

**C.9.3.4 - ESTRUCTURAS CON CAPACIDAD ESPECIAL DE DISIPACION DE ENERGIA (DES)** - En estructuras con capacidad de disipación de energía especial (DES) para diseño sismo resistente, tal como las define el Capítulo C.21, debe usarse la siguiente modificación a los coeficientes de reducción de resistencia:

**C.9.3.4.1** - Con la excepción de la resistencia de los nudos, para la determinación de la resistencia a esfuerzos cortantes debe utilizarse un valor de  $\phi = 0.60$  en muros estructurales, losas empleadas como diafragmas, y elementos de porticos, si la resistencia nominal a cortante es menor que el cortante correspondiente al desarrollo de la resistencia probable máxima a flexión del elemento. La resistencia probable máxima a flexión debe determinarse utilizando una resistencia a la tracción del acero de refuerzo, al menos igual a  $1.25f_t$ , y con un coeficiente de reducción de resistencia  $\phi=1.0$ , considerando la fuerza axial mayorada más desventajosa para ese efecto, incluyendo los efectos sísmicos. El coeficiente de reducción de resistencia para determinar la resistencia a cortante de los nudos debe ser  $\phi = 0.85$ .

**C.9.3.5 - ESTRUCTURAS CON CAPACIDAD MODERADA DE DISIPACION DE ENERGIA (DMO)** - En estructuras con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) para diseño sismo resistente, tal como las define el Capítulo C.21, debe usarse la siguiente modificación a los coeficientes de reducción de resistencia:

**C.9.3.5.1** - Para la determinación de la resistencia a esfuerzos cortantes de cualquier elemento cuya resistencia nominal a cortante sea menor que el cortante correspondiente al desarrollo de la resistencia nominal a flexión del elemento, o no se haya utilizado la opción de diseñarlo para el doble del cortante solicitado por efectos sísmicos, debe utilizarse un valor de  $\phi = 0.60$ . La resistencia nominal a flexión debe determinarse considerando la fuerza axial mayorada más desventajosa para ese efecto, incluyendo los efectos sísmicos, y con un coeficiente de reducción de resistencia  $\phi=1.0$ .

**C.9.4 - RESISTENCIA DE DISEÑO MAXIMA PARA EL ACERO DE REFUERZO**

**C.9.4.1** - En el diseño no deben utilizarse resistencias a la fluencia del acero de refuerzo mayores de 560 MPa, excepto en alambres o cables para preesforzado.

**C.9.5 - CONTROL DE LAS DEFLEXIONES**

**C.9.5.1** - Los elementos de concreto reforzado, sometidos a flexión, deben diseñarse de modo que tengan rigidez suficiente para limitar las deflexiones u otras deformaciones que puedan perjudicar la resistencia o el uso normal o funcionalidad de la estructura.

**C.9.5.2 - CONSTRUCCION EN UNA DIRECCION** - Las vigas y losas no preesforzadas que trabajen en una dirección deben cumplir los espesores mínimos indicados en las tablas C 9-1(a) y (b), a menos que un cálculo cuidadoso de las deflexiones permita adoptar espesores menores sin que se ocasionen efectos perjudiciales. La tabla C.9-1(a) debe emplearse para vigas y losas no preesforzadas que soporten o estén unidas a particiones, muros divisorios, y otros elementos que puedan dañarse debido a deflexiones grandes, como los descritos en la sección B 3.4.2. Cuando las vigas o losas no preesforzadas no soporten o estén unidas a particiones, muros divisorios, y otros elementos que puedan dañarse debido a deflexiones grandes, como los descritos en la sección B.3.4.3 debe emplearse la Tabla C 9-1(b).

TABLA C.9-1(a) – COMPATIBLE CON LA SECCION B.3.4.2 - ESPESORES MINIMOS h PARA QUE NO HAYA NECESIDAD DE CALCULAR DEFLEXIONES, DE VIGAS Y LOSAS, NO PREEFORZADAS, QUE TRABAJEN EN UNA DIRECCION Y QUE SOSTENGAN MUROS DIVISORIOS Y PARTICIONES FRAGILES SUSCEPTIBLES DE DAÑARSE DEBIDO A DEFLEXIONES GRANDES

Elemento	espesor mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Un apoyo continuo	Ambos apoyos continuos	Voladizos
Losas macizas	$\frac{f}{14}$	$\frac{f}{16}$	$\frac{f}{19}$	$\frac{f}{7}$
Vigas o losas con nervios, armadas en una dirección	$\frac{f}{11}$	$\frac{f}{12}$	$\frac{f}{14}$	$\frac{f}{5}$

-  $f$  y  $h$  en unidades consistentes

- Estos valores deben utilizarse directamente para elementos cuyo refuerzo tenga un límite de fluencia de 420 MPa. Para otros tipos de acero de refuerzo los valores de la tabla C 9-1(a) deben multiplicarse por  $0.4 + (f/700)$

TABLA C.9-1(b) – COMPATIBLE CON LA SECCIÓN B 3 4.3 - ESPESORES MÍNIMOS  $h$  PARA QUE NO HAYA NECESIDAD DE CALCULAR DEFLEXIONES, DE VIGAS Y LOSAS, NO PREEFORZADAS, QUE TRABAJEN EN UNA DIRECCIÓN Y QUE NO SOSTENGAN MUROS DIVISORIOS Y PARTICIONES FRÁGILES SUSCEPTIBLES DE DAÑARSE DEBIDO A DEFLEXIONES GRANDES

Elemento	espesor mínimo, $h$			
	Simplemente apoyados	Un apoyo continuo	Ambos apoyos continuos	Voladizos
Losas macizas	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas, o losas con nervios, armadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

-  $\ell$  y  $h$  en unidades consistentes

- Estos valores deben utilizarse directamente para elementos cuyo refuerzo tenga un límite de fluencia de 420 MPa. Para otros tipos de acero de refuerzo, los valores de la tabla C.9-1(b) deben multiplicarse por  $0.4 + (f_y/700)$

**C.9.5.2.1** - Cuando se calculen las deflexiones, aquellas que ocurran inmediatamente después de la aplicación de las cargas deben calcularse por los métodos o fórmulas corrientes de la teoría de la elasticidad, considerando los efectos que tienen la fisuración y el refuerzo sobre la rigidez del elemento.

