

**CAPITULO 2**

**METODO DE LA CARGA ESTATICA EQUIVALENTE**

---

**2.1 Cortante basal estático equivalente**

**2.1.1 Expresión básica para el estado límite de servicio**

El edificio se considerará fijo a la base y se verificará que los desplazamientos laterales permanezcan dentro del intervalo elástico en cada dirección de análisis, bajo la aplicación del cortante basal estático equivalente para el estado límite de servicio ( $V_{Bs}$ ) dado por la siguiente ecuación:

$$V_{Bs} = C_s W_s \dots\dots\dots (Ec. 2.1)$$

Donde:

$W_s$  : es el peso de la parte de la masa de la edificación capaz de generar fuerzas inerciales que contribuyan al cortante basal según el inciso 2.1.3 de esta norma.

$C_{ss}$  : es el coeficiente sísmico para el estado límite de servicio definido en el inciso 2.1.4 de esta norma.

**2.1.2 Expresión básica para el estado límite de cedencia**

El edificio se considerará fijo en la base y se diseñará en cada dirección de análisis para resistir como mínimo el cortante basal estático equivalente para el estado límite de cedencia ( $V_B$ ) de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$V_B = C_s W_s \dots\dots\dots (Ec. 2.2)$$

Donde:

$W_s$  : es el peso de la parte de la masa de la edificación capaz de generar fuerzas inerciales que contribuyan al cortante basal según el inciso 2.1.3 de esta norma.

$C_s$  : es el coeficiente sísmico de diseño definido en el inciso 2.1.5 de esta norma.

### **2.1.3 *Peso $W_s$***

El peso  $W_s$  incluirá como mínimo la carga muerta total de la edificación. En almacenes o bodegas incluirá como mínimo un 25% de la carga viva. El analista también incluirá otras cargas vivas que estén rigidamente ancladas a la estructura. Las masas líquidas que no sobrepasen el 5% del peso total de la edificación se añadirán simplemente al peso  $W_s$ ; en otros casos se verificarán las componentes hidrodinámicas de acuerdo al inciso 8.4 de la norma NR-2.

### **2.1.4 *Coefficiente sísmico para el estado límite de servicio ( $C_{ss}$ )***

El coeficiente sísmico para verificar que las deformaciones de los distintos elementos de la estructura permanezcan dentro del intervalo elástico en cada dirección de análisis se calculará de la manera siguiente:

$$C_{ss} = S_f(T) \dots\dots\dots (Ec. 2.3)$$

Donde:

$S_f(T)$ : es la demanda sísmica correspondiente al sismo de servicio –sismo frecuente- para una estructura con período T según se especifica en el inciso 3.4.2 de la norma NR-2.

T: es el período fundamental de vibración de la estructura definido en el inciso 2.1.6 de esta norma.

### **2.1.5 *Coefficiente sísmico para el estado límite de cedencia ( $C_s$ )***

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

$$C_s = \frac{S_a(T)}{R} \dots\dots\dots (Ec. 2.3)$$

**NORMAS ESTRUCTURALES DE DISEÑO RECOMENDADAS PARA LA REPUBLICA DE GUATEMALA**  
**AGIES NR-3: 2000**

---

Donde:

R : es el factor de reducción que se obtiene conforme con el inciso 1.3.1 de esta norma;

S<sub>a</sub>(T): es la demanda sísmica de diseño para una estructura con período T según se especifica en el inciso 3.3.2 de la norma NR-2.

**2.1.6 Período de vibración T**

El período de vibración T es el período fundamental de vibración de la edificación. Al período T puede asignársele el valor genérico empírico T<sub>E</sub> del inciso 2.1.6.2

Si el período T se calcula analíticamente y resulta ser mayor que 1.2 T<sub>E</sub>, se utilizará este último valor para calcular la demanda sísmica por el método de la carga estática equivalente.

