

- de cortante,
- de torsión,
- de flexión.

#### b. Limitación de daños – deformaciones

La estructura presentará las derivas de piso, ante las fuerzas especificadas por esta norma, inferiores a las admisibles definidos en la sección [4.2.2](#).

$\Delta_M < \Delta_M$  máxima

Dónde:

$\Delta_M$  Deriva de piso máxima horizontal inelástico

#### c. Ductilidad

Pueda disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las **técnicas de diseño por capacidad** (verificar deformaciones plásticas) o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico.

- En las [NEC-SE-DS](#) y [NEC-SE-CG](#) se determinan los efectos.
- En las [NEC-SE-HA](#), [NEC-SE-MP](#) y [NEC-SE-AC](#) se determinan las resistencias y deformaciones.

## 4.5. Métodos de diseño

### 4.5.1. Determinación de las fuerzas sísmicas laterales

En general, una estructura puede ser calculada mediante procedimientos de obtención de fuerzas laterales, estáticos o dinámicos. El procedimiento escogido dependerá de la configuración estructural, tanto en planta como en elevación, tal como definidos en la sección [5.2](#):

- Para el cálculo de estructuras regulares tanto en planta como en elevación ( $\phi_P = \phi_E = 1$  según la sección [5.2](#)) se podrán aplicar procedimientos estáticos de determinación de fuerzas laterales. Para todas las estructuras, la aplicación del método estático basado en fuerzas (véase la sección 6) se considerará como requisito mínimo.
- En los casos restantes, se utilizará el procedimiento de cálculo dinámico, descrito en la sección [6.2.2](#), que permiten incorporar efectos torsionales y de modos de vibración distintos al fundamental.
- También pueden utilizarse procedimientos alternativos de cálculo sísmico que tengan un adecuado fundamento basado en los principios establecidos por la dinámica de estructuras, llevados a cabo por un profesional especializado en comportamiento dinámico de estructuras.
- Para estructuras compuestas de sistemas específicos (sistemas de control y aislamiento a la base), se determinarán las fuerzas sísmicas mediante un cálculo dinámico (análisis paso a paso en el tiempo). Véase la sección [8](#).
- Se permite la utilización de otros procedimientos de cálculo sísmico, tales como los análisis no lineales, estáticos o dinámicos, que requieren de la aplicación de principios avanzados de Dinámica de Estructuras y de Ingeniería Sísmica, que podrán ser aplicados por profesionales

con los suficientes conocimientos de estas disciplinas.

#### 4.5.2. Metodologías de diseño sísmico

Se proponen los siguientes métodos:

- Diseño Basado en Fuerzas (DBF): es el método de referencia de la presente norma, utilizado para cualquiera estructura (véase la sección [6](#)).
- Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DBD): este método, que podrá ser utilizado en complemento y como alternativa al DBF (véase la sección [7](#)). Debe utilizarse con precaución, debido a la necesidad de manejo de nuevos conceptos descritos.
- Para estructuras compuestas de sistemas específicos (sistemas de control y aislamiento a la base), los métodos de análisis son los indicados en [FEMA 450](#). Se determinarán las fuerzas sísmicas mediante un cálculo dinámico (análisis paso a paso en el tiempo). Además, el diseñador se apoyará sobre los [capítulos 13 y 15 del BSSC](#) (2004) (véase la sección [8](#)).
- Para otros tipos de construcciones (puentes, tanques, etc.), se proponen referencias en la sección [9](#).
- El análisis de los **mecanismos plásticos** se hará mediante el método de **diseño por capacidad**

#### 4.5.3. Sistema elástico equivalente

Tanto en el Diseño Basado en Fuerzas (DBF) presentado en la sección [6](#), como en el Diseño Basado en desplazamientos (DBD) presentado en la sección [7](#) la respuesta real, no-lineal e inelástica de las estructuras es “linealizada” tal como se muestra esquemáticamente en la [Figura 5](#).

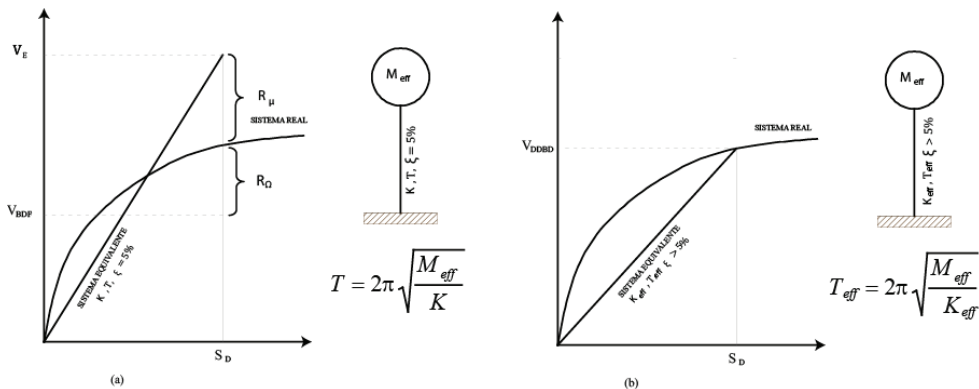


Figura 5 : Linearización equivalente

(a) amortiguamiento viscoso de 5%

(b) amortiguamiento viscoso > 5%

En el DBF, el sistema real es sustituido por un sistema elástico con 5% de amortiguamiento viscoso y cuya rigidez  $K$  y período  $T$  son estimados asumiendo:

- En el caso de las estructuras de hormigón: una cierta reducción de inercia por agrietamiento de las secciones (véase en la sección [6.1.6-b](#))

- En el caso de estructuras de acero: los espesores de las placas.

Cuando el sistema elástico se somete a las acciones sísmicas de diseño, se desarrolla un cortante basal elástico  $V_E$  que se reduce al cortante basal de fluencia  $V$  (presentado en la sección [6.3.2](#)), mediante la aplicación de un factor de reducción  $R$  que incluye:

- Reducciones de demanda por ductilidad  $R_\mu$
- Sobre resistencia  $R_\Omega$  (también puede incluir reducciones por redundancia).

## 5. Consideraciones para el pre-diseño y diseño conceptual

### 5.1. Separación entre estructuras adyacentes

#### 5.1.1. Separación dentro de la misma estructura

Todos los elementos de la estructura deben diseñarse y construirse para que actúen como un solo sistema estructural a efectos de resistir el sismo de diseño, a menos que intencionalmente se separen unos de otros una distancia suficiente para evitar problemas de colisión entre ellos.

Para determinar la distancia mínima de separación entre los elementos estructurales, se deberá verificar si los sistemas de entrepiso de cada una de las partes intencionalmente separadas coinciden a la misma cota en altura.

- Si no coinciden, la distancia mínima de separación será el promedio de los valores absolutos de los desplazamientos máximos horizontales inelásticos  $\Delta_M$ , para cada una de las partes de la estructura que se desee actúen separadamente.
- Si las cotas de los entrepisos coinciden, la separación mínima será la mitad del valor absoluto del desplazamiento máximo horizontal inelástico  $\Delta_M$  de una de las partes, el más desfavorable.

Dichos valores deben medirse en la dirección perpendicular a la junta que las separe, a menos que se tomen medidas para que no se produzcan daños a los elementos estructurales al utilizar una distancia menor.

La junta deberá quedar libre de todo material.

#### 5.1.2. Separación entre estructuras adyacentes

La normatividad urbana de las ciudades debería establecer la separación mínima que debe existir entre estructuras colindantes que no formen parte de la misma unidad estructural.

En ausencia de una reglamentación de este tipo, pueden utilizarse las siguientes recomendaciones:

##### a. Cuando ya exista una estructura colindante en la cual hay una separación previa con respecto al lindero del terreno

Caso 1: Si la cotas de los diferentes entrepisos coinciden con las cotas de los entrepisos de la estructura por diseñarse

$$\Delta_E \geq 0.25\Delta_{Mup} + 0.005H_{ev} - \Delta_{vn}$$

Dónde:

$\Delta_E$  Separación

$\Delta_{Mup}$  Desplazamiento del último piso

$H_{ev}$  Altura de la estructura vecina

$\Delta_{vn}$  Separación previamente existente entre la estructura vecina y la nueva

Caso 2: Si las cotas de los entrepisos de la estructura vecina no coinciden con las cotas de entrepisos de la estructura por diseñarse:

$$\Delta_E \geq 0.5\Delta_{Mup} + 0.01H_{ev} - \Delta_{vn}$$

Dónde:

$H_{ev}$  Altura de la estructura vecina

$\Delta_{vn}$  Separación previamente existente entre la estructura vecina y la nueva

**b. Cuando ya exista una estructura colindante en la cual no existe una separación con respecto al lindero del terreno**

Si no se conocen sus desplazamientos máximos, la regla es la siguiente:

- Si las cotas de los entrepisos de la estructura vecina coincidan con las cotas de la estructura por diseñarse, la distancia mínima de separación requerida será:

$$\Delta_E \geq 0.25\Delta_{Mup} + 0.005H_{ev}$$

Dónde:

$\Delta_E$  Fuerzas laterales de diseño reducidas

$\Delta_{Mup}$  Desplazamiento del último piso

$H_{ev}$  Altura de la estructura vecina

- Si las cotas de los entrepisos de la estructura vecina no coinciden con las cotas de entrepisos de la estructura nueva, la distancia mínima de separación requerida será:

$$\Delta_E \geq 2 \times (0.25\Delta_{Mup} + 0.005H_{ev})$$

Dónde:

$\Delta_E$  Fuerzas laterales de diseño reducidas

$\Delta_{Mup}$  Desplazamiento del último piso

$H_{ev}$  Altura de la estructura vecina

- Estructuras adosadas

Cuando no se haya construido aún en el terreno colindante y la reglamentación urbana permita construir estructuras adosadas, en aquellos pisos en los cuales se requiere adosamiento, la estructura debe separarse del lindero del terreno una distancia igual a:

$$\Delta_E = 0.5\Delta_{Mup}$$

Dónde:

$\Delta_E$  Fuerzas laterales de diseño reducidas

$\Delta_{Mup}$  Desplazamiento del último piso

### 5.1.3. Establecimiento de separaciones mínimas entre estructuras

El establecimiento de separaciones mínimas entre estructuras debe evitar el golpeteo entre estructuras adyacentes, o entre partes de la estructura intencionalmente separadas, debido a las deformaciones laterales.

Se considera el efecto desfavorable en que los sistemas de entrepiso de cada una de las partes intencionalmente separadas de las estructuras, o de estructuras adyacentes, no coincidan a la misma cota de altura.

Para los casos de coincidencia o no coincidencia, se establece la cuantificación de separación máxima.

## 5.2. Regularidad/configuración estructural

### 5.2.1. Configuración estructural

#### a. Configuraciones a privilegiar

Diseñadores arquitectónicos y estructurales procuraran que la configuración de la estructura sea simple y regular para lograr un adecuado desempeño sísmico. La [Tabla 11](#) muestra configuraciones estructurales recomendadas.

#### b. Configuraciones más complejas

Cambios abruptos de rigidez y resistencia como los mostrados en la [Tabla 12](#), deben evitarse con el fin de impedir acumulación de daño en algunos componentes en desmedro de la ductilidad global del sistema y por lo tanto no se recomiendan.

Al utilizar una configuración similar a las no recomendadas, el diseñador deberá demostrar el adecuado desempeño sísmico de su estructura, siguiendo los lineamientos especificados en la [NEC-SE-RE](#).

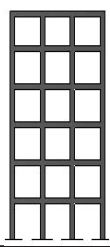
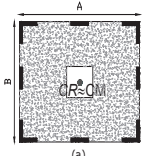
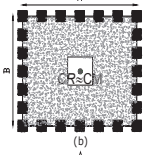
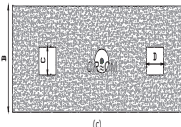
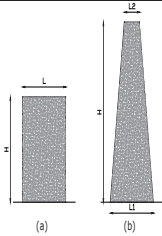

CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_{E1}$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_{P1}$	
<p>La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles.</p> <p><math>\phi_{E1}</math></p>		<p>La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa.</p> <p><math>\phi_{P1}</math></p>	 <p>(a)</p>  <p>(b)</p>  <p>(c)</p>
<p>La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional.</p> <p><math>\phi_{E1}</math></p>	 <p>(a)</p>  <p>(b)</p>		

Tabla 11 : Configuraciones estructurales recomendadas

IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN		IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p><b>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas.</b> La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p>		<p><b>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.</b></p> <p>Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p>
<p><b>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia.</b> La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>		
<p><b>Columna corta</b> Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>		

Tabla 12 : Configuraciones estructurales no recomendadas

### 5.2.2. Regularidad en planta y elevación

Una estructura se considera como regular en planta y en elevación, cuando no presenta ninguna de las condiciones de irregularidad descritas en la [Tabla 12](#) y [Tabla 13](#).

