

NSR-98

Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente

**Decreto 34
del 8 de Enero de 1999**

**MINISTERIO DE DESARROLLO ECONOMICO****DECRETO NUMERO 0 3 4 DE 1999
(8 DE ENERO DE 1999)**

Por medio del cual se modifican algunas disposiciones del Decreto 33 de 1998

— • —

EI PRESIDENTE DE LA REPUBLICA DE COLOMBIA

en ejercicio de las facultades constitucionales y legales, en especial las que le confieren el Artículo 189, Numeral 11, de la Constitución Política y la Ley 400 de 1997,

DECRETA:

ARTICULO PRIMERO. - Se modifican los siguientes ordinales, numerales, literales y párrafos, figuras, tablas, notas, ecuaciones, valores, y coeficientes del **Reglamento de construcciones sismo resistentes, NSR-98**, adoptado por medio del Decreto 33 de 1998:

A.1.7.3 – CAPITULOS DEL REGLAMENTO QUE PERMANECEN EN EL SISTEMA METRICO mks – Los siguientes Capítulos del Título F – Estructuras Metálicas, se han mantenido en la presente versión del Reglamento en el sistema mks. Estos Capítulos serán convertidos al sistema SI en futuras ediciones:

Capítulo F.4 – *Estructuras de acero hechas con perfiles laminados o miembros armados; diseño para esfuerzos admisibles*

Capítulo F.5 – *Provisiones sísmicas para edificaciones hechas con perfiles laminados o miembros armados de acero estructural; diseño para esfuerzos admisibles*

Capítulo F.6 – *Diseño de miembros estructurales de acero formados en frío*

Capítulo F.7 – *Aluminio estructural, y sus Apéndices F.7-A a F.7-J*

En los Capítulos relacionados anteriormente, las fuerzas están en kgf y los esfuerzos en kgf/mm². En aquellos términos que se usan en ellos cuya definición está en los Capítulos F.1, F.2 o F.3, (en los cuales se emplea el sistema SI), cuando en estas definiciones se diga N (newtons) debe interpretarse en los Capítulos F.4, F.5, F.6 y F.7 como kgf, cuando allí se diga MPa debe interpretarse en los Capítulos F.4, F.5, F.6 y F.7 como kgf/mm², y cuando allí se diga N-mm debe interpretarse en los Capítulos F.4, F.5, F.6 y F.7 como kgf-mm.

A.2.6.4 - Cuando se utilice el análisis dinámico, tal como se define en el Capítulo A.5, para períodos de vibración diferentes del fundamental, en la dirección en estudio, menores de T₀ (T₀ = 0.3 segundos), el espectro de diseño puede obtenerse de la ecuación A.2-6.

A.2.9.4 – EMPLEO DEL COEFICIENTE DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA, R – Cuando en el estudio de microzonificación se propongan espectros que tiendan a la aceleración del terreno cuando el período de vibración tiende a cero, el coeficiente de disipación de energía, R_C , a emplear en el diseño de la estructura cuando se utiliza este tipo de espectros, el cual tiene un valor variable en la zona de períodos cortos, iniciando en el valor prescrito en el Capítulo A.3, R ($R = \phi_a \phi_p R_0$), para un período igual a T_0 y tendiendo a la unidad cuando el período tiende a cero, como muestra la Figura A.2-5. El valor de R_C está descrito por la ecuación A.2-7:

$$R_C = (R - 1) \frac{T}{T_0} + 1 \leq R \quad (\text{A.2-7})$$

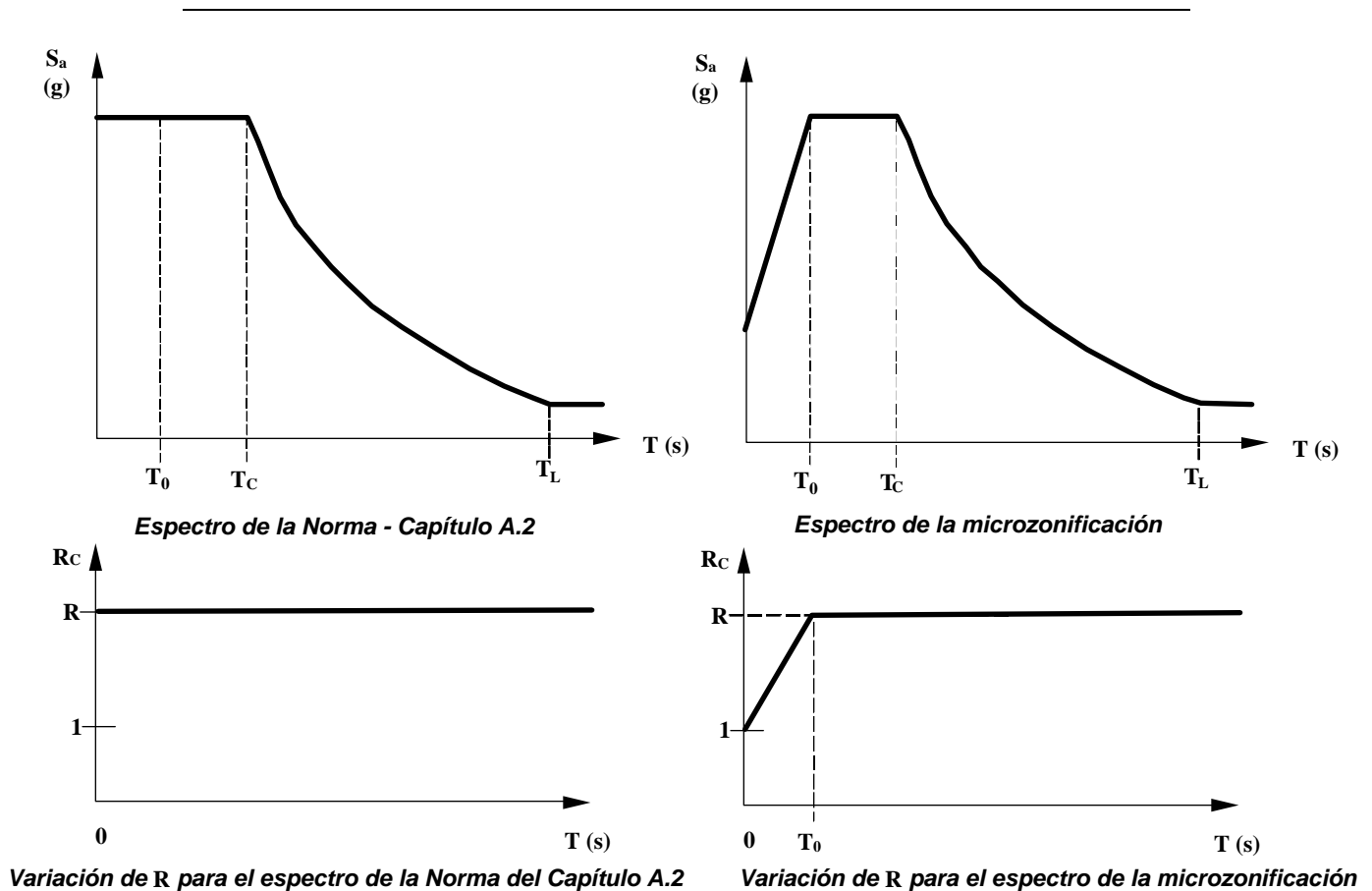


Figura A.2-5 – Variación del coeficiente de disipación de energía R

Literal (c) del ordinal A.3.2.5 - COMBINACION DE SISTEMAS ESTRUCTURALES EN PLANTA:

(c) cuando la estructura tiene sistemas diferentes al de muros de carga en ambas direcciones, para el sistema que tiene un mayor valor de R , el valor a emplear no puede ser mayor que 1.25 veces el valor de R del sistema con el menor valor de R .

Literal b., del numeral 2. Muros estructurales, de la Tabla A.3-1 SISTEMA ESTRUCTURAL DE MUROS DE CARGA:

b. muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	5.0	no se permite	si	72 m	si	sin límite
--	----------	-----	---------------	----	------	----	------------

Notas, de la Tabla A.3-3 - SISTEMA ESTRUCTURAL DE PORTICO:

Notas:

- 1 - El sistema de pórtico es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y las fuerzas horizontales.
- 2 - Para edificaciones clasificadas como irregulares el valor de R_0 debe multiplicarse por ϕ_a y por ϕ_p para obtener $R = \phi_p \phi_a R_0$ (Véase A.3.3.3).
- 3 - Cuando se trate de estructuras de acero donde las uniones del sistema de resistencia sísmica son soldadas en obra, el valor de R_0 debe multiplicarse por 0.90.
- 4 - En sistemas prefabricados debe emplearse $R_0 = 1.5$. Véase A.3.1.7.

Irregularidad del Tipo 4P en la Tabla A.3-6 - Irregularidades en planta:

<i>Desplazamientos del plano de acción de elementos verticales</i>			
4P	La estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en las trayectorias de las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos, tales como cuando se traslada el plano que contiene a un grupo de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, en una dirección perpendicular a él, generando un nuevo plano. Los altillos o manzardas de un solo piso se eximen de este requisito en la consideración de irregularidad.	0.8	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.3.6.12, A.5.2.1.

Irregularidad del Tipo 4A en la Tabla A.3-7 - Irregularidades en la altura:

<i>Desplazamientos dentro del plano de acción</i>			
4A	La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, dentro del mismo plano que los contiene, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos, se eximen de esta consideración de irregularidad.	0.8	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.12.