**C.9.5.2.2** - A menos que los valores de la rigidez  $EI$  se obtengan de un análisis más completo, la deflexión debe calcularse con el módulo de elasticidad del concreto  $E_c$  especificado en el Capítulo C.8 y con un momento de inercia efectivo que se calcula como se indica a continuación, el cual no puede ser mayor que  $I_g$ :

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_s} \right)^3 I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_s} \right)^3 \right] I_{cr} \quad (C.9-2)$$

donde:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (C.9-3)$$

y

$$f_r = 0.7 \sqrt{f'_c} \text{ MPa} \quad (C.9-4')$$

**C.9.5.2.3** - En luces continuas el momento de inercia efectivo debe tomarse como el promedio de los valores obtenidos de la ecuación C.9-2 para la sección crítica de momento positivo y las secciones críticas de momento negativo. Para elementos prismáticos simplemente apoyados debe usarse el valor obtenido en el centro de la luz y para voladizos el valor en el apoyo.

**C.9.5.2.4** - A menos que los valores se obtengan de un análisis más riguroso, las deflexiones adicionales a largo plazo causadas por la retracción de fraguado y el flujo plástico deben determinarse multiplicando las deflexiones inmediatas causadas por la carga permanente considerada, por el coeficiente obtenido así.

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \rho'} \quad (C.9-5)$$

donde  $\rho'$  es el valor de la cuantía del refuerzo a compresión en el centro de la luz para luces simplemente apoyadas y continuas, y en el apoyo para voladizos. Se recomiendan los siguientes valores del coeficiente de efectos a largo plazo,  $\xi$ , así:

5 años o más	$\xi = 2.0$
12 meses	$\xi = 1.4$
6 meses	$\xi = 1.2$
3 meses	$\xi = 1.0$

C.9.5.2.5 - Las deflexiones calculadas de acuerdo con C 9 5 2.1 a C.9 5 2 4 no deben ser superiores a los límites dados en la tabla C 9-2

TABLA C.9-2  
DEFLEXIONES MAXIMAS CALCULADAS PERMISIBLES

Tipo de elemento	deflexion que se considera	deflexión límite
Cubiertas planas que no soportan o no estan unidas a elementos no estructurales que puedan ser dañados por deflexiones grandes	Deflexion instantanea debida a la carga viva	$\frac{f}{180}$ Nota (1)
Losas que no soportan o no estan unidas a elementos no estructurales que puedan ser dañados por deflexiones grandes	Deflexion instantanea debida a la carga viva	$\frac{f}{360}$
Cubiertas o losas que soportan o estan unidos a elementos no estructurales susceptibles de daño debido a deflexiones grandes	La parte de la deflexion total que se presenta después de la unión a elementos no estructurales, o sea la suma de las deflexiones a largo plazo debida a cargas permanentes mas la instantanea debida a cualquier carga viva adicional - Vease la Nota (3)	$\frac{f}{480}$ Nota (2)
Cubiertas o losas que soporten o esten unidos a elementos no estructurales que no puedan ser dañados por deflexiones grandes		$\frac{f}{240}$ Nota (4)

Notas:

- (1) La intención de este límite no es salvaguardar la eventualidad de acumulacion de agua por efecto de la misma deflexión. Esta debe verificarse por medio de calculos adecuados, incluyendo las deflexiones adicionales debidas al agua acumulada y además considerando los efectos a largo plazo de todas las cargas permanentes, contraflechas, tolerancias de construcción y confiabilidad de los sistemas de drenaje
- (2) Este límite puede ser excedido si se toman medidas adecuadas para evitar el daño de los elementos soportados
- (3) Las deflexiones a largo plazo deben determinarse de acuerdo con C 9 5 2 4 o C 9 5 4 2, pero pueden reducirse en la deflexion que se calcule que ocurre antes de instalar los elementos no estructurales. Esta última deflexión debe determinarse con base en datos apropiados acerca de las características de deflexiones a largo plazo de elementos similares a los considerados
- (4) No debe ser mayor que la tolerancia de los elementos no estructurales. El límite puede ser excedido si se provee una contraflecha tal que la deflexión total menos la contraflecha no exceda el límite

C.9.5.3 - LOSAS EN DOS DIRECCIONES (NO PREESFORZADA) - La presente sección rige los espesores mínimos de losas y otros sistemas en dos direcciones diseñados de acuerdo con los requisitos del Capítulo C 13 y cuyos paneles sean rectangulares con una relación de la luz más larga a la más corta dentro del panel no mayor de dos

C.9.5.3.1 - El espesor de losas sin vigas interiores entre apoyos en todos los lados debe cumplir los requisitos de uno de C.9.5.3.2 o C 9 5 3.4. El espesor de losas con vigas interiores entre apoyos debe cumplir los requisitos de uno de C 9 5 3 3 o C.9.5.3.4

C.9.5.3.2 - El espesor mínimo de losas sin vigas interiores entre apoyos debe cumplir los requisitos de la tabla C.9-3 y no debe ser menor de los valores siguientes

- (a) Losas sin ábacos (sobre espesores), tal como los define el Capítulo C 13 ..... 120 mm
- (b) Losas con ábacos (sobre espesores), tal como los define el Capítulo C 13 ..... 100 mm

TABLA C.9-3  
ESPESORES MINIMOS DE LOSAS SIN VIGAS INTERIORES

Resistencia Acero $f_y$ MPa (1)	Sin abacos (2)			Con abacos (2)		
	Panel exterior		Panel interior	Panel exterior		Panel interior
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde (3)		Sin vigas de borde	Con vigas de borde (3)	
240 MPa	$\frac{f}{33}$	$\frac{f}{36}$	$\frac{f}{36}$	$\frac{f}{36}$	$\frac{f}{40}$	$\frac{f}{40}$
420 MPa	$\frac{f}{30}$	$\frac{f}{33}$	$\frac{f}{33}$	$\frac{f}{33}$	$\frac{f}{36}$	$\frac{f}{36}$

- Notas: (1) Para valores de la resistencia del acero entre 240 y 420 MPa se puede interpolar  
 (2) Los ábacos están definidos en el Capítulo C 13  
 (3) Losas con vigas entre columnas solas en los bordes. El valor de  $\alpha$  para la viga de borde no debe ser menor de 0.8