**2.1.6.1 Cálculo del período de vibración mediante fórmula analítica**

El período fundamental de vibración en la dirección bajo consideración se calculará por medio del método de Rayleigh, de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (W_i u_i^2)}{g \sum_{i=1}^n (F_i u_i)}} \dots\dots\dots (Ec. 2.4)$$

Donde:

W<sub>i</sub> : peso para sismo del nivel “i”;

u<sub>i</sub> : desplazamiento lateral del centro de masa del nivel “i”. Estos desplazamientos laterales se pueden calcular ignorando los efectos de torsión;

**NORMAS ESTRUCTURALES DE DISEÑO RECOMENDADAS PARA LA  
REPUBLICA DE GUATEMALA  
AGIES NR-3: 2000**

---

$F_i$  : fuerza estática equivalente para el nivel "i";

$g$  : aceleración debida a la gravedad. Se puede tomar como  $9.81 \text{ m/s}^2$ .

**2.1.6.2 Período empírico  $T_E$**

El periodo fundamental de vibración de una edificación puede estimarse en forma genérica igualando a un período empírico ( $T_E$ ).

Para edificios en general:

$$T_E = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{L}} \dots\dots\dots (\text{Ec. 2.5})$$

Para sistemas estructurales del tipo E2 puede utilizarse:

$$T_E = K_T (h_n)^{0.75} \dots\dots\dots (\text{Ec. 2.6})$$

Donde:

$K_T = 0.061$ , para marcos de concreto;

$K_T = 0.085$ , para marcos de acero;

$h_n$  : es la altura total del edificio, en metros, desde la base o nivel del terreno; la base es el primer nivel de la edificación restringido de vibrar libremente (usualmente el nivel de plaza);

$L$  : es la distancia entre los ejes estructurales extremos en la dirección de análisis, medida en metros.

**2.2 Distribución vertical de las fuerzas sísmicas**

El cortante basal de servicio ( $V_{Bs}$ ) y el cortante basal de cedencia ( $V_B$ ) se distribuirán a lo alto del edificio de acuerdo con las ecuaciones 2.7 y 2.8 respectivamente:

$$F_{js} = C_{vj} V_{Bs} \dots\dots\dots (Ec. 2.7)$$

$$F_j = C_{vj} V_B \dots\dots\dots (Ec. 2.8)$$

Donde:

$$C_{vj} = \frac{W_j h_j^k}{\sum_{i=1}^n (W_i h_i^k)} \dots\dots\dots (Ec. 2.9)$$

$F_{js}$  : es el cortante de servicio en el nivel “j” de la edificación;

$F_j$  : es el cortante de cedencia en el nivel “j” de la edificación;

$$k = \begin{cases} 1, & \text{para } T \leq 0.5 \text{ s} \\ 0.75 + 0.5T, & \text{para } T > 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

$W_i$  : es el peso asignado al nivel “i” de la edificación;

$W_j$  : es el peso asignado al nivel “j” de la edificación;

$h_i$  : es la altura en metros del nivel “i” sobre la base de la edificación;

$h_j$  : es la altura en metros del nivel “j” sobre la base de la edificación; la base es el primer nivel de la edificación restringido de vibrar libremente (usualmente el nivel de plaza).

### **2.3 Distribución horizontal de las fuerzas sísmicas**

La fuerza sísmica ( $V_i$ ) acumulada desde arriba hasta el nivel "i" se distribuirá a los diversos miembros verticales del sistema sismorresistente que están en el piso debajo del nivel "i", tomando en cuenta las rigideces relativas de esos miembros verticales y las del diafragma en el nivel "i". El analista tomará en cuenta las rigideces finitas del diafragma en el análisis, excepto que pueda justificar el empleo de un modelo analítico de diafragma infinitamente rígido demostrando que los diafragmas son considerablemente más rígidos que los marcos estructurales.

En el proceso de distribuir las fuerzas sísmicas se tomará en cuenta el momento torsional causado por el corrimiento del el centro de rigidez (o de torsión) del entrepiso correspondiente y el centro de masa de dicho entrepiso. A este momento torsional se añadirá un momento torsional accidental.