Notas de la Tabla A.3-7 - Irregularidades en la altura:

Notas:

- 1- Cuando la deriva de cualquier piso es menor de 1.3 veces la deriva del piso siguiente hacia arriba, puede considerarse que no existen irregularidades de los tipos 1A, 2A, ó 3A (Véase A.3.3.5.1).
- 2 - En zonas de amenaza sísmica intermedia para edificaciones pertenecientes al grupo de uso **I**, la evaluación de irregularidad se puede limitar a las irregularidades de los tipos 4A y 5A (Véase A.3.3.7).
- 3 - En zonas de amenaza sísmica baja para edificaciones pertenecientes a los grupos de usos **I** y **II**, la evaluación de irregularidad se puede limitar a la irregularidad tipo 5A (Véase A.3.3.6).

Ecuación A.4-3:

$$C_t = \frac{0.075}{\sqrt{A_c}} \leq 0.07 \quad (\text{A.4-3})$$

A.6.2.1.2 - Cuando se emplee el método de la fuerza horizontal equivalente, y el valor de T , o de $1.2T_a$, sea mayor que T_L calculado utilizando la ecuación A.2-4, en la determinación de las fuerzas horizontales que se empleen para determinar los desplazamientos horizontales y torsionales en el centro de masa no hay necesidad de emplear el límite dado por la ecuación A.2-5.

A.6.2.1.3 - En las edificaciones pertenecientes a los grupos de uso **II**, **III** y **IV**, para la determinación de las fuerzas horizontales que se empleen para calcular los desplazamientos horizontales y torsionales en el centro de masa, se permite que el coeficiente de importancia **I**, tenga un valor igual a la unidad ($I = 1.0$), y las fuerzas de diseño a emplear para obtener la resistencia de la estructura deben utilizar el valor del coeficiente de importancia **I** correspondiente al grupo de uso de la edificación, tal como se define en A.2.5.2.

A.6.2.4 - EFECTOS P-DELTA - Corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales en planta, causados por los efectos de segundo orden (efectos P-Delta) de la estructura. Los efectos P-Delta producen un aumento en las deflexiones horizontales y en las fuerzas internas de la estructura. Estos efectos deben tenerse en cuenta cuando el índice de estabilidad, Q_i , es mayor de 0.10. El índice de estabilidad, para el piso i y en la dirección bajo estudio, se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_{cm}}{V_i h_{pi}} \quad (\text{A.6-3})$$

El índice de estabilidad de cualquier piso, Q_i , no debe exceder el valor de 0.30. Cuando el valor de Q_i es mayor que 0.30, la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse, a menos que se cumplan, en estructuras de concreto reforzado, la totalidad de los requisitos enumerados en C.10.11.6.2(b).

La deflexión adicional causada por el efecto P-Delta en la dirección bajo estudio y para el piso i , se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$\delta_{pd} = \delta_{cm} \left(\frac{Q_i}{1 - Q_i} \right) \quad (\text{A.6-4})$$

A.6.4 - LIMITES DE LA DERIVA

A.6.4.2 - La deriva máxima evaluada en cualquier punto de la estructura, determinada de acuerdo con el procedimiento de A.6.3.1, no puede exceder los límites establecidos en la tabla A.6-1, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso h_{pi} :

Tabla A.6-1
DERIVAS MAXIMAS COMO PORCENTAJE DE h_{pi}

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	1.0% ($\Delta_{max}^i \leq 0.010 h_{pi}$)
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	0.5% ($\Delta_{max}^i \leq 0.005 h_{pi}$)

A.6.4.2.1 - Cuando se utilicen secciones fisuradas, tanto en concreto reforzado, como en mampostería, las derivas pueden multiplicarse por **0.7** antes de hacer la comparación con los límites dados en la tabla A.6-1.

A.6.4.2.2 – Se permite emplear el límite de deriva máxima permisible de **0.010 h_{pi}** en edificaciones construidas con mampostería estructural cuando éstas estén compuestas por muros cuyo modo prevaleciente de falla sea la flexión ante fuerzas paralelas al plano del muro, diseñados esencialmente como elementos verticales esbeltos que actúan como voladizos apoyados en su base o cimentación, y que se construyen de tal manera que la transferencia de momento entre muros a través de los elementos horizontales de acople en los diafragmas de entrepiso, ya sean losas, vigas de enlace, antepechos o dinteles, sea despreciable.

A.6.4.2.3 – Cuando se trate de muros de mampostería poco esbeltos o cuyo modo prevaleciente de falla sea causado por esfuerzos cortantes, debe emplearse el límite de deriva máxima permisible de **0.005 h_{pi}** .

La definición de E en el ordinal A.9.0 - NOMENCLATURA:

E = fuerzas sísmicas reducidas de diseño ($E = F_p / R_p$)

A.9.2.1 - DEFINICION DEL DESEMPEÑO - Se denomina desempeño el comportamiento de los elementos no estructurales de la edificación ante la ocurrencia del sismo de diseño que la afecte. El desempeño se clasifica en los siguientes grados:

(a) Superior - Es aquel en el cual el daño que se presenta en los elementos no estructurales es mínimo y no interfiere con la operación de la edificación debido a la ocurrencia del sismo de diseño.

(b) Bueno - Es aquel en el cual el daño que se presenta en los elementos no estructurales es totalmente reparable y puede haber alguna interferencia con la operación de la edificación con posterioridad a la ocurrencia del sismo de diseño.

(c) Bajo - Es aquel en el cual se presentan daños graves en los elementos no estructurales, inclusive no reparables, pero sin desprendimiento o colapso, debido a la ocurrencia del sismo de diseño.

TABLA A.9-2

Coefficiente de amplificación dinámica, a_p , y tipo de anclajes o amarres requeridos, usado para determinar el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R_p , para elementos arquitectónicos y acabados

Elemento no estructural	a_p	Tipo de anclajes o amarres para determinar el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R_p , mínimo requerido en A.9.4.9		
		Grado de desempeño		
		Superior	Bueno	Bajo
Fachadas				
• paneles prefabricados apoyados arriba y abajo	1.0	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• en vidrio apoyadas arriba y abajo	1.0	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• lámina en yeso, con costillas de acero	1.0	No dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• mampostería reforzada, separada lateralmente de la estructura, apoyadas arriba y abajo	1.0	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• mampostería reforzada, separada lateralmente de la estructura ,apoyadas solo abajo	2.5	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• mampostería no reforzada, separada lateralmente de la estructura, apoyadas arriba y abajo	1.0	No se permite este tipo de elemento no estructural		No dúctiles ⁽¹⁾
• mampostería no reforzada, separada lateralmente de la estructura ,apoyadas solo abajo	2.5	No se permite este tipo de elemento no estructural		No dúctiles ⁽¹⁾
• mampostería no reforzada, confinada por la estructura	1.0	No se permite este tipo de elemento no estructural		No dúctiles ⁽²⁾
Muros que encierran puntos fijos y ductos de escaleras, ascensores, y otros	1.0	Dúctiles	No dúctiles	Húmedos ⁽¹⁾
Muros divisorios y particiones				
• corredores en áreas públicas	1.0	Dúctiles	No dúctiles	Húmedos ⁽¹⁾

• muros divisorios de altura total	1.0	No dúctiles	No dúctiles	Húmedos ⁽¹⁾
• muros divisorios de altura parcial	2.5	No dúctiles	No dúctiles	Húmedos ⁽¹⁾
Elementos en voladizo vertical				
• áticos, parapetos y chimeneas	2.5	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
Anclaje de enchapes de fachada	1.0	Dúctiles	No dúctiles	Húmedos
Altillos	1.5	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
Cielos rasos	1.0	No dúctiles	No dúctiles	No requerido ⁽³⁾
Anaqueles, estanterías y bibliotecas de más de 2.50 m de altura, incluyendo el contenido				
• Diseñadas de acuerdo al Título F	2.5	Especiales	Dúctiles	No requerido ⁽³⁾
• Otras	2.5	Dúctiles	No dúctiles	No requerido ⁽³⁾
Tejas	1.0	No dúctiles	No dúctiles	No requerido ⁽³⁾

Notas:

1. Debe verificarse que el muro no pierde su integridad al ser sometido a las derivas máximas calculadas para la estructura.
2. Además de (1) debe verificarse que no interactúa adversamente con la estructura.
3. El elemento no estructural no requiere diseño y verificación sísmica.

TABLA A.9-3

Coefficiente de amplificación dinámica, a_p , y tipo de anclajes o amarres requeridos, usado para determinar el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R_p , para elementos hidráulicos, mecánicos o eléctricos^a

Elemento no estructural	a_p ^b	Tipo de anclajes o amarres para determinar el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R_p , mínimo requerido en A.9.4.9		
		Grado de desempeño		
		Superior	Bueno	Bajo
Sistemas de protección contra el fuego	2.5	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
Plantas eléctricas de emergencia	1.0	No dúctiles	No dúctiles	No requerido ^g
Maquinaria de ascensores, guías y rieles del ascensor y el contrapeso	1.0	Dúctiles	No dúctiles	No requerido ^g
Equipo en general • Calderas, hornos, incineradores, calentadores de agua y otros equipos que utilicen combustibles, y sus chimeneas y escapes. • Sistemas de comunicación • Ductos eléctricos, cárcamos y bandejas de cables ^c • Equipo eléctrico, transformadores, subestaciones, motores, etc. • Bombas hidráulicas • Tanques, condensadores, intercambiadores de calor, equipos de presión • Empates con las redes de servicios públicos	1.0	Dúctiles	No dúctiles	No requerido ^g
Maquinaria de producción industrial	1.0	Dúctiles	No dúctiles	Húmedos
Sistemas de tuberías				
• Tuberías de gases y combustibles	2.5	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• Tuberías del sistema contra incendio	2.5	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• Otros sistemas de tuberías ^d	2.5	No dúctiles	No requerido ^g	No requerido ^g
Sistemas de aire acondicionado, calefacción y ventilación, y sus ductos ^e	1.0	Dúctiles	No dúctiles	No requerido ^g
Paneles de control y gabinetes eléctricos		No dúctiles	No dúctiles	No requerido ^g
Luminarias y sistemas de iluminación ^f	1.0	No dúctiles	No dúctiles	No requerido ^g

Notas:

- a. Véase las exenciones en A.9.1.3.
- b. Los valores de a_p dados son para la componente horizontal. Para la componente vertical deben incrementarse en un 33%.
- c. No hay necesidad de disponer soportes sísmicos para las bandejas de cables eléctricos en las siguientes situaciones: (1) Ductos y bandejas de cables colgados de soportes individuales que tienen 300 mm o menos de longitud. (2) En espacios para equipos mecánicos y calderas, donde el ducto tiene menos de 30 mm de diámetro interior. (3) Cualquier ducto eléctrico de menos de 65 mm de diámetro interior, localizado en otros espacios.

