiento lento de grietas	C.6.2.1.6

C.6.4.2.3 *Ensayos de producción*

Los ensayos de producción se llevarán a cabo con la frecuencia de muestreo especificada en [C.6.4.2.4](#).

C.6.4.2.4 *Frecuencia de muestreo*

Los ensayos de producción, con la excepción del de rotura, se deben realizar en cada lote de compuesto. El ensayo de rotura se debe realizar en el primer lote de compuesto y, posteriormente, se debe tomar por lo menos una muestra aleatoria por cada cinco lotes. Un lote de compuesto es una mezcla individual o mezcla de mezclas de la misma composición.

C.6.4.2.5 *Métodos y equipos de ensayo*

C.6.4.2.5.1 *Generalidades*

Los ensayos se deben realizar en muestras moldeadas a la misma temperatura a la que se moldea la mayor parte del aislador y durante un tiempo comparable, o en muestras tomadas del aislador acabado completo (no es necesario que el aislador esté completamente ensamblado para ayudar a la fabricación de las probetas). En el último caso, se ensayarán muestras tanto de la capa de elastómero interna superior o inferior como de la parte media del aislador, excepto que para el ensayo de resistencia al ozono las muestras procederán de la capa de cubierta lateral.

Los ensayos se deben realizar a una temperatura de 23 ± 2 °C, excepto en el caso en que se indique algo diferente en las Especificaciones de Diseño.

Al realizar ensayos a temperatura no ambiente, se tomarán precauciones para garantizar que toda la probeta de elastómero esté dentro de la temperatura requerida con un margen de ± 1 °C. Se debe registrar la temperatura de la probeta.

Para probetas de elastómero unidas a placas de metal, se requiere de un tiempo (en minutos) de por lo menos el cuadrado del espesor de elastómero (en mm) para garantizar que todo el material alcance la temperatura de ensayo.

En el Informe de Ensayo se debe indicar si se han utilizado muestras moldeadas o muestras tomadas del aislador acabado completo. En este último caso, se reportarán los resultados obtenidos en muestras tanto de una capa de elastómero interna exterior como de una capa ubicada en la parte media del aislador.

C.6.4.2.5.2 Módulo dinámico de corte y amortiguamiento

Las piezas de ensayo se deben ajustar a la serie ISO 4664, excepto que se podrá utilizar la disposición de corte cuádruple y elementos rectangulares de elastómero. La dimensión de los elementos rectangulares de elastómero en la dirección del corte debe ser igual o mayor que cuatro veces el espesor.

La máquina de ensayo debe ser capaz de registrar la fuerza y desplazamiento para un ciclo en particular. La frecuencia de ensayo será de 0.5 Hz, excepto cuando este requiera de un intervalo de frecuencias. Podrá usarse otra frecuencia de ensayo si así se indica en las Especificaciones de Diseño. Se deben aplicar cuatro ciclos sinusoidales completos para cada deformación, excepto que se deben aplicar al menos 11 ciclos en el ensayo que evalúa la estabilidad de las propiedades en corte ante la repetición de ciclos. Los valores de G y ζ se deben evaluar para el tercer ciclo de deformación, excepto para el ensayo que evalúa la estabilidad de las propiedades en corte ante la repetición de ciclos. Los valores de G y ζ correspondientes a la probeta se deben calcular con las expresiones indicadas en C.6.4.1.5.2. El valor de G del elastómero se debe determinar a partir de la rigidez en corte, K_h , medida para una muestra de elastómero con área A y espesor t :

$$G = K_h \left(\frac{t}{A} \right) \quad (C6.14)$$

El Informe de Ensayo debe indicar lo siguiente:

1. Geometría de la probeta, condiciones de curado, y si fue moldeada expreso para el ensayo o cortada del aislador completo;
2. Detalles de la máquina de ensayo, de la celda de carga y del transductor de desplazamiento;
3. Temperatura(s) de ensayo;
4. Amplitud(es) de deformación de ensayo;
5. Valores de G y ζ para el tercer ciclo.

Para el ensayo que evalúa la estabilidad de las propiedades en corte ante la repetición de ciclos, en el Informe de Ensayo se debe sustituir la información indicada en el punto 5 por valores de G y ζ para los ciclos que van del segundo al décimo y el valor de G para el primer ciclo. Se debe incluir, además los cocientes de:

6. los valores mínimo y máximo de G medidos en ciclos intermedios entre el segundo y el penúltimo;
7. los valores mínimo y máximo de ζ medidos en ciclos intermedios entre el segundo y el penúltimo;
8. los valores mínimo y máximo de G medidos en ciclos intermedios entre el primero y el penúltimo.

C.6.4.2.5.3 Ensayo de adherencia

Se debe utilizar el tipo de probeta utilizada para la determinación de G , pero con una relación de longitud en la dirección de la deformación a espesor igual o mayor que 10. La probeta se debe deformar con una velocidad constante hasta una deformación unitaria en corte del elastómero igual o mayor que $1.2\varepsilon_{q,max}$. El ensayo de tipo rampa se debe llevar a cabo en tres probetas, con una velocidad de carga tal que resulte en una tasa de deformación en corte del elastómero contenida en un intervalo que va desde 10 hasta 100 por ciento s^{-1} .

El Informe de Ensayo debe incluir:

1. Tipo y geometría de las probetas, condiciones de curado, y si fueron moldeadas expreso para el ensayo o cortadas del aislador completo
2. Tasa de deformación en corte;
3. Curva fuerza-desplazamiento;
4. Informe de inspección visual;
5. Condiciones de envejecimiento;
6. Resultados de todas las probetas ensayadas.

Comentario:

La velocidad de carga no afecta significativamente el resultado, ya que se requiere que el módulo de cortante del elastómero no sea muy sensible a la frecuencia.

C.6.4.2.5.4 Resistencia a la cristalización a baja temperatura

Inmediatamente antes del ensayo, la probeta se debe acondicionar a 70 °C durante 45 min seguido de 3 horas a 23 °C. La curva fuerza-desplazamiento se debe registrar primero para una temperatura de 23 °C hasta una deformación unitaria en corte del elastómero de 100 por ciento para un ensayo de rampa con velocidad de carga no inferior a 100 por ciento/min.

Se debe aplicar una deformación unitaria en corte del elastómero de 40 por ciento durante el acondicionamiento a bajas temperaturas. El tiempo y la temperatura de acondicionamiento se debe indicar en las Especificaciones de Diseño de acuerdo con las condiciones de servicio, excepto que la temperatura de acondicionamiento para el hule natural no debe ser menor que -25 °C, ni menor que -10 °C para el policloropreno. El tiempo de acondicionamiento se refiere al período durante el cual la temperatura mínima diaria de servicio puede igualar o estar por debajo de la temperatura de acondicionamiento.

Al final del período de acondicionamiento, pero aún a la temperatura de acondicionamiento, se debe eliminar cualquier carga de corte presente para permitir la recuperación de la probeta a un estado de deformación nula. Aún a la temperatura de acondicionamiento, se debe registrar la curva fuerza-desplazamiento hasta una deformación unitaria en corte del elastómero de 100 por ciento para un ensayo de rampa que use la misma velocidad de carga utilizada para el ensayo inicial (a 23 °C). La deformación unitaria en corte del elastómero de 100 por ciento se debe aplicar bajo la consideración de que el estado de deformación residual representa la condición actualizada de deformación nula. Puede aplicarse el esfuerzo en corte en cualquier dirección, y se debe medir la rigidez en corte de la probeta. Toda transferencia de la probeta a un equipo distinto del utilizado durante la exposición a baja temperatura se debe hacer bajo la garantía de que su temperatura no aumente, durante la transferencia, en más de 2 °C.

El Informe de Ensayo debe incluir:

1. Detalles del equipo de ensaye;
2. Geometría de la probeta, condiciones de curado, y si fue moldeada exprofeso para el ensayo o cortada del aislador completo;
3. Tasa de carga y desplazamiento en corte;
4. Baja temperatura y tiempo de exposición;
5. Rigidez secante en corte para los intervalos 0-25 por ciento y 0-100 por ciento de deformación unitaria en corte del elastómero para temperaturas de 23 °C y para la baja temperatura de ensayo al final del período de acondicionamiento.

Comentario:

Las temperaturas especificadas para el hule natural y el policloropreno son aquellas a las que la tasa de cristalización es más alta.

C.6.4.2.5.5 Resistencia al crecimiento lento de grietas

Se realizará el ensayo en tres probetas moldeadas de acuerdo con la geometría del método A de la norma ISO 34. Para el ensayo se debe:

- Efectuar un corte inicial con 1 mm de longitud en cada probeta;
- Aplicar una carga equivalente a 4 kN/m a cada probeta durante 24 h.

El Informe del Ensayo debe incluir:

1. Geometría de la probeta, condiciones de curado, y si fue moldeada exprofeso para el ensayo o cortada del aislador completo;
2. Carga aplicada;
3. Para todas las probetas la extensión de la grieta bajo carga después de 24 h.