#### **2.3.1 Excentricidad accidental**

Aún cuando, en planta, los niveles de una estructura fueren perfectamente simétricos tanto en masa como en rigidez, se deberá considerar una excentricidad accidental para la aplicación de las fuerzas de inercia. Esta excentricidad accidental se medirá desde el centro de masa nominal y se determinará de la siguiente forma:

- (a) Para fuerzas aplicadas en una dirección paralela a los ejes ortogonales principales de la estructura, la excentricidad será igual a  $\pm 0.1$  veces la dimensión en planta de la estructura perpendicularmente a la dirección de la fuerza.
- (b) Para fuerzas aplicadas en otras direcciones, la excentricidad accidental se puede suponer que se localiza sobre el contorno de una elipse con semiejes iguales a la excentricidad especificada para las direcciones ortogonales.

#### **2.3.2 Amplificación dinámica**

Para fines de diseño, el momento torsional definido en 2.3 será igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable. Además, se deberá multiplicar dicha excentricidad por un factor de 1.5

**NORMAS ESTRUCTURALES DE DISEÑO RECOMENDADAS PARA LA  
REPUBLICA DE GUATEMALA  
AGIES NR-3: 2000**

---

para tomar en cuenta los efectos dinámicos, e investigar cuál de las siguientes combinaciones resultan más desfavorables:  $1.5e \pm 0.1b$  ó  $e \pm 0.1b$ . Siendo “e” la excentricidad nominal en planta del entrepiso, y “b” la dimensión de la planta medida en la dirección de “e”. Finalmente, la excentricidad en cada dirección de análisis no se tomará menor que la mitad del máximo valor de “e” calculado para los entrepisos que se hallan abajo del que se considera, ni se tomará el momento torsionante de ese entrepiso menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que están arriba del considerado.

**2.3.3 *Punto de aplicación de las fuerzas estáticas equivalentes***

Las fuerzas estáticas equivalentes se aplicarán en puntos excéntricos al centro de masa nominal de cada nivel; la distancia entre el centro de masa nominal y el punto de aplicación de las fuerzas estáticas equivalentes está especificada en el inciso 2.3.1.

**2.3.4 *Dirección de las fuerzas estáticas equivalentes***

Para edificios con sistemas sismorresistentes en dos direcciones perpendiculares, se puede asumir que las fuerzas estáticas equivalentes actúan separadamente a lo largo de estas dos direcciones horizontales. Para otro tipo de edificios se deberá considerar diferentes direcciones para la aplicación de las fuerzas estáticas equivalentes, de tal manera que produzcan el efecto más desfavorable en cualquier elemento estructural.

**2.4 *Volteo***

Toda edificación se diseñará para resistir los efectos de volcamiento o volteo causado por las fuerzas sísmicas especificadas en el inciso 2.2.

**NORMAS ESTRUCTURALES DE DISEÑO RECOMENDADAS PARA LA  
REPUBLICA DE GUATEMALA  
AGIES NR-3: 2000**

---

**2.5 Cálculo de desplazamientos laterales provocados por sismo**

**2.5.1 Criterio básico**

Los desplazamientos laterales de una edificación para cada estado límite no excederán los límites apropiados que se especifican en el capítulo 9 de la norma NR-2. Asimismo, estos desplazamientos laterales para cada estado límite se calcularán usando las mismas propiedades de rigidez que las utilizadas para el cálculo del período fundamental de vibración y de las fuerzas estáticas equivalentes.

**2.5.2 Reducción de desplazamientos laterales**

Los desplazamientos laterales y las derivas sísmicas de una estructura, que se obtienen mediante un análisis elástico se podrán reducir multiplicándolas por un factor de escala, de acuerdo con el siguiente criterio:

- (a) Para edificios con tendencia a la formación de un piso débil ..... 1.0
- (b) Para otro tipo de edificios:
  - (i) Con seis o más niveles ..... 0.85
  - (ii) Con menos de seis niveles, se podrá interpolar entre 1.0 para edificios de un solo nivel y 0.85 para edificios de seis niveles.

**2.5.3 Desplazamientos laterales para el estado límite de servicio**

Para el cálculo de los desplazamientos laterales para el estado límite de servicio se tomará en consideración cualquier causa que provoque una desviación en el comportamiento elástico lineal, que impida cumplir con los requisitos descritos en el capítulo 2 de la norma NR-2.