**C.9.5.3.3** - El espesor mínimo de losas con vigas entre apoyos en todos sus lados debe ser:

(a) Para  $\alpha_m \leq 0.2$  se deben cumplir los requisitos de C 9 5 3 2

(b) Para  $2.0 \geq \alpha_m > 0.2$  el espesor no debe ser menor que:

$$h = \frac{\rho_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)} > 120 \text{ mm} \quad (\text{C.9-6}^*)$$

(c) Para  $\alpha_m > 2.0$  el espesor no debe ser menor que:

$$h = \frac{\rho_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta} > 90 \text{ mm} \quad (\text{C.9-7}^*)$$

(d) Si en los bordes discontinuos no se coloca una viga de borde con una relación de rigidez  $\alpha$  mayor de 0.8, hay necesidad de aumentar en un diez por ciento el espesor requerido por las ecuaciones C.9-6, o C.9-7 en el panel con el borde discontinuo.

**C.9.5.3.4** - Se pueden utilizar losas con espesores menores que el mínimo requerido por C.9.5.3.1, C 9 5 3 2 y C 9 5 3.3 si se demuestra que las deflexiones calculadas no exceden lo límites dados en la tabla C.9-2. Las deflexiones deben calcularse tomando en cuenta el tamaño y forma del panel, las condiciones de apoyo y el tipo de restricción existente en los bordes del panel. Para el cálculo de las deflexiones el módulo de elasticidad  $E_c$  del concreto debe ser el especificado en el Capítulo C.8. El momento de inercia efectivo debe ser el dado por la ecuación C 9-2. Es posible utilizar otros valores si las deflexiones calculadas concuerdan con resultados de ensayos apropiados. Las deflexiones adicionales a largo plazo deben calcularse de acuerdo con C.9 5 2 4.

**C.9.5.4 - CONSTRUCCION PREEFORZADA** - Los requisitos siguientes se aplican a construcción preesforzada diseñada de acuerdo con los requisitos del Capítulo C.18.

**C.9.5.4.1** - Las deflexiones inmediatas deben calcularse de acuerdo con los métodos usuales o las formulas para deflexiones elásticas, y los momentos de inercia de las secciones no fisuradas pueden ser los momentos de inercia de la sección bruta

**C.9.5.4.2** - Las deflexiones adicionales a largo plazo de elementos preesforzados de concreto deben calcularse tomando en cuenta los esfuerzos en el concreto y en el acero bajo la acción de las cargas permanentes e incluyendo los efectos de flujo plástico, retracción de fraguado y relajación del acero.

**C.9.5.4.3** - Las deflexiones calculadas de acuerdo con lo establecido en C 9.5.4.1 y C.9.5.4.2 no deben exceder los límites dados en la tabla C.9-2.

**C.9.5.5 - CONSTRUCCION COMPUESTA** - Los elementos compuestos, tal como los define el Capítulo C 17 deben cumplir los requisitos dados a continuación.

**C.9.5.5.1 - Construcción apuntalada** - Si los elementos compuestos se soportan durante la construcción, de tal manera que después de retirar los elementos temporales de apoyo la carga muerta es soportada en su totalidad por la sección compuesta, se permite considerar el elemento compuesto como un elemento equivalente a un elemento vaciado monolíticamente para efectos del cálculo de deflexiones. Si se calculan la deflexiones, debe tomarse en cuenta las curvaturas resultantes de la retracción de fraguado diferencial de los elementos prefabricados en comparación con los elementos vaciados en sitio, y los efectos de flujo plástico en los elementos preesforzados

**C.9.5.5.2 - Construcción no apuntalada** - Si el espesor del elemento no preesforzado prefabricado cumple los requisitos de la tabla C 9-1 no hay necesidad de calcular las deflexiones. Si el espesor del elemento compuesto no preesforzado cumple los requisitos de la tabla C 9-1, no se requiere calcular las deflexiones

que ocurran después de que el elemento se vincule, pero las deflexiones a largo plazo del elemento prefabricado deben investigarse para la magnitud y duración de la carga antes de la vinculación.

**C.9.5.5.3** - Las deflexiones calculadas según C.9.5.5.1 y C.9.5.5.2 no deben exceder los límites dados en la tabla C.9-2