C.6.5 Tolerancias de fabricación

Las tolerancias se ajustarán a las indicadas en la cláusula 6 de la norma EN 1337-3, salvo que aquí se especifique lo contrario.

Para aisladores instalados en un hueco, la tolerancia de las dimensiones en planta debe ser de $+0/-2$ mm.

En el caso que el aislador se conecte a una placa de brida o al sistema estructural mediante pernos, la tolerancia en la posición de los orificios será ± 0.2 por ciento, a menos que se indique un valor diferente en las Especificaciones de Diseño.

C.6.6 Marcado y etiquetado

Los aisladores se deben marcar de manera única, y numerar de manera individual en las caras exteriores. Se debe vulcanizar en la superficie de aislador una etiqueta con el nombre del fabricante y el número de identificación. El marcado debe ser resistente al agua y al desgaste.

C.7 Aisladores deslizantes tipo péndulo de fricción

C.7.1 Requisitos

C.7.1.1 General

Los requisitos que se indican en C7.1 aplican a aisladores deslizantes tipo péndulo de fricción. La superficie curva de deslizamiento principal de los aisladores proporciona una fuerza restauradora que depende del desplazamiento lateral d . La capacidad de disipación de energía es resultado de la fuerza de fricción que resulta del movimiento relativo de la superficie deslizante principal. Las rotaciones consecuencia de las acciones de diseño sobre el aislador deben ser acomodadas por la superficie deslizante secundaria. Los requisitos también se deben aplicar a aisladores deslizantes tipo péndulo de fricción que usen dos o más superficies cóncavas para acomodar el desplazamiento lateral y las consecuentes rotaciones.

Comentario:

Un aislador deslizante tipo péndulo de fricción, ilustrado en la figura C.7.1, se caracteriza por un marcado comportamiento no lineal que debe tenerse en cuenta adecuadamente durante su modelado con fines de análisis estructural. La figura C.7.2 muestra algunas componentes de este tipo de aislador.

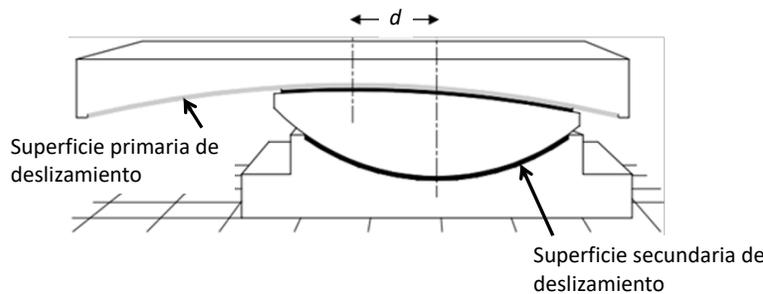


Figura C.7.1 Principio de funcionamiento y componentes principales de un aislador deslizante tipo péndulo de fricción

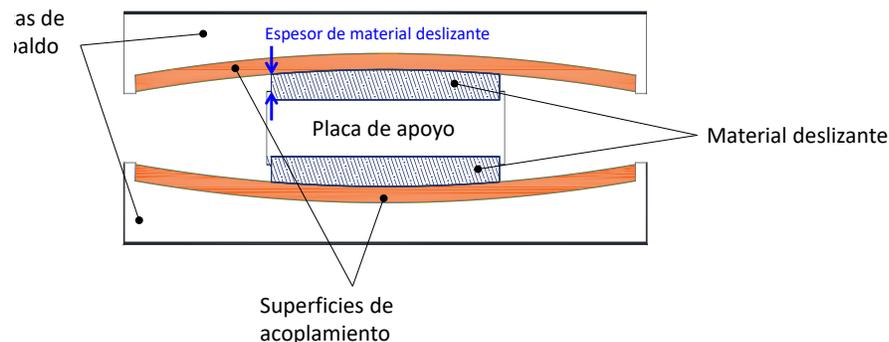


Figura C.7.2 Superficies y componentes de un aislador deslizante tipo péndulo de fricción

Los aisladores deslizantes tipo péndulo de fricción deben cumplir con los requerimientos del capítulo 13 y los requerimientos de desempeño de C.7.1.2. Los materiales con que se fabrican los aisladores deben cumplir los requisitos indicados en C.7.2.

Excepto donde se indique, los aisladores deslizantes tipo péndulo de fricción deben cumplir con los requerimientos generales, funcionales y de desempeño indicados en la EN 1337-2 y EN 1337-7 o en procedimientos ETA equivalentes para apoyos estructurales. La capacidad de carga, así como las características de deformación y amortiguamiento utilizadas en el diseño y análisis del sistema de aislamiento se deben verificar con ensayos de prototipo de acuerdo con C.7.4.

Se deben evaluar las propiedades de los aisladores deslizantes tipo péndulo de fricción y verificar su desempeño estructural con ensayos de prototipo de acuerdo con lo indicado C.7.4.1. De acuerdo con C.5.3, estos ensayos se deben realizar por separado en por lo menos dos muestras con escala natural por cada tipo de aislador.

Los valores máximo y mínimo de las propiedades estructurales se determinarán a partir de ensayos de prototipo bajo la consideración de los siguientes tres tipos de variabilidad:

- i. Una variabilidad máxima en las propiedades asociada a la producción de los aisladores de ± 20 por ciento (a menos que se haya establecido en las especificaciones de diseño una menor variabilidad para los ensayos de producción);
- ii. Variabilidad en las propiedades estructurales de los aisladores debidos a la variación de temperatura en el intervalo delimitado por T_L y T_U (C.7.4.1.4);
- iii. Variabilidad en las propiedades estructurales notificados durante el ensayo de envejecimiento acelerado (C.7.1.2.6).

Para combinar los tres tipos de variabilidad indicados en i, ii y iii, se debe utilizar un factor de 0.7 para las asociadas a la producción, la variación de la temperatura y el envejecimiento.

El cociente entre los valores máximo y mínimo de las propiedades estructurales de los aisladores debe ser menor que 1.8.

Comentario:

Los valores máximo y mínimo del coeficiente dinámico de fricción μ_{din} se usan para estimar, respectivamente, las rigideces efectivas máxima y mínima del aislador con la que se establecen los valores de K_{Mmax} y K_{Mmin} indicados en 13.2.2. La rigidez efectiva K_e de un aislador deslizante tipo péndulo de fricción se estima como:

$$K_e = N_V \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu_{din}}{d} \right) \quad (C.7.1)$$

donde N_V es la carga axial que actúa sobre el aislador al inicio de la excitación sísmica; R , el radio de curvatura de la superficie primaria de deslizamiento; y d el desplazamiento lateral del aislador.

C.7.1.2 Desempeño requerido

C.7.1.2.1 General

Los requisitos de desempeño definen las propiedades estructurales del aislador, las cuales deben ser comprobadas, dentro de un margen de tolerancia, con ensayos de prototipo de acuerdo con lo indicado en C.7.4.1. Los ensayos que también se deben utilizar como ensayos de producción se enumeran en C.7.4.2.

Cuando la función del aislador sea proporcionar resistencia a cargas verticales, flexibilidad lateral y fuerza de restauración, los requisitos y procedimientos de ensayo se deben conformar a lo indicado en la EN 1337-2 o en procedimientos ETA equivalentes para apoyos estructurales. En este caso no se deben realizar los ensayos de aislamiento por deslizamiento contemplados en la tabla C.7.3 que sean distintos a los ensayos S y P1.

Comentario:

Cuando se establece que el aislador proporciona resistencia a cargas verticales, flexibilidad lateral y fuerza de restauración, queda implicado que no se diseña para aportar capacidad de disipación de energía.

La EN 1337-2 es un estándar europeo que especifica las características para el diseño y fabricación de elementos de soporte deslizantes.

C.7.1.2.2 Capacidad en compresión para desplazamiento lateral nulo

Los aisladores deben ser capaces de resistir, para un desplazamiento lateral nulo, una carga en compresión igual a $1.3N_{vs}$. Para esta condición, el aislador debe quedar libre de daño, y el material deslizante de las superficies de deslizamiento primaria y secundaria no debe mostrar signo alguno de flujo progresivo o deterioro debido a una resistencia mecánica, unión y/o confinamiento inadecuados durante ensayos llevados a cabo de acuerdo con C.7.4.1.2.

La capacidad de carga del aislador debe permanecer inalterada después de llevar a cabo en él los ensayos especificados en C.7.4.1.5.

Comentario:

La superficie primaria de deslizamiento (figura C.7.1) actúa como material convencional de apoyo en condiciones de servicio y, por lo tanto, se vuelve esencial verificar la estabilidad de sus propiedades mecánicas después de la ocurrencia de un sismo de alta intensidad.

C.7.1.2.3 Capacidad de deformación lateral

Los aisladores deben acomodar un desplazamiento lateral igual a $1.2D_{TM}$.

Los aisladores no deben incluir una barrera mecánica que cumpla la función de tope sísmico, como lo puede ser un anillo de contención.