#### **2.5.4 Desplazamientos laterales para el estado límite de cedencia**

Los desplazamientos laterales post-elásticos, “ $\delta_o$ ”, en cada nivel de la estructura se calcularán de acuerdo con las ecuaciones 2.10 y 2.11.

$$\delta_o = R_o \delta_y, \quad \text{si } T \geq T_A \dots\dots\dots (\text{Ec. 2.10})$$

$$\delta_o = \left( 1 + \frac{(R_o - 1)T}{T_A} \right) \delta_y, \quad \text{si } T < T_A \dots\dots\dots (\text{Ec. 2.11})$$

donde:

$\delta_y$  : desplazamiento nominal a la fluencia obtenido del análisis estático equivalente;

$R_o$  : factor genérico de reducción de respuesta sísmica;

$T_A$  : periodo especificado en el cuadro 3.4 de la norma NR-2;

$T$  : periodo fundamental de vibración de la estructura definido en el inciso 3.3.2 de la norma NR-2.

Finalmente, los desplazamientos laterales post-elásticos calculadas conforme a los requisitos de este inciso se deberán modificar para tomar en consideración los efectos P-Delta, cuando la edificación no cumpla con las condiciones dadas en la sección 2.7 de esta norma.

## **2.6 Cálculo de derivas sísmicas**

### **2.6.1 Derivas sísmicas para el estado límite de servicio**

Las derivas sísmicas elásticas, entre niveles adyacentes  $\Delta_s$ , se definen como la diferencia entre los desplazamientos laterales elásticos de un nivel en particular “i”, y el nivel inmediato inferior a él, “i-1”:

**NORMAS ESTRUCTURALES DE DISEÑO RECOMENDADAS PARA LA  
REPUBLICA DE GUATEMALA  
AGIES NR-3: 2000**

---

$$\Delta = \delta_{e_i} - \delta_{e_{i-1}} \dots\dots\dots (Ec. 2.12)$$

Donde:

- $\delta_{e_i}$  : desplazamiento lateral elástico en el nivel “i” producido por el sismo de servicio;
- $\delta_{e_{i-1}}$  : desplazamiento lateral elástico en el nivel inmediato inferior “i-1”, producido por el sismo de servicio.

**2.6.2 Derivas sísmicas para el estado límite de cedencia**

Las derivas sísmicas de diseño, entre niveles adyacentes,  $\Delta$ , se definen como la diferencia entre los desplazamientos laterales post-elásticos de un nivel en particular “i”, y el nivel inmediato inferior a él, “i-1”:

$$\Delta = \delta_{o_i} - \delta_{o_{i-1}} \dots\dots\dots (Ec. 2.13)$$

Donde:

- $\delta_{o_i}$  : desplazamiento lateral post-elástico del nivel “i”, producido por el sismo de diseño;
- $\delta_{o_{i-1}}$  : desplazamiento lateral post-elástico del nivel “i-1”, producido por el sismo de diseño.

**2.7 Efecto P-Delta**

Se deberá realizar un análisis por efectos P-Delta, si la estructura no cumple con alguno de los requisitos siguientes:

- (a) El periodo fundamental de vibración excede de 0.45 segundos;
- (b) La altura de la estructura medida desde la base excede de 15 metros y el periodo fundamental de vibración excede de 0.8 segundos;

**NORMAS ESTRUCTURALES DE DISEÑO RECOMENDADAS PARA LA REPUBLICA DE GUATEMALA**  
**AGIES NR-3: 2000**

---

- (c) El factor genérico de reducción de respuesta sísmica  $R_o$ , no excede de 2;
- (d) La relación de las derivas sísmicas de diseño calculadas de acuerdo con el inciso 2.6.2 divididas entre la altura del entrepiso para cada entrepiso "i", para la región apropiada de la estructura definida según los subincisos (i) o (ii) siguientes, no deberá ser mayor que el límite especificado en la siguiente ecuación:

$$\gamma_i \leq \left( \frac{1}{7.5} \right) \left( \frac{V_i}{\sum_{j=1}^n W_j} \right) \dots\dots\dots (Ec. 2.14)$$

Donde:

$V_i$ : Fuerza cortante en el entrepiso "i", es decir por abajo del nivel "i";

$\sum_{j=1}^n W_j$ : Suma de las cargas gravitacionales que actúan encima de la elevación que se considera, es decir hasta el nivel "i", inclusive.