- d. No hay necesidad de disponer soportes sísmicos para las tuberías en las siguientes situaciones: (1) Tuberías colgadas de soportes individuales que tienen 300 mm o menos de longitud. (2) En espacios para equipos mecánicos y calderas, donde la tubería tiene menos de 30 mm de diámetro interior. (3) Cualquier tubería de menos de 65 mm de diámetro interior, localizado en otros espacios.
- e. No hay necesidad de disponer soportes sísmicos para los ductos de calefacción, ventilación y aire acondicionado en las siguientes situaciones: (1) Ductos colgados de soportes individuales que tienen 300 mm o menos de longitud. (2) Ductos que tienen una sección con un área menor de 0.60 m².
- f. Las luminarias dispuestas como péndulos deben diseñarse utilizando un valor de a_p igual a 1.5. El soporte vertical debe diseñarse con un factor de seguridad igual a 4.0.
- g. El elemento no estructural no requiere diseño y verificación sísmica.

A.12.3 - ESPECTRO DEL UMBRAL DE DAÑO

A.12.3.1 - La forma del espectro elástico de aceleraciones, para un coeficiente de amortiguamiento crítico de dos por ciento (2%), que se debe utilizar en las verificaciones del umbral de daño, se da en la figura A.12-2 y se define por medio de la ecuación A.12-1, en la cual el valor T es el mismo que se utilizó para obtener el espectro de diseño de la edificación en el Capítulo A.2 y el valor de \bar{S} es igual a $1.25 S$, siendo S el valor del coeficiente de sitio que se obtiene de acuerdo con la sección A.2.4. Además deben cumplirse las limitaciones dadas en A.12.3.2 a A.12.3.3.

$$S_{ad} = \frac{1.5 A_d \bar{S}}{T} \quad (\text{A.12-1})$$

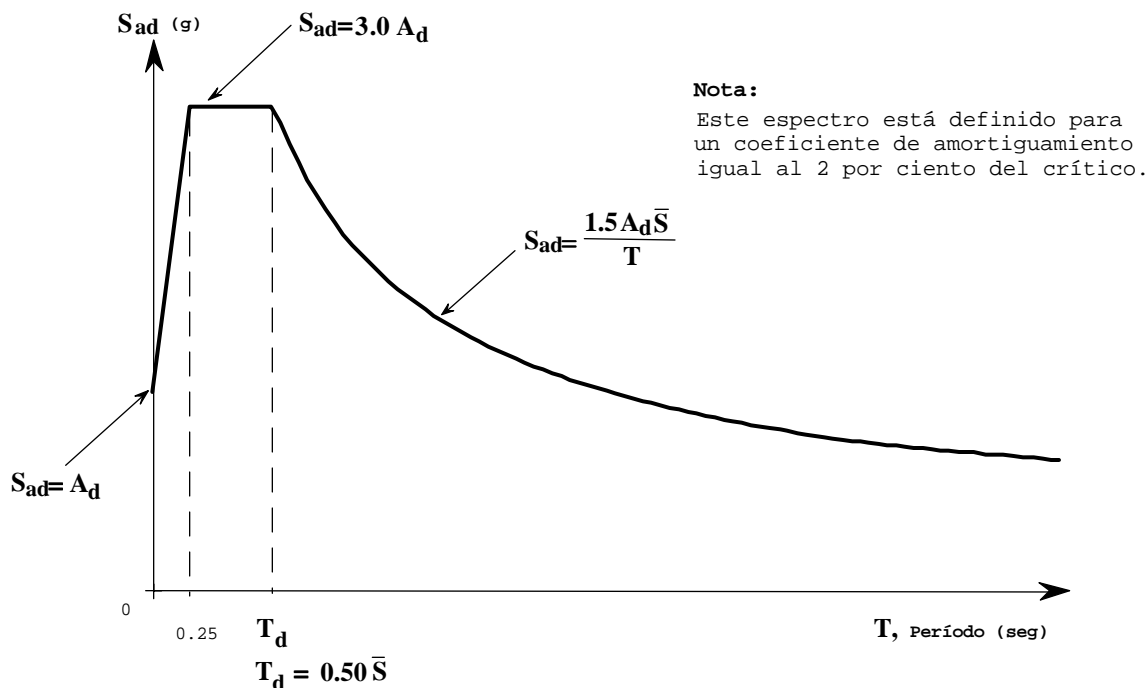


Figura A.12-2 - Espectro elástico del umbral de daño

A.12.3.2 - Para períodos de vibración menores de 0.25 segundos, el espectro del umbral de daño puede obtenerse de la ecuación A.12-2.

$$S_{ad} = A_d (1.0 + 8T) \quad (\text{A.12-2})$$

A.12.3.3 - Para períodos de vibración mayores de 0.25 segundos y menores de T_d , calculado de acuerdo con la ecuación A.12-3, el valor de S_{ad} puede limitarse al obtenido de la ecuación A.12-4.

$$T_d = 0.5 \bar{S} \quad (\text{A.12-3})$$

y

$$S_{ad} = 3.0 A_d \quad (\text{A.12-4})$$

A.12.3.4 – Alternativamente pueden emplearse los requisitos del Apéndice H-1 para la determinación de la forma del espectro, substituyendo allí el valor de A_a por el de A_d , sin emplear el límite dado por la ecuación H-1-5, y multiplicando las ordenadas espectrales dadas allí por un coeficiente igual a 1.4, para tomar en cuenta que el nivel de amortiguamiento esperado es del 2% del crítico.

A.12.5.3 - LIMITES DE LA DERIVA PARA EL UMBRAL DE DAÑO - La deriva máxima, para el umbral de daño, evaluada en cualquier punto de la estructura, determinada de acuerdo con el procedimiento de A.12.5.2, no puede exceder los límites establecidos en la tabla A.12-3, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso h_{pi} :

Tabla A.12-3
DERIVAS MAXIMAS PARA EL UMBRAL DE DAÑO COMO PORCENTAJE DE h_{pi}

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.12.5.3.1	$0.30\% \left(\Delta_{max}^i \leq 0.0030 h_{pi} \right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.12.5.3.2	$0.15\% \left(\Delta_{max}^i \leq 0.0015 h_{pi} \right)$

A.12.5.3.1 – Se permite emplear el límite de deriva máxima permisible de $0.0030 h_{pi}$ en edificaciones construidas con mampostería estructural cuando éstas estén compuestas por muros cuyo modo prevaleciente de falla sea la flexión ante fuerzas paralelas al plano del muro, diseñados esencialmente como elementos verticales esbeltos que actúan como voladizos apoyados en su base o cimentación y que se construyen de tal manera que la transferencia de momento entre muros a través de los elementos horizontales de acople en los diafragmas de entrepiso, ya sean losas, vigas de enlace, antepechos o dinteles, sea despreciable.

A.12.5.3.2 – Cuando se trate de muros de mampostería poco esbeltos o cuyo modo prevaleciente de falla sea causado por esfuerzos cortantes, debe emplearse el límite de deriva máxima permisible de $0.0015 h_{pi}$.

A.12.6.1 - ELEMENTOS ESTRUCTURALES - No hay necesidad de verificar los elementos estructurales para los esfuerzos generados por el sismo del umbral de daño.

A.12.6.2 - MUROS NO ESTRUCTURALES - No hay necesidad de verificar los elementos no estructurales para los esfuerzos generados por el sismo del umbral de daño.

El valor de A_a para el municipio de Pasto, en el Departamento de Nariño, dado en el APENDICE A-3 - VALORES DE A_a Y A_d Y DEFINICIÓN DE LA ZONA DE AMENAZA SÍSMICA DE LOS MUNICIPIOS COLOMBIANOS:

DEPARTAMENTO DE NARIÑO			
MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA
PASTO	0.30	0.04	ALTA

B.2.3.2.1 – Verificación de las derivas por el método de esfuerzos de trabajo para el sismo de diseño –
Para evaluar las derivas obtenidas de las deflexiones horizontales causadas por el sismo de diseño, deben utilizarse los requisitos del Capítulo A.6, los cuales exigen que las derivas se verifiquen para las fuerzas sísmicas F_s , sin haber sido divididas por R , empleando $1.0E$ en vez de $0.7E$ en las ecuaciones que incluyan E en B.2.3.

B.3.6 - ACABADOS

La carga producida por los acabados de los pisos debe evaluarse para los materiales que se van a utilizar en cada uno de los pisos de la edificación. El valor que se utilice en terrazas y azoteas debe tener en cuenta los pendientes que se coloquen. Cuando no se realice un análisis detallado, puede utilizarse 1.5 kN/m^2 (150 kgf/m^2) en pisos y terrazas.