Comentario:

La prohibición de añadir algún tipo de tope sísmico directamente al aislador busca evitar dañar al dispositivo en caso de que se produzcan desplazamientos superiores al de diseño. En su caso, es posible usar un tope sísmico global para la superestructura de acuerdo con lo indicado en el capítulo 13.

C.7.1.2.4 Capacidad de rotación

Las superficies de deslizamiento secundarias (figura C.7.1) deben ser capaces de acomodar las rotaciones que tengan lugar en el aislador como consecuencia de un desplazamiento lateral de $1.2D_{TM}$. Esta rotación se debe incrementar en una cantidad igual al mayor valor entre ± 0.005 rad y $\pm 10\text{mm}/R_2$ rad, donde R_2 es el radio de curvatura, en mm, de la superficie de deslizamiento secundaria. Este incremento solo se debe aplicar al diseño de la capacidad de rotación, no para el cálculo de la capacidad resistente.

Comentario

Las deformaciones laterales de los aisladores con múltiples superficies deslizantes deben ser acomodados por las rotaciones que se dan en sus componentes ubicados entre las placas de respaldo superior e inferior (figura C.7.2), que deben permanecer cercanos a horizontales en todo momento. Las figuras C.7.3 y C.7.4 ilustran péndulos de fricción dobles. Note que, en su caso, las superficies curvas secundarias deben girar para permitir que las placas de respaldo se mantengan horizontales cuando el aislador se deforma lateralmente.

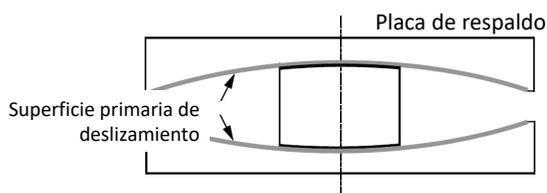


Figura C.7.3 Aislador deslizante doble sin rótula

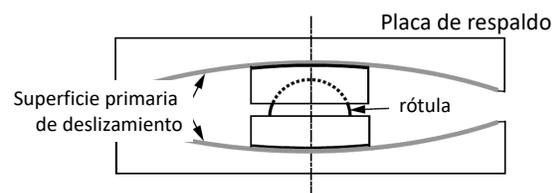


Figura C.7.4 Aislador deslizante doble con rótula

C.7.1.2.5 Resistencia de fricción máxima en condiciones de servicio

Para los movimientos que deban acomodar los aisladores en condiciones de servicio, la fuerza de fricción debe ser igual o menor que el valor especificado para ella en las Especificaciones de Diseño.

No se debe usar la fricción para mitigar los efectos de cargas laterales externas que no sean producto de la acción sísmica.

El valor de la fuerza de fricción se debe comprobar con los ensayos indicados en C.7.4.1.3. La fuerza de fricción de ruptura que desarrolla el aislador, medida durante el ensayo, debe ser igual o menor que el valor especificado para ella en las Especificaciones de Diseño.

Se debe someter una muestra de material deslizante a un ensayo de fricción a largo plazo de acuerdo con lo indicado en C.7.4.1.4. El fabricante debe reportar el recorrido total de deslizamiento s_r , que debe ser igual o mayor que 1000 m. Se debe reportar además el coeficiente máximo de fricción establecido con los ensayos de fricción a largo plazo para cada temperatura y presión de contacto. Se debe usar el valor medido del coeficiente máximo de fricción para establecer, de acuerdo con C.7.3.4.2, los valores de diseño de la fuerza máxima de fricción.

Comentario:

La resistencia a la fricción estática es la fuerza máxima requerida para producir el primer movimiento macroscópico y se debe considerar en el diseño del aislador, su sistema de anclaje y los elementos estructurales adyacentes.

Los aisladores pueden incorporar dispositivos de restricción para eliminar cualquier movimiento debido a viento u otras cargas externas, y que liberan el dispositivo en caso de sismo.

C.7.1.2.6 Propiedades de aislamiento

Para establecer las propiedades de los aisladores se deben llevar a cabo los ensayos indicados en C.7.4.1.5.

Se debe llevar a cabo el ensayo O solo si fija la lámina de acero inoxidable que se usa como superficie de acoplamiento (figura C.7.2) con soldadura de costura. Se deben completar tres ciclos de acuerdo con lo especificado en la tabla C.7.3 en una dirección de movimiento que sea perpendicular a las costuras.

Las curvas fuerza-desplazamiento para todos los ensayos especificados en la tabla C.7.3 deben exhibir una rigidez lateral incremental positiva.

La lámina esférica de acero inoxidable que conforma la superficie de acoplamiento no debe mostrar señales de pandeo, deformación permanente o dislocación.

Se deben cumplir los siguientes requisitos para los ensayos especificados en la tabla C.7.3:

- Ensayo S. Condiciones de servicio: La fuerza lateral máxima registrada no debe exceder el valor especificado en las Especificaciones de Diseño.
- Ensayos D1, D2, D3. Condiciones dinámicas:
 - 1) No hay un cambio mayor al ± 10 por ciento para la rigidez de restauración K_2 entre ciclos sucesivos;
 - 2) Para cada ciclo, la K_2 correspondiente a la parte superior del ciclo debe quedar dentro de un margen de 10 por ciento con respecto al valor obtenido para la parte inferior;
 - 3) El promedio de K_2 para los tres ciclos debe quedar dentro de un margen de ± 15 por ciento con respecto al valor de diseño;
 - 4) La fuerza lateral máxima para cada uno de los tres ciclos debe quedar dentro de un margen de ± 15 por ciento con respecto al valor de diseño;
 - 5) La energía disipada (H) en cada ciclo no debe ser menor que el 85 por ciento del correspondiente valor de diseño, ajustado para los desplazamientos máximos objetivo;
 - 6) La K_2 para cada ciclo y así como el valor promedio de esta rigidez para una muestra debe quedar dentro de un margen ± 15 por ciento con respecto a los valores correspondientes obtenidos en otra muestra.
- Ensayo O. Integridad de la interfaz de deslizamiento: Se deben aplicar los requisitos del ensayo D3. Además, la muestra de ensayo debe quedar libre de grietas y de cualquier señal de daño.
- Ensayo E. Condición sísmica: Se deben aplicar los mismos criterios de aceptación que para los ensayos de condiciones dinámicas.

- Prueba B. Bidireccional: No debe haber señal alguna de pandeo, deformación permanente o dislocación en la superficie de la placa de acoplamiento de acero inoxidable.
- Ensayo P1. Valor de referencia para el ensayo de producción
- Ensayo P2. Verificación de propiedades: Se debe aplicar el criterio de aceptación del ensayo de condiciones de servicio.
- Ensayo P3. Valor de referencia para la influencia del envejecimiento: Se debe considerar en el diseño el cambio del valor de la fricción con respecto al establecido con el ensayo P1.

Para todas las condiciones de carga, el movimiento de las superficies de deslizamiento debe ser suave, de tal manera que no produzca el tipo de vibraciones que resultarían de su trabazón.

La fluctuación de la fuerza lateral se debe limitar a un margen ± 5 por ciento con respecto a la fuerza restauradora promedio para cualquier desplazamiento lateral igual o menor que el 85 por ciento del desplazamiento máximo de ensayo. La fuerza de restauración promedio se debe obtener a partir de la línea recta que mejor ajuste, de acuerdo con una interpolación de mínimos cuadrados, la respuesta delimitada por ± 85 por ciento el desplazamiento máximo.

El coeficiente de fricción y todos los parámetros de desempeño asociados deben quedar dentro de los límites especificados en las Especificaciones de Diseño bajo las condiciones de ensayo especificadas en C.7.4.1.5.

Los límites superior e inferior de los valores de diseño, dependientes de la temperatura, envejecimiento y la vida útil, se deben basar en los resultados de los ensayos de fricción a largo plazo de acuerdo con C.7.4.1.4. Se debe suponer que el cociente de estos valores es igual al cociente de los coeficientes dinámicos de fricción $\mu_{din,max}$ y $\mu_{din,min}$ medidos al final de la fase B bajo la consideración de las temperaturas T_U y T_L , respectivamente. La influencia del envejecimiento en el coeficiente de fricción se debe establecer con el ensayo de envejecimiento de acuerdo con C.7.4.1.6.

Comentario:

La fricción dinámica aporta un mecanismo de disipación de energía al aislador mediante el movimiento controlado de las superficies deslizantes. Por lo tanto, es un parámetro relevante para establecer la respuesta lateral del sistema de aislamiento sísmico.

La fluctuación de la fuerza debida al fenómeno de trabazón en la superficie de deslizamiento depende de la manera en que se conecta el aislador a la máquina de ensayo.

La dependencia de la vida útil hace referencia al cambio en el coeficiente de fricción a largo plazo debido al deslizamiento acumulado durante la vida del sistema estructural aislado.