- (i) Para edificios de varios niveles diseñados conforme a un diseño por capacidad que elimina específicamente la formación de un mecanismo de ladeo por piso débil, se deberá aplicar la ecuación 2.14 entre la base y la mitad de la altura de la estructura.
- (ii) Para otros edificios, la ecuación 2.14 se deberá aplicar para cada entrepiso de la edificación

**2.7.1 Incrementos de desplazamientos laterales debidos a efectos P-Delta**

Los incrementos en los desplazamientos laterales debidos a los efectos P-Delta se deberán sumar a los desplazamientos calculados de acuerdo con el inciso 2.5.4 de este capítulo, a menos que el método de análisis adoptado para tomar en consideración los efectos de segundo orden ya incluya dicha suma.

Adicionalmente, el método de análisis adoptado deberá tomar en cuenta las demandas de ductilidad requeridas por la estructura con el fin de determinar los efectos P-Delta.

### **2.8 Método simplificado de análisis para efectos P-Delta**

Para considerar explícitamente los efectos de segundo orden, es decir los momentos y fuerzas cortantes adicionales provocados por las cargas verticales al actuar en la estructura deflectada lateralmente, será necesario incrementar todos los efectos sísmicos en el nivel incluyendo las derivas, por el factor  $P_\Delta$  de acuerdo con la ecuación 2.15; siempre que el coeficiente de inestabilidad  $CI_i$  esté comprendido entre 0.10 y 0.20. Tanto los nuevos desplazamientos como derivas deberán estar dentro de los límites especificados en los incisos 2.5.4 y 2.6.2 de este capítulo, respectivamente.

$$P_\Delta = \frac{1}{1 - CI_i} \dots\dots\dots (Ec. 2.15)$$

Donde,

$$CI_i = \frac{\sum_{j=i}^n W_j \left( \frac{\Delta_j}{R_o} \right)}{V_i (h_i - h_{i-1})}$$

Si el coeficiente de inestabilidad  $CI_i$  excede de 0.20 en cualquier entrepiso, deberán introducirse en la estructura los cambios necesarios para reducirlo. Si por el contrario,  $CI_i$  no excede de 0.10 no es necesario introducir ninguna corrección a los efectos sísmicos en el entrepiso.

## **CAPITULO 3**

### **METODO DE ANALISIS MODAL ESPECTRAL**

---

#### **3.1 Alcances**

El método de análisis modal espectral puede ser usado para ambos estados límite, es decir para el estado límite de servicio, y para el estado límite de cedencia.

#### **3.2 Aplicación**

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

#### **3.3 Número de modos de vibración participantes**

En el análisis se deberán incluir un número suficiente de modos de vibración que aseguren que el 90% o más de la masa está participando en la dirección de análisis bajo consideración.

#### **3.4 Modelo analítico**

##### **3.4.1 Modelos planares**

El edificio puede ser analíticamente modelado como un sistema de masas concentradas en cada nivel, que poseen un grado de libertad traslacional que corresponde con la dirección en que se analiza, siempre y cuando el edificio vibre en dos direcciones ortogonales sin acoplamiento significativo; esto se logra si se cumple con el inciso 1.6.2 de esta norma.

**NORMAS ESTRUCTURALES DE DISEÑO RECOMENDADAS PARA  
REPUBLICA DE GUATEMALA  
AGIES NR-3: 2000**

---

**3.4.2 Modelos no planares**

Si no se cumple lo anterior, el edificio puede modelarse como un sistema de masas concentradas en cada nivel, cada masa con dos grados de libertad traslacionales ortogonales y uno rotacional, siempre y cuando los diafragmas del nivel puedan considerarse rígidos conforme a los mismos criterios descritos en el inciso 2.3 de esta norma.