## CAPITULO C.10

### FLEXION Y FUERZA AXIAL

#### C.10.0 - NOMENCLATURA

- a** = altura del bloque rectangular equivalente de esfuerzos tal como se define en C.10.2.7.
- A** = área efectiva, por barra, del concreto sometido a tracción que circunda el refuerzo de flexión a tracción. Se calcula como el área de concreto que tiene el mismo centroide que dicho refuerzo, dividida por el número de barras o alambres de refuerzo, en mm<sup>2</sup> de concreto por barra o alambre. Cuando el refuerzo de flexión consiste en barras o alambres de diferente diámetro, debe determinarse utilizando un número equivalente de barras calculado como el área total de refuerzo dividida por el área de la barra o alambre de mayor diámetro
- A<sub>c</sub>** = área del núcleo de un elemento sometido a compresión, reforzado con espirales, medida hasta el diámetro exterior de la espiral, expresada en mm<sup>2</sup>.
- A<sub>g</sub>** = área bruta de la sección, expresada en mm<sup>2</sup>.
- A<sub>s</sub>** = área del refuerzo, no preesforzado, sometido a tracción expresada en mm<sup>2</sup>.
- A<sub>sk</sub>** = área de refuerzo de superficie, por unidad de longitud en la altura de una cara del elemento, en mm<sup>2</sup>/m. Véase C.10 6.7.
- A<sub>s,min</sub>** = área mínima del refuerzo para flexión, sometido a tracción expresada en mm<sup>2</sup>.
- A<sub>st</sub>** = área total del refuerzo longitudinal, (barras o perfiles de acero), expresada en mm<sup>2</sup>.
- A<sub>t</sub>** = área del perfil de acero estructural, tubo o tubería en una sección compuesta, expresada en mm<sup>2</sup>.
- A<sub>1</sub>** = área cargada.
- A<sub>2</sub>** = área de la base inferior del máximo tronco de pirámide, cono o cuña contenida en su totalidad dentro del apoyo y que tiene como cara superior el área cargada y cuyos lados caen con una pendiente de 1 vertical a 2 horizontal.
- b** = ancho de la cara del elemento, sometida a compresión, expresada en mm
- b<sub>r</sub>** = ancho del ala en una viga con sección en forma de T, expresada en mm.
- b<sub>w</sub>** = ancho del alma, expresada en mm.
- c** = distancia desde la fibra extrema sometida a compresión hasta el eje neutro, expresada en mm.
- C<sub>m</sub>** = coeficiente que relaciona el diagrama de momento real con un diagrama equivalente de momento uniforme.
- d** = distancia desde la fibra extrema sometida a compresión hasta el centroide del refuerzo sometido a tracción, expresada en mm.
- d<sub>c</sub>** = espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema sometida a tracción hasta el centro de la barra o alambre localizado más cerca a dicha fibra, en mm.
- d<sub>t</sub>** = distancia desde la fibra extrema en compresión al refuerzo extremo en tracción, en mm.
- E<sub>c</sub>** = módulo de elasticidad del concreto, expresado en MPa. Véase C 8.5.4.
- E<sub>s</sub>** = módulo de elasticidad del acero de refuerzo, expresado en MPa. Véase C.8.5.5
- EI** = rigidez a la flexión de un elemento sometido a compresión. Véanse las ecuaciones C.10-12 y C.10-13.
- f'<sub>c</sub>** = resistencia nominal del concreto a la compresión, expresada en MPa.
- f<sub>s</sub>** = esfuerzo en el acero de refuerzo calculado al nivel de cargas de servicio, en MPa.
- f<sub>y</sub>** = resistencia nominal a la fluencia del acero de refuerzo, expresada en MPa.
- h** = espesor o altura total del elemento, expresada en mm
- I<sub>g</sub>** = momento de inercia de la sección bruta de concreto alrededor del eje centroidal, sin tomar en cuenta el refuerzo.
- I<sub>sc</sub>** = momento de inercia del refuerzo alrededor del eje centroidal de la sección transversal del elemento
- I<sub>t</sub>** = momento de inercia del perfil de acero estructural, tubo o tubería, alrededor del centroide de la sección transversal de un elemento compuesto.
- k** = coeficiente de longitud efectiva para elementos sometidos a compresión
- ℓ<sub>c</sub>** = longitud de un elemento sometido a compresión de un pórtico, medida centro a centro de los nudos del pórtico
- ℓ<sub>u</sub>** = longitud no soportada de un elemento sometido a compresión
- M<sub>c</sub>** = momento mayorado que debe utilizarse en el diseño de elementos sometidos a compresión
- M<sub>u</sub>** = momento máximo mayorado
- M<sub>1</sub>** = es el menor de los momentos mayorados en los extremos de un elemento sometido a compresión, positivo si el elemento se deforma en curvatura simple y negativo si se deforma en curvatura doble.

- $M_2$  = el mayor de los momentos mayorados en los extremos de un elemento sometido a compresión, siempre positivo.
- $M_{2,min}$  = valor mínimo de  $M_2$ .
- $P_b$  = resistencia nominal a carga axial, en condiciones balanceadas de deformación. Véase C.10 3 2
- $P_c$  = carga crítica Véase la ecuación C 10-11.
- $P_n$  = resistencia nominal a carga axial para una excentricidad dada.
- $P_o$  = resistencia nominal a carga axial para excentricidad nula.
- $P_u$  = carga axial mayorada para una excentricidad dada  $\leq \phi P_n$ .
- $Q$  = Índice de estabilidad. Véase C 10 11.5
- $r$  = radio de giro de la sección transversal de un elemento sometido a compresión
- $V_u$  = suma de las fuerzas horizontales mayoradas que actúan sobre la estructura y acumuladas hasta el nivel del piso considerado (fuerza cortante mayorada del piso).
- $z$  = parámetro que limita la distribución y separación del acero de refuerzo para flexión. (Véase C.10 6).
- $\beta_1$  = coeficiente definido en C 10 2 7
- $\beta_d$  = relación de la máxima carga axial mayorada de carga muerta a la máxima carga axial mayorada total, cuando la carga se debe únicamente a los efectos gravitacionales en el cálculo de  $P_c$  en C.10 11.9 2, o la relación entre la máxima fuerza horizontal permanente y la máxima fuerza horizontal total en el piso en C.10 11 10.
- $\Delta_o$  = deriva de primer orden, o sea el desplazamiento horizontal relativo de la parte superior con respecto a la parte inferior del piso considerado, debida a la fuerza cortante total mayorada  $V_u$  que actúa sobre el piso
- $\delta$  = coeficiente de amplificación del momento flector debido a efectos de esbeltez.
- $\delta_r$  = coeficiente local de amplificación de momentos, para tener en cuenta los efectos de la curvatura producidos entre los extremos de un elemento sometido a compresión.
- $\delta_g$  = coeficiente global de amplificación de todas las fuerzas internas de los elementos de un piso de un edificio, para tener en cuenta los efectos globales de esbeltez (efecto P-Delta).
- $\epsilon_t$  = deformación unitaria neta en tracción del refuerzo extremo en tracción al nivel de resistencia nominal
- $\rho$  = cuantía del refuerzo no preesforzado sometido a tracción (=  $A_s/db$ )
- $\rho_b$  = cuantía del refuerzo que produce condiciones balanceadas de deformación.
- $\rho_s$  = relación del volumen del refuerzo en espiral al volumen total del núcleo (medido por la parte exterior de las espirales), en un elemento a compresión reforzado con espirales
- $\phi$  = coeficiente de reducción de resistencia (Véase C.9.3).

## **C.10.1 - ALCANCE**

**C.10.1.1** - Las disposiciones de este Capítulo deben aplicarse en el diseño de elementos sometidos a flexión o a fuerza axial, o a flexión y fuerza axial combinadas

**C.10.1.2** - El tamaño de las secciones de vigas y columnas está limitado en las estructuras de capacidad de disipación de energía moderada (*DMO*) y especial (*DES*) de acuerdo con el Capítulo C.21.