C.7.1.2.7 Resistencia al desgaste (abrasión)

El desgaste de las superficies de deslizamiento durante su vida útil y como consecuencia de la ocurrencia de un evento con la intensidad sísmica infrecuente, se debe limitar de tal manera que se tenga un margen de seguridad adecuado para el correcto funcionamiento del aislador de acuerdo con los ensayos indicados en C.7.4.1.4 y C.7.4.1.5. Se deben cumplir los siguientes requisitos:

- a) La reducción del espesor del material deslizante (Figura C.7.2), establecida como la diferencia entre el espesor del material deslizante en 1 o más ubicaciones colocadas simétricamente, medido antes y después del ensayo de capacidad en compresión y corregido por el efecto del flujo plástico, debe ser igual o menor que el 20 por ciento del espesor inicial;
- b) La profundidad de cualquier rayón en la superficie de acero inoxidable debe ser igual o menor que 0.05 mm;
- c) La deformación de las placas de respaldo debe limitarse de tal manera que la desviación máxima Δz de la superficie curva teórica contenida en el área de acoplamiento de la lámina deslizante, sea igual o menor que el mayor valor entre $0.0003L$ y 0.2 mm, donde L es el diámetro del círculo que circunscribe una o múltiples láminas de material deslizante.

Comentario:

Los elementos deslizantes son componentes críticos de los aisladores deslizantes tipo péndulo de fricción. Mantener en buen estado el material deslizante después de la ocurrencia de sismos intensos evita intervenciones de mantenimiento

o rehabilitación, que pueden resultar complicadas y costosas. El fin de la revisión de la resistencia a desgaste es mostrar la capacidad del aislador para sobrevivir sin intervenciones las acciones de servicio y sísmicas durante su vida útil. La deformación por flujo plástico puede llegar a ser significativa, por lo que debe restarse de la reducción medida del espesor del material deslizante para evaluar correctamente la extensión del desgaste. En ausencia de mediciones más precisas, el cambio de espesor de la capa de material deslizante después de 48 horas de carga constante sin movimiento deslizante puede tomarse como la corrección que se debe aplicar por flujo plástico.

C.7.2 Materiales

C.7.2.1 Material deslizante

Solo se deben utilizar materiales adecuados para la fabricación de los deslizadores tipo péndulo de fricción de acuerdo con lo indicado en la EN 1337-2 o procedimientos ETA equivalentes para apoyos estructurales.

Comentario:

Dentro de los materiales más usados como material deslizante se encuentran las hojas y mallas de politetrafluoroetileno (PTFE) y de polietileno de ultra alto peso molecular (UHMWPE). Para las superficies de deslizamiento primarias es común usar placas lisas de acoplamiento de acero inoxidable.

C.7.2.2 Superficies de acoplamiento

Se admite el uso de acero inoxidable con un espesor mínimo de 2.5 mm. El acero debe cumplir con lo indicado en la EN 10088-2 o en la norma mexicana que aplique. No se admite el uso de recubrimientos de níquel cromo por adherencia química.

Las características de la superficie primaria de deslizamiento deben ser definidas por el fabricante, y se deben considerar durante los ensayos de deslizamiento indicados en C.7.4.1.4 y C.7.4.1.5. En caso de que la superficie primaria de deslizamiento tenga la función de disipar energía, el fabricante debe indicar los requisitos para sus características superficiales de acuerdo con lo indicado en la EN ISO 4287 para la rugosidad R_z y en la EN ISO 6507-2 para la dureza.

Las características superficiales de la superficie secundaria de deslizamiento y de la superficie primaria de deslizamiento cuando esta no deba aportar disipación de energía deben satisfacer lo indicado en las secciones 5.4 y 5.5 de la EN 1337-2.

Se deben realizar ensayos de prototipo y de producción en cada lote de material para verificar que se cumplen con sus requisitos.

Comentario:

Para las superficies de deslizamiento, la EN 15129 admite que las placas de respaldo sean recubiertas con al menos 100µm de cromado duro de acuerdo con la EN ISO 6158, el cual es un recubrimiento de tipo electrolítico. Sin embargo, debido a la falta de experiencia en el mercado internacional con este tipo de recubrimiento y su control de calidad en la aplicación de aisladores sísmicos, por el momento, este Norma solo considera el uso de acero inoxidable.

C.7.2.3 Lubricantes

Si la superficie de deslizamiento debe quedar lubricada, el material lubricante debe retener sus propiedades dentro del intervalo de temperaturas indicado en las Especificaciones de Diseño, y no debe resinificar o atacar a los demás materiales ubicados en la interfaz de deslizamiento.

Comentario:

El propósito del lubricante es reducir la resistencia a la fricción y reducir problemas de abrasión.

C.7.2.4 Placas de respaldo

Las placas de respaldo se deben fabricar con acero estructural laminado en caliente. También se puede utilizar acero inoxidable o acero fundido. Según proceda, las placas deben seguir lo indicado en la EN 10025, ISO 1083, ISO 3755 o la EN 10088. En su caso, se podrá usar la norma mexicana que aplique.

C.7.3 Diseño

C.7.3.1 Capacidad de carga en compresión

Se debe verificar la capacidad de carga de acuerdo con los incisos 6.3.1 y 6.3.3 de la EN 1337-7.

Para superficies esféricas de deslizamiento con ángulo incluido 2θ igual o menor que 60° , el método de verificación de esfuerzos debe estar en conformidad con la EN 1337-7. Para superficies de deslizamiento esféricas con ángulo incluido 2θ mayor que 60° , la verificación del esfuerzo en compresión se debe llevar a cabo con métodos de cálculo adecuados, tal como el de elementos finitos.

Comentario:

La figura C.7.5 ilustra el ángulo 2θ correspondiente a un aislador tipo péndulo de fricción.

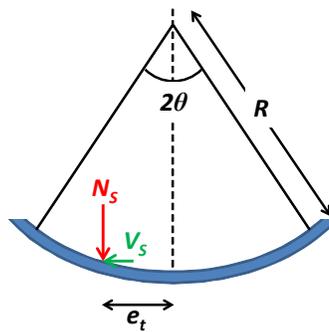


Figura C.7.5 Definición de 2θ y e_t para aislador tipo péndulo de fricción

C.7.3.2 Capacidad de desplazamiento horizontal

Las dimensiones de la superficie de acoplamiento primaria se deben proporcionar de tal manera que en toda condición cubra por completo el material deslizante primario.

Comentario:

Ver figuras C.7.1 y C.7.2.

C.7.3.3 Capacidad de rotación

Las dimensiones de la superficie de acoplamiento secundaria se deben proporcionar de tal manera que en toda condición cubra por completo el material deslizante secundario.

C.7.3.4 Resistencia a la fricción

C.7.3.4.1 General

Aunque durante la deformación lateral del aislador se desarrolla fricción tanto en la superficie primaria de deslizamiento como en la superficie secundaria de deslizamiento, los requisitos para estas dos superficies son diferentes, ya que mientras que la fricción en la primera aporta capacidad para disipar energía, en la segunda es necesario minimizarla para asegurar una distribución adecuada de presión en los materiales deslizantes.

C.7.3.4.2 Fuerza de fricción máxima resistente

Se debe usar el coeficiente de fricción estático μ_{max} para verificar el aislador y la estructura a la que se le incorpora. El valor de diseño de la fuerza de fricción máxima resistente F_{max} se establece como:

$$F_{max} = \mu_{max} N_{VS} \text{signo}(\dot{d}_b)$$

donde $\text{signo}(\dot{\mathbf{d}}_b)$ es el signo de la velocidad $\dot{\mathbf{d}}_b$, y \mathbf{d}_b el desplazamiento relativo de las dos superficies de deslizamiento.

Para la superficie primaria de deslizamiento, los valores de μ_{max} se deben obtener a partir de ensayos de fricción a largo plazo de acuerdo con C.7.4.1.4. Los valores de diseño para diferentes niveles de presión corresponden a los máximos medidos en las fases A, C y D, al final del ensayo a varias presiones. Los valores intermedios se deben obtener por interpolación lineal o con la ecuación C.7.4. Para presiones menores que $0.08f_k$ o mayores que $0.33f_k$, donde f_k es la resistencia característica en compresión del material deslizante, se debe suponer que el coeficiente de fricción es igual al valor límite correspondiente.

Se debe especificar el valor de T_L en las Especificaciones de Diseño. En ausencia de valores más precisos, se debe utilizar un valor de 0°C .

Cuando se utiliza PTFE lubricado como material deslizante para la superficie secundaria de deslizamiento, su coeficiente de fricción debe cumplir con la sección 4.1 de la EN 1337-2. El coeficiente de fricción de los materiales deslizantes que no cumplan con ese apartado deberá cumplir con los valores especificados en los procedimientos ETA equivalentes para apoyos estructurales.

C.7.3.4.3 Aislamiento por deslizamiento

El comportamiento del aislador durante un evento sísmico se debe regir por las características geométricas y de fricción de la superficie primaria de deslizamiento. Los valores límite superior e inferior del coeficiente dinámico de fricción se deben utilizar para el diseño y verificación del aislador, y para establecer, respectivamente, los valores de K_{Mmax} y K_{Mmin} indicados en 13.2.2.

Comentario:

C.7.3.5 Placas de respaldo

Las placas de respaldo deben ser elementos macizos, sin huecos o nervaduras de aligeramiento, y se deben diseñar y verificar de acuerdo con la sección 6.9 de la EN 1337-2.