### 5.2.3. Irregularidades y coeficientes de configuración estructural

En caso de estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación, se usaran los coeficientes de configuración estructural, que “penalizan” al diseño con fines de tomar en cuenta dichas irregularidades, responsables de un comportamiento estructural deficiente ante la ocurrencia de un sismo.

La [Tabla 13](#) y la [Tabla 14](#) describen las tipologías de irregularidades que se pueden presentar con mayor frecuencia en las estructuras de edificación. Junto a la descripción se caracteriza la severidad (acumulativa o no) de tales irregularidades.

Los coeficientes de configuración estructural incrementan el valor del cortante de diseño, con la intención de proveer de mayor resistencia a la estructura, pero no evita el posible comportamiento sísmico deficiente de la edificación. Por tanto, es recomendable evitar al máximo la presencia de las irregularidades mencionadas.

*NOTA: en el DBD descrito en la sección 7, los coeficientes de configuración estructural reducen el desplazamiento objetivo para la estructura al considerar amplificación de derivas por la presencia de irregularidades.*

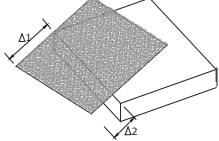
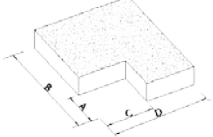
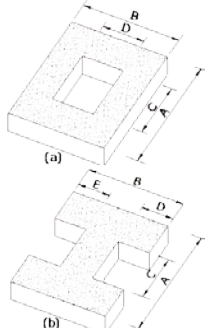
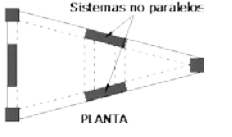
<p><b>Tipo 1 - Irregularidad torsional</b>  <math>\phi_{pi}=0.9</math>  <math display="block">\Delta &gt; 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}</math> </p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas</b> <math>\phi_{pi}=0.9</math>  <math>A &gt; 0.15B</math> y <math>C &gt; 0.15D</math></p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p><b>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso</b>  <math>\phi_{pi}=0.9</math>  a) <math>CxD &gt; 0.5Ax B</math>  b) <math>[CxD + CxE] &gt; 0.5Ax B</math></p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p><b>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos</b>  <math>\phi_{pi}=0.9</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Tabla 13: Coeficientes de irregularidad en planta



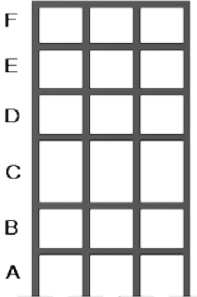
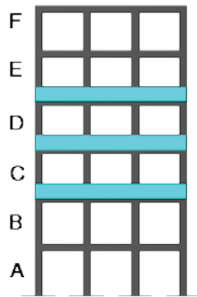
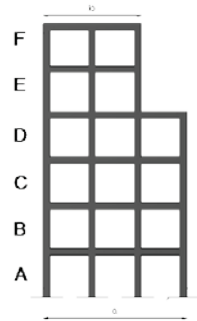
<p><b>Tipo 1 - Piso flexible</b>  <math>\phi_{Ei}=0.9</math>  Rigidez <math>K_c &lt; 0.70</math> Rigidez <math>K_D</math>  <math>Rigidez &lt; 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Distribución de masa</b>  <math>\phi_{Ei}=0.9</math>  <math>m_D &gt; 1.50 m_E</math> ó  <math>m_D &gt; 1.50 m_C</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p><b>Tipo 3 - Irregularidad geométrica</b>  <math>\phi_{Ei}=0.9</math>  <math>a &gt; 1.3 b</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Tabla 14 : Coeficientes de irregularidad en elevación

En el método DBD descrito en la sección 7, los coeficientes de configuración estructural reducen el desplazamiento objetivo para la estructura al considerar amplificación de derivas por la presencia de irregularidades.

**a. Coeficiente de regularidad en planta  $\phi_p$**

El coeficiente  $\phi_p$  se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en las plantas en la estructura, descritas en la [Tabla 13](#). Se utilizará la expresión:

$$\phi_p = \phi_{PA} \times \phi_{PB}$$

Dónde

$\phi_p$  Coeficiente de regularidad en planta

$\phi_{PA}$  Mínimo valor  $\phi_{Pi}$  de cada piso  $i$  de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1, 2 y/o 3

$\emptyset_{PB}$  Mínimo valor  $\emptyset_{Pi}$  de cada piso  $i$  de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4

$\emptyset_{Pi}$  Coeficiente de configuración en planta

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritas en la Tabla 11, en ninguno de sus pisos,  $\emptyset_p$  tomará el valor de 1 y se le considerará como regular en planta.

#### b. Coeficiente de regularidad en elevación $\emptyset_E$

El coeficiente  $\emptyset_E$  se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, descritas en la [Tabla 14](#). Se utilizará la expresión:

$$\emptyset_E = \emptyset_{EA} \times \emptyset_{EB}$$

Dónde:

$\emptyset_E$  Coeficiente de regularidad en elevación

$\emptyset_{EA}$  Mínimo valor  $\emptyset_{Ei}$  de cada piso  $i$  de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1;  $\emptyset_{Ei}$  en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1

$\emptyset_{EB}$  Mínimo valor  $\emptyset_{Ei}$  de cada piso  $i$  de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1;  $\emptyset_{Ei}$  en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 2 y/o 3

$\emptyset_{Ei}$  Coeficiente de configuración en elevación

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en las [Tabla 13](#) y [Tabla 14](#) en ninguno de sus niveles,  $\emptyset_E = 1$  y se le considerará como regular en elevación.

Si  $\Delta_{Mi} < 1.30 * \Delta_{Mi+1}$  puede considerarse que no existen irregularidades de los tipos 1, 2, ó 3.

Dónde:

$\Delta_{Mi}$  Deriva máxima de cualquier piso

$\Delta_{Mi+1}$  Deriva máxima del piso superior

Adicionalmente, para estructuras tipo pórtico especial sismo resistente con muros estructurales (sistemas duales), que cumplan con la definición de la sección [1.2](#), se considerará:

$$\emptyset_E = 1$$

Dónde:

$\emptyset_E$  Coeficiente de regularidad en elevación

## 6. Método 1: diseño basado en fuerzas (DBF)

### 6.1. Requisitos generales

#### 6.1.1. Condiciones de aplicación

Los métodos estático lineal y pseudo-dinámico son ambos obligatorios para todo tipo de estructuras, con excepción de las estructuras totalmente regulares.

El DBF es obligatorio para todo tipo de estructuras. El DBD constituye una alternativa al DBF.

#### 6.1.2. Objetivos generales y requisitos

Las estructuras deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas provenientes de las combinaciones de las fuerzas horizontales actuantes (véase en la sección [3.5.1](#)), para determinar los efectos relacionados.

Se asumirá que las fuerzas sísmicas de diseño actúan de manera no concurrente en la dirección de cada eje principal de la estructura para luego ser combinadas de acuerdo con la sección [3.5.1](#).

Se resumen los objetivos principales del DBF como sigue:

- Seguir la filosofía de diseño presentada en la sección [4.2](#).
- Determinar las fuerzas sísmicas de diseño (fuerza lateral equivalente)
- $R_{DBF}$ : verificar que los efectos del sismo en los elementos verifiquen  $E \leq R_d$  (resistencia de cálculo del elemento;  $R_d$  se calculará de acuerdo con las normas [NEC-SE-HM](#), [NEC-SE-AC](#), [NEC-SE-MP](#) y [NEC-SE-MD](#), dedicadas a los materiales, usando modelos elásticos lineales)
- $D_{DBF}$ : verificar las deformaciones, en particular las derivas máximas de la estructura

#### 6.1.3. Límites del DBF

El DBF presenta ciertas deficiencias:

- Utiliza factores de reducción de resistencia sísmica  $R$  constantes para cada tipología estructural, lo cual implica que la demanda de ductilidad y la sobre resistencia son iguales para todos los edificios dentro de una misma categoría, asumiendo también que  $R$  no cambia con el período y tipo de suelo;
- Supone que la rigidez es independiente de la resistencia, es decir que la rigidez y el período pueden estimarse antes de que se conozca el refuerzo de las secciones de hormigón armado o el espesor final de las placas de los elementos de acero.

*NOTA: el DBD expuesto en la sección 7 brinda solución a los problemas atribuidos al DBF, principalmente porque la reducción espectral (por amortiguamiento equivalente) se calcula en función de la demanda de ductilidad de la estructura, caso por caso. Adicionalmente, la rigidez no necesita ser asumida al inicio del diseño, más bien es uno de los productos del diseño.*

#### 6.1.4. Requisito $R_{DBF}$ : Fuerzas internas (solicitaciones mecánicas)

El requisito de resistencia  $R_{DBF}$  implica el cálculo de las fuerzas internas que actúan en cada elemento estructural. Estas traducen las solicitaciones mecánicas ([NEC-SE-HM](#), [NEC-SE-AC](#), [NEC-](#)

[SE-MP](#) y [NEC-SE-MD](#)).

Para cumplir este requisito, los resultados totales del análisis deberán incluir:

- deflexiones,
- derivas,
- fuerzas en los pisos, y en los elementos
- momentos,
- cortantes de piso,
- cortante en la base,

#### 6.1.5. Requisito $D_{DBF}$ : derivas de piso

De igual manera que en lo expuesto en la sección [6.1.3](#), las deformaciones generadas por las fuerzas sísmicas se calcularán de acuerdo con el tipo de material y de estructura, en conformidad con las normas [NEC-SE-HM](#), [NEC-SE-AC](#), [NEC-SE-MP](#) y [NEC-SE-MD](#).

#### 6.1.6. Modelación estructural

##### a. Generalidades

El modelo matemático de la estructura incluirá:

- todos los elementos que conforman el sistema estructural resistente
- su distribución espacial de masas y rigideces.

La aproximación debe ser capaz de capturar las características más significativas del comportamiento dinámico.

Para el análisis dinámico de estructuras irregulares se utilizará un modelo tridimensional.

##### b. Inercia de las secciones agrietadas

Para el caso de estructuras de hormigón armado y de mampostería, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de similar forma a la descrita para el procedimiento de cálculo estático de fuerzas sísmicas.

##### Estructuras de hormigón armado

En este caso, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de la siguiente manera:

- $0.5 I_g$  para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable)
- $0.8 I_g$  para columnas
- $0.6 I_g$  para muros estructurales:
  - Para estructuras sin subsuelos, se aplicarán únicamente en los dos primeros pisos de la edificación

- Para estructuras con subsuelos, se aplicarán en los dos primeros pisos y en el primer subsuelo
- En ningún caso se aplicarán en una altura menor que la longitud en planta del muro
- Para el resto de pisos la inercia agrietada del muro estructural puede considerarse igual a la inercia no agrietada.

$I_g$  Valor no agrietado de la inercia de la sección transversal del elemento

Los requisitos anteriores reconocen el hecho de que las secciones de los elementos se encuentran agrietadas desde el instante mismo de su construcción y, más aún cuando se presenten las fuerzas del sismo de diseño:

- En el caso de las vigas, el valor de la inercia de la sección transversal total debe considerar la contribución de la losa de piso a la rigidez de la misma, siempre que la losa se encuentre monolíticamente unida a la viga.
- En el caso de losas armadas unidireccionalmente, la participación de la losa se deberá considerar únicamente en la dirección de la armadura principal.
- En el caso de los muros estructurales, los valores de inercia agrietada se aplican únicamente en los pisos en los cuales se esperaría que se forme una rótula plástica por efectos de cargas sísmicas severas.

#### Estructuras de mampostería

El valor de la inercia agrietada será de:

- $0.5 I_g$  para muros con relación altura total/longitud  $> 3$
- Para muros con relación altura/longitud menores a 1.5, no se necesita utilizar valores de inercia agrietada
- Para muros con relación altura/longitud entre 1.5 y 3, puede obtenerse el factor multiplicativo de  $I_g$  por interpolación, entre 1 y 0.5.

#### **6.1.7. Carga sísmica reactiva $W$**

La carga sísmica  $W$  representa la carga reactiva por sismo.

Independientemente del método de análisis descrito en la sección [6.2](#) se usara la siguiente carga sísmica reactiva  $W$ .