## **C.10.2 - SUPOSICIONES DE DISEÑO**

**C.10.2.1** - El diseño de los elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a fuerza axial, debe realizarse por el método de la resistencia (Véase el Título B) y debe basarse en las suposiciones establecidas en C.10.2.2 a C 10.2.7 cumpliendo las condiciones aplicables de equilibrio y compatibilidad de deformaciones

**C.10.2.2** - Las deformaciones unitarias del refuerzo y del concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro del elemento, excepto que en elementos de gran altura sometidos a flexión, con relaciones de altura total a luz libre mayores de 2/5 para luces continuas y 4/5 para luces simples, debe considerarse una distribución no lineal de la deformación (Véase C.10.7)

**C.10.2.3** - La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema a compresión del concreto debe suponerse igual a 0.003

**C.10.2.4** - El esfuerzo en el refuerzo para valores menores a la resistencia nominal a la fluencia  $f_y$ , debe tomarse como  $E_s$  veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a  $f_y$ , el esfuerzo en el refuerzo debe considerarse independiente de la deformación e igual a  $f_y$ .

**C.10.2.5** - No debe tomarse en cuenta la resistencia a tracción del concreto en los cálculos de concreto reforzado a flexión, excepto cuando se cumplan los requisitos de C.18.4.

**C.10.2.6** - La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión del concreto y la deformación unitaria del mismo, puede suponerse rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé como resultado una predicción de resistencia que concuerde substancialmente con los resultados de ensayos experimentales representativos.

**C.10.2.7** - Los requisitos de C.10.2.6 pueden cumplirse utilizando la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto que se define a continuación:

**C.10.2.7.1** - Se supone un esfuerzo en el concreto igual a  $0.85f'_c$  distribuido uniformemente sobre una zona equivalente de compresión, limitada por los bordes laterales de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, localizada a una distancia  $a = \beta_1 c$  de la fibra de máxima deformación unitaria sometida a compresión.

**C.10.2.7.2** - La distancia  $c$  desde la fibra de máxima deformación hasta el eje neutro, debe medirse en una dirección perpendicular a dicho eje

**C.10.2.7.3** - El coeficiente  $\beta_1$ , debe tomarse como 0.85 para resistencias nominales a la compresión del concreto  $f'_c$ , hasta 28 MPa inclusive. Para resistencias por encima de 28 MPa debe reducirse a razón de 0.05 por cada 7 MPa de resistencia por encima de 28 MPa, pero  $\beta_1$  no puede ser menor de 0.65.

### C.10.3 - PRINCIPIOS Y REQUISITOS GENERALES

**C.10.3.1** - El diseño de secciones transversales sometidas a flexión o a fuerza axial, o a flexión y fuerza axial combinadas, debe estar basado en la compatibilidad de esfuerzos y deformaciones, utilizando las suposiciones de C.10.2.

**C.10.3.2** - La condición balanceada de deformaciones en una sección transversal se presenta cuando el refuerzo de tracción alcanza la deformación que corresponde a su resistencia nominal a la fluencia  $f_y$ , al mismo tiempo en que el concreto a compresión alcanza su deformación unitaria máxima utilizable de 0.003

**C.10.3.3** - En los elementos sometidos a flexión o a flexo-compresión, cuya resistencia de diseño a fuerza axial  $\phi P_n$  sea menor que la más pequeña entre  $0.10f'_c A_g$  y  $\phi P_b$ , la cuantía del refuerzo que se suministre no debe exceder de  $0.75\rho_b$  donde  $\rho_b$  es la cuantía que produce condiciones de falla balanceadas de deformación para la sección sometida a flexión sin fuerza axial. Para los elementos con refuerzo de compresión, la porción de  $\rho_b$  equilibrada por el refuerzo de compresión, no debe reducirse por el factor 0.75

**C.10.3.3.1** - En las estructuras de capacidad de disipación de energía especial (DES) deben cumplirse además los requisitos del Capítulo C 21

**C.10.3.4** - Puede utilizarse refuerzo de compresión conjuntamente con refuerzo adicional de tracción, para aumentar la resistencia de los elementos sometidos a flexión

**C.10.3.5** - La resistencia de diseño a fuerza axial  $\phi P_n$  de los elementos sometidos a compresión, no debe ser mayor que

**C.10.3.5.1** - Para elementos no preesforzados con refuerzo en espiral que cumpla con C.7.10.2, o para elementos compuestos que cumplan con C.10.14.

$$\phi P_{n(max)} = 0.85\phi \left[ 0.85f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \right] \quad (C.10-1)$$

**C.10.3.5.2** - Para elementos no preesforzados, reforzados con estribos cerrados que cumplan con el numeral C.7.10.3:

$$\phi P_{n(max)} = 0.80\phi \left[ 0.85f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \right] \quad (C.10-2)$$

**C.10.3.5.3** - Para elementos preesforzados, la resistencia de diseño a fuerza axial  $\phi P_n$  no debe ser mayor de 0.85 (para el caso de refuerzo con espirales) ni de 0.80 (en caso de refuerzo con estribos cerrados) de la resistencia de diseño a fuerza axial para excentricidad nula,  $\phi P_o$ .

**C.10.3.6** - Los elementos sometidos a fuerza axial de compresión, deben diseñarse para el momento máximo que pueda acompañar a la fuerza axial, en la misma combinación de mayoración. La fuerza axial mayorada  $P_u$ , para una excentricidad dada, no debe exceder a la establecida en C.10.3.5. El máximo momento mayorado  $M_u$  debe amplificarse debido a los efectos de esbeltez, de acuerdo con C 10.10

#### C.10.4 - DISTANCIA ENTRE APOYOS LATERALES EN VIGAS

**C.10.4.1** - El espaciamiento de los apoyos laterales para una viga no debe exceder de 50 veces el menor ancho  $b$  del ala o cara a compresión.