Comentario:

Para el uso de la sección 6.9 del EN 1337-2, se requiere adaptar la ecuación 6 que ahí se indica al material de deslizamiento que se use.

C.7.3.6 Separación de superficies de deslizamiento

La separación de las superficies de deslizamiento puede provocar desgaste debido a la contaminación y a una mayor deformación del material de deslizamiento debido a un confinamiento inadecuado. Debido a que esto podría poner en riesgo la aptitud para su uso a largo plazo, se debe considerar $\sigma_p = 0$ como condición para el estado límite de servicio, donde σ_p es la presión de contacto. Por tanto, se debe verificar que $\sigma_p \geq 0$ para cargas de servicio. Para la verificación se debe suponer que el material deslizante es elástico lineal y las placas de respaldo, rígidas.

Para superficies de deslizamiento esféricas con un ángulo incluido 2θ igual o menor que 60° , la condición $\sigma_p \geq 0$ se satisface para condiciones de servicio cuando la excentricidad total e_t es igual o menor que $\frac{L}{8}$, donde L es el diámetro del área proyectada. Para superficies de deslizamiento esféricas con un ángulo incluido 2θ mayor que 60° , la verificación de la condición $\sigma_p \geq 0$ se debe llevar a cabo con métodos de cálculo adecuados, tal como el de elementos finitos.

Comentario:

La excentricidad e_t se ilustra en la figura C.7.5.

C.7.4.1 Ensayos de prototipo

C.7.4.1.1 Generalidades

Se deben ensayar el aislador y muestras de los componentes deslizantes para demostrar el cumplimiento de los requerimientos de desempeño especificadas en C.7.1.2.

Los ensayos se deben agrupar de acuerdo con el criterio de que la energía de entrada total al aislador en cada grupo sea igual o menor que 1.5 veces la energía disipada por el aislador durante la intensidad sísmica infrecuente.

Si se requieren ciclos de entrada y salida para la correcta ejecución del ensayo, se debe tener en cuenta la energía de entrada asociada.

Los ensayos se deben realizar a una temperatura de 23 ± 5 °C, a menos que se especifique otra temperatura en C.7.4 o en las Especificaciones de Diseño.

Los resultados obtenidos con ensayos en aisladores similares (dispositivos de referencia) que satisfacen todos los requisitos de C.7.4.1.1 se pueden usar para aisladores nuevos siempre y cuando:

- 1) El desplazamiento de diseño del aislador nuevo quede dentro de un margen de ± 20 por ciento con respecto al valor de diseño de referencia;
- 2) La capacidad de carga del nuevo dispositivo quede dentro de un margen de ± 20 por ciento con respecto al valor de diseño de referencia;
- 3) Los coeficientes de fricción de diseño son iguales para el dispositivo nuevo y el de referencia;
- 4) Los materiales básicos para los elementos deslizantes son iguales para el dispositivo nuevo y el de referencia;
- 5) El radio de curvatura de las superficies curvas primarias y secundarias quede dentro de un margen de ± 20 por ciento con respecto al valor de diseño de referencia.

Antes de realizar estos ensayos, se debe precargar al aislador durante 10 minutos con una carga axial en compresión igual a N_{VD} . Se debe medir al final del tiempo de precarga el espesor del material deslizante en tres ubicaciones espaciadas simétricamente, tanto en el elemento deslizante primario como en el secundario, con un dispositivo de medición con una precisión de hasta 0.05 mm. Estos espesores representan los valores de referencia para verificaciones posteriores.

Comentario:

El programa de ensayos implica una energía de entrada total sustancial. Debido a esto, se requiere de cuidado durante la ejecución del programa de ensayos, para asegurar que cualquier ensayo realizado en sucesión rápida no sobrecaliente excesivamente el aislador. Para mantener esto último bajo control, la temperatura en el centro del material de deslizamiento primario debe ser monitoreada y reportada. Es aconsejable dividir el programa de ensayos en grupos. Después de realizar los ensayos correspondientes a un grupo, es importante dejar que el aislador se enfríe a una temperatura especificada por el fabricante antes de realizar el siguiente grupo de ensayos.

La energía de entrada es un parámetro esencial que se debe indicar en las Especificaciones de Diseño. Para establecer su valor resultan muy útiles los resultados de los análisis dinámicos paso a paso indicados en 13.2.4

Los ensayos enumerados en C.7.4.1.1 pueden llevarse a cabo en un orden diferente al presentado.

Por razones de seguridad, la medición del espesor del material deslizante se puede llevar a cabo con sensores electrónicos o sustituida por una medición en los dispositivos descargados siempre y cuando se disponga de reglas de conversión apropiadas para la condición cargada.

Si como se muestra en la figura C.7.2, el material deslizante queda empotrado en su placa de apoyo, el espesor del material deslizante corresponde al ancho que sobresale con respecto a la superficie de la placa de apoyo.

C.7.4.1.2 Capacidad en compresión para desplazamiento lateral nulo

Para el ensayo de la capacidad en compresión del aislador, se debe aplicar, para un desplazamiento lateral nulo, una carga constante de $1.3N_{VS}$ durante 1 min. Se debe registrar de manera continua la curva fuerza-desplazamiento vertical.

Comentario:

El objetivo de este ensayo es verificar la capacidad del aislador ante una sobrecarga. Para mayores detalles ver C.7.1.2.2.

C.7.4.1.3 Fuerza de fricción en condiciones de servicio

Para el ensayo de la fuerza máxima de fricción que desarrolla el aislador en condiciones de servicio, se debe aplicar, para un desplazamiento lateral nulo, una carga constante de N_{VS} durante 30 min, tras lo cual se debe aplicar una velocidad de deslizamiento v igual o menor que 0.1 mm/s durante 1 min. Se debe registrar de manera continua la curva fuerza-desplazamiento lateral.

Comentario:

El objetivo de este ensayo es verificar la fuerza lateral máxima de fricción que es capaz de desarrollar el aislador en condiciones de servicio.

C.7.4.1.4 Coeficiente de fricción estático

Se debe llevar a cabo un ensayo de fricción a largo plazo de acuerdo con un programa que se apegue a lo indicado en la tabla C.7.1.

Tabla C.7.1 Programa para ensayo de fricción a largo plazo

Fase	1	2	3	4	5
Tipo	A	B	A	C	D
Distancia	22 m	s_t	22 m	22 m	22 m

Para el ensayo, la probeta debe tener un diámetro de material deslizando L igual a 75 mm, y las superficies de acoplamiento y de material deslizando deben cumplir lo indicado en la EN 1337-2 o ETA equivalente.

Durante las fases A, C y D, se deben medir los coeficientes estáticos de fricción a las diferentes temperaturas indicadas en la tabla C.7.2 y la figura C.7.6.

Tabla C.7.2 Condiciones para el ensayo de fricción

Tipo A (Fases 1 y 3), C (Fase 4), D (Fase 5) ... Temperatura – Programa – Ensayo			
Presión de contacto en el material deslizando	σ_p	Tipo A: $0.33 f_k \sigma^{+3}$ Tipo C: $0.17 f_k \sigma^{+3}$ Tipo D: $0.08 f_k \sigma^{+3}$	MPa
Temperatura	T	0/-10/-20/-35/+35/+21 (± 1)	°C
Gradiente de temperatura		0.5 \pm 1.0	°C / min
Tiempo de precarga	t_{pl}	1	H
Recorrido	s_A	10 $\sigma^{+0.5}$	mm
Tiempo de espera al final de los recorridos	t_0	12 \pm 1	S
Número de ciclos	n	1100	
Velocidad de deslizamiento	v	0.4 $\sigma^{+0.1}$	mm / s
Espera entre fases	t_i	1	H
Tipo B (Fase 2)			
Presión de contacto del material deslizando	σ_p	0.33 $f_k \sigma^{+3}$	MPa
Temperatura	T	21 \pm 1	°C
Gradiente de temperatura		0.5 \pm 1.0	°C / min
Recorrido	s_B	8 $\sigma^{+0.5}$	mm
Número de ciclos	n	$n = \frac{s_t}{2s_B}$	
Velocidad de deslizamiento	v_a	≥ 2	mm/s