#### **Caso general**

$W=D$

Dónde

$D$  Carga muerta total de la estructura

#### **Casos especiales: bodegas y almacenaje**

$W=D+0.25L_i$

Dónde

**D** Carga muerta total de la estructura

**L<sub>i</sub>** Carga viva del piso i

## 6.2. Métodos de análisis para el DBF

El DBF presentará la misma metodología general para los 3 métodos de análisis que permite el presente capítulo:

- Estático (1)
- Análisis dinámicos
  - Análisis dinámico espectral (2)
  - Análisis dinámico paso a paso en el tiempo (3)

En consecuencia, se determinará el espectro de diseño en aceleración **S<sub>a</sub>(T)** a partir del PGA (aceleración sísmica máxima en el terreno).

Los métodos estáticos lineal y pseudo-dinámico son ambos obligatorios para todo tipo de estructuras, con excepción de las estructuras totalmente regulares.

### 6.2.1. Procedimiento estático

Condiciones de aplicación: se aplicará como mínimo el método estático para todo tipo de estructura.

El factor **Z** definido en la sección **3.1.1** será utilizado para definir la PGA, y por ende el espectro en aceleración **S<sub>a</sub>(T)**.

### 6.2.2. Procedimientos dinámicos de cálculo de las fuerzas sísmicas

#### a. Procedimientos y condiciones de aplicación

Se aplicarán estos métodos para todo tipo de estructura (con excepción de las estructuras totalmente regulares).

El diseñador podrá utilizar los 2 siguientes métodos:

- Análisis espectral: se usará el espectro sísmico de respuesta elástico en aceleraciones descrito en la sección **3.3.1**, o se construirá el espectro mediante las curvas de peligro definidas en la sección **3.1.2**. Se aplicará obligatoriamente este método para todo tipo de estructuras irregulares.
- Análisis paso a paso en el tiempo: se usarán **acelerogramas** para el sitio específico que sean representativos de los terremotos reales esperados en la zona, cumpliendo los requisitos establecidos en las secciones **3.2** y **10.5.4**. Se aplicará obligatoriamente este método para estructuras con sistemas disipadores de energía (véase la sección 8).

#### b. Ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico

El valor del cortante dinámico total en la base obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no

debe ser:

- < 80% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras regulares)
- < 85% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares).

**NOTA:** para la definición del cortante basal V, véase en la sección [6.3.2](#)

### c. Representación y determinación de la carga sísmica horizontal

La base del análisis constituirá una representación apropiada de la acción sísmica, de conformidad con los principios de la dinámica estructural.

La acción sísmica determinada mediante un procedimiento dinámico debe representar, como mínimo, al sismo de diseño (período de retorno de 475 años), sin la aplicación del factor de reducción de respuesta **R**, y puede ser una de las siguientes:

- El espectro de respuesta elástico de aceleraciones, expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, es proporcionado en la sección [3.3.1](#)
- Un espectro de respuesta elástico de aceleraciones obtenido para un sitio específico, basado en la geología, tectónica, sismología y características del suelo local, cumpliendo los requisitos de la secciones [10.5.3](#) y [10.5.4](#). El espectro debe desarrollarse para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico de 0.05, a menos que la utilización de otros valores sea consistente con el comportamiento estructural previsto y con la intensidad del sismo establecida para el sitio.
- Acelerogramas desarrollados para el sitio específico que sean representativos de los terremotos reales esperados en la zona, cumpliendo los requisitos de la sección [10.5.4](#).

La componente vertical del sismo puede definirse mediante el escalamiento de la componente horizontal de la aceleración por un factor mínimo de 2/3. Sin embargo, para estructuras esenciales ó especiales que se encuentren en el campo cercano (0 – 10 km) de una falla superficial se deberá evaluar la componente vertical del sismo mediante el estudio de respuesta de sitio.

### d. Modelo matemático

#### Caso general

El modelo matemático de la estructura incluirá:

- todos los elementos que conforman el sistema estructural resistente,
- la distribución espacial de las masas y rigideces en la estructura, con una aproximación tal que sea capaz de capturar las características más significativas del comportamiento dinámico.

#### Casos particulares

- Para el análisis dinámico de estructuras irregulares se utilizará un modelo tridimensional (de acuerdo a la complejidad de la respuesta estructural)
- Para estructuras de hormigón armado y de mampostería, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas, se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de similar forma a la descrita para el procedimiento general de cálculo de fuerzas sísmicas (véase las secciones [6.1.6](#) y [6.3](#)).

#### e. Procedimiento 1: análisis espectral

##### Espectro de respuesta

Se usará el espectro sísmico de respuesta elástico en aceleraciones descrito en la sección [3.3.1](#) o se construirá el espectro mediante las curvas de peligro sísmico en la sección [3.1](#).

##### Número de modos

Se deben considerar en el análisis:

- todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, mediante los varios períodos de vibración,
- todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.

##### Combinación de modos

Cuando se utilicen modelos tri-dimensionales, los efectos de interacción modal deben ser considerados cuando se combinen los valores modales máximos.

##### Reducción de las fuerzas dinámicas de respuesta elástica para diseño

Condición de aplicación: en ningún caso se reducirán los parámetros de respuesta elástica a valores tales que el cortante basal de diseño reducido sea menor que el cortante basal de respuesta elástica dividido por **R**.

Las fuerzas obtenidas mediante análisis elástico dinámico pueden ser reducidas para propósitos de diseño bajo la condición previa.

El valor de **R** podrá ser aplicado en el cálculo del cortante basal, siempre y cuando la estructura sea diseñada cumpliendo con todos los requisitos de diseño sismo resistente del [4.2](#), aplicando lo estipulado en la sección [6.3.4](#).

De similar manera que en lo expuesto en la sección [6.3](#), las fuerzas dinámicas obtenidas deberán también ser modificadas por los factores:

- **I** (factor de importancia), definido en la sección [4.1](#)
- $\phi_{Ei}$  y  $\phi_{Pi}$  (factores de configuración estructural en planta y en elevación), definidos en la sección [5.2](#)

##### Combinación de las 3 componentes de la fuerza sísmica

Los efectos direccionales de las componentes horizontales de los sismos se deben tomar en cuenta en conformidad con la sección [3.5.1](#).

Cuando existe la presencia de voladizos horizontales, los efectos de la componente vertical de los sismos debe considerarse de similar manera a la descrita en la sección [3.4.4](#).

*Nota: Alternativamente, la respuesta dinámica vertical puede calcularse utilizando métodos dinámicos. Sin embargo, en ningún caso la respuesta utilizada para diseño será menor que la obtenida aplicando el método estático.*



## Torsión

El análisis deberá considerar los efectos torsionales, incluyendo los efectos debidos a la torsión accidental especificados en la sección [6.3.7](#).

Cuando se utilizan modelos tridimensionales en el análisis, los efectos de la torsión accidental deben considerarse mediante una apropiada re-localización de las masas.

### **f. Procedimiento 2: análisis paso a paso en el tiempo**

Constituye un análisis de la respuesta dinámica de la estructura en cada incremento de tiempo, cuando la base de la misma está sujeta a un acelerograma específico.

#### Casos de aplicación, y revisión del diseño por un profesional

Se realizará un análisis no lineal paso a paso con el fin de justificar un diseño estructural que no pueda ser justificado con el método de diseño estático o lineal espectral.

En este caso, se deberá realizar una revisión del diseño de la estructura por parte de un profesional independiente con experiencia en métodos de análisis sísmicos inelásticos.

La revisión del diseño de la estructura deberá incluir, pero no limitarse a lo siguiente:

- Revisión de los criterios aplicados para la obtención de un espectro para el sitio de emplazamiento y /o para la generación de acelerogramas.
- Revisión del diseño preliminar de la estructura (previo a la aplicación del análisis no-lineal)
- Revisión del diseño final de la estructura y de todos los criterios de análisis empleados.
- La memoria de cálculo incluirá, a más de los cálculos y los planos de detalle, un escrito firmado por el profesional independiente que realizó la revisión, en el que se certifique que todas las revisiones descritas se han realizado.

#### Registros de aceleración

- Acelerogramas

Los análisis paso a paso en el tiempo se realizarán utilizando las dos componentes horizontales de **registros de acelerogramas** apropiadamente seleccionados y escalados a partir de los registros de **no menos de 3 eventos sísmicos**.

Estos acelerogramas deben poseer las características de magnitud, distancia a la falla, mecanismos de falla y efectos del suelo, consistentes con aquellos parámetros que controlen el sismo de diseño, cumpliendo lo estipulado en la sección [10.5.4](#).

Si se realizan los análisis para los 3 pares de registros, se tomarán para el diseño la respuesta máxima de los parámetros de interés.

Si se realizan 7 o más análisis paso a paso en el tiempo, se utilizará para el diseño el valor promedio de los parámetros de respuesta de interés.

- Acelerogramas artificiales

Cuando no se disponga de al menos 3 eventos sísmicos, se utilizarán acelerogramas artificiales apropiadamente simulados para generar el número de registros y de componentes requeridos.

- Componentes de los acelerogramas

Para cada par de componentes horizontales de los acelerogramas, debe construirse la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los espectros característicos del sitio, para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico de 5,00%.

Los acelerogramas deben ser escalados de tal forma que el valor promedio de los espectros provenientes de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los espectros de los registros no se encuentre por debajo del espectro de aceleraciones amortiguado al 5% del sismo de diseño para períodos entre 0.2 T y 1.5 T.

Ambas componentes de los acelerogramas deben aplicarse simultáneamente al modelo, a fin de considerar efectos torsionales. Los parámetros de interés deben calcularse para cada paso de tiempo del registro dato.

#### **g. Principios del análisis elásticos paso a paso en el tiempo**

Los análisis elásticos paso a paso en el tiempo deben:

- cumplir con los requisitos especificados para realizar análisis dinámicos,
- construir modelos matemáticos de las estructuras,
- definir la acción sísmica,
- definir el número de modos,
- definir la reducción de los parámetros elásticos de respuesta a efectos de diseño,
- definir los efectos direccionales de torsión y de registros de aceleración.

Los parámetros de respuesta obtenidos a partir de análisis elásticos paso a paso se denominarán parámetros de respuesta elástica y pueden reducirse de conformidad con lo dispuesto en este documento para el caso de análisis dinámicos.

#### **h. Principios de análisis no lineales paso a paso en el tiempo**

Los análisis no lineales paso a paso en el tiempo deberán cumplir con los principios establecidos por la dinámica estructural.

Las capacidades y las características de los elementos estructurales no lineales deberán modelarse de manera consistente con datos experimentales o mediante análisis adecuadamente sustentados.

La respuesta máxima inelástica en desplazamientos y la estimación de fuerzas no deberán ser reducidas y cumplirán con los requisitos establecidos en este capítulo.

### **6.3. Procedimiento de cálculo del DBF**

---

#### **6.3.1. Pasos del método**

Los pasos a seguir son los siguientes.

- Determinación del **espectro de diseño Sa(T)** de acuerdo con las características geotectónicas del lugar de emplazamiento de la estructura (véase en la sección [3.3](#)),
- Cálculo aproximado del **período fundamental de vibración aproximado Ta**,

- Determinación del **cortante de base V** con los resultados de los pasos anteriores,
- Determinación de las **distribuciones vertical y horizontal** de V,
- Dirección de aplicación de estas fuerzas sísmicas y verificación de que los índices de deriva no sobrepasen el valor permitido.

### 6.3.2. Cortante basal de diseño V

El cortante basal total de diseño **V**, a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante las expresiones:

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E} W$$

Dónde

$S_a(T_a)$	Espectro de diseño en aceleración; véase en la sección <a href="#">[3.3.2]</a>
$\phi_P$ y $\phi_E$	Coefficientes de configuración en planta y elevación; véase en la sección <a href="#">[5.3]</a>
<b>I</b>	Coefficiente de importancia; se determina en la sección <a href="#">[4.1]</a>
<b>R</b>	Factor de reducción de resistencia sísmica; véase en la sección <a href="#">[6.3.4]</a>
<b>V</b>	Cortante basal total de diseño
<b>W</b>	Carga sísmica reactiva; véase en la sección <a href="#">[6.1.7]</a>
$T_a$	Período de vibración; véase en la sección <a href="#">[6.3.3]</a>

#### Espectro de diseño

Se determina de acuerdo con lo expuesto en la sección [3.3.1](#):

- Para estructuras de ocupación normal, se diseñará la curva  $S_a(T)$  mediante el factor **Z** definido en la sección [3.1.1](#)
- Para estructuras esenciales o de ocupación especial, se determinarán los valores de aceleración mediante las curvas definidas en la sección [3.1.2](#) para los distintos modos de vibración; estos valores se sustituirán al factor **Z** para diseñar la curva  $S_a(T)$ , verificando que la aceleración espectral de diseño no sea menor que la obtenida con el espectro definido en [3.3.1](#), cumpliendo así las bases de diseño descritas en [2.2](#) y el nivel de fuerzas sísmicas descritos en [4.3.3](#).
- Para estructuras construidas en suelos tipo **F**, se desarrollarán acelerogramas y espectros específicos al sitio de emplazamiento (véase en la sección [10.5.4](#)).