**3.4.3 Modelos multiplanares y tridimensionales**

Si no se cumple lo anterior, deberá modelarse los entrepisos discretizando cada uno en varias masas interconectadas por diafragmas no rígidos e intersectados en los marcos verticales.

**3.5 Torsión**

Cuando se cumplan los requisitos de configuración en planta descritos en el inciso 1.6.2 de la norma NR-3 se podrá usar el método de análisis modal espectral aplicándolo a dos direcciones mutuamente ortogonales de la estructura. Los efectos por torsión se considerarán mediante el método de la carga estática equivalente de acuerdo con el capítulo 2 de la norma NR-3. Para todos los demás casos los efectos torsionales se deberán incluir en un método de análisis tridimensional con base en lo solicitado en el inciso 3.6.

Con el propósito de evaluar los efectos por torsión mediante un análisis estático, la torsión aplicada en cada nivel se obtendrá ya sea de las fuerzas calculadas por el método de la carga estática equivalente, o bien, por medio de las fuerzas de inercia procedentes de un análisis modal espectral bidimensional. Asimismo, la excentricidad que se utilizará en el método estático deberá cumplir con lo especificado en el inciso 2.3 de la norma NR-3.

Finalmente, los efectos por torsión se sumarán algebraicamente con los efectos traslacionales de la estructura, de tal manera que produzcan la combinación más adversa para los distintos elementos de la edificación.

### **3.6 Análisis tridimensional**

Si no se cumple con los requisitos de configuración en planta descritos en el inciso 1.6.2 de la norma NR-3, será necesario realizar un análisis tridimensional de toda la estructura. Para hacer dicho análisis se deberá tomar en consideración lo siguiente:

- (a) Con excepción de lo que se especifica en el subinciso (b), para cada dirección ortogonal donde exista carga aplicada, la posición y distribución de la masa se deberá acomodar para tomar en cuenta la excentricidad indicada en el inciso 2.3.1 de la norma NR-3. El signo o sentido de la excentricidad será aquel que produzca las mayores acciones que deben resistir los elementos de la estructura.
- (b) Si se supone un diafragma rígido para los niveles, se podrá permitir la evaluación de los efectos de la excentricidad en cualquiera de las direcciones requeridas de carga, mediante uno de los dos subincisos siguientes:
  - (i) Se podrá utilizar el procedimiento general del subinciso (a), con el centro de masa acomodado; con la diferencia de que el Ingeniero Estructural no necesita modificar la inercia rotacional alrededor del centro de masa nominal del nivel para tomar en cuenta la distribución alterada de la masa; o
  - (ii) No necesitan acomodarse la posición y la distribución del centro de masa, pero la línea de acción de las fuerzas de inercia se tomará excéntricamente al centro de masa nominal.

### **3.7 Modos de vibración**

Para modelos planares, el análisis debe incluir, para cada dirección de análisis, por lo menos los tres modos de vibración con el período más largo y todos aquellos modos con períodos mayores de 0.4 segundos. Para modelos no planares y tridimensionales, deben considerarse para cada dirección de análisis por lo menos dos modos esencialmente traslacionales y por lo menos dos esencialmente rotacionales y todos los modos con períodos mayores que 0.4 segundos.

### **3.8 Períodos de vibración**

Los períodos de vibración del edificio serán calculados por métodos reconocidos en ingeniería estructural para la condición de base empotrada, usando las masas y rigideces del sistema sismorresistente especificadas en las normas NR-7, NR-8 y NR-9, según el sistema constructivo utilizado.

### **3.9 Cortante modal en la base**

Los símbolos usados en esta y las secciones subsiguientes tienen el mismo significado que en el capítulo 2 de esta norma, excepto que se añade el subíndice “m” que lo refiere al modo de vibración “m”.