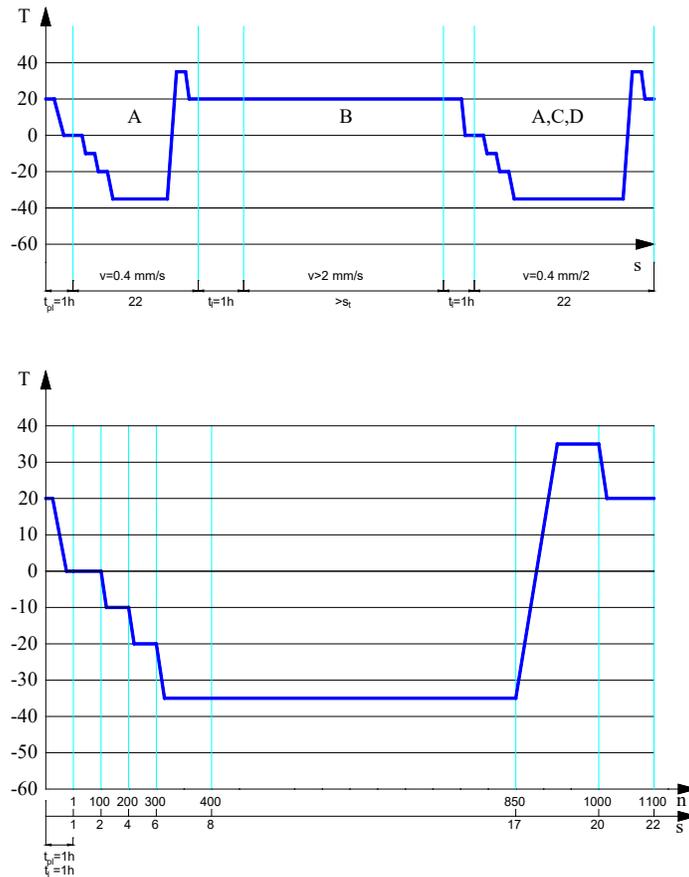


Figura C.7.6 Perfil de temperatura para el ensayo de deslizamiento a largo plazo

Si la temperatura mínima, T_{min} , para el uso previsto se amplía a $-50\text{ }^{\circ}\text{C}$, el intervalo de temperatura para el programa de ensayos de temperatura se debe ampliar de acuerdo con lo mostrado en la figura C.7.7. T_{min} es la temperatura de servicio más baja probable y no es igual a T_L . Si el valor de T_{min} es mayor que la temperatura considerada para algunos de los ensayos que conforman el programa de ensayos de temperatura, la temperatura se mantendrá constante e igual a T_{min} durante ese ensayo.

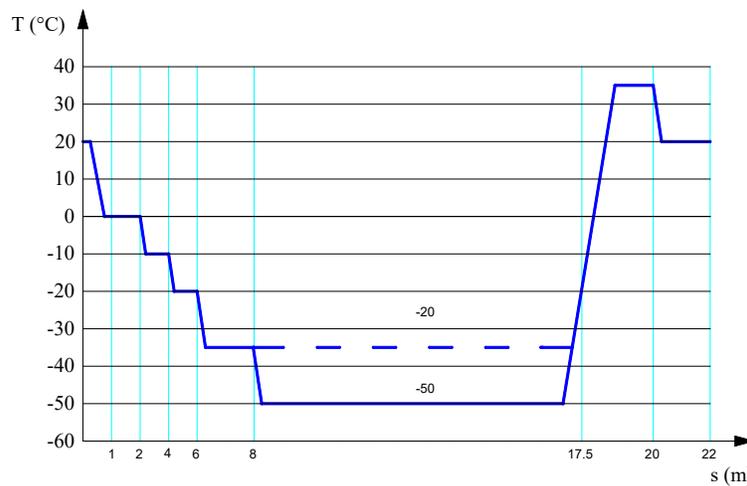


Figura C.7.7 Ejemplo de programa de temperaturas para ensayo de deslizamiento a largo plazo ($T_{min} = -50$ y $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$)

Comentario:

El objetivo del ensayo es determinar el coeficiente de fricción estático de muestras de material, así como la resistencia al desgaste de la superficie primaria de deslizamiento. Los principios de verificación, los términos y definiciones, así como las especificaciones para el equipo de ensayo y las probetas se pueden encontrar en el Anexo D de la EN 1337-2.

En Ciudad de México no se alcanzan temperaturas tan bajas como en Europa, de tal manera que la temperatura mínima que se debe especificar es mucho mayor que la considerada en Europa para hacer los ensayos a bajas temperaturas.

C.7.4.1.5 Ensayos de aislamiento por deslizamiento

El programa de ensayos se debe realizar de acuerdo con la [tabla C.7.3](#). Con base en los resultados de estos ensayos, el/la Proyectista debe ser capaz de establecer los valores del coeficiente de fricción para las diferentes condiciones de carga que use para el diseño del sistema aislado.

Se deben reportar con una gráfica fuerza-desplazamiento los ciclos de histéresis para cada ensayo dentro del programa.

Se debe usar para los ensayos, una variación sinusoidal del tipo $d(t) = d_0 \text{sen}(2\pi f_0 t)$ para la historia de desplazamiento en el tiempo. El valor de la frecuencia de ensayo f_0 [Hz] se debe establecer en relación con la amplitud del ciclo histérico d_0 [mm] de tal manera que, para cada ensayo, la velocidad máxima durante el ciclo $v_0 = 2\pi f_0 d_0$ [mm/s] sea igual al valor especificado de v_{dmax} .

El coeficiente dinámico de fricción μ_{din} se debe evaluar como sigue:

(a) Para el primer ciclo:

$$\mu_{din,1} = \frac{H_1}{4N_s d_0} \tag{C.7.2}$$

(b) Para 3 ciclos:

$$\mu_{din,3} = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^3 \frac{H_i}{4N_s d_0} \tag{C.7.3}$$

donde H_i es el área contenida en el i -ésimo ciclo de histéresis; y N_s la carga axial considerada para el ensayo.

Tabla C.7.3 Matriz de programa de ensayos para verificar el comportamiento del aislador deslizante

Condición	Ensayo	Carga de compresión N_s [kN]	Desplazamiento d_0 [mm]	Velocidad máxima v_0 [mm/s]	Número de ciclos completos
Servicio	S	N_{VS}	Movimiento no sísmico máximo	5	20
Referencia	P1	N_{VS}	1.0 D_{TM}	50	3
Dinámica 1	D1	N_{VS}	0.25 D_{TM}	0.25 (2 $\pi f_0 D_{TM}$)	3
Dinámica 2	D2		0.5 D_{TM}	0.5 (2 $\pi f_0 D_{TM}$)	3
Dinámica 3	D3		1.0 D_{TM}	2 $\pi f_0 D_{TM}$	3
Integridad de la interfase de deslizamiento	O	N_{VS}	1.0 D_{TM}	2 $\pi f_0 D_{TM}$	3
Sísmica	E	N_{max} y N_{min}	1.0 D_{TM}	2 $\pi f_0 D_{TM}$	3
Bidireccional	B	N_{VS}	1.0 D_{TM}	2 $\pi f_0 D_{TM}$	3
Verificación de propiedad	P2	N_{VS}	1.0 D_{TM}	2 $\pi f_0 D_{TM}$	3
Envejecimiento	P3	N_{VS}	1.0 D_{TM}	50	3

El ensayo B se debe llevar a cabo bajo la aplicación simultánea de una señal con una variación sinusoidal de desplazamiento en dos direcciones perpendiculares. Si el equipo de ensayo no tiene capacidad para llevar a cabo el ensayo B, se puede completar el ensayo tras rotar 90° el aislador de tal manera de involucrar una trayectoria perpendicular de desplazamiento a la considerada en ensayos anteriores.

La rigidez K_2 se debe obtener, como se muestra en la [figura C.7.8](#), a partir de la línea recta que mejor ajuste, de acuerdo con una interpolación de mínimos cuadrados, la respuesta delimitada por 95 por ciento del desplazamiento máximo en cada sentido de la dirección del ensayo. Se debe obtener un valor de K_2 para cada una de las porciones superior e inferior del ciclo histérico, y además obtener el promedio de estos dos valores.

Al final del programa de ensayos contenido en la [tabla C.7.3](#), se debe medir de nuevo el espesor del material deslizante en presencia de una carga axial N_{VS} con un dispositivo de medición con una precisión de hasta 0.05mm, en las mismas ubicaciones que se usaron para evaluar los valores de referencia de acuerdo con [C.7.4.1.1](#); tras lo cual se desensamblará el aislador para una inspección visual e instrumental.

Comentario:

El objetivo de los ensayos de [C.7.4.1.5](#) es verificar el comportamiento dinámico de los aisladores en términos de propiedades como el coeficiente de fricción, capacidad de disipación de energía y estabilidad ante la repetición de ciclos.

Por lo general, para poder establecer el valor del coeficiente μ para diferentes condiciones de carga, el/la Proyectista debe ser capaz de establecer una expresión para esta propiedad en función de la presión de contacto σ_p . Por ejemplo, para un material termoplástico se puede utilizar la siguiente ecuación:

$$\mu = \frac{C_\mu}{\sqrt{\sigma_p}} \tag{C.7.4}$$

donde C_μ es una constante.

Debido a que el coeficiente μ depende, además y entre otras cosas, del tipo de material deslizante, la rugosidad de las superficies de contacto, la temperatura y la velocidad, el/la Proyectista debe tomar en cuenta todo esto para establecer su valor para las diferentes condiciones de carga.

La ecuación para obtener un patrón de "hoja de trébol" es la siguiente:

$$(x^2 + y^2)^3 = x^2y^2 \tag{C.7.5}$$

La [Figura C.7.6](#) muestra el intervalo de desplazamientos para el cual debe estimarse la rigidez K_2 .