B.6.5.3 - COEFICIENTES DE VELOCIDAD DEL VIENTO - La velocidad del viento básico, debe modificarse mediante los coeficientes S_1 , S_2 y S_3 para tener en cuenta los efectos topográficos; de rugosidad, tamaño del edificio y altura sobre el terreno; y la vida útil e importancia del proyecto, respectivamente.

B.6.7.2 - COEFICIENTES DE PRESION - Los coeficientes de presión se aplican siempre al cálculo de la fuerza de viento que actúa sobre una superficie particular, o sobre parte de la superficie de un edificio. Dicha fuerza se considera perpendicular a la superficie en cuestión y se obtiene multiplicando el área de la superficie por el coeficiente de presión y por la presión dinámica q . La carga total de viento que actúa sobre un edificio se obtiene luego mediante la suma vectorial de todas las cargas que actúan sobre cada una de las superficies del edificio.

La definición de h en la Tabla B.6.7.9 - Distribución de la presión alrededor de estructuras cilíndricas:

h , es la altura del cilindro si éste está en posición vertical, o su longitud si está colocado horizontalmente. Cuando el aire fluye libremente por ambos extremos, h se toma igual a la mitad de la longitud al calcular h/D . Se pueden interpolar, si se necesitan, valores intermedios de h/D comprendidos entre 2.5 y 10.

El encabezamiento de la Tabla B.6.8-8:

Tabla B.6.8-8

Coficiente global de fuerza C_f para torres de sección cuadrada armadas con elementos de sección circular

C.5.6.1.1 - Las muestras para las pruebas de resistencia correspondientes a cada clase de concreto, deben estar conformadas cuando menos por una pareja de cilindros tomados no menos de una vez por día, ni menos de una vez por cada 40 m^3 de concreto o una vez por cada 200 m^2 de área de losas o muros. Como mínimo debe tomarse una pareja de muestras de concreto de columnas por piso. De igual manera, como mínimo debe tomarse una pareja de muestras por cada 50 bachadas de cada clase de concreto.

C.7.6.5 - En losas macizas y muros, las barras de refuerzo a flexión deben tener una separación máxima de 3 veces el espesor de la losa o muro, pero no mayor de 500 mm, excepto en las secciones críticas de losas en dos direcciones, donde no debe exceder 2 veces el espesor de la losa (véase C.13.5.2). Cuando se trate de refuerzo de temperatura la separación debe ser menor de 5 veces el espesor de la losa o muro, pero no mayor de 500 mm.

El literal c) de C.7.7.1 - CONCRETO VACIADO EN SITIO (NO PREESFORZADO):

(c) Concreto no expuesto a la intemperie, ni en contacto con la tierra:

Todos los tipos de refuerzo en losas, muros y viguetas:

Barras Nº 14 (1-3/4"), 45M (45 mm),
Nº 18 (2-1/4") y 55M (55 mm).....40 mm
Barras Nº 11 (1-3/8") y 32M (32 mm) y menores.....20 mm

En vigas y columnas:

Refuerzo principal40 mm
Estribos y espirales.....30 mm

En cascarones y losas plegadas

Barras Nº 6 (3/4") y 18M (18 mm) y mayores.....20 mm
Barras Nº 5 (5/8") y 16M (16 mm) y menores.....15 mm

La definición de λ en el ordinal C.9.0 - NOMENCLATURA:

λ = luz de la viga o losa en una dirección, tal como se define en C.8.5.6. Proyección horizontal de la luz del voladizo. En mm.

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 0.06 m², 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.

La definición de V en el ordinal C.10.11.5 - INDICE DE ESTABILIDAD:

V = Suma de las fuerzas horizontales que actúan sobre la estructura, acumuladas hasta el nivel del piso considerado. La contribución de las fuerzas sísmicas a V , se debe determinar empleando las fuerzas sísmicas F_s (sin dividir por R).

La definición de d_b en el ordinal C.12.0 - NOMENCLATURA:

d_b = diámetro nominal de la barra, alambre o torón de preesfuerzo, expresado en mm.

Literal (c) de C.13.2.2 - LIMITACIONES DIMENSIONALES:

(c) Para losas nervadas en una dirección, la separación máxima entre nervios, medida centro a centro, no puede ser mayor que 2.5 veces el espesor total de la losa, sin exceder 1.20 m. Para losas nervadas en dos direcciones, la separación máxima entre nervios, medida centro a centro, no puede ser mayor que 3.5 veces el espesor total de la losa, sin exceder 1.50 m.

C.13.7.6.1 - Cuando la carga viva sea variable pero no exceda de los 3/4 de la carga muerta, o la naturaleza de la carga viva sea tal que todos los paneles estén cargados simultáneamente, puede suponerse que los momentos mayorados máximos ocurren en todas las secciones con carga viva mayorada aplicada en todo el sistema de losa.


C.13.9.1- ALCANCE - El procedimiento de la presente sección solo es aplicable a losas cuyos paneles están apoyados en sus cuatro bordes sobre muros o sobre vigas rígidas ante deflexiones verticales. Una viga se considera rígida ante deflexiones verticales, para efectos de la aplicación del presente método, cuando el parámetro α es mayor o igual a **0.50**, o en losas macizas cuando la altura de la viga es mayor o igual a tres veces el espesor de la losa. Cuando se trate de losas nervadas, el mínimo número de nervaduras en cada dirección debe ser mayor o igual a seis, para poder aplicar el método de esta sección.

Literal (b) de C.13.9.4 - CONDICIONES DE BORDE

(b) cuando la viga de apoyo en el borde tiene una rigidez torsional despreciable, debe considerarse que la losa tiene un apoyo no continuo. En este último caso el momento negativo de diseño de la losa en el borde debe ser igual a un tercio del momento positivo de diseño.

C.13.9.10 - VIGAS DE APOYO - Las cargas sobre las vigas de apoyo del panel rectangular en dos direcciones se calculan utilizando las proporciones de carga, para cada una de las direcciones, indicadas en la tabla C.13-8. Estas cargas pueden considerarse como cargas uniformemente distribuidas sobre toda la longitud de la viga. En ningún caso la carga sobre la viga que salva la luz corta puede ser menor que la carga aferente de una área de la losa contenida por la viga y dos líneas trazadas a 45° a partir de las esquinas del panel, y la carga equivalente uniformemente repartida sobre la viga debe ser $w\lambda_a/3$.

El valor del coeficiente w_b para $m = 0.55$ en el Caso 6 de la TABLA C.13-8 - RELACION DE LA CARGA w EN LAS DIRECCIONES λ_a y λ_b PARA DETERMINAR EL CORTANTE DE LA LOSA EN EL APOYO Y LA CARGA EN LOS APOYOS:

Relación $m = \frac{\lambda_a}{\lambda_b}$	Caso 6 
0.55	w_a 0.96
	w_b 0.04

C.14.3.6 - No hay necesidad de rodear el refuerzo vertical con estribos transversales que cumplan C.7.10 si la cuantía de refuerzo vertical es menos de 0.01, o donde el refuerzo vertical no se requiere como refuerzo a compresión.

C.14.4.1 - A menos que se diseñen de acuerdo con C.14.5, los muros sometidos a fuerzas axiales y de flexión combinadas deben diseñarse de acuerdo con las disposiciones para columnas y elementos a compresión dadas en C.10.2, C.10.3, C.10.10, C.10.11, C.10.13, C.14.2 y C.14.3. En este caso el espesor mínimo del muro será el mayor valor del espesor obtenido al cumplir los requisitos de recubrimiento de C.7.7 (teniendo especial cuidado en muros expuestos a la intemperie), del espesor requerido por efectos de esbeltez de acuerdo con C.10.10 y C.10.11, y del espesor necesario para resistir la flexo-compresión solicitada a la sección.

C.14.5.1 - Los muros de sección horizontal sólida y rectangular, pueden diseñarse de acuerdo con las disposiciones empíricas de la presente Sección C.14.5, si la resultante de las cargas axiales mayoradas, teniendo en cuenta la excentricidad correspondiente para la combinación de mayoración bajo estudio, está localizada dentro del tercio central de la longitud horizontal total del muro y dentro del tercio central del espesor total del muro, y además se cumplen todos los límites de C.14.2, C.14.3 y C.14.5.

C.14.7.1 - El espesor de los muros que no sean de carga no debe ser menor de 70 mm ni menos de 1/32 de la menor distancia entre elementos que le den soporte lateral.

Las ecuaciones (C.15-2), (C.15-3) y C.15-4):

$$D + L \leq 0.25f'_c A_g \quad \text{(C.15-2)}$$

$$1.4D + 1.7L \leq 0.4f'_c A_g \quad \text{(C.15-3)}$$

$$D + L + 0.7E \leq 0.33f'_c A_g \quad \text{(C.15-4)}$$

C.15.13.1 – FUERZAS DE DISEÑO - En el diseño de las vigas de amarre de cimentación, deben cumplirse los siguientes requisitos: **(a)** los de A.3.6.4.2 con respecto a las fuerzas axiales que debe resistir la viga de amarre por efectos sísmicos, **(b)** las recomendaciones que al respecto contenga el estudio geotécnico, y **(c)** las del Título H del Reglamento.