**C.10.4.2** - Deben tenerse en cuenta los efectos de excentricidad lateral de la carga para determinar el espaciamiento de los apoyos laterales

#### C.10.5 - REFUERZO MINIMO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXION

**C.10.5.1** - En toda sección de un elemento sometido a flexión donde debido al análisis se requiera refuerzo a tracción, exceptuando lo prescrito en C.10.5.2 a C.10.5.5, el  $A_s$  suministrado no debe ser menor que el dado por:

$$A_{s,min} = \rho_{min} db_w = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} db_w \geq \frac{1.4}{f_y} db_w \quad (C.10-3^*)$$

**C.10.5.2** - Para secciones en forma de T, donde el ala está sometida a tracción y el alma a compresión, el  $A_s$  suministrado no debe ser menor que el mínimo valor obtenido por medio de las ecuaciones C.10-4a o C 10-4b

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{2 f_y} db_w \quad (C.10-4a^*)$$

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} db_f \quad (C.10-4b^*)$$

Donde  $b_w$  es el ancho del alma y  $b_f$  el del ala.

**C.10.5.3** - Los requisitos de C.10.5.1 y C.10.5.2 pueden dispensarse si en todas las secciones del elemento la cuantía de refuerzo a tracción suministrada es mayor al menos en un tercio de la requerida por análisis.

**C.10.5.4** - En las losas estructurales de espesor uniforme, el área mínima y el espaciamiento máximo del refuerzo en la dirección de la luz deben ser los que se requieren para retracción y variación de temperatura de acuerdo con C 7.12. El espaciamiento máximo del refuerzo no debe exceder del mínimo de tres veces el espesor de la losa o zapata, ni 500 mm

**C.10.5.5** - Para zapatas debe consultarse C 15.4.5.

**C.10.5.6** - En las estructuras de capacidad de disipación de energía especial (DES) deben cumplirse además los requisitos del Capítulo C 21

## C.10.6 - DISTRIBUCION DEL REFUERZO DE FLEXION EN VIGAS Y LOSAS QUE TRABAJAN EN UNA DIRECCION

**C.10.6.1** - Esta sección establece los requisitos para la distribución del refuerzo de flexión, con el fin de limitar el agrietamiento por flexión en vigas y losas que trabajan en una dirección. Los requisitos de esta sección pueden ser insuficientes en estructuras expuestas a ambientes muy agresivos o que deben ser impermeables. En estas estructuras se deben utilizar requisitos más estrictos.

**C.10.6.2** - La distribución del refuerzo de flexión en losas que trabajan en dos direcciones, debe ser la indicada en el Capítulo C.13.

**C.10.6.3** - El refuerzo para tracción de flexión debe distribuirse uniformemente dentro de las zonas de máxima tracción de flexión de la sección transversal del elemento de acuerdo con los requisitos de C.10.6.4. Alternativamente a la evaluación requerida en C.10.6.4, la distribución del refuerzo de flexión con el fin de limitar la fisuración por flexión puede considerarse adecuada si se cumplen los requisitos de separación del refuerzo dados en C.10.6.5.

**C.10.6.4** - Cuando la resistencia nominal a la fluencia del acero de refuerzo  $f_y$ , excede 300 MPa, las secciones transversales de máximo momento positivo y negativo deben dimensionarse de tal manera que el parámetro  $z$  dado por:

$$z = f_y \sqrt{d_c A} \quad (\text{C.10-5})$$

no exceda 30 MN/m para concreto que no se encuentra expuesto a la intemperie y de 25 MN/m para concreto expuesto a la intemperie. El esfuerzo calculado para el refuerzo al nivel de cargas de servicio  $f_s$ , en MPa, debe calcularse dividiendo el momento por el producto del área de acero de refuerzo y el brazo interno del momento. Alternativamente, se permite utilizar un valor de  $f_s$  igual al 60 por ciento de la resistencia nominal a la fluencia  $f_y$ . Al calcular  $z$ , el valor utilizado para  $d_c$  puede basarse en el espesor mínimo del recubrimiento de concreto aplicable, de los indicados en C.7.7.

**C.10.6.5** – Alternativamente, en aquellos casos en los cuales  $f_y$  no excede 420 MPa, el refuerzo de tracción por flexión en vigas debe distribuirse de tal manera que el ancho de la viga, dividido por el número de barras, o paquetes de barras, no exceda 225 mm para concreto que no está expuesto a la intemperie, ni 125 mm para concreto expuesto a la intemperie. Para efectos de este requisito, las barra o paquetes de ellas, que tengan un área menor que un cuarto del área de la barra, o paquete, con mayor área, pueden no ser tenidas en cuenta. Cuando el acero de refuerzo tiene una resistencia a la fluencia mayor de 420 MPa o cuando los espesores de las fisuras deban limitarse por otras consideraciones, incluyendo las estéticas, la distribución del refuerzo de tracción por flexión debe determinarse siguiendo los requisitos de C.10.6.4.

**C.10.6.6** - Cuando las alas de vigas T estén sometidas a tracción, una fracción del acero de refuerzo de tracción debe distribuirse a lo largo del ancho efectivo de ala definido en C.8.5.7, o en un ancho igual a 1/10 de la luz, el que sea menor. Si el ancho efectivo del ala excede 1/10 de la luz, debe colocarse algún refuerzo longitudinal en las porciones externas del ala.

**C.10.6.7** - Si la altura del alma excede de 0.90 m, debe colocarse refuerzo longitudinal de superficie distribuido uniformemente en ambas caras del elemento dentro de la distancia vertical  $d/2$  más cercana al refuerzo de flexión a tracción. El área de refuerzo de superficie  $A_{s,k}$  en cada cara, en  $\text{mm}^2$  por metro de altura, debe ser mayor, o igual, a  $1.0[d-750]$ . El máximo espaciamiento del refuerzo de superficie no debe exceder  $d/6$  o 300 mm. Tal refuerzo puede incluirse en los cálculos de resistencia si se hace un análisis de compatibilidad de deformaciones para determinar los esfuerzos en las barras o alambres individuales. No hay necesidad de que el área total de refuerzo de superficie de ambas caras exceda la mitad del área requerida de refuerzo de flexión en tracción.

## C.10.7 - ELEMENTOS DE GRAN ALTURA SOMETIDOS A FLEXION

**C.10.7.1** - Los elementos sometidos a flexión con relaciones de altura total a la luz libre, mayores de 2/5 para luces continuas, o de 4/5 para luces simples, deben diseñarse como elementos de gran altura sometidos a flexión, teniendo en cuenta la distribución no lineal de las deformaciones y el pandeo lateral. (Véase también C.12.10.6).