### 6.3.3. Determinación del período de vibración T

El período de vibración aproximativo de la estructura **T**, para cada dirección principal, será estimado a partir de uno de los 2 métodos descritos a continuación.

El valor de **T** obtenido al utilizar estos métodos es una estimación inicial razonable del período estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura y realizar su dimensionamiento.

T permite determinar el valor  $S_a$  del espectro en aceleraciones mediante el gráfico expuesto en la sección [3.3.1](#).

**a. Método 1**

Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Dónde:

$C_t$  Coeficiente que depende del tipo de edificio

$h_n$  Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

T Período de vibración

Para:

Tipo de estructura	$C_t$	$\alpha$
<b>Estructuras de acero</b>		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

**Alternativamente**, para estructuras con muros estructurales de hormigón armado o mampostería estructural (con  $\alpha = 1$ ):

$$C_t = \frac{0.0062}{\sqrt{C_w}} ; C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^{n_w} \left[ \left( \frac{h_n}{h_{wi}} \right)^2 \frac{A_{wi}}{1 + 0.83 \left( \frac{h_{wi}}{l_{wi}} \right)^2} \right]$$

Dónde:

$A_B$  Área de la edificación en su base, en metros cuadrados.

$n_w$  Número de muros de la edificación diseñados para resistir las fuerzas sísmica en la dirección de estudio.

$h_{wi}$  Altura del muro  $i$  medida desde la base, en metros.

$A_{wi}$  Área mínima de cortante de la sección de un muro estructural  $i$ , medida en un plano horizontal, en el primer nivel de la estructura y en la dirección de estudio, en metros cuadrados.

$l_{wi}$  Longitud medida horizontalmente, en metros, de un muro estructural  $i$  en el primer nivel de la estructura y en la dirección de estudio.

## b. Método 2

El período fundamental **T** puede ser calculado, utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, en un análisis apropiado y adecuadamente sustentado. Este requisito puede ser cumplido mediante la utilización de la siguiente expresión, aplicada en cada dirección principal de la estructura o por medio de un análisis modal:

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}}$$

Dónde:

- f<sub>i</sub>** Representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales en el piso i, de acuerdo con los principios descritos en el presente capítulo, o cualquiera otra distribución racional.
- δ<sub>i</sub>** Deflexión elástica del piso i, calculada utilizando las fuerzas laterales f<sub>i</sub>
- w<sub>i</sub>** Peso aginado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente) peso: w / cargas: W

Sin embargo, el valor de T<sub>a</sub> calculado según el método 2 no debe ser mayor en un 30% al valor de T<sub>a</sub> calculado con el Método 1.

## c. Interacciones

Una vez dimensionada la estructura, los períodos fundamentales deben recalcularse por el método 2 o por medio de un análisis modal. El cortante basal debe ser re-evaluado junto con las secciones de la estructura. Este proceso debe repetirse hasta que en interacciones consecutivas, la variación de períodos sea menor o igual a 10%.

### 6.3.4. Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica **R**

#### a. Recomendaciones y pertinencia

Para la definición del factor de reducción de resistencia **R** se puede referir a las recomendaciones de los códigos [ASCE-7-10](#) y [NSR-10](#) (véase en la sección [1.4.2](#)).

Conceptualmente, se consideran también:

- criterios relacionados con aspectos de agrupamiento de estructuración, diferencias entre realidades constructivas y de calidad entre los materiales y la construcción,
- penalizaciones dirigidas hacia cierto tipo de estructuras que no permiten disponer de ductilidad global apropiada para soportar las deformaciones inelásticas requeridas por el sismo de diseño.

#### b. Definición del factor **R** en el marco de las NECs

El factor **R** permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas.

En el caso del método DBF, se considerara como parámetro constante dependiente únicamente de la

tipología estructural.

*Nota 1: a pesar de ser constante en el DBF, el factor R permite disminuir substancialmente la ordenada elástica espectral, siempre que se disponga de un adecuado comportamiento inelástico durante el sismo de diseño, proveyendo de una adecuada ductilidad y capacidad de disipación de energía suficientes que impidan el colapso de la estructura ante eventos sísmicos severos.*

*Nota 2: Los valores del factor R consideran la definición de las cargas sísmicas a nivel de resistencia, en lugar del nivel de servicio, como se encontraban en la versión previa de esta norma. En tal sentido, las combinaciones de carga deben ser congruentes con este aspecto y deben cumplirse con lo estipulado en la [NEC-SE-CG](#)*

### c. Criterios de definición de R

Los factores de reducción de resistencia **R** dependen realmente de algunas variables, tales como:

- tipo de estructura,
- tipo de suelo,
- período de vibración considerado
- factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite

### d. Grupos estructurales de acuerdo con R

Se seleccionará uno de los dos grupos estructurales siguientes, a utilizarse para la edificación:

- sistemas estructurales dúctiles (véase [Tabla 15](#))
- sistemas estructurales de ductilidad limitada, los cuales se encuentran descritos en la [Tabla 16](#), junto con el valor de reducción de resistencia sísmica R correspondiente.

Debe tomarse el menor de los valores de **R** para los casos en los cuales el sistema resistente estructural resulte en una combinación de varios sistemas como los descritos en las [Tabla 15](#) y [Tabla 16](#).

Para otro tipo de estructuras diferentes a las de edificación, se deberá cumplir con los requisitos establecidos en la sección [9](#).

Para estructuras que no estén referidas en esta norma, pueden utilizarse los requisitos descritos en la norma [ASCE-7](#).

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
<b>Sistemas Duales</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8

<b>Sistemas Estructurales Dúctiles</b>	<b>R</b>
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
<b>Otros sistemas estructurales para edificaciones</b>	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Tabla 15: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

<b>Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada</b>	<b>R</b>
<b>Pórticos resistentes a momento</b>	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la <a href="#">NEC-SE-HM</a> , limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la <a href="#">NEC-SE-HM</a> con armadura electrosoldada de alta resistencia	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
<b>Muros estructurales portantes</b>	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Tabla 16 : Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada

#### e. Sistemas estructurales dúctiles

El valor de R correspondiente en la [Tabla 15](#) se utilizará en el cálculo del cortante basal, siempre y cuando la estructura sea diseñada cumpliendo con todos los requisitos de diseño sismo resistente acordes con la filosofía de diseño descrita en la sección [4.2](#).

#### Ductilidad limitada:

- Caso particular: Para viviendas y edificios de baja altura diseñados con sistemas estructurales de ductilidad limitada, el valor de **R** de la [Tabla 16](#) podrá utilizarse en el cálculo del cortante basal, siempre y cuando la estructura sea diseñada de conformidad con los requerimientos de la [NEC-SE-VIVIENDA](#).

- No deben utilizarse sistemas estructurales de ductilidad limitada para:
  - un número de pisos que rebasen los límites establecidos en las [Tabla 15](#) y [Tabla 16](#)
  - o si  $I > 1$  (factor de importancia).

#### f. Casos especiales (materiales)

El factor **R** implica una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido con rótulas plásticas:

##### Sistemas estructurales dúctiles:

- las estructuras de hormigón armado deberán diseñarse, detallarse y construirse cumpliendo los requisitos establecidos en la [NEC-SE-HM](#)
- las estructuras de acero laminado en caliente y sus conexiones deberán diseñarse, detallarse y construirse cumpliendo los requisitos establecidos en el [NEC-SE-MP](#)

##### Sistemas estructurales de ductilidad limitada:

- El diseño cumplirá con los requisitos establecidos en la [NEC-SE-VIVIENDA](#)
- Otros sistemas estructurales para vivienda que no estén contemplados en las [Tabla 15](#) y [Tabla 16](#), deberán ser aprobados por el organismo de control y seguimiento de la NEC.

### 6.3.5. Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales

La distribución de fuerzas verticales se asemeja a una distribución lineal (triangular), similar al modo fundamental de vibración, pero dependiente del período fundamental de vibración  $T_a$ .

En ausencia de un procedimiento más riguroso, basado en los principios de la dinámica, las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones:

$$V = \sum_{i=1}^n F_i ; V_x = \sum_{i=x}^n F_i ; F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

Dónde:

**V** Cortante total en la base de la estructura (determinado en la sección 6.3.2)

**V<sub>x</sub>** Cortante total en el piso *x* de la estructura

**F<sub>i</sub>** Fuerza lateral aplicada en el piso *i* de la estructura

**F<sub>x</sub>** Fuerza lateral aplicada en el piso *x* de la estructura

**n** Número de pisos de la estructura

**w<sub>x</sub>** Peso aginado al piso o nivel *x* de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva *W* (incluye la fracción de la carga viva correspondiente, según la sección 6.1.7)

**w<sub>i</sub>** Peso aginado al piso o nivel *i* de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva *W* (incluye la fracción de la carga viva correspondiente, según la sección 6.1.7)



$h_x$	Altura del piso $x$ de la estructura
$h_i$	Altura del piso $i$ de la estructura
$k$	Coefficiente relacionado con el período de vibración de la estructura $T$

Determinación de  $k$ :

Valores de $T$ (s)	$k$
$\leq 0.5$	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
$> 2.5$	2

### 6.3.6. Distribución horizontal del cortante

El cortante de piso  $V_x$  debe distribuirse entre los diferentes elementos del sistema resistente a cargas laterales en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del piso. En sistema de pisos flexibles, la distribución del cortante de piso hacia los elementos del sistema resistente se realizará tomando en cuenta aquella condición, tanto para el cálculo estático como para el cálculo dinámico.

La masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masas del piso, pero desplazada de una distancia igual al 5% de la máxima dimensión del edificio en ese piso, perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales bajo consideración, con el fin de tomar en cuenta los posibles efectos de torsión accidental, tanto para estructuras regulares como para estructuras irregulares. El efecto de este desplazamiento debe incluirse en la distribución del cortante de piso y en los momentos torsionales.

### 6.3.7. Momentos torsionales horizontales y torsión accidental

El momento torsional de diseño en un piso determinado debe calcularse como el momento resultante de las excentricidades entre las cargas laterales de diseño en los pisos superiores al piso considerado y los elementos resistentes a cargas laterales en el piso, más la torsión accidental (asumiendo el centro de masas desplazado, como se especifica en la sección [6.3.6](#)).

Cuando existe irregularidad torsional (coeficiente de regularidad en planta), los efectos deben ser considerados incrementando la torsión accidental en cada nivel mediante un factor de amplificación torsional  $A_x$ , calculado con la expresión:

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

Dónde:

$A_x$  Factor de amplificación torsional

$\delta_{prom}$  Promedio de desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel  $x$ .

$\delta_{máx}$  Valor del desplazamiento máximo en el nivel  $x$ .

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

### 6.3.8. Efectos de segundo orden P- $\Delta$ y índice de estabilidad $Q_i$

Los **efectos P-Δ** corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales de la estructura, causados por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura y que por ello deben considerarse:

- para el cálculo de dichos incrementos
- para la evaluación de la estabilidad estructural global.

El **índice de estabilidad  $Q_i$** , para el piso  $i$  y en la dirección bajo estudio, puede calcularse por medio de la ecuación:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$$

Dónde:

$Q_i$	Índice de estabilidad del piso $i$ , es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.
$P_i$	Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso $i$ y de todos los pisos localizados sobre el piso $i$
$\Delta_i$	Deriva del piso $i$ calculada en el centro de masas del piso.
$V_i$	Cortante sísmico del piso $i$
$h_i$	Altura del piso $i$ considerado

Se debe cumplir  $Q_i \leq 0.30$ .

*Nota: cuando  $Q_i$  es mayor que 0.30, la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse, a menos que se demuestre, mediante procedimientos más estrictos, que la estructura permanece estable y que cumple con todos los requisitos de diseño sismo resistente establecidos en las normativas de diseño en hormigón armado, estructuras de acero, madera o mampostería, acordes con la filosofía de diseño de la presente norma.*

#### Factor de mayoración $f_{P-\Delta}$

Los efectos **P-Δ** no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad  $Q_i < 0.1$ .