El literal (c) de capacidad mínima de disipación de energía (DMI), los literales (c) y (e) de capacidad moderada de disipación de energía (DMO), y los literales (c) y (e) de capacidad especial de disipación de energía (DES) del ordinal C.21.3.3 - REFUERZO TRANSVERSAL EN VIGAS:

REFUERZO TRANSVERSAL EN VIGAS		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - <i>DMI</i>	Moderada - <i>DMO</i>	Especial - <i>DES</i>
	(c) Donde se requieran estribos de confinamiento, los estribos deben disponerse de tal manera que las barras longitudinales de las esquinas de la sección y dos de por medio de la que no lo es, tenga soporte lateral proveniente de la esquina de un estribo. Ninguna barra debe estar localizada a más de 150 mm libres, medidos a lo largo del estribo, de una barra que esté soportada lateralmente .	(c) Donde se requieran estribos de confinamiento, los estribos deben disponerse de tal manera que las barras longitudinales de las esquinas de la sección y dos de por medio de la que no lo es, tenga soporte lateral proveniente de la esquina de un estribo. Ninguna barra debe estar localizada a más de 150 mm libres, medidos a lo largo del estribo, de una barra que esté soportada lateralmente .
(c) El refuerzo requerido para resistir esfuerzos cortantes que esté localizado en las regiones definidas en (a) debe consistir en estribos que cumplan los requisitos de estribo de confinamiento. Los estribos de confinamiento pueden tenerse en cuenta dentro del área de refuerzo requerida para esfuerzos cortantes.	(e) El refuerzo requerido para resistir esfuerzos cortantes que esté localizado en las regiones definidas en (a) debe consistir en estribos que cumplan los requisitos de estribo de confinamiento. Los estribos de confinamiento pueden tenerse en cuenta dentro del área de refuerzo requerida para esfuerzos cortantes.	(e) El refuerzo requerido para resistir esfuerzos cortantes que esté localizado en las regiones definidas en (a) debe consistir en estribos que cumplan los requisitos de estribo de confinamiento. Los estribos de confinamiento pueden tenerse en cuenta dentro del área de refuerzo requerida para esfuerzos cortantes.

C.21.4.1 - ALCANCE - Los requisitos de la presente sección se aplican a elementos del sistema de resistencia sísmica que resisten principalmente flexo-compresión. Estos elementos deben cumplir además los siguientes requisitos adicionales:

REQUISITOS GEOMETRICOS PARA LAS COLUMNAS		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - DMI	Moderada - DMO	Especial - DES
(a) La fuerza axial mayorada en el elemento es mayor que $0.10 f'_c A_g$	(a) La fuerza axial mayorada en el elemento es mayor que $0.10 f'_c A_g$	(a) La fuerza axial mayorada en el elemento es mayor que $0.10 f'_c A_g$
(b) La menor dimensión de la sección del elemento, medida en una línea recta que pasa a través del centroide de la sección, no debe ser menor que 0.20 m, pero su área no puede ser menor de 0.06 m ² (véase C.10.8.4).	(b) La menor dimensión de la sección del elemento, medida en una línea recta que pasa a través del centroide de la sección, no debe ser menor que 0.25 m. Las columnas en forma de T, C o I pueden tener una dimensión mínima de 0.20 m pero su área no puede ser menor de 0.0625 m ² .	(b) La menor dimensión de la sección del elemento, medida en una línea recta que pasa a través del centroide de la sección, no debe ser menor que 0.30 m. Las columnas en forma de T, C o I pueden tener una dimensión mínima de 0.25 m pero su área no puede ser menor de 0.09 m ² .
	(c) Si la columna sostiene uno o dos pisos pueden utilizarse dimensiones menores a las dadas en (b), pero la menor dimensión de la sección del elemento no puede ser menor que 0.20 m, y su área no puede ser menor de 0.06 m ² .	(c) La relación entre la dimensión menor de la sección del elemento y la dimensión perpendicular a ella, no debe ser menor que 0.4 .

El literal (a) de capacidad moderada de disipación de energía (DMO), y el literal (a) de capacidad especial de disipación de energía (DES) del ordinal C.21.4.5 - REQUISITOS PARA ESFUERZOS CORTANTES EN COLUMNAS:

REQUISITOS PARA ESFUERZOS CORTANTES EN COLUMNAS		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - DMI	Moderada - DMO	Especial - DES
	(a) La fuerza cortante de diseño V_e debe determinarse de la consideración de los máximos momentos que puedan desarrollarse en las caras de los nudos en los dos extremos del elemento, actuando con signo opuesto. Estas fuerzas en los nudos deben determinarse utilizando la máxima resistencia nominal a la flexión, M_n , para el rango de fuerzas axiales mayoradas en la columna. No hay necesidad de que las fuerzas cortantes en el elemento excedan las fuerzas cortantes que se determinan a partir de las máximas resistencias nominales a flexión, M_n , de las vigas que llegan al nudo. En ningún caso el valor de V_e puede ser menor que la fuerza cortante mayorada que se obtiene en el análisis de la estructura.	(a) La fuerza cortante de diseño V_e debe determinarse de la consideración de los máximos momentos que puedan desarrollarse en las caras de los nudos en los dos extremos del elemento, actuando con signo opuesto. Estas fuerzas en los nudos deben determinarse utilizando la máxima resistencia probable a la flexión, M_{pr} , para el rango de fuerzas axiales mayoradas en la columna. No hay necesidad de que las fuerzas cortantes en el elemento excedan las fuerzas cortantes que se determinan a partir de las máximas resistencias probables a flexión, M_{pr} , de las vigas que llegan al nudo. En ningún caso el valor de V_e puede ser menor que la fuerza cortante mayorada que se obtiene en el análisis de la estructura.

C.21.6.4.2 - Sistemas de entepiso prefabricados - Los diafragmas compuestos por elementos prefabricados deben cumplir los siguientes requisitos:.

DIAFRAGMAS COMPUESTOS POR ELEMENTOS PREFABRICADOS		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - DMI	Moderada - DMO	Especial - DES
No hay requisitos especiales diferentes a los de la sección C.7.13.	<p>Los diafragmas compuestos por elementos prefabricados, deben tener una porción superior vaciada en el sitio, la cual debe ser reforzada, y detallada para garantizar una transferencia total de las fuerzas sísmicas a los elementos colectores, cuerdas del diafragma, y elementos verticales del sistema de resistencia sísmica. La superficie del concreto endurecido sobre el cual se vacía la parte superior debe estar limpia, libre de lechada, y debe tener rugosidades hechas intencionalmente.</p> <p>La porción vaciada en sitio se puede obviar únicamente si se proveen anclajes resistentes a tracción de los elementos prefabricados a los miembros del sistema de resistencia sísmica; y los elementos prefabricados se unen entre si: (a) por medio de llaves de cortante, o (b) por medio de dispositivos metálicos anclados en los elementos prefabricados y soldados entre si en el sitio.</p> <p>Los anclajes y elementos de conexión deben cumplir las fuerzas en el diafragma prescritas en el Capítulo A.3.</p>	<p>Los diafragmas compuestos por elementos prefabricados, deben tener una porción superior vaciada en el sitio, la cual debe ser reforzada, y detallada para garantizar una transferencia total de las fuerzas sísmicas a los elementos colectores, cuerdas del diafragma, y elementos verticales del sistema de resistencia sísmica. La superficie del concreto endurecido sobre el cual se vacía la parte superior debe estar limpia, libre de lechada, y debe tener rugosidades hechas intencionalmente.</p> <p>La porción vaciada en sitio se puede obviar únicamente si se proveen anclajes resistentes a tracción de los elementos prefabricados a los miembros del sistema de resistencia sísmica; y los elementos prefabricados se unen entre si: (a) por medio de llaves de cortante, o (b) por medio de dispositivos metálicos anclados en los elementos prefabricados y soldados entre si en el sitio.</p> <p>Los anclajes y elementos de conexión deben cumplir las fuerzas en el diafragma prescritas en el Capítulo A.3.</p>

El literal (c) de capacidad moderada de disipación de energía (DMO), y el literal (c) de capacidad especial de disipación de energía (DES) del ordinal C.21.6.5 - REQUISITOS PARA ESFUERZOS CORTANTES:

ESFUERZOS CORTANTES EN MUROS Y DIAFRAGMAS		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - DMI	Moderada - DMO	Especial - DES
	<p>(c) En muros (diafragmas) o segmentos de muro (o diafragma) que tengan una relación h_w/λ_w menor que 2.0, la resistencia nominal al cortante, V_n, debe determinarse utilizando la ecuación C.21-7, donde el coeficiente α_c varía linealmente desde 3.0 para $h_w/\lambda_w = 1.5$ hasta 2.0 para $h_w/\lambda_w = 2.0$.</p>	<p>(c) En muros (diafragmas) o segmentos de muro (o diafragma) que tengan una relación h_w/λ_w menor que 2.0, la resistencia nominal al cortante, V_n, debe determinarse utilizando la ecuación C.21-7, donde el coeficiente α_c varía linealmente desde 3.0 para $h_w/\lambda_w = 1.5$ hasta 2.0 para $h_w/\lambda_w = 2.0$.</p>

	$V_n = A_{cv} \left(\frac{\alpha_c \sqrt{f'_c}}{12} + \rho_n f_y \right) \quad (\text{C.21-7}^*)$	$V_n = A_{cv} \left(\frac{\alpha_c \sqrt{f'_c}}{12} + \rho_n f_y \right) \quad (\text{C.21-7}^*)$
--	--	--

C.21.6.9 - MUROS DISCONTINUOS - Las columnas que soportan muros discontinuos deben reforzarse de acuerdo con los requisitos del literal (g) correspondiente a capacidad especial de disipación de energía (DES) del ordinal C.21.4.4.