**C.10.7.2** - La resistencia a esfuerzos cortantes de los elementos de gran altura sometidos a flexión debe realizarse de acuerdo con C.11.8.

**C.10.7.3** - El refuerzo mínimo de flexión a tracción debe ceñirse a C.10.5.

**C.10.7.4** - El refuerzo mínimo, horizontal y vertical, en las caras laterales de los elementos de gran altura sometidos a flexión, debe ser el mayor del requerido en C.11.8.8, C.11.8.9 y C.11.8.10 ó C.14.3.2 y C.14.3.3.

## **C.10.8 - DIMENSIONES DE DISEÑO PARA ELEMENTOS A COMPRESION**

**C.10.8.1 - ELEMENTOS AISLADOS A COMPRESION CON ESPIRALES MULTIPLES** - Los límites exteriores de la sección transversal efectiva de un elemento a compresión, con dos o más espirales entrelazadas, deben tomarse a una distancia, por fuera de los límites extremos de las espirales, igual al recubrimiento mínimo de concreto requerido en C.7.7

**C.10.8.2 - ELEMENTOS A COMPRESION CONSTRUIDOS MONOLITICAMENTE CON UN MURO** - Los límites exteriores de la sección transversal efectiva de un elemento a compresión, reforzado transversalmente con espirales o estribos, construido monolíticamente con un muro o pila de concreto, debe tomarse 40 mm por fuera de la espiral o los estribos.

**C.10.8.3 - SECCION CIRCULAR EQUIVALENTE EN ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESION** - En lugar de utilizar la totalidad del área bruta para el diseño, un elemento a compresión con una sección transversal cuadrada, octogonal o de otra forma puede considerarse como de sección circular, con un diámetro igual a la menor dimensión lateral de la forma real. El área bruta considerada, la cuantía del refuerzo requerido y la resistencia de diseño, deben basarse en esa sección circular equivalente.

**C.10.8.4 - DIMENSIONES MINIMAS DE LAS COLUMNAS** - Ninguna columna de la estructura principal puede tener un diámetro menor de 0.25 m para columnas circulares, ni una dimensión menor de 0.20 m con área de 0.6 m<sup>2</sup>, para columnas rectangulares. En las estructuras de capacidad de disipación de energía moderada (*DMO*) y especial (*DES*), se exigen dimensiones mayores de acuerdo con el Capítulo C.21.

**C.10.8.5 - LIMITES DE LA SECCION** - En estructuras de capacidad de disipación de energía mínima (*DMI*) para determinar el refuerzo mínimo y la resistencia de diseño en un elemento sometido a compresión, con una sección transversal mayor que la requerida por las consideraciones de carga, se puede utilizar un área efectiva reducida no menor que la mitad del área total. En estructuras de capacidad de disipación de energía moderada (*DMO*) y especial (*DES*) el refuerzo mínimo longitudinal y transversal y la resistencia de diseño deben basarse en la sección total del elemento, a menos que la carga axial mayorada de diseño  $P_u$  sea menor que  $0.10 f'_c A_g$ , caso en el cual puede utilizarse un área efectiva reducida no menor que la mitad del área total.

## **C.10.9 - LIMITES PARA EL REFUERZO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESION**

**C.10.9.1** - El área del refuerzo longitudinal para elementos a compresión no compuestos, no debe ser menor de 0.01 ni mayor de 0.06 veces el área bruta  $A_g$  de la sección. Deben cumplirse además los requisitos del Capítulo C.21 para estructuras de capacidad de disipación de energía especial (*DES*).

**C.10.9.2** - El número mínimo de barras del refuerzo longitudinal en los elementos sometidos a compresión es de 4 para barras colocadas dentro de estribos rectangulares o circulares, de 3 dentro de estribos triangulares y de 6 para barras longitudinales colocadas dentro de espirales que cumplan C.10.9.3

**C.10.9.3** - La cuantía del refuerzo en espiral  $\rho_s$  no debe ser menor que el valor dado por

$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \quad (\text{C.10-6})$$

en donde  $f_y$  es la resistencia nominal a la fluencia del refuerzo en espiral, la cual no debe ser mayor de 420 MPa

**C.10.9.4** - En las estructuras de capacidad de disipación de energía moderada (DMO) y especial (DES) se exige refuerzo transversal adicional en las columnas de acuerdo con el Capítulo C.21.

### **C.10.10 - EFECTOS DE ESBELTEZ EN ELEMENTOS A COMPRESION**

**C.10.10.1** - El diseño de los elementos a compresión (columnas y muros), las vigas que les dan soporte lateral y los otros elementos de soporte, debe hacerse utilizando las fuerzas y momentos mayorados determinados mediante un análisis de segundo orden de la estructura. El análisis de segundo orden debe tener en cuenta la influencia de: la no linealidad de los materiales, la fisuración de los elementos, la curvatura del elemento, las derivas de la estructura, los efectos de duración de las cargas, la retracción de fraguado y el flujo plástico del concreto, y la interacción de la estructura con la cimentación sobre la cual se apoya. Si las dimensiones de las secciones de los elementos utilizadas en el análisis tienen variaciones mayores del 10 por ciento con respecto a las dimensiones que se muestran en los planos, el análisis debe repetirse. Debe demostrarse que los procedimientos de análisis de segundo orden conducen a predicciones del comportamiento y resistencia de la estructura que coinciden substancialmente con los resultados de ensayos experimentales representativos de columnas de estructuras hiperestáticas.

**C.10.10.2** - En lugar del procedimiento establecido en C 10.10.1, el diseño de los elementos a compresión (columnas y muros), las vigas que les dan soporte lateral y los otros elementos de soporte; puede basarse en las fuerzas axiales y momentos provenientes de un procedimiento aproximado de análisis como el descrito en la sección C.10.11

### **C.10.11 - EVALUACION APROXIMADA DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ**

**C.10.11.1 - PROPIEDADES PARA EL ANALISIS DE PRIMER ORDEN** - Las derivas de primer orden,  $\Delta_1$ , para las cargas axiales mayoradas,  $P_u$ , y los momentos mayorados,  $M_1$  y  $M_2$ , en los extremos de la columna, deben obtenerse por medio de un análisis elástico utilizando las propiedades que defina el ingeniero diseñador a su criterio. Pueden emplearse al respecto las recomendaciones de la sección C.8.5.3. Cuando las deformaciones provienen de un análisis empleando secciones fisuradas, y las fuerzas que conducen a las máximas derivas son las fuerzas sísmicas, las derivas de primer orden,  $\Delta_1$ , se pueden multiplicar por un factor igual a 0.7 (véase la sección A.6.4.2.1).