#### **3.9.1 Formulación básica**

La parte del cortante en la base que contribuye el modo “m”, para el estado límite de servicio “ $V_{BSm}$ ”, o para el estado límite de cedencia “ $V_{Bm}$ ”, se calculará de acuerdo con las ecuaciones 3.1 y 3.2, respectivamente:

$$V_{BSm} = C_{ssm} W\beta_m \dots\dots\dots (Ec. 3.1)$$

$$V_{Bm} = C_{sm} W\beta_m \dots\dots\dots (Ec. 3.2)$$

Donde:

- $C_{ssm}$  : Es el coeficiente sísmico para el estado límite de servicio para el modo “m”, según se define el inciso 3.9.1.1;
- $C_{sm}$  : Es el coeficiente sísmico para el estado límite de cedencia, también llamado coeficiente sísmico de diseño para el modo “m”, según se define el inciso 3.9.1.2;
- $W\beta_m$ : Es el peso efectivo que participa en el modo “m” de vibración, definido en el inciso 3.9.1.3.



**3.9.1.1 *Coficiente sísmico para el estado límite de servicio***

El coeficiente sísmico modal para el estado límite de servicio,  $C_{ssm}$ , se calculará mediante la siguiente ecuación:

$$C_{ssm} = S_f(T_m) \dots\dots\dots (Ec. 3.3)$$

Donde:

$S_f(T_m)$  : Es la demanda sísmica producida por el sismo de servicio, esta dada por la ecuación 3.2 de la norma NR-2.

**3.9.1.2 *Coficiente sísmico para el estado límite de cedencia***

El coeficiente modal de diseño sísmico,  $C_{sm}$ , se calculará mediante la siguiente ecuación:

$$C_{sm} = \frac{S_a(T_m)}{R} \dots\dots\dots (Ec. 3.4)$$

Donde:

$S_a(T_m)$ : Es la demanda sísmica de diseño dada por la ecuación 3.1 de la norma NR-2, de acuerdo al sismo de diseño;

R: Es el factor de reducción de respuesta sísmica para el estado límite de cedencia descrito en el inciso 1.3.1 de la norma NR-3.

**3.9.1.3 *Factor de participación modal***

Es la parte del peso de la estructura  $W\beta_m$  que participa con cada modo de vibración. Se calculará mediante la siguiente ecuación:

$$W\beta_m = \frac{\left( \sum_{i=1}^n W_i \phi_{i,m} \right)^2}{\sum_{i=1}^n W_i (\phi_{i,m})^2} \dots\dots\dots (Ec. 3.5)$$

Donde:

$\phi_{i,m}$  : Es la amplitud relativa del desplazamiento en el nivel “i” de la estructura cuando vibra en el modo “m”. Se obtiene de los resultados del análisis modal;

$W_i$  : Es el peso del piso “i”, tal como se describe en el capítulo 2 de esta norma;

$n$  : Es el número de grados de libertad que se consideran en la estructura.

### **3.10 Fuerzas modales**

Serán calculadas independientemente para cada modo de vibración obteniéndose un juego de resultados por modo.

La fuerza modal equivalente de servicio  $F_{s\ i,m}$ , y de diseño  $F_{i\ m}$ , en el nivel “i”, para el modo “m”, se calcularán mediante las siguientes ecuaciones, respectivamente:

$$F_{s\ i,m} = CV_{i,m} V_{Bsm} \dots\dots\dots (Ec. 3.6)$$

$$F_{i,m} = CV_{i,m} V_{Bm} \dots\dots\dots (Ec. 3.7)$$

Donde:

$$CV_{i,m} = \frac{W_i \phi_{i,m}}{\sum_{i=1}^n (W_i \phi_{i,m})} \dots\dots\dots (Ec. 3.8)$$

**3.11 Derivas de los pisos**

**3.11.1 Derivas modales para el estado límite de servicio**

La deriva modal de servicio  $\Delta_{s\ i,m}$ , en el piso “i”, para el modo “m”, será calculada como la diferencia entre los desplazamientos modales elásticos  $\delta_y$ , del nivel “i” y el nivel “i-1”.

$$\Delta_{s\ i,m} = \delta_{y\ i,m} - \delta_{y\ i-1,m} \dots\dots\dots (\text{Ec. 3.9})$$

**3.11.2 Derivas modales para el estado límite de cedencia**

La deriva modal de diseño  $\Delta_{i,m}$  en el piso “i”, para el modo “m”, será calculada como la diferencia entre los desplazamientos modales post-elásticos  $\delta_{o\ i,m}$  del nivel “i” y el nivel “i-1”.