Para considerar el efecto **P-Δ** en la dirección bajo estudio y cuando  $0.1 < Q_i < 0.3$ , se determina un factor de mayoración:

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1-Q_i}$$

Dónde:

$f_{P-\Delta}$	Factor de mayoración
$Q_i$	Índice de estabilidad del piso $i$ , es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden

Se multiplicarán por  $f_{P-\Delta}$ :

- las derivas de piso calculada,  $\Delta_{Ei}$

- las fuerzas internas
- los momentos de la estructura que aparecen como producto de la aplicación de las cargas laterales de diseño

### 6.3.9. Control de la deriva de piso (derivadas inelásticas máximas de piso $\Delta_M$ )

Se hará un control de deformaciones, a través del cálculo de las derivadas inelásticas máximas de piso.

El diseñador deberá comprobar que la estructura presentará deformaciones inelásticas controlables, mejorando substancialmente el diseño conceptual.

Los valores máximos se han establecido considerando que el calculista utilizará secciones agrietadas (véase la sección [6.1.6-b](#) sobre agrietamiento e inercia  $I_g$ ).

Para la revisión de las derivadas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos  $\Delta_M$  de la estructura, causada por el sismo de diseño.

Las derivadas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas por el método DBF sean estáticas o dinámicas, para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularán, para cada piso, realizando un análisis elástico de la estructura sometida a las fuerzas laterales calculadas.

El cálculo de las derivadas de piso incluirá:

- las deflexiones debidas a efectos traslacionales y torsionales (véase en la sección [6.3.7](#))
- los efectos de segundo orden **P- $\Delta$**  (véase en la sección [6.3.8](#))

*Nota: Adicionalmente, en el caso de pórticos con estructura metálica, debe considerarse la contribución de las deformaciones de las zonas de conexiones a la deriva total de piso*

**Límites de la deriva:** la deriva máxima inelástica  $\Delta_M$  de cada piso debe calcularse mediante:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Dónde:

$\Delta_M$  Deriva máxima inelástica

$\Delta_E$  Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

**R** Factor de reducción de resistencia (véase la sección [6.3.4](#))

*Regla:  $\Delta_M$  no puede superar los valores establecidos en la [Tabla 7](#), los cuales deben satisfacerse en todas las columnas del edificio.*

Se verificará que:

$$\Delta_M < \Delta_M \text{ máxima}$$

Dónde:

$\Delta_M$  Máxima se determina conforme a la sección [4.2.2](#)

## 7. Método 2: diseño basado en desplazamientos (DBD)

---

### 7.1. Introducción

---

#### 7.1.1. Principios y objetivos del DBD

El Diseño Basado en Desplazamientos (DBD) parte de un desplazamiento objetivo (desplazamiento de diseño), que es función del desempeño (o nivel de daño) deseado en la estructura y proporciona la resistencia lateral requerida para alcanzar ese desempeño.

Se respetará la metodología tradicional de diseño sismo resistente expuesta en la sección [4.2](#).

Para asegurar la eficiencia del DBD, se utilizará paralelamente los principios del diseño por capacidad para el detallamiento de los elementos del sistema sismo resistente, con el propósito de asegurar que el mecanismo dúctil seleccionado para el edificio y sólo ese, se desarrolle durante un evento sísmico severo.

#### 7.1.2. Condiciones de aplicación

El DBD constituye una alternativa al DBF para el diseñador. Se utilizará en complemento del DBF presentado en la sección 6, que es de aplicación obligatoria.

El DBD puede ser utilizado para el diseño sismo resistente de estructuras regulares o con poca irregularidad:

- Edificios aporricados de hormigón armado o acero
- Edificios con muros estructurales.

Los criterios para aplicar el método a éstas y a otros tipos de estructuras pueden obtenerse en [Priestley, Calvi y Kowalsky \(2007\)](#).

#### 7.1.3. Representación del sismo de diseño DBD

Las estructuras de edificación deben diseñarse para la amenaza sísmica representada por el **espectro de desplazamientos** descrito en la sección [3.3.2](#).

#### 7.1.4. Principio: sistema elástico equivalente en DBD de un grado de libertad

El DBD es un método que utiliza una estructura equivalente de un grado de libertad (para sistema elástico equivalente (véase la [Figura 6](#)).

Se basa en el hecho de que es el primer modo de vibración el que genera mayores demandas y desarrolla rótulas plásticas. La demanda generada por los otros modos de vibración es considerada a través de factores de amplificación dinámica en el diseño de las secciones y elementos protegidos, es decir, aquellos en los que no deben formarse rótulas plásticas.

El DBD se fundamenta en el método de linealización equivalente, en el cual la estructura inelástica en su máximo desplazamiento es reemplazada por un **sistema elástico de un grado de libertad**, que es equivalente al aplicar un amortiguamiento viscoso e hysterético en la estructura real (véase en la [Figura 6](#)).

Los parámetros estructurales de una estructura equivalente de un solo grado de libertad que han de ser usados para determinar el cortante basal requerido se definen en la sección [7.2.4](#).

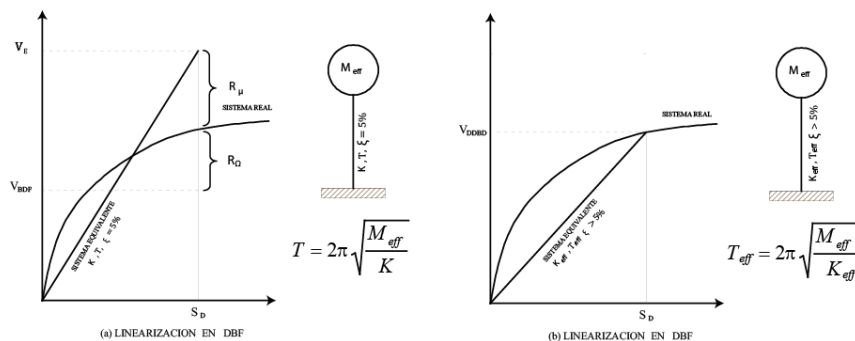


Figura 6 : Linearización equivalente (curva bilineal de la respuesta lateral fuerza/ desplazamientos)

### 7.1.5. Puntos-claves del DBD

- El DBD emplea una estructura equivalente con un solo grado de libertad que representa el funcionamiento de la respuesta pico de desplazamiento, más que las características elásticas iniciales de la estructura (véase en la sección [7.1.5](#)).
- El DBD caracteriza a la estructura por la rigidez secante,  $K_e$ , definida para:
- Un máximo desplazamiento  $\Delta_d$  (desplazamiento característico),
- Y un nivel de amortiguamiento viscoso equivalente  $\xi$ , que representa la combinación del amortiguamiento elástico y el debido a la energía histerética absorbida durante la respuesta inelástica.
- Paso inicial: el Ingeniero Estructural llevara a cabo el diseño para un desplazamiento prefijado (en vez de verificar un desplazamiento límite).
- Paso final: se obtienen como resultado del procedimiento los esfuerzos y la rigidez de los diferentes elementos.
- Con el desplazamiento de diseño para la respuesta máxima determinada (definido en la sección [3.3.2](#)), y el correspondiente amortiguamiento obtenido a partir de la demanda por ductilidad (“Factor de reducción de demanda sísmica” definido en la sección [7.2.6](#)), el período efectivo  $T_e$  para el desplazamiento máximo de respuesta, la altura efectiva  $H_e$ , se puede leer desde el grupo de espectros de desplazamientos para diferentes niveles de amortiguamiento.

### 7.1.6. Lógica general y proceso de diseño del DBD

- determinación de la características de la “Estructura Equivalente” (véase en la sección [7.1.4](#)),
- determinación del desplazamiento de diseño o desplazamiento característico  $\Delta_D$  (véase en la sección [7.2.4](#)),
- desarrollo del espectro en desplazamientos de diseño (véase en la sección [3.3.2](#)),
- consideraciones para la distribución de la fuerza de cortante basal de diseño  $V$  para las diferentes localizaciones de masas discretizadas, y para el análisis de la estructuras bajo la distribución de fuerzas sísmicas (véase en la sección [7.2.5](#)).

## 7.2. Criterios y requisitos del DBD

---

### 7.2.1. Requisitos generales para la aplicación de DBD

Se verificarán las deformaciones inelásticas tal como sigue:

- rótulas plásticas en sitios pre-determinados: las rótulas plásticas se formarán solo en los sitios pre-determinados, aplicando los principios del diseño por capacidad.
- efectos de los modos de vibración: Las fuerzas de diseño de las secciones que deben permanecer elásticas deben amplificarse para incluir los efectos de los modos de vibración altos.
- efectos de segundo orden e inestabilidad: al cumplimiento de los límites de desempeño especificados anteriormente, se verificara que los efectos de segundo orden (acciones P- $\Delta$ ) no causen problemas de inestabilidad, de conformidad.

La estructura debe tener una configuración estructural que cumpla con los requisitos de configuración estructural véase en la sección [5.2](#), con el propósito de asegurar la formación de un mecanismo satisfactorio de deformación inelástica.

### 7.2.2. Nivel de desempeño estructural

Se usara el nivel "seguridad de vida" definido en la sección [4.3.4](#).

En el DBD, el daño en una estructura se correlaciona con los desplazamientos que se generan durante un sismo severo, no con la resistencia lateral desarrollada.

### 7.2.3. Criterio de desempeño: deformación unitaria máxima

Para ambas estructuras (aporticadas y con muros) se comprobarán los siguientes estados limite:

- límite impuesto a las derivas de piso
- límites en la deformación unitaria

Las solicitaciones verificadas son los límites a la deformación por:

- compresión
- flexión o flexo-compresión

Para el estado límite "seguridad de vida", las estructuras podrán alcanzar los límites de deformación unitaria por flexión o flexo-compresión especificados en la [Tabla 17](#). Se deben aplicar a las fibras extremas de las secciones donde se espera la formación de rótulas plásticas.

Los límites admisibles de deriva se especifican en la sección [5.1](#)

Material	Deformación Unitaria Máxima $\epsilon_T$ (de acuerdo con la sección 7.3)
Hormigón en compresión	$0.004 + 1.4 \frac{\rho_v f_{yh} \epsilon_{su}}{f'_{cc}} < 0.02$
Acero de refuerzo en tensión	0.06
Acero estructural	0.025

Tabla 17 : Límites de deformación unitaria

Estos valores de deformación definen el nivel de daño en la estructura, más allá del cual los costos de reparación pueden superar los costos de reposición.

Dónde

$\rho_v$  Cuantía volumétrica,

$f_{yh}$  Esfuerzo de fluencia,

$\epsilon_{su}$  Deformación unitaria última del refuerzo de confinamiento,

$f'_{cc}$  Resistencia a la compresión del hormigón en el núcleo confinado.

#### Deformación unitaria máxima del hormigón armado

El límite a la deformación unitaria por compresión en el hormigón armado se basa en el modelo de Mander (Priestley et. al., 2007), que estima el incremento de resistencia y capacidad de deformación debida al confinamiento causado por el acero transversal en función de:

- la cuantía volumétrica,  $\rho_v$ ,
- el esfuerzo de fluencia  $f_{yh}$ ,
- la deformación unitaria última  $\epsilon_{su}$  del refuerzo de confinamiento
- la resistencia a la compresión del hormigón en el núcleo confinado  $f'_{cc}$ .

Cuando no sea posible procurar un confinamiento adecuado a las secciones de hormigón armado, o cuando debido a la forma de la sección, el modelo de Mander u otro método racional no pueda aplicarse, el límite a la deformación unitaria del hormigón se fijará en 0.004

El límite en la deformación unitaria máxima del acero de refuerzo se especifica conservadoramente igual a 0.06, con lo cual se trata de evitar mecanismos de falla no considerados por el método de diseño como son la falla por fatiga y pandeo de las barras longitudinales.