**C.10.11.2 - RADIO DE GIRO** - El radio de giro  $r$  de los elementos de compresión puede tomarse como 0.30 veces la dimensión total de la sección en la dirección bajo estudio de estabilidad para secciones rectangulares y de 0.25 veces el diámetro para secciones circulares. Para otras clases de secciones  $r$  debe calcularse para la sección bruta de concreto.

### **C.10.11.3 - LONGITUD NO SOPORTADA DE ELEMENTOS A COMPRESION**

**C.10.11.3.1** - La longitud no soportada  $l_u$  de un elemento a compresión debe tomarse como la distancia libre entre losas de entrepiso, vigas, u otros elementos capaces de suministrar soporte lateral al elemento a compresión.

**C.10.11.3.2** - Cuando la columna tenga capitel o existan ménsulas, la longitud no soportada debe medirse hasta la parte más baja del capitel o ménsula en el plano bajo consideración.

**C.10.11.4 - CLASIFICACION DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ** - Para tener en cuenta los efectos de esbeltez deben considerarse

(a) los efectos locales (pandeo local) que afectan a los elementos individuales, los cuales deben tomarse en cuenta de acuerdo con los requisitos de C 10.11.9, en todos los elementos a compresión de la estructura ya sea que hagan parte de pisos que se consideren susceptibles de ladeo o de pisos que se consideren no susceptibles de ladeo

(b) los efectos globales de segundo orden (efectos P-Delta) que afectan a la estructura como conjunto y que solo se toman en cuenta en los pisos que se consideren susceptibles de ladeo de acuerdo con los requisitos de C 10.11.6 o cuando así lo requiera el Capítulo A.6 para las fuerzas sísmicas

**C.10.11.5 - INDICE DE ESTABILIDAD** - Para establecer el grado de susceptibilidad al ladeo de un piso determinado, debe usarse el índice de estabilidad  $Q$ , calculado de acuerdo con la ecuación C.10-7:

$$Q = \frac{\Sigma P \Delta_o}{V l_c} \quad (C.10-7)$$

En donde

- $\Sigma P$  = Valor de la suma de cargas verticales acumuladas hasta el piso en consideración, sin mayorar, pero incluyendo toda la carga muerta y viva
- $Q$  = Índice de estabilidad.
- $V$  = Suma de las fuerzas horizontales que actúan sobre la estructura, acumuladas hasta el nivel del piso considerado.
- $l_c$  = Altura del piso bajo consideración medida centro a centro de los nudos del pórtico.
- $\Delta_o$  = Deriva (desplazamiento horizontal relativo entre el nivel superior y el nivel inferior del piso considerado), debida a la fuerza cortante total  $V$  que actúa sobre el piso y calculada de acuerdo con un análisis elástico de primer orden utilizando las propiedades de las secciones prescritas en C.10.11.1, correspondientes al estado límite al cual se definió  $V$ .

El cálculo del índice de estabilidad debe realizarse para las combinaciones de carga dadas en B.2.4.2, que incluyan fuerzas horizontales. Debe obtenerse así un valor de  $Q$  para cada ecuación de mayoración que incluya fuerzas horizontales.

**C.10.11.5.1 - Índice de estabilidad para fuerzas sísmicas** - Para el cálculo del índice estabilidad,  $Q$ , de combinaciones de carga que incluyan fuerzas sísmicas, deben emplearse los valores de deriva tal como se define para este propósito en el Capítulo A.6 de este Reglamento. Además deben cumplirse los límites máximos para el índice de estabilidad que se dan allí.

**C.10.11.6 - CLASIFICACION DE LOS PISOS SEGUN SU INDICE DE ESTABILIDAD** - Los pisos se clasifican de la siguiente manera:

**C.10.11.6.1 - Pisos no susceptibles de ladeo** - Se considera que un piso no es susceptible de ladeo cuando tiene un índice de estabilidad,  $Q$ , menor que 0.10.

**C.10.11.6.2 - Pisos susceptibles de ladeo** - Los pisos con índices de estabilidad,  $Q$ , mayores o iguales a 0.10 se consideran susceptibles de ladeo y se les debe dar el siguiente tratamiento:

- Quando el índice de estabilidad de un piso esté entre 0.10 y 0.30 los efectos globales de esbeltez pueden tenerse en cuenta según C.10.11.10
- Quando el índice de estabilidad,  $Q$ , esté entre 0.30 y 0.50, los efectos globales de esbeltez deben evaluarse de acuerdo con los requisitos de C.10.10.1.
- Quando el índice de estabilidad,  $Q$ , sea mayor de 0.50 debe considerarse que el piso es inestable y debe ser rigidizado adecuadamente

**C.10.11.7 - ESBELTEZ MAXIMA** - No se permite el empleo de elementos a compresión que tengan una esbeltez,  $k l_u / r$ , mayor de 100; a menos que se realice un análisis detallado de todas las fuerzas internas y momentos del pórtico, siguiendo los requisitos de C.10.10.1.

**C.10.11.8 - COLUMNAS CON FLEXION BIAxIAL** - En elementos a compresión sometidos a flexión alrededor de sus dos ejes principales, el momento alrededor de cada eje debe amplificarse separadamente de acuerdo con las condiciones de restricción correspondientes a ese eje

**C.10.11.9 - EFECTOS LOCALES DE ESBELTEZ** - Los efectos locales de esbeltez deben considerarse para todas las combinaciones de mayoración de carga prescritas en B.2.4.2 del Título B del presente Reglamento. Pueden ignorarse los efectos locales de esbeltez en aquellos elementos que cumplan la siguiente relación:

$$\frac{k l_u}{r} \leq 34 - 12(M_1/M_2) \quad (C.10-8)$$

donde  $M_1/M_2$  no debe tomarse menor que -0.5 y  $M_1/M_2$  es positivo si la columna está deformada en curvatura simple.