$$\Delta_{i,m} = \delta_{o\ i,m} - \delta_{o\ i-1,m} \dots\dots\dots (\text{Ec. 3.10})$$

La deflexión modal post-elástica  $\delta_{o\ i,m}$ , en cada nivel, se calculará mediante las ecuaciones 3.11 y 3.12.

$$\delta_{o\ i,m} = R_o \delta_{y\ i,m} \dots\dots\dots (\text{Ec. 3.11})$$

$$\delta_{o\ i,m} = \left( 1 + \frac{(R_o - 1) T}{T_A} \right) \quad \text{si } T < T_A \dots\dots\dots (\text{Ec. 3.12})$$

Donde el desplazamiento a la frecuencia  $\delta_{y\ i,m}$  se obtiene de los resultados del análisis modal utilizando la siguiente ecuación:

$$\delta_{y\ i,m} = \frac{g}{4\pi^2} \frac{T_m^2 F_{i,m}}{W_i} \dots\dots\dots (\text{Ec. 3.12})$$

### **3.12 Cálculo de acciones sísmicas para diseño**

#### **3.12.1 *Distribución del cortante horizontal y torsión***

Para cada modo independiente. Se distribuirá las fuerzas modales de los pisos a los diversos marcos de la estructura utilizando los mismos requisitos del inciso 2.3 de esta norma.

En modelos planares se puede aproximar los efectos torsionales accidentales del piso multiplicando las fuerzas distribuidas en ese piso a cada marco por un factor  $\mu$ , definido en la siguiente ecuación:

Donde “d” es la distancia del marco al centro de gravedad del piso medida perpendicularmente a la dirección del sismo y “A” es el ancho total del piso medido perpendicularmente al sismo.

En modelos multiplanares donde no se haya introducido previamente consideraciones por torsión accidental se podrá aplicar la misma corrección.

#### **3.12.2 *Cortes y momentos modales en los marcos***

Los cortantes, momentos y cargas axiales de volteo en los elementos de los marcos de la estructura debido a las demandas sísmicas asignadas conforme al numeral anterior, se pueden calcular por métodos lineales elásticos para cada modo de vibración.

**3.12.3 Resultados finales del análisis modal**

Los valores finales de cortantes, momentos, cargas axiales de volteo, desplazamientos laterales y derivas serán calculados combinando los distintos valores modales.

Si se llama “Z” a la variable de interés (es decir, cortantes o derivas, según el caso) la combinación se hará utilizando la siguiente ecuación:

$$Z_{\text{comb}} = 0.5 \left( \sum_{i=1}^n |Z_i| + \sqrt{\sum_{i=1}^n Z_i^2} \right) \dots\dots\dots \text{(Ec. 3.14)}$$

En caso que haya varios modos con frecuencias de vibración muy cercanas (por ejemplo menos de 10% de diferencia) se usará la combinación cuadrática completa en lugar de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (suma cuadrática simple) que forma parte de la ecuación anterior.

**3.12.4 Prevención de resultados distorsionados**

La combinación de los cortantes basales modales  $V_{B \text{ comb}}$  no deberá ser menor que un cortante basal estático equivalente  $V'_B$  calculado con las ecuaciones 2.1 y 2.2, utilizando un periodo  $T = 1.4 T_E$  (si es que se usa el período empírico del inciso 2.1.6.2). De lo contrario todos los resultados del análisis modal se incrementarán proporcionalmente multiplicándolos por el siguiente factor  $C_{\text{Basal}}$ :

$$C_{\text{Basal}} = \frac{V'_B}{V_{B \text{ comb}}} \dots\dots\dots \text{(Ec. 3.15)}$$

Por otra parte, el cortante  $V_{B \text{ comb}}$  no necesita ser mayor que el cortante basal calculado por el método estático equivalente en aquellos casos en que el uso de este capítulo sea electivo. Si así resultara, los resultados del análisis modal podrán reducirse proporcionalmente.

### **3.13 Efecto P-delta**

Los efectos P-delta se determinarán de acuerdo con el inciso 2.7, aplicándolos a los resultados del análisis modal.