#### 7.2.4. Determinación de los parámetros usados en el DBD

En las ecuaciones que siguen:

$m_i$	Masa del piso $i$ (corresponde a la masa de los elementos estructural y no estructurales más 25% de la masa por carga viva)
$\Delta_i$	Desplazamiento de diseño para el piso $i$ calculado en la sección 7.3
$\phi_p, \phi_E$ :	Factores de irregularidad en planta e en elevación definidos en la sección 5.3



### a. Desplazamiento característico

- El desplazamiento característico  $\Delta_d$  se reduce por la aplicación de los factores de irregularidad de acuerdo con la sección [5.2](#) Regularidad/configuración estructural) con el propósito de contrarrestar la amplificación de desplazamientos, deformaciones o derivas causadas por la presencia de estas irregularidades.

$$\Delta_d = \phi_p \phi_E \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}$$

Dónde:

$\phi_p, \phi_E$  Factores de irregularidad en planta e en elevación definidos en [5.2](#)

$m_i$  Masa del piso *i* (corresponde a la masa de los elementos estructural y no estructurales más 25% de la masa por carga viva)

$\Delta_i$  Desplazamiento de diseño para el piso *i* calculado en la sección [7.3](#)

### b. Altura efectiva

La altura efectiva  $H_{eff}$  define el centroide de las fuerzas inerciales generadas por el primer modo de vibración:

$$H_{eff} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}$$

Dónde:

$H_i$  Altura del nivel *i* del edificio

$H_{eff}$  Altura efectiva (define el centroide de las fuerzas inerciales generadas por el primer modo de vibración)

$\Delta_i$  Desplazamiento de diseño para el piso *i*

$m_i$  Masa del piso *i*

### c. Masa efectiva

La masa efectiva  $M_{eff}$  del sistema equivalente de un solo grado de libertad está definida por:

$$M_{eff} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d}$$

Dónde:

$M_{eff}$  Masa efectiva del sistema equivalente de un solo grado de libertad

$\Delta_i$  Desplazamiento de diseño para el piso *i*

$m_i$  Masa del piso *i*

$\Delta_d$  Desplazamiento característico usado en el DBD

### d. Desplazamiento de fluencia

El desplazamiento de fluencia  $\Delta_y$  se estima mediante un análisis estructural racional, o con las ecuaciones siguientes, según sea:

- Una estructura aporricada.
- Una con muros estructurales.

Estas ecuaciones se basan en el hecho de que la curvatura que produce fluencia por flexión no es sensible a la resistencia de la sección si no a su geometría y a la deformación unitaria de fluencia de los materiales constituyentes:

$\Delta_y$  para edificios con pórticos

$$\Delta_y = \theta_y H_{eff}$$

Dónde:

$\Delta_y$  Desplazamiento de fluencia

$\theta_y$  Deriva de fluencia

$H_{eff}$  Altura efectiva (define el centroide de las fuerzas inerciales generadas por el primer modo de vibración)

Donde la deriva de fluencia  $\theta_y$  de un pórtico se estima para:

- Pórticos de hormigón armado:

$$\theta_y = 0.5 \varepsilon_y \frac{L_b}{h_b}$$

Dónde:

$\theta_y$  Deriva de fluencia

$\varepsilon_y$  Deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo

- Pórticos de Acero Estructural:

$$\theta_y = 0.65 \varepsilon_y \frac{L_b}{h_b}$$

Dónde:

$L_b, h_b$  Longitud y peralte de una viga característica del pórtico

$\varepsilon_y$  Deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo

$\Delta_y$  para edificios con muros estructurales

Se obtiene con:

$$\Delta_y = \frac{\varepsilon_y}{I_w} H_{eff}^2 \left( 1 - \frac{H_{eff}}{3H_n} \right)$$

Dónde:

$I_w$  Longitud del muro en su base

$H_{eff}$  Altura efectiva

$H_n$  Altura total del edificio

### e. Demanda de ductilidad

La demanda de ductilidad  $\mu$  se calcula como la razón entre el desplazamiento característico  $\Delta_D$  y el desplazamiento de fluencia  $\Delta_y$ :

$$\mu = \Delta_d / \Delta_y$$

Dónde:

$\mu$  Demanda por ductilidad

$\Delta_d$  Desplazamiento característico usado en el DBD

$\Delta_y$  Desplazamiento de fluencia

### f. Factor de reducción de demanda sísmica

El factor de reducción de demanda sísmica  $R_\xi$  se obtendrá de la [Figura 7](#), en función de la demanda de ductilidad  $\mu$ :

El factor de reducción  $R_\xi$  no debe confundirse ni compararse con el factor  $R$  usado en la sección [6.3.4](#).

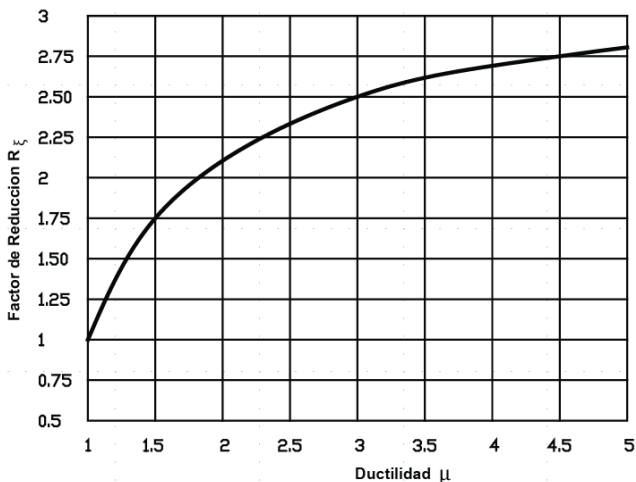


Figura 7: Factor de Reducción de la Demanda Sísmica  $R_\xi$

### g. Período efectivo

El período efectivo  $T_{eff}$  se obtiene a partir del espectro de desplazamientos proporcionado en la sección [3.3.2](#) y se calcula mediante las siguientes expresiones:

$$\text{Si } T_c \leq T_{eff} \leq T_L : T_{eff} = \frac{\Delta_d R_\xi}{0.38 Z F_d}$$

$$\text{Si } T_{eff} > T_L : T_{eff} = T_L$$

Dónde:

$T_L$  Véase la [Figura 5](#)

$\Delta_d$  Desplazamiento característico

$R_{\xi}$	Factor de reducción de demanda sísmica
$Z$	Factor de la zona
$F_d$	Factor de sitio de la sección 3.2.2

Como se muestra en la **Figura 8**, el período efectivo corresponde al desplazamiento de diseño  $\Delta_d$  en el espectro reducido de acuerdo a la demanda de ductilidad en la estructura. El período efectivo es más largo que el período elástico ya que una vez que la estructura ingresa en el rango inelástico degrada su rigidez y alarga su período.

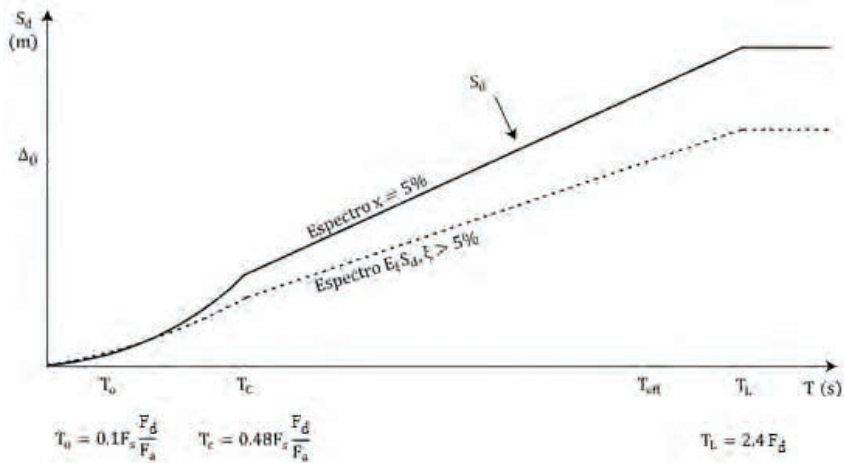


Figura 8 : Período efectivo de sistema equivalente de un grado de libertad

#### h. Rigidez efectiva

La rigidez efectiva  $K_{eff}$  proviene de la muy conocida relación entre período, masa y rigidez para sistemas de un grado de libertad, de acuerdo con:

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 M_{eff}}{T_{eff}^2}$$

Dónde:

$K_{eff}$  Rigidez efectiva

$M_{eff}$  Masa efectiva

$T_{eff}$  Período efectivo

#### 7.2.5. Cortante basal de diseño para el DBD

El cortante  $V_{DBD}$  no es de fluencia, es la resistencia requerida por la estructura cuando se alcanza el desplazamiento meta.

Según el método DBD,  $V_{DBD}$  se calculará para las dos direcciones principales de la estructura, y se determinará a partir del desplazamiento de diseño y la rigidez efectiva mediante:

$$V_{DBD} = K_{eff} \Delta_d$$

Dónde:

$K_{\text{eff}}$  Rigidez efectiva

$\Delta_d$  Desplazamiento característico

Si un edificio se diseña para derivas menores a las especificadas en la sección [7.2.1](#), el DBD indicará que el edificio requiere mayor resistencia lateral y, por tanto, mayor rigidez.

*NOTA: El cortante basal calculado según la sección [7.2.5](#) podría ser mayor que el cortante  $V$  obtenido mediante el DBF en [6.3.2](#). Esto se debe a que el cortante  $V_{DBD}$  incluye la sobre resistencia de la estructura.*

### 7.2.6. Vector de fuerzas laterales

El cortante basal  $V_{DBD}$  debe distribuirse en el centro de masa de cada piso del edificio de acuerdo con las siguientes relaciones:

**Pisos 1 a n-1:**

$$F_i = kV_{DBD}(m_i\Delta_i)/(\sum_{i=1}^n(m_i\Delta_i))$$

Dónde:

$K$  Coeficiente que vale 0.9 para edificaciones aporricadas y 1.0 para todas las demás estructuras

$m_i$  Masa del piso  $i$  (corresponde a la masa de los elementos estructural y no estructurales más 25% de la masa por carga viva)

$\Delta_i$  Deriva del piso  $i$  calculada en el centro de masas del piso

$V_{DBD}$  Corte basal obtenido por el DBD

**Techo (Piso n):**

$$F_n = (1 - k)V_{DBD} + kV_{DBD}(m_n\Delta_n)/\sum_{i=1}^n(m_i\Delta_i)$$

Dónde:

$V_{DBD}$  Corte basal obtenido por el DBD

$\Delta_n$  Desplazamiento de diseño para del piso  $n$  de un edificio

$m_n$  Masa del piso  $n$  de un edificio

#### Análisis de la capacidad de rótulas plásticas

La estructura debe analizarse bajo la acción del vector de fuerza lateral de diseño para determinar la capacidad de momento requerida en las rótulas plásticas.

El análisis estructural estará basado en la rigidez efectiva de los miembros estructurales, compatible con el perfil de desplazamiento objetivo. Cualquier otro método de análisis que satisfaga equilibrio estático también puede ser utilizado.

Las acciones para el diseño a cortante en vigas o las de diseño de columnas y muros (en las secciones fuera de las rótulas plásticas) deberán establecerse de acuerdo a lo especificado en las normas [NEC-SE-HM](#), [NEC-SE-AC](#), [NEC-SE-MP](#) y [NEC-SE-MD](#).

El análisis estructural que se realiza luego de determinar el valor del cortante basal tiene como objeto distribuir la resistencia en todos los elementos de la estructura.

*En el DBD no es necesario comprobar derivas de piso en el análisis estructural ya que las derivas fueron impuestas al inicio, en el perfil de desplazamiento objetivo.*

### 7.3. Perfil de desplazamiento de diseño

Las funciones especificadas en los siguientes apartados para la definición del desplazamiento objetivo provienen de la observación de resultados de análisis inelásticos de historia en el tiempo.

#### 7.3.1. Edificaciones aporricadas

Para un edificio de n pisos, el perfil de desplazamiento de diseño será determinado

- para cada nivel de altura  $H_i$ ,
- en base a la deriva de diseño  $\theta_T$  especificada en la sección [7.2.3](#).
- a la altura total del edificio  $H_n$ ,
- y al factor de amplificación dinámica de derivas  $\omega_\theta$  definido por

$$\omega_\theta = 1.15 - 0.0034H_n \leq 1.0$$

Dónde:

$H_n$  Altura total del edificio de n pisos

$\omega_\theta$  Factor de amplificación dinámica de derivas

$H_n$  Altura total del edificio

Para el diseño de edificios de cuatro pisos o menos, se asume un perfil de desplazamiento lineal. Para edificios de más de cuatro pisos el perfil es no-lineal y la deriva máxima ocurre en el primer piso.