El literal (a) de capacidad moderada de disipación de energía (DMO) del ordinal C.21.6.10 - VIGAS DE ENLACE EN MUROS ESTRUCTURALES:

VIGAS DE ENLACE EN MUROS ESTRUCTURALES		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - DMI	Moderada - DMO	Especial - DES
	(a) Las vigas de enlace con $\lambda_n/d \geq 4$ deben diseñarse de acuerdo con los requisitos de C.21.3. Se permite dispensar el requisitos de C.21.3.1 (b) si se puede demostrar que existe adecuada estabilidad lateral de la viga.	(a) Las vigas de enlace con $\lambda_n/d \geq 4$ deben diseñarse de acuerdo con los requisitos de C.21.3. Se permite dispensar el requisitos de C.21.3.1 (c) y (d) si se puede demostrar que existe adecuada estabilidad lateral de la viga.

El literal (c) de todas las capacidades de disipación de energía del ordinal C.21.9.2 - VIGAS DE AMARRE:

VIGAS DE AMARRE		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - DMI	Moderada - DMO	Especial - DES
(c) Lo exigido en la sección A.3.6.4.2.	(c) Lo exigido en la sección A.3.6.4.2.	(c) Lo exigido en la sección A.3.6.4.2.

C.23.1.1 - ALCANCE - En el presente Capítulo se presentan los requisitos mínimos para determinar la resistencia de anclajes al concreto tales como tornillos y pernos con cabeza. No cubre anclajes que empleen químicos (epóxicos), pernos de expansión, ni anclajes colocados por medios explosivos (tiros); y en estos casos se debe recurrir a la información del fabricante la cual debe estar adecuadamente documentada.

D.3.8.1.3 - Unidades de mampostería - Para las unidades de mampostería se deben realizar los ensayos establecidos de absorción inicial, absorción total, estabilidad dimensional y resistencia a la compresión de por lo menos cinco (5) unidades por cada lote de producción hasta de 5000 unidades, o menos, y no menos de una unidad por cada doscientos (200) metros cuadrados de muro.

D.5.2.1 – MODULO DE ELASTICIDAD - Para los módulos de elasticidad se deben tomar los siguientes valores:

D.5.2.1.1 – Acero de refuerzo - El valor para el módulo de elasticidad del acero de refuerzo debe tomarse como:

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$$

(D.5-3)

D.5.2.1.2 - Mampostería - El valor para el módulo de elasticidad de la mampostería se debe establecer por medio de ensayos de laboratorio de muretes fabricados y ensayados como se indica en D.3.7.2, calculando en la curva esfuerzo-deformación obtenida en el ensayo la pendiente de la secante desde $0.05f'_m$ hasta $0.33f'_m$. Los registros históricos del módulo de elasticidad determinado experimentalmente para proyectos en construcción, pueden utilizarse en diseños posteriores de obras con materiales similares. En ausencia de los valores experimentales, pueden emplearse los siguientes:

Para mampostería en concreto

$$E_m = 900 f'_m \leq 20\,000 \text{ MPa} \quad (\text{D.5-4})$$

Para mampostería en arcilla

$$E_m = 750 f'_m \leq 20\,000 \text{ MPa} \quad (\text{D.5-5})$$

D.5.2.1.3 – Mortero de relleno - El valor para el módulo de elasticidad del mortero de relleno se debe establecer por medio de ensayos de laboratorio de cilindros fabricados y ensayados como se indica en C.8.5.4. En ausencia de valores experimentales, puede emplearse el siguiente:

$$E_r = 4\,000 \sqrt{f'_{cr}} \leq 20\,000 \text{ MPa} \quad (\text{D.5-6*})$$

D.5.8.5 – ELEMENTOS DE BORDE – Se deben utilizar elementos de borde en los muros de mampostería de unidades de perforación vertical y de mampostería de cavidad reforzada, cuando el modo de falla del muro sea en flexión y el esfuerzo de compresión de la fibra extrema en condiciones de cargas mayoradas exceda $0.20f'_m$ para mampostería de cavidad reforzada como se define en D.2.1.1 y mampostería reforzada como se define en D.2.1.2, y cuando exceda $0.30f'_m$ para mampostería parcialmente reforzada como se define en D.2.1.3. Deben cumplirse además los siguientes requisitos:

- (a) Los elementos de borde se pueden suspender a partir de la sección en la que el esfuerzo de compresión sea inferior a $0.15f'_m$, pero no deben suspenderse antes de llegar a una altura igual a λ_w , medida desde la base del muro.
- (b) Los esfuerzos se calculan para las fuerzas mayoradas, utilizando un modelo linealmente elástico y considerando la sección como no fisurada.
- (c) Los elementos de borde deben avanzar hacia el centro del muro una distancia no menor de 3 veces el espesor del muro, para que confinen todo el refuerzo vertical cuyo esfuerzo de compresión correspondiente en la mampostería adyacente exceda a $0.4f'_m$.
- (d) Los elementos de borde deben tener estribos de confinamiento de diámetro N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm), separados verticalmente a 200 mm, o su equivalente, dentro del espacio inyectado con mortero de relleno.

La definición de A_p del ordinal E.2.5.4 - LONGITUD MINIMA DE MUROS CONFINADOS:

A_p = se considera en m^2 como sigue:

- (a) Igual al área de la cubierta en construcciones de un piso con cubierta en losa de concreto.
- (b) Igual al área de cubierta para muros del segundo nivel en construcciones de dos pisos, cuando la cubierta es una losa de concreto.
- (c) Igual al área de cubierta más el área de entrepiso para muros de primer nivel en construcciones de dos pisos con cubierta consistente en una losa de concreto.
- (d) Cuando se emplee una cubierta liviana, los valores del área determinados para cubiertas de losa de concreto según (a), (b), o (c), pueden multiplicarse por 2/3.

E.2.5.5 – MUROS QUE SE TIENEN EN CUENTA PARA CUMPLIR LA LONGITUD MINIMA - Para efectos de contabilizar la longitud de muros confinados en cada dirección principal, sólo deben tenerse en cuenta aquellos muros que están confinados, que son continuos desde la cimentación hasta la cubierta, y que no tienen ninguna abertura entre columnas de confinamiento.

E.3.3.1 –GENERAL - En general, las columnas de confinamiento se construyen en concreto reforzado. Las columnas de confinamiento deben anclarse a la cimentación, pudiendo utilizarse empalmes por traslapo en la base de la columna, y deben rematarse anclando el refuerzo en la viga de amarre superior. Cuando una columna tenga dos niveles, se puede realizar un empalme por traslapo en cada nivel. Las columnas de confinamiento se deben vaciar con posterioridad al alzado de los muros estructurales y directamente contra ellos.

E.3.3.4 - REFUERZO MÍNIMO - El refuerzo mínimo de la columna de confinamiento debe ser el siguiente:

- (a) **Refuerzo longitudinal** - No debe ser menor de 4 barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm) ó 3 barras N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm).
 - (b) **Refuerzo transversal** – Debe utilizarse refuerzo transversal consistente en estribos cerrados mínimo de diámetro N° 2 (1/4") ó 6M (6 mm), espaciados a 200 mm. Los primeros seis estribos se deben espaciar a 100 mm en las zonas adyacentes a los elementos horizontales de amarre.
-

E.3.4.1 - En general, las vigas de confinamiento se construyen en concreto reforzado. El refuerzo de las vigas de confinamiento debe anclarse en los extremos terminales con ganchos de 90°. Las vigas de amarre se vacían directamente sobre los muros estructurales que confinan.

E.3.4.4 - REFUERZO MINIMO - El refuerzo mínimo de las vigas de amarre debe ser el siguiente:

- (a) **Refuerzo longitudinal** - El refuerzo longitudinal de las vigas de amarre se debe disponer de manera simétrica respecto a los ejes de la sección, mínimo en dos filas. El refuerzo longitudinal no debe ser inferior a 4 barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm), dispuestos en rectángulo para anchos de viga superior o igual a 110 mm. Para anchos inferiores a 110 mm, y en los casos en que el entrepiso sea una losa maciza, el refuerzo mínimo debe ser dos barras N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm) con límite de fluencia, f_y , no inferior a 420 MPa.
 - (b) **Refuerzo transversal** - Considerando como luz el espacio comprendido entre columnas de amarre ubicadas en el eje de la viga, o entre muros estructurales transversales al eje de la viga, se deben utilizar estribos de barra N° 2 (1/4") ó 6M (6 mm), espaciados a 100 mm en los primeros 500 mm de cada extremo de la luz y espaciados a 200 mm en el resto de la luz.
-

E.5.3.3 - REFUERZO MINIMO – Los elementos de los cimientos que constituyen la malla de cimentación deben tener el siguiente refuerzo mínimo, colocado simétricamente en la sección y repartido en dos caras:

- a) **Refuerzo longitudinal:**
 - Construcciones de un piso: 4 barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm)
 - Construcciones de dos pisos: 4 barras N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm)
 - b) **Refuerzo transversal:**
 - Estribos cerrados del N° 2 (1/4") ó 6M (6 mm) espaciados a 200 mm.
-

E.5.3.3.1 – Resistencia del refuerzo - En el refuerzo el límite de fluencia, f_y , no debe ser inferior a 240 MPa para barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm) y N° 2 (1/4") ó 6M (6 mm). Para barras N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm) el límite de fluencia debe ser superior o igual a 420 MPa.

F.1.0.1 - ALCANCE - Las normas contenidas en el Título F de este Reglamento son aplicables al diseño de estructuras conformadas por elementos de acero o de aluminio, soldados, atornillados, o remachados, y cuya calidad debe certificarse. En el presente Título F - ESTRUCTURAS METALICAS se empleó el sistema de unidades internacional SI, en los Capítulos F.1, F.2 o F.3, (fuerzas en newtons N, esfuerzos en megapascales MPa y momentos en N-mm), mientras que los Capítulos F.4, F.5, F.6 y F.7 están en sistema métrico tradicional (fuerzas en kilogramos fuerza kgf, esfuerzos en kgf/mm², y momentos en kgf-mm).