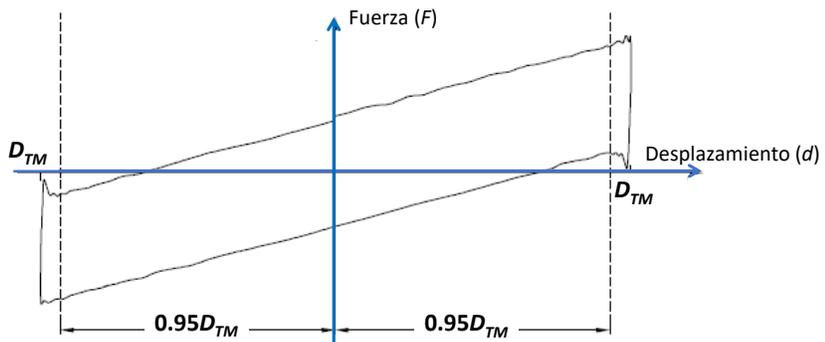


Figura C.7.8 Intervalo de desplazamientos que debe considerarse para estimar K_2

A menos que se indique algo diferente en las Especificaciones de Diseño, la rigidez K_2 para un ciclo debe ser el promedio entre las correspondientes a las porciones superior e inferior de esos ciclos.

C.7.4.1.6 Ensayo de envejecimiento

El ensayo de envejecimiento se debe llevar a cabo con muestras de los elementos deslizantes que hayan sido previamente ensayados de acuerdo con las condiciones del ensayo P1 de la [tabla C.7.3](#), para determinar el cambio del coeficiente dinámico de fricción.

Se deben aplicar al ensayo de envejecimiento los requisitos del ensayo P3 de la [tabla C.7.3](#). Antes del ensayo P3, se debe exponer al material deslizante durante 14 días a una temperatura de 70 °C en condiciones anaeróbicas. El coeficiente dinámico de fricción no debe cambiar en más de 20 por ciento debido al envejecimiento después del ensayo P3.

Comentario:

El objetivo del ensayo es verificar, mediante una prueba de envejecimiento acelerado, la influencia del envejecimiento del material deslizante en términos de su resistencia a la fricción.

Este ensayo suele hacerse solo una vez con fines de certificación de los dispositivos.

C.7.4.2 Ensayos de producción**C.7.4.2.1 Ensayo para la verificación de propiedades**

Un aislador completo a escala natural por lote de producción se debe someter a ensayos de producción de acuerdo con lo siguiente:

- a) Capacidad en compresión (C.7.1.2.2 y C.7.4.1.2);
- b) Resistencia de fricción máxima en condiciones de servicio (C.7.1.2.5 y C.7.4.1.3);
- c) Ensayo P1 (C.7.1.2.6 y C.7.4.1.5).

Para efectos de los ensayos de producción, un lote de producción debe ser un conjunto de no más de 20 unidades idénticas. Los aisladores diseñados para diferentes movimientos debidos a acciones no sísmicas se consideran idénticos con este propósito si todos los demás parámetros de diseño son iguales.

Si la capacidad de carga de un aislador excede en 20 por ciento el peso total de la superestructura, se debe duplicar el número de unidades de producción sometidas a ensayos de producción para ese lote. Se debe aplicar este mismo requisito de acuerdo con lo indicado para los ensayos de prototipo.

C.7.4.2.2 Ensayo de los materiales

Los ensayos de materias primas y componentes se deben llevar a cabo de acuerdo con la tabla 16 de la EN 1337-2 o en presencia de otros materiales deslizantes las regulaciones equivalentes de la ETA correspondiente.

Comentario:

El respectivo ensayo de fricción a corto plazo se puede utilizar para la evaluación de la conformidad de un material no lubricado en superficies primarias de deslizamiento.

C.7.5 Fabricación, ensamblado y tolerancias**C.7.5.1 Elementos deslizantes**

Los materiales deslizantes se deben fijar al dispositivo de acuerdo con lo indicado en el inciso 7.1.1 de la EN 1337-2 o los métodos especificados en ETAs equivalentes.

La desviación máxima Δz de la superficie curva teórica contenida en el área de la placa de acoplamiento debe ser igual o menor que el mayor valor entre $0.0003L$ y 0.2 mm. Se debe asegurar que la placa de acoplamiento quede en contacto total con la placa de respaldo en el área que estará en contacto con el material deslizante.

C.7.5.2 Lubricación

Después de la limpieza y antes del ensamblado, la lámina deslizante de la superficie secundaria de deslizamiento se debe lubricar de acuerdo con la EN 1337-2 de forma que se llenen todas las cavidades.

Se debe evitar cualquier contaminación del material de deslizamiento con lubricante para la superficie primaria de deslizamiento.

C.7.5.3 Placas de respaldo

La superficie de la placa de respaldo en contacto con los materiales deslizantes o con las placas de anclaje y nivelado deben ser tratadas de tal manera que la desviación máxima Δz con respecto a la superficie curva teórica sea igual o menor que el mayor valor entre $0.0003d_2$ y 0.2 mm, donde d_2 es la longitud de la diagonal o diámetro de la placa de respaldo.

C.7.5.4 Ensamblado

Todos los dispositivos se deben ensamblar en las instalaciones del fabricante. Se deben proporcionar seguros temporales para que sea posible transportar el producto ensamblado en un embalaje protector, de tal manera que el aislador permanezca intacto cuando se desempaque e instale. El embalaje debe ser adecuado en términos de evitar daños por impacto, así como la contaminación por polvo y humedad durante el transporte y almacenamiento. Todos los dispositivos se deben entregar listos para instalación y debidamente marcados con códigos de identificación. Los dispositivos se deben marcar con una placa en su superficie superior para una clara identificación en cuanto a su ubicación y orientación. No se debe desensamblar el aislador en el sitio de la construcción sin la supervisión del fabricante.

C.7.5.5 Protección contra la contaminación y la corrosión

Cuando la lámina de acero inoxidable se fije por medio de la unión completa del área o mediante una soldadura continua de filete, y la superficie de la placa de respaldo a la que se une dicha lámina esté libre de óxido o agentes contaminantes, no se requiere de algún tratamiento adicional de la superficie de la placa de respaldo que queda por debajo de la lámina de acero inoxidable. En caso de que se use soldadura discontinua de filete, se debe proporcionar algún mecanismo para evitar la posible contaminación por humedad de dicha superficie.

Las áreas de la placa de respaldo ubicadas por debajo del material deslizante y láminas de acero inoxidable que se fijen por medio de confinamiento, atornillado o remachado, se deben proteger con una capa de primer (espesor de película seca de 20 a 100 μm).

Se deberá prevenir la contaminación de la superficie de deslizamiento por medio de aditamentos. Tales aditamentos se deben poder retirar de forma sencilla con fines de inspección.

Antes de su ensamblado, se deben limpiar las superficies deslizantes. Durante el ensamblado se deberán tomar medidas necesarias para evitar la contaminación de las superficies deslizantes.

C.7.5.6 Superficie de referencia para la instalación

Para garantizar la alineación de los aisladores de acuerdo con la EN 1337-11, se debe usar una superficie de referencia o instalar sobre el aislador algún dispositivo adecuado. La desviación en paralelo de la superficie de referencia con respecto a la proyección de plano de la superficie primaria de deslizamiento no debe exceder 0,001 rad.

La instalación del dispositivo se debe llevar a cabo de acuerdo con la EN 1337-11.

C.7.6 Deslizadores planos

C.7.6.1 Requisitos

Los elementos deslizantes de los deslizadores planos deben cumplir con la EN 1337-2 o quedar cubiertos por una ETA.

Los elementos deslizantes se deben combinar con un elemento giratorio de acuerdo con la EN 1337-1.

Cuando se utilicen deslizadores planos para disipar energía, en adición a resistir y transmitir cargas verticales y proveer flexibilidad lateral a la estructura aislada, sus elementos deslizantes deben cumplir lo indicado en C.7.1. Los deslizadores planos se deben utilizar como complemento a aisladores sísmicos que aporten la capacidad requerida de recentrado al sistema de aislamiento.

Comentario:

Puede verse a los deslizadores planos como el caso límite en que un deslizador tipo péndulo de fricción exhibe un radio de curvatura R infinito.

Los deslizadores tipo péndulo de fricción exhiben capacidad de recentrado que resulta de la curvatura de sus superficies deslizantes. Los dispositivos deslizantes de superficie plana carecen de esta capacidad.

C.7.6.2 *Materiales*

Los materiales deben cumplir con lo indicado [C.7.2](#).

C.7.6.3 *Diseño*

El diseño debe ajustarse a lo indicado [C.7.3](#).

C.7.6.4 *Ensayos*

Los ensayos deben cumplir con lo indicado [C.7.4](#).

C.7.6.5 *Fabricación, ensamblado y tolerancias*

La fabricación, ensamblado y tolerancias deben cumplir con lo indicado en [C.7.5](#).