**Deriva máxima según el número de pisos:**

Para  $n \leq 4$ :

$$\Delta_i = \omega_\theta H_i \theta_T$$

Dónde:

$\omega_\theta$  Factor de amplificación dinámica de derivas

$H_i$  Altura de nivel i

$\theta_T$  Deriva de diseño

para  $n > 4$ :

$$\Delta_i = \omega_\theta H_i \theta_T \frac{4H_n - H_i}{4H_n - H_1}$$

Dónde:

$H_n$  Altura total del edificio

$\theta_T$  Deriva de diseño

$H_i$  Altura de nivel  $i$

$\omega_\theta$  Factor de amplificación dinámica de derivas

$\Delta_i$  Deriva del piso  $i$  calculada en el centro de masas del piso

### 7.3.2. Edificaciones con muros estructurales

El perfil de desplazamiento de diseño se definirá con un análisis racional o se tomará como el menor calculado con las 2 ecuaciones siguientes:

#### Perfil de desplazamiento controlado por límites de deformación unitaria en la rótula plástica en la base del muro

$$\Delta_i = \Delta_{yi} + \Delta_{pi} = \frac{\varepsilon_y}{l_w} H_i^2 \left( 1 - \frac{\varepsilon_y}{\partial H_n} \right) + \left( \phi_m - \frac{2\varepsilon_y}{l_w} \right) L_p H_i$$

Dónde:

$\Delta_i$  Deriva máxima del piso  $i$

$\Delta_{yi}$  Desplazamiento de fluencia en el piso  $i$

$\varepsilon_y$  Deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo

$l_w$  La longitud del muro en su base

$L_p$  Longitud de la rótula plástica en la base del muro

$H_i$  Altura de nivel  $i$

$H_n$  La altura total del edificio

$f_m$  Curvatura en la sección de la rótula plástica, correspondiente a los límites de deformación unitaria especificados en la sección 7.2.2.

#### Perfil de desplazamiento controlado por la deriva máxima que ocurre en el último piso

$$\Delta_i = \Delta_{yi} + (\theta_c + \theta_{yn}) H_i = \frac{\varepsilon_y}{l_w} H_i^2 \left( 1 - \frac{H_i}{\partial H_n} \right) + \left( \theta_c - \frac{\varepsilon_y H_n}{l_w} \right) H_i$$

Dónde:

$\Delta_i$  Deriva máxima del piso  $i$

$\Delta_{yi}$  Desplazamiento de fluencia en el piso  $i$

$\theta_c$ : Sin definir

$\theta_{yn}$  Deriva de fluencia del piso  $i$

$H_i$	Altura de nivel i
$H_n$	Altura total del edificio
$\epsilon_y$	Deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo
$l_w$	La longitud del muro en su base

Esta ecuación produce un perfil de desplazamiento controlado por la deriva máxima que ocurre en el último piso.



## 8. Sistemas de control y aislamiento a la base

---

Las fuentes principales de esta sección son los [Capítulos 13 y 15 del BSSC](#) (2004) "NEHRP Recommended Provisions and Commentary for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures" ([FEMA 450](#)).

Véase en la sección [1.4.2](#).

### 8.1. Alcance

---

Los sistemas de control estructural utilizados para el diseño sismo resistente no convencional de estructuras son aquellos definidos en la sección [1.2](#) y son clasificados en:

- sistemas de aislamiento sísmico,
- sistemas de disipación pasiva de energía,
- sistemas de control activo.

### 8.2. Requisitos de diseño generales

---

#### 8.2.1. Requisito de sistema estructural

Toda estructura que utilice en su diseño sistemas de control sísmico deberá poseer un sistema estructural sismo resistente básico de entre los tipos descritos en las [Tabla 13](#) y [Tabla 14](#).

- Sistemas Estructurales Dúctiles (sistemas duales y pórticos resistentes a momentos)
- Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada (pórticos resistentes a momento y muros estructurales portantes)

#### 8.2.2. Métodos de cálculo

Los métodos de análisis a ser utilizados son los indicados en [FEMA 450](#).

El cálculo del cortante basal mínimo se hará en conformidad con el método de cálculo de fuerzas sísmicas expuesto en la sección [6](#).

*Nota: si  $Z > 0.30$  (factor de zona), independientemente del método de análisis adoptado, la respuesta máxima de la estructura requerirá de la aplicación de un método de análisis no lineal paso a paso, realizado por personal profesional calificado en cálculo inelástico de estructuras con sistemas de control sísmico.*

### 8.3. Requisitos mínimos de diseño de sistemas de aislamiento sísmico

---

El diseño sísmico de edificios con sistemas de aislamiento sísmico utilizará como requisitos mínimos a las especificaciones del [Capítulo 13 del BSSC](#) (2004) "NEHRP Recommended Provisions and Commentary for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures" (FEMA 450).

Sin influencia del uso o de la ocupación del edificio:

- el parámetro SD1 corresponde a la aceleración espectral para  $T = 1s$ , para un período de retorno de 475 años.

- el parámetro SM1 corresponde a la aceleración espectral con para  $T = 1s$ , para un período de retorno de 2500 años, tomando en cuenta el efecto del suelo de cimentación.

## **8.4. Requisitos de diseño de sistemas de disipación pasiva de energía**

---

El diseño sísmico de edificios con sistemas de disipación pasiva de energía, tales como los amortiguadores sísmicos, utilizará como requerimientos mínimos las especificaciones del [Capítulo 15 del BSSC](#) (2004) "NEHRP Recommended Provisions and Commentary for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures" ([FEMA 450](#)).

Los espectros que definen la amenaza sísmica serán generados como se indica en las secciones anteriores del presente capítulo.

El espectro de diseño debe referirse a un terremoto con un período de retorno de 475 años, mientras que el espectro máximo considerado se refiere a un período de retorno de 2500 años.

## 9. Estructuras diferentes a las de las edificaciones

---

### 9.1. Introducción

---

Las estructuras distintas a las de edificación incluyen todas las estructuras auto-portantes que no son edificios, las cuales soportan cargas verticales y deben resistir los efectos sísmicos, tales como reservorios, tanques, silos, torres de transmisión, estructuras hidráulicas, tuberías, naves industriales, etc., cuyo comportamiento dinámico es distinto al comportamiento de las estructuras de edificación.

Este tipo de estructuras se diseñarán para resistir las fuerzas laterales mínimas especificadas en esta sección, complementadas mediante consideraciones adicionales especiales aplicables a cada tipo de estructura.

El diseño se realizará de conformidad con los requisitos aplicables de las secciones anteriores de este documento, modificadas con los requisitos que se describen en los siguientes numerales.

Para el caso de puentes y presas, se aplicarán las normas ecuatorianas correspondientes y, en su ausencia, aquellas internacionalmente aceptadas.

### 9.2. Estructuras portuarias, puentes y tanques con fondo apoyado

---

#### 9.2.1. Estructuras portuarias

Para el diseño sísmo resistente de las estructuras portuarias se adoptarán los objetivos de desempeño, nivel de amenaza sísmica (probabilidad de excedencia o período de retorno) y niveles de desempeño estructural (estados límites) especificados por el Permanent International Association for Navigation Congresses ([PIANC](#)), Guías de diseño sísmico para estructuras portuarias.

Los espectros de diseño para los niveles de amenaza sísmica que corresponda serán desarrollados en base a las curvas de amenaza sísmica presentadas en el apéndice [10.3](#).

#### 9.2.2. Puentes

Para el diseño sísmo resistente de puentes se adoptarán los objetivos de desempeño, nivel de amenaza sísmica (probabilidad de excedencia o período de retorno) y niveles de desempeño estructural (estados límites) especificados en [AASHTO](#), Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design.

Los espectros de diseño para los niveles de amenaza sísmica que corresponda serán desarrollados en base a las curvas de amenaza sísmica presentadas en el apéndice [10.3](#).

#### 9.2.3. Tanques con fondo apoyado

Los tanques cuyo fondo se encuentra apoyado directamente sobre la superficie del suelo o bajo ella y los tanques cuyo fondo se encuentra apoyado sobre otros elementos estructurales, se diseñarán para resistir las fuerzas laterales calculadas utilizando el procedimiento descrito para estructuras rígidas (descrito en [9.3.5](#)), incluyendo todo el peso del tanque y el de su contenido.

Alternativamente, estos tanques pueden diseñarse siguiendo uno de los dos siguientes procedimientos:

- Un análisis espectral, el cual incluya las consideraciones de un sismo esperado en el sitio y los

efectos de la inercia de los fluidos contenidos en el tanque.

- Un procedimiento prescrito por códigos y normativas internacionales de reconocido valor, aplicables al caso de estructuras de tanques.

### 9.3. Parámetros

---

#### 9.3.1. Peso $W$

El peso de las estructuras incluirá todas las cargas muertas.

Para propósitos de cálculo de fuerzas laterales de diseño,  $W$  deberá incluir todos los pesos presentes debidos a los contenidos de dichas estructuras, en condiciones de operación normal.

#### 9.3.2. Período fundamental $T$

El período fundamental de la estructura se calculará utilizando métodos reconocidos de la dinámica estructural, tales como el Método 2 descrito en la sección [6.3.3](#).

#### 9.3.3. Límites de deriva

Los límites de deriva establecidos para estructuras de edificios no necesitan ser aplicados para este tipo de estructuras.

Los límites de deriva deben establecerse para los elementos estructurales y no estructurales cuya falla podría ocasionar peligro para la vida y la seguridad.

Sin embargo, los efectos  $P-\Delta$  deben calcularse para estructuras cuyas derivas excedan los límites establecidos en el presente documento para el caso de estructuras de edificación.

#### 9.3.4. Efectos de interacción

Las estructuras que soporten elementos no-estructurales flexibles cuyo peso combinado exceda en un 25% al peso de la estructura, deberán diseñarse considerando los efectos de interacción entre la estructura y dichos elementos.

#### 9.3.5. Fuerzas laterales

Los procedimientos de cálculo de fuerzas laterales últimas para sistemas estructurales similares a los utilizados para el caso de edificaciones, deberán diseñarse como tales.

Para el caso de estructuras rígidas (con períodos menores a 0.6 s), éstas se deberán diseñar (incluidos sus anclajes) aplicando la fuerza lateral obtenida mediante la ecuación:

$$V = \eta Z F_a I W$$

Dónde:

$V$  Cortante total en la base de la estructura para el DBF

$D$  Razón entre la aceleración espectral  $S_a$  ( $T = 0.1$  s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

$Z$  Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad  $g$

$F_a$  Coeficiente de amplificación de suelo en las zona de período corto. Amplifica las ordenadas del espectro

elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio

**I** Coeficiente de importancia

**W** Carga sísmica reactiva

### 9.3.6. Distribución de las fuerzas laterales

La fuerza **V** así calculada debe distribuirse de acuerdo con la distribución de masas y debe aplicarse en cualquier dirección horizontal.

### 9.3.7. Factor de reducción de respuesta para estructuras diferentes a las de edificación

Las fuerzas sísmicas mínimas de diseño descritas en la sección [9.3.5](#) se han establecido a un nivel tal, necesario para producir desplazamientos sobre modelos elásticos de estructuras empotradas en su base, comparables con los desplazamientos esperados en estructuras reales sometidas al sismo de diseño.

Se permite una reducción de fuerzas sísmicas mínimas de diseño mediante el factor **R** cuando el diseño de este tipo de estructuras provea de suficiente resistencia y ductilidad a las mismas, de manera consistente con la filosofía de diseño y las especificaciones de la presente norma.

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R	
Reservorios y depósitos, incluidos tanques y esferas presurizadas, soportados mediante columnas o soportes arriostrados o no arriostrados.	2
Silos de hormigón fundido en sitio y chimeneas que poseen paredes continuas desde la cimentación	3.5
Estructuras tipo cantiléver tales como chimeneas, silos y depósitos apoyados en sus bordes	3
Naves industriales con perfiles de acero	3
Torres en armadura (auto-portantes o atirantadas)	3
Estructuras en forma de péndulo invertido	2
Torres de enfriamiento	3.5
Depósitos elevados soportados por una pila o por apoyos no arriostrados	3
Letreros y carteleras	3.5
Estructuras para vallas publicitarias y monumentos	2
Otras estructuras no descritas en este documento	2

Tabla 18 : Factor de reducción de respuesta R para estructuras diferentes a las de edificación

## 10. Apéndices

---

### 10.1. Fundamentos del estudio de peligro sísmico

---

#### 10.1.1. Fundamentación del mapa de zonificación

**Origen:** el mapa de zonas sísmicas para propósitos de diseño incluido en este capítulo, proviene de :

- un estudio completo que considera fundamentalmente los resultados de los estudios de peligro sísmico del Ecuador actualizados al año 2011
- ciertos criterios adicionales que tienen que ver principalmente con la uniformidad del peligro de ciertas zonas del país, criterios de practicidad en el diseño, protección de ciudades importantes, irregularidad en curvas de definición de zonas sísmicas, suavizado de zonas de límites inter-zonas y compatibilidad con mapas de peligro sísmico de los países vecinos.