La ecuación (F.3.7.2):

$$t_t \geq (d_t + w_t)/90 \quad (\text{F.3.7.2})$$

F.3.7.8 - APOYO LATERAL DE VIGAS - Las vigas deberán tener ambas aletas apoyadas lateralmente, bien sea directa o indirectamente. La longitud sin arriostramiento entre los apoyos laterales no podrá exceder de $122r_y / \sqrt{F_y}$ en zonas adyacentes a las articulaciones plásticas, ni de $1760r_y/F_y$ en otras zonas. Además, es necesario colocar apoyos laterales en los puntos de aplicación de las cargas concentradas cuando el análisis indique que se formará una rótula plástica durante las deformaciones inelásticas del pórtico resistente a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES).

F.4.0.1 - ALCANCE - Las normas contenidas en este capítulo pueden utilizarse como alternativa a las prescritas en el capítulo F.2 de las normas, para el diseño de estructuras de acero con miembros hechos con perfiles laminados. En el presente Capítulo no se empleó el sistema de unidades internacional SI, por lo tanto las fuerzas están en kgf y los esfuerzos en kgf/mm². En aquellos términos que se emplean en el presente Capítulo, pero cuya definición está en los Capítulos F.1, F.2 o F.3, (en los cuales se emplea el sistema SI), cuando allí se diga N debe interpretarse aquí como kgf, cuando allí se diga MPa debe interpretarse aquí como kgf/mm², y cuando allí se diga N-mm debe interpretarse aquí como kgf-mm.

Se entiende que en el diseño se seguirán todas las prescripciones del capítulo F.2, salvo aquellas que se reemplazan específicamente en el capítulo F.4 por referirse al diseño para esfuerzos admisibles.

La definición de A_{fn} del ordinal F.4.2.4 - DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PRINCIPALES Y SECUNDARIAS:

A_{fn} = el área neta de la aleta, calculada de acuerdo con las estipulaciones de F.2.2.1 y F.2.2.2.

F.4.3.2.1 - Esfuerzos admisibles - El esfuerzo admisible en el área neta de los huecos de pasadores en miembros conectados por pasadores es $0.45F_y$. El esfuerzo de aplastamiento en el área proyectada por el pasador no debe exceder el esfuerzo permitido en F.4.9.7.

La ecuación (F.4-4):

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(Kl/r)^2}{2C_c^2} \right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(Kl/r)}{8C_c} - \frac{(Kl/r)^3}{8C_c^3}} \quad (\text{F.4-4})$$

Los dos primeros párrafos del ordinal F.4.4.3 - MIEMBROS FABRICADOS:

F.4.4.3 - MIEMBROS FABRICADOS - Todas las partes de miembros fabricados sometidos a compresión y la separación transversal de sus líneas de conectores deben cumplir los requisitos de F.2.2.7.

Para los requisitos de separación y distancia al borde de miembros de acero resistente a los agentes atmosféricos, véase F.2.10.3.5.

La ecuación (F.4-7):

$$\frac{63b_f}{\sqrt{F_y}} \quad \text{o} \quad \frac{14060}{(d/A_f)F_y} \quad (\text{F.4-7})$$

F.4.5.5 - ATIESADORES TRANSVERSALES - Cuando la relación h/t_w es mayor que 260 y el esfuerzo cortante máximo en el alma, f_v , es mayor que el dado por la fórmula F.4-21, se requieren atiesadores intermedios. La separación entre éstos, cuando se requieren, será tal que los esfuerzos cortantes en el alma no excedan el valor F_v dado por las fórmulas F.4-23 o F.4-28, aplicable según el caso, y la relación:

$$\frac{a}{h} \leq \left[\frac{260}{(h/t_w)^2} \right]^2 \quad \text{y} \quad 3.0 \quad (\text{F.4-22})$$

La definición de S_{tr} del ordinal F.4.8.2 - HIPOTESIS DE DISEÑO:

S_{tr} = módulo de la sección compuesta transformada referido a la fibra inferior, calculado con el máximo ancho permitido para la aleta en compresión, F.2.9.1.9, mm^3

La ecuación (F.4-39):

$$I_{ef} = I_s + \left[\sqrt{\frac{V'_h}{V_h}} \right] (I_{tr} - I_s) \quad (\text{F.4-39})$$

La ecuación (F.4-40):

$$N_2 = \frac{N_1 \left[\frac{M\beta}{M_{\max}} - 1 \right]}{\beta - 1} \quad (\text{F.4-40})$$

La ecuación (F.4-41):

$$\left(\frac{0.85}{\sqrt{N_r}} \right) \left(\frac{w_r}{h_r} \right) \left(\frac{H_s}{h_r} - 1.0 \right) \leq 1.0 \quad (\text{F.4-41})$$

El numeral (1) de F.4.8.5.2 - Tableros metálicos de lámina corrugada, con sus salientes perpendiculares a las vigas de acero:

- (1) El concreto por debajo de la parte superior del tablero de acero debe despreciarse en la determinación de las propiedades de la sección y en el cálculo de A_c para la fórmula F.4-36.
-

La definición de w_r del numeral (3) del ordinal F.4.8.5.2 - Tableros metálicos de lámina corrugada, con sus salientes perpendiculares a las vigas de acero:

w_r = ancho promedio del saliente de concreto (véase F.4.8.5.1, (2)), mm

El numeral (4) de F.4.8.5.3 - Tableros metálicos de lámina corrugada, con sus salientes paralelas a las vigas de acero:

- (4) La fuerza cortante horizontal admisible para cada conector de espigo, q , será el valor dado en F.4.8.4 (tablas F.4-2 y F.4-3), multiplicado por el siguiente coeficiente de reducción:

$$0.6 \left(\frac{w_r}{h_r} \right) \left[\frac{H_s}{h_r} - 1.0 \right] \leq 1.0 \quad (\text{F.4-42})$$

excepto cuando la relación w_r/h_r sea menor de 1.5. En la ecuación (F.4-42) se emplean los valores de H_s y h_r que están definidos en F.4.8.5.2 y w_r , es el ancho promedio de la nervadura de concreto o capitel (véanse F.4.8.5.1(2) y F.4.8.5.3(3)).

F.5.0.1 - ALCANCE - Estos requisitos especiales se aplicarán junto con los establecidos en el Capítulo F.4. Están dirigidos al diseño y construcción de miembros de acero estructural en edificios para los cuales las fuerzas de diseño que resultan de movimientos sísmicos se han determinado con base en la disipación de energía en el rango no lineal de respuesta. En el presente Capítulo no se empleo el sistema de unidades internacional SI, por lo tanto las fuerzas están en kgf y los esfuerzos en kgf/mm². En aquellos términos que se emplean en el presente Capítulo, pero cuya definición está en los Capítulos F.1, F.2 o F.3, (en los cuales se emplea el sistema SI), cuando allí se diga N debe interpretarse aquí como kgf, cuando allí se diga MPa debe interpretarse aquí como kgf/mm², y cuando allí se diga N-mm debe interpretarse aquí como kgf-mm.

F.6.1.1.1 - Alcance y límites de aplicabilidad - Esta Especificación debe aplicarse al diseño de miembros estructurales de acero dulce o de baja aleación, cuya sección ha sido formada en frío, a partir de láminas, tiras, platinas o barras de espesor menor de 25.4 mm y usados para sostener cargas en edificios. Puede también usarse en estructuras distintas de edificios siempre y cuando se tomen las medidas apropiadas para tener en cuenta los efectos dinámicos. En el presente Capítulo no se empleó el sistema de unidades internacional SI, por lo tanto las fuerzas están en kgf y los esfuerzos en kgf/mm². En aquellos términos que se emplean en el presente Capítulo, pero cuya definición está en los Capítulos F.1, F.2 o F.3, (en los cuales se emplea el sistema SI), cuando allí se diga N debe interpretarse aquí como kgf, cuando allí se diga MPa debe interpretarse aquí como kgf/mm², y cuando allí se diga N-mm debe interpretarse aquí como kgf-mm.

F.7.1.1 - ALCANCE - Este capítulo establece los requisitos para el diseño de miembros de aluminio de estructuras aporticadas, en celosía y de lámina rigidizada, conformados por elementos extruídos o laminados. Si se usan piezas coladas o forjadas en caliente, éstas deben ser fabricadas y diseñadas de acuerdo con normas apropiadas reconocidas, a juicio del Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, y en consulta con el fabricante específico. En el presente Capítulo no se empleó el sistema de unidades internacional SI, por lo tanto las fuerzas están en kgf y los esfuerzos en kgf/mm². En aquellos términos que se emplean en el presente Capítulo, pero cuya definición está en los Capítulos F.1, F.2 o F.3, (en los cuales se emplea el sistema SI), cuando allí

se diga N debe interpretarse aquí como kgf, cuando allí se diga MPa debe interpretarse aquí como kgf/mm², y cuando allí se diga N-mm debe interpretarse aquí como kgf-mm.

Estos requisitos de diseño se dirigen a una gran variedad de aleaciones de aluminio apropiadas para uso estructural y pueden aplicarse a estructuras sujetas a condiciones atmosféricas normales tales como puentes, edificios, torres, vehículos de carretera y sobre rieles, naves marinas, grúas y estructuras sobre cubierta ubicadas mar adentro.

Las prescripciones no cubren aleaciones aeroespaciales, el diseño de detalles de piezas coladas, estructuras de cascarones curvos ni estructuras sujetas a condiciones térmicas o químicas severas. No están dirigidas al diseño de tanques de contención, tuberías, estructuras que se muevan en el aire o embarcaciones, ni para ninguna otra aplicación para la cual existan códigos específicos de diseño, expedidos por entidades de reconocida autoridad.