REFERENCIAS

- AASHTO (2017). AASHTO LRFD bridge design specifications. Washington, D. C.: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Aguilar, G., Cano, G. y Alcocer, S. (1994), Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería ante cargas laterales, Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Zacatecas.
- Alcocer, S. (1997), Comportamiento sísmico de estructuras de mampostería: una revisión, Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz.
- Alcocer, S., Aguilar, G., Flores, L., Durán, R., López-Bátiz, O., Pacheco, M. y Mendoza, M. (1999), El sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999, Centro Nacional de Prevención de Desastres (SEGOB-UNAM).
- Avilés, J. y Pérez-Rocha, L. (2003), Soil-structure interaction in yielding systems, *Earthquake engineering & structural dynamics*, 32(11), 1749-1771.
- Avilés, J. y Pérez-Rocha, L. (2005), Design concepts for yielding structures on flexible foundation, *Engineering Structures*, 27(3), 443-454.
- Avilés, J. y Pérez-Rocha, L. (2011), Use of global ductility for design of structure-foundation systems, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(7), 1018-1026.
- Barragán, R., Arias, J., Vázquez, A. y Alcocer, S. (2005), Comparación de la respuesta dinámica del ensayo de viviendas a escala de uno, dos y tres niveles de mampostería confinada, Memorias del XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.
- Dobry, R. y Gazetas, G. (1988), Simple method for dynamics stiffness and damping of floating pile groups, *Geotechnique*, 38(4), 557-574.
- EERI & SMIS (2006), El sismo de Tecomán, México del 21 de enero de 2003, S. Alcocer y R. Klingner Editores.
- Eser, M. y Aydemir, C. (2011), The effect of soil-structure interaction on inelastic displacement ratio of structures, *Structural Engineering and Mechanics*, 39(5), 683-701.
- Gazetas, G. (1991), Foundation vibrations, *Foundation Engineering handbook* (págs. 553-593). US: Springer.
- Ghannad, M. y Ahmadnia, A. (2006), The effect of soil-structure interaction on inelastic structural demands, *European Earthquake Engineering*, 20(1), 23.
- INEEL (2017), Diseño por Sismo, Manual de Diseño de Obras Civiles. México: Comisión Federal de Electricidad.
- Kausel, E., Whitman, R., Morray, J. y Elsabee, F. (1978), The spring method for embedded foundations, *Nuclear Engineering and design*, 48(2-3), 377-392.
- Lu, X., Ye, L. y Li, M. (2014), Influence of minimum base shear force on the collapse resistance of super tall buildings, *Proceedings Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*. Anchorage, Alaska.
- Medeot R. (2004), Re-centering capability evaluation of seismic isolation systems based on energy concepts, Memorias 13avo Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica, Artículo No. 3106.
- Meek, J. y Wolf, J. (1991), Insights on cut off frequency for foundation on soil layer, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 20(7), 651-665.
- Ordaz M. y Pérez Rocha, L. (1998), Estimation of strength-reduction factors for elasto plastic systems: a new approach, *Earthquake engineering and Structural Dynamics*, 27(9), 889-901.

- Pacific Earthquake Engineering Center (2017), Tall Buildings Initiative Guidelines for performance based seismic design of tall buildings Version 2.03, Universidad de California en Berkeley.
- PEER/ATC-72-1 (2010), Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings, Applied Technology Council.
- Pérez-Gavilán, J., Pérez, A., Flores, L., Jean, R., Cesin, J., Tena, A. y Hernández, O. (2017), Relevant aspects of the new Mexico City's code for the design and construction of masonry structures, Memorias del 16° Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica. Santiago, Chile.
- Poulos, H. (1968), Analysis of the settlement of pile groups, *Geotechnique*, 18(4), 449-471.
- Rodriguez, M., Restrepo, J. y Carr, A. (2002), Earthquake induced floor horizontal accelerations in buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31, 693-718.
- Rodríguez, M., Reinoso, E., Núñez, J. y Restrepo, J. (2023), Aceleraciones de piso para el diseño sísmico de diafragmas, apéndices, y elementos no estructurales en edificios, Memorias del XXIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Guadalajara.
- Roesset, J. M. y Scaletti, H. (1979), Nonlinear effects in dynamic soil-structure interaction, *Proceedings 3rd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*. Rotterdam, Holanda.
- Rosenblueth, E. y Reséndiz, D. (1988), Disposiciones reglamentarias de 1987 para tener en cuenta interacción dinámica suelo-estructura, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Ruiz-Gómez, S. E. (2011), Recomendaciones para el diseño de edificios con disipadores de energía (en el marco de las NTCDS del RCDF) con comentarios, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Ruiz Gómez, S. E. (2019), Comentarios al Apéndice B (Edificios con disipadores de energía sísmica) de las NTCS-2017, Serie Investigación y Desarrollo, SID 706, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Ruiz Gómez, S. E. y Orellana Ojeda, M. A. (2021), Factores de amortiguamiento para espectros de desplazamiento de sistemas con disipadores de energía histeréticos, *Ingeniería sísmica*, 105, 31-58.
- Ruiz Gómez, S. E., Orellana Ojeda, M. A. y Santos Santiago, M. A. (2021), Factores de reducción de espectro para diseño de estructuras con amortiguamiento suplementario de tipo viscoso no lineal, Informe del Instituto de Ingeniería UNAM, para el ISCDF.
- Sieffert, J. y Cevaer, F. (1992), Handbook of impedance functions: Surface foundations, Ouest editions.
- Valenzuela-Beltrán, F. y Ruiz-Gómez, S. (2017), Factores de amplificación de espectros de diseño sísmico para estructuras con asimetría en fluencia, Serie de Investigación y Desarrollo, SID 701, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Valenzuela-Beltrán, F., Ruiz-Gómez, S., Reyes-Salazar, A. y Terán-Gilmore, A. (2018), Factores de amplificación de resistencia para estructuras con comportamiento asimétrico, *Revista de Ingeniería Sísmica*, 99, 48-81.
- Zepeda, J., Ojeda, M. y Alcocer, S. (1997), Comportamiento ante cargas laterales de muros de tabique perforado y multiperforado de arcilla, Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, México.

ESTÁNDARES Y GUÍAS

- ASCE/SEI 41-17 (2017), Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, American Society of Civil Engineering.
- ASCE/SEI 7-22 (2022), Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineering.
- EN 1337-1, Structural bearings — Part 1: General design rules, European Standard.
- EN 1337-2, Structural bearings — Part 2: Sliding elements, European Standard.
- EN 1337-3, Structural bearings — Part 3: Elastomeric bearings, European Standard.
- EN 1337-7, Structural bearings — Part 7: Spherical and cylindrical PTFE bearings, European Standard.
- EN 1337-11, Structural Bearings — Part 11: Transport, Storage and Installation, European Standard.
- EN 1998, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, European Standard.
- EN 10025, Hot rolled products of structural steels, European Standard.
- EN 10083, Steels for quenching and tempering, European Standard.
- EN 10088, Stainless steels, European Standard.
- EN 10088-2, Stainless steels — Part 2: Technical delivery conditions for sheet/plate and strip of corrosion resisting steels for general purposes, European Standard.
- EN 10210, Hot finished structural hollow sections of non-alloy and fine grain steels, European Standard.
- EN 10297, Seamless circular steel tubes for mechanical and general engineering purposes — Technical delivery conditions, European Standard.
- EN 15129, Anti-seismic devices, European Standard.
- EN ISO 4287, Geometrical product specifications (GPS) — Surface texture: Profile method — Terms, definitions and surface texture parameters (ISO 4287).
- EN ISO 4526, Metallic coatings — Electroplated coatings of nickel for engineering purposes (ISO 4526).
- EN ISO 4527, Metallic coatings — Autocatalytic (electroless) nickel-phosphorus alloy coatings — Specification and test methods (ISO 4527).
- EN ISO 6158, Metallic and other inorganic coatings — Electrodeposited coatings of chromium for engineering purposes (ISO 6158).
- EN ISO 6507-2, Metallic materials — Vickers hardness test — Part 2: Verification and calibration of testing machines (ISO 6507-2).
- FEMA 356 (2000), Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency and the American Society of Civil Engineers.
- Guía de Procedimientos y Lineamientos para La Ejecución de Pruebas de Laboratorio en Placas y Apoyos Integrales de Neopreno para Puentes (2014), Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

ISO, las normas ISO son un conjunto de estándares con reconocimiento internacional creados con el objetivo de ayudar a las empresas a establecer niveles de homogeneidad en relación con la gestión, prestación de servicios y desarrollo de productos industriales.

ISO 34, Rubber, vulcanized or thermoplastic — Determination of tear strength.

ISO 1083, Spheroidal graphite cast irons — Classification.

ISO 3755, Cast carbon steels for general engineering purposes.

ISO 4664, Rubber, vulcanized or thermoplastic — Determination of dynamic properties.

ISO 12944-9, Paints and varnishes — Corrosion protection of steel structures by protective paint systems — Part 9: Protective paint systems and laboratory performance test methods for offshore and related structures.

ISO 14737, Carbon and low alloy cast steels for general applications.