El mapa reconoce el hecho de que la subducción de la placa de Nazca debajo de la placa Sudamericana es la principal fuente de generación de energía sísmica en el Ecuador. A este hecho se añade un complejo sistema de fallas local superficial que produce sismos importantes en gran parte del territorio ecuatoriano.

El estudio de peligro sísmico fue realizado de manera integral para todo el territorio nacional, de acuerdo con las metodologías actuales usadas a nivel mundial y a la disponibilidad de la información a nivel local, incluyendo:

- La evaluación de los principales eventos históricos acompañada de un estudio moderno de re-evaluación de la magnitud y localización de dichos eventos utilizando el método de Bakun & Wentworth (Beauval et. al, 2010).
- El estudio de las principales fuentes sísmicas conocidas (corticales y de subducción) y sus mecanismos focales, que junto con la sismicidad y neotectónica, permitió modelar la geometría de las fuentes sismogénicas y sus parámetros sismológicos (rumbo, buzamiento, magnitud mínima de homogeneidad, tasa media de actividad sísmica, magnitud máxima probable y tasas de recurrencia).
- La modelación de la geometría de las fuentes sismogénicas se alimentó de la información geodésica reciente que proporciona el campo de velocidades del Ecuador a partir de mediciones GPS de precisión y de modelos del acoplamiento de segmentos de la subducción.
- El análisis de la homogeneidad y completitud de los catálogos sísmicos históricos para el Ecuador, construcción de un catálogo sísmico instrumental unificado a partir del catálogo del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (incluye la base de datos microsísmicos) y de catálogos internacionales tales como el Centennial (EHB), ISC, NEIC/USGS (PDE), GCMT/HRV y homogeneización de las magnitudes instrumentales a  $M_w$ .
- La modelación de más de 30.000 eventos, de los cuales, filtradas las réplicas, eventos premonitores, sismos volcánicos y enjambres, se obtuvieron 8.923 eventos sísmicos independientes de magnitud mínima de homogeneidad 4,5 y máxima 8,8 utilizados para el análisis.
- La utilización de las ecuaciones de predicción, validadas por el Global Earthquake Model, para las fuentes intraplaca (entre ellas las de Boore y Atkinson, 2008; Akkar y Boomer, 2010;

Kanno et. al., 2006; Bindi et. al., 2009) y para las fuentes de subducción (Youngs et. al., 1997; Atkinson y Boore, 2003; Kanno et. al., 2006; McVerry et. al., 2006; Lin y Lee, 2008; Zhao et. al., 2006).

- Un estudio sobre las incertidumbres en los distintos parámetros utilizados, particularmente las ecuaciones de predicción.
- La modelación de la ocurrencia de los sismos como un proceso de Poisson, obteniéndose curvas de iso-aceleraciones en afloramiento rocoso para diferentes niveles de probabilidad anual de excedencia (inverso del período de retorno).

El mapa de zonificación sísmica para diseño de la [Figura 1](#) en la sección [3.1](#) proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI. Con ello se reconoce que los verdaderos resultados de peligro sísmico para un período de retorno de 475 años para la zona VI son en realidad mayores a 0.50 g y que han sido saturados a dicho valor para ser utilizados en estructuras de edificación de uso normal, por razones de tipo económico.

Se reconoce también que los resultados alcanzados hasta el momento en los estudios de peligro sísmico tienen un carácter dinámico, ya que reflejan el estado actual del conocimiento en la sismología y neotectónica del Ecuador. A medida que se tenga mayor información proveniente de las redes de sismógrafos y acelerógrafos que funcionan actualmente en el territorio nacional y de las nuevas redes en instalación, del conocimiento de las fallas activas y de mejores ecuaciones de predicción, ésta información será incluida en versiones posteriores de esta norma.

#### 10.1.2. Establecimiento de los espectros

Para el establecimiento del espectro mencionado y de sus límites, se consideraron los siguientes criterios:

- **Estudio de las formas espectrales elásticas** de los sismos ecuatorianos registrados en la Red Nacional de Acelerógrafos

A través de la recopilación de los registros de aceleración disponibles de sismos ecuatorianos, especialmente en roca y suelo firme, se estudiaron las formas espectrales de los mismos aplicando técnicas de promediado espectral ([Yépez, F. et al., 2000](#)).

- Simulación estocástica de acelerogramas artificiales y estudio de formas espectrales

A partir de los registros de aceleración reales disponibles y de la información sismológica del sismo real y del sismo mayor a simular (caída de esfuerzos, momento sísmico), se simularon registros artificiales mediante procesos estocásticos y funciones de Green. La simulación de varias familias de registros permitió estudiar la forma espectral de sismos mayores ([Yépez, F et al., 2000](#)).

- Estudio de las formas espectrales elásticas de las normativas [ASCE 7-10](#) de los Estados Unidos y la [NSR-10](#) de Colombia, ambas del 2010.

Se estudiaron (a base de [Dickenson, S \(1994\)](#), [Seed et al. \(1997 y 2001\)](#), [Tsang et al. \(2006\)](#), [Tena-Colunga, et al. \(2009\)](#) y [Vera Grunauer, X \(2010\)](#), [Huang et.al., \(2010\)](#)):

- las formas espectrales,
- los factores de amplificación dinámica de las aceleraciones espectrales,
- las frecuencias fundamentales de vibración,

- la meseta máxima,
- la ecuación de la curva de caída
- los factores de comportamiento inelástico de suelos

Debido a la imposibilidad de utilizar la ductilidad para disminuir la ordenada espectral elástica para períodos cortos con fines de diseño y, únicamente para el análisis sísmico estático y para el análisis sísmico dinámico del modo fundamental de vibración, se eliminó el ramal izquierdo de ascenso de los espectros elásticos de respuesta típicos y se estableció que la meseta máxima llegue hasta valores de períodos de vibración cercanos a cero.

## 10.2. Poblaciones ecuatorianas y valor del factor $Z$

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
CUENCA	CUENCA	CUENCA	AZUAY	0.25
CHORDELEG	CHORDELEG	CHORDELEG	AZUAY	0.25
GUALACEO	GUALACEO	GUALACEO	AZUAY	0.25
SEVILLA DE ORO	SEVILLA DE ORO	SEVILLA DE ORO	AZUAY	0.25
EL PAN	EL PAN	EL PAN	AZUAY	0.25
PAUTE	CHICAN (GUILLERMO ORTEGA)	PAUTE	AZUAY	0.25
GUARANDA	GUARANDA	GUARANDA	BOLIVAR	0.35
SAN LORENZO	SAN LORENZO	GUARANDA	BOLIVAR	0.35
SANTIAGO	SANTIAGO	SAN MIGUEL	BOLIVAR	0.35
SAN JOSE DEL TAMBO	SAN JOSE DEL TAMBO	CHILLANES	BOLIVAR	0.35
SAN SIMON	SAN SIMON (YACOTO)	GUARANDA	BOLIVAR	0.35
SAN MIGUEL DE BOLIVAR	SAN MIGUEL	SAN MIGUEL	BOLIVAR	0.35
SAN JOSE DE CHIMBO	SAN JOSE DE CHIMBO	CHIMBO	BOLIVAR	0.35
SIMIATUG	SIMIATUG	GUARANDA	BOLIVAR	0.30
SAN LUIS DE PAMBIL	SAN LUIS DE PAMBIL	GUARANDA	BOLIVAR	0.30
FACUNDO VELA	FACUNDO VELA	GUARANDA	BOLIVAR	0.30
LAS MERCEDES	LAS NAVES	LAS NAVES	BOLIVAR	0.30
LAS NAVES	LAS NAVES	LAS NAVES	BOLIVAR	0.30
SAN LUIS DE LAS MERCEDES	SAN LUIS DE PAMBIL	GUARANDA	BOLIVAR	0.30
ECHEANDIA	ECHEANDIA	ECHEANDIA	BOLIVAR	0.30
CHILLANES	CHILLANES	CHILLANES	BOLIVAR	0.40



POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
CAÑAR	CAÑAR	CAÑAR	CAÑAR	0.30
EL TAMBO	EL TAMBO	EL TAMBO	CAÑAR	0.30
LA PUNTILLA	PANCHO NEGRO	LA TRONCAL	CAÑAR	0.40
LA TRONCAL	LA TRONCAL	LA TRONCAL	CAÑAR	0.40
DELEG	DELEG	DELEG	CAÑAR	0.25
AZOGUES	AZOGUES	AZOGUES	CAÑAR	0.25
BIBLIAN	BIBLIAN	BIBLIAN	CAÑAR	0.25
HUACA	HUACA	SAN PEDRO DE HUACA	CARCHI	0.40
EL PLAYON DE SAN FRANCISCO	EL CARMELO (EL PUN)	TULCAN	CARCHI	0.40
MARISCAL SUCRE	MARISCAL SUCRE	SAN PEDRO DE HUACA	CARCHI	0.40
TULCAN	TULCAN	TULCAN	CARCHI	0.40
EL ANGEL	EL ANGEL	ESPEJO	CARCHI	0.40
SAN GABRIEL	SAN GABRIEL	MONTUFAR	CARCHI	0.40
EL CARMELO	EL CARMELO (EL PUN)	TULCAN	CARCHI	0.40
LA LIBERTAD	LA LIBERTAD (ALIZO)	ESPEJO	CARCHI	0.40
JULIO ANDRADE	JULIO ANDRADE (OREJUELA)	TULCAN	CARCHI	0.40
LA PAZ	LA PAZ	MONTUFAR	CARCHI	0.40
SAN ISIDRO	SAN ISIDRO	ESPEJO	CARCHI	0.40
SAN JOSE DE TINAJILLAS	GARCIA MORENO	BOLIVAR	CARCHI	0.40
SANTA MARTHA DE CUBA	SANTA MARTHA DE CUBA	TULCAN	CARCHI	0.40
GARCIA MORENO	GARCIA MORENO	BOLIVAR	CARCHI	0.40
MONTE OLIVO	MONTE OLIVO	BOLIVAR	CARCHI	0.40
PIQUIUCHO	LOS ANDES	BOLIVAR	CARCHI	0.40
PUEBLO NUEVO	SAN RAFAEL	BOLIVAR	CARCHI	0.40
PUSIR	SAN VICENTE DE PUSIR	BOLIVAR	CARCHI	0.40
LOS ANDES	LOS ANDES	BOLIVAR	CARCHI	0.40
FERNANDEZ SALVADOR	FERNANDEZ SALVADOR	MONTUFAR	CARCHI	0.40
SAN VICENTE DE PUSIR	SAN VICENTE DE PUSIR	BOLIVAR	CARCHI	0.40
MIRA	MIRA (CHONTAHUASI)	MIRA	CARCHI	0.40
BOLIVAR	BOLIVAR	BOLIVAR	CARCHI	0.40

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
TUFIÑO	TUFIÑO	TULCAN	CARCHI	0.40
CALPÍ	CADI	COLTA	CHIMBORAZO	0.35
PALLATANGA	PALLATANGA	PALLATANGA	CHIMBORAZO	0.40
PUNGAL GRANDE	GUANO	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
GUANO	GUANO	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
PENIPE	PENIPE	PENIPE	CHIMBORAZO	0.40
SAN ANDRES	SAN ANDRES	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
SAN ISIDRO DE PATULU	SAN ISIDRO DE PATULU	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
VALPARAISO	VALPARAISO	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
SAN JOSE DE CHAZO	SAN JOSE DEL CHAZO	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
GUANANDO	GUANANDO	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
CALPI	CALPI	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
LICÍN	RIOBAMBA	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
QUIMIAG	QUIMIAG	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
ASUNCION	CALPI	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
MACAJÁ	RIOBAMBA	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
PUELA	PUELA	PENIPE	CHIMBORAZO	0.40
RIOBAMBA	GUANO	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
ILAPO	ILAPO	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
SAN GERARDO	SAN GERARDO DE PACAICAGUAN	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
SAN ANTONIO DE BAYUSHIG	SAN ANTONIO DE BAYUSHIG	PENIPE	CHIMBORAZO	0.40
SANTA FE DE GALAN	SANTA FE DE GALAN	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
SAN VICENTE	RIOBAMBA	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
CHAMBO	CHAMBO	CHAMBO	CHIMBORAZO	0.40
PUNIN	PUNIN	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
LICTO	LICTO	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
PUNGALA	PUNGALA	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
YARUQUIES	RIOBAMBA	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
SAN LUIS	SAN LUIS	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
JUAN DE VELASCO	JUAN DE VELASCO	COLTA	CHIMBORAZO	0.40