En todo el Capítulo F.7 donde se encuentre la palabra "encaje", substitúyase por "enchape".

Incluir la definición de S_0 en F.7.1.3 - SIMBOLOS PRINCIPALES

S_0 = área de la sección transversal del miembro.

En la Tabla F.7.2.1 - Aleaciones tratadas en caliente, bajo el encabezamiento Elongación se define:

Elongación	
$5.65(S_0)^{1/2}$	50 mm

En la Tabla F.7.2.2 - Aleaciones no tratadas en caliente, bajo el encabezamiento Elongación se define:

Elongación	
$5.65(S_0)^{1/2}$	50 mm

Tabla F.7.3.1
Coefficientes de reducción de capacidad, ϕ

Tipo de construcción	ϕ	
	Miembros	Uniones
Remachada y empernada	0.83	0.83
Soldada	0.83	0.76 *
Pegada	0.83	0.33

* Debe usarse 0.67 en procedimientos que no cumplan con las especificaciones para aprobación de ensayos de procedimientos de soldadura tales como la BS4870 Parte 2, soldadura de aluminio y sus aleaciones con procesos TIG o MIG.

En F.7.3.6.2 - Colapso total, allí γ_L es: γ_L

En F.7.4.3.2 - Parámetro de esbeltez β , allí β es: β

En F.7.4.4.3 - Extensión de la zona afectada por el calor, allí $h \leq h_1$ es: $h \leq h_1$, y $t_c \leq 25$ mm es: $t_c \leq 25$ mm

El literal b) Cálculo básico, de F.7.4.5.2 - Resistencia a momento uniaxial de la sección

b) Cálculo básico - La resistencia de diseño a momento M_{RS} de una sección dada, en ausencia de cortante, debe encontrarse, por lo general, como se indica a continuación:

- no soldada, totalmente compacta $M_{RS} = p_o S_n \phi$ (F.7-19)
- no soldada, semi-compacta $M_{RS} = p_o Z_n \phi$ (F.7-20)
- soldada, totalmente compacta $M_{RS} = p_o S_{ne} \phi$ (F.7-21)
- soldada, semi-compacta $M_{RS} = p_o Z_{ne} \phi$ (F.7-22)
- no soldada, esbelta $M_{RS} = p_o Z_e \phi$ o,
 $M_{RS} = p_o Z_n \phi$ lo que sea menor (F.7-23)
- soldada, esbelta $M_{RS} = p_o Z_e \phi$ o,
 $M_{RS} = p_o Z_{ne} \phi$ lo que sea menor (F.7-24)

donde

- S_n y Z_n = módulos plástico y elástico, respectivamente, de la sección neta
- S_{ne} y Z_{ne} = módulos plástico y elástico, respectivamente, de la sección neta efectiva
- Z_e = módulo elástico de la sección efectiva
- p_o = esfuerzo límite (véanse las tablas F.7.4.1 y F.7.4.2)
- ϕ = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.7.3.1)

Se permite en secciones semi-compactas y esbeltas, si es favorable, tomar la resistencia a momento basada en un patrón de esfuerzos elasto-plástico tal como se indica en el apéndice F.7.D, en lugar de usar las expresiones anteriores. Si esto se hace, la nota 5 del literal (c) de este mismo numeral no es válida.

La ecuación (F.7-33):

$$V_{RS} = \phi \frac{34000 Nt^3}{d} \leq \phi p_v A_v \quad (\text{F.7-33})$$

En F.7.4.5.5 - Aplastamiento del alma, allí $45 \leq C \leq 100$ es: 45°

La ecuación (F.7-38):

$$M \leq M_{Rx} \quad (\text{F.7-38})$$

F.7.4.7.2 - Resistencia al pandeo general - Con las dos revisiones, (a) y (b), la fuerza axial P bajo carga mayorada no debe exceder la resistencia axial de diseño P_R basada en pandeo general y dada por la siguiente expresión:

$$P_R = p_s A \phi \quad (\text{F.7-51})$$

donde

- A = área bruta, sin reducción por ablandamiento en la zona afectada por el calor, pandeo local o agujeros
- p_s = esfuerzo de pandeo en pandeo por flexión o torsional
- ϕ = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.7.3.1)

Para encontrar p_s para el pandeo como columna, se debe considerar la falla respecto a ambos ejes principales y se toma el menor valor.

Para un miembro a compresión de gran esbeltez ($\lambda > 130$), es necesario consultar el apéndice F.7.1 para encontrar p_s .

La ecuación (F.7-64):

$$\frac{P}{P_{RS}} + \frac{M_x}{M_{RSx}} + \frac{M_y}{M_{RSy}} \leq 1.0 \quad (\text{F.7-64})$$

El literal (a) Revisión por fluencia, de F.7.5.4.1 - Resistencia a momento de vigas ensambladas rigidizadas transversalmente:

- (a) **Revisión por fluencia** - El momento generado en cualquier sección transversal bajo carga mayorada no debe exceder la resistencia de diseño a momento M_{RS} que se usaría si la sección fuera tratada como semi-compacta. El valor de M_{RS} se obtiene usando el literal (b) de F.7.4.5.2 (ecuación F.7-20 o F.7-22), según sea adecuado, teniendo en cuenta los agujeros y los efectos de la zona afectada por el calor pero ignorando el pandeo local. Si la viga no está lateralmente soportada, debe revisarse de acuerdo con F.7.4.5.6.
-

El literal (b) Revisión por pandeo, de F.7.5.4.2 - Resistencia a cortante de vigas ensambladas rigidizadas transversalmente:

- (b) **Revisión por pandeo** - En cualquier vano entre rigidizadores transversales, la fuerza cortante V generada bajo carga mayorada no debe exceder el valor límite V_{RS} para ese vano, basado en la falla última por pandeo. El valor de V_{RS} debe encontrarse usando la expresión apropiada de las siguientes, en las que se saca ventaja del comportamiento posterior al pandeo:

sin platina de enchape
$$V_{RS} = \phi (v_1 + v_{tf}) p_{vw} dt \quad (\text{F.7-89})$$

con platina o platinas de enchape
$$V_{RS} = \phi [(v_1 + v_{tf}) p_{vw} dt + p_{vt} A_{te}] \quad (\text{F.7-90})$$

donde

d = altura del alma medida entre aletas, o hasta los extremos de la platina de enchape

t = espesor no reducido de la lámina del alma

v₁ = coeficiente de pandeo inicial por cortante, leído en la figura F.7.5.4 tomando

$$\epsilon = \left(\frac{15}{P_v} \right)^{1/2}$$

v_{tf} = coeficiente de campo tensionado (véase el literal (c) siguiente)

Las otras cantidades son las definidas en el literal (c) de este numeral.

En F.7.6.9.1 - Metal de soldadura a tope, allí $\theta=90$ es: $\theta=90^\circ$.

La ecuación (F.7-130):

$$P_{RG} = \phi (R_m - 2S_d) \quad (\text{F.7-130})$$

En H.1.2 - REFERENCIAS, se suprime la referencia:

Título K – Seguridad, confort y requisitos complementarios
K.11.4 – Vulnerabilidad sísmica de instalaciones para gas
K.18.8 – Protección de edificaciones y predios vecinos

Tabla H.3-3
Número mínimo de sondeos, n_s , y profundidad, por unidad básica de construcción

Complejidad	Número mínimo de sondeos, n_s , y profundidad de los mismos			
	Construcción de Edificios	Profundidad (m)	Construcción de Casas	Profundidad (m)
I	3	15	3	6
II	4	20	4	8
III	5	25	5	10
IV	6	30	6	15

Nota: Véase la ecuación H.3-1 para el número de repeticiones y H.3.2.4 para los criterios que afectan la profundidad.

H.3.2.4 - PROFUNDIDAD DE LOS SONDEOS- Por lo menos el 50% de todos los sondeos debe alcanzar la profundidad dada en la Tabla H.3-3, afectada a su vez por los siguientes criterios, los cuales deben ser justificados por el ingeniero geotecnista:

- (a) Profundidad en la que el incremento de esfuerzos causados por la edificación, o conjunto de edificaciones, sobre el terreno sea el 10% del esfuerzo en la interface suelo-cimentación.
- (b) 1.5 veces el ancho de la losa corrida de cimentación.
- (c) 2.5 veces el ancho de la zapata de mayor dimensión.
- (d) 1.25 veces la longitud del pilote más largo.
- (e) 2.5 veces el ancho del cabezal de mayor dimensión para grupos de pilotes.
- (f) En el caso de excavaciones, la profundidad de los sondeos debe ser como mínimo 1.5 veces la profundidad de excavación, o 2.0 veces en el caso de suelos designados como S_3 y S_4 en el Título A de este Reglamento.
- (g) En los casos donde se encuentre roca firme, o aglomerados rocosos o capas de suelos asimilables a rocas, a profundidades inferiores a las establecidas, en proyectos de complejidad I los sondeos pueden suspenderse al llegar a estos materiales; para proyectos de complejidad II los sondeos deben penetrar un mínimo de 2 metros en dichos materiales, o dos veces el diámetro de los pilotes en éstos apoyados; para proyectos de complejidad III y IV los sondeos deben penetrar un mínimo de 4 metros o 2.5 veces el diámetro de pilotes respectivos, siempre y cuando se verifique la continuidad de la capa o la consistencia adecuada de los materiales.
- (h) La profundidad indicativa se considerará a partir del nivel inferior de excavación para sótanos o cortes de explanación. Cuando se construyan rellenos, dicha profundidad se considerará a partir del nivel original del terreno.
- (i) Es posible que alguna de las consideraciones precedentes conduzca a sondeos de una profundidad mayor que la dada en la Tabla H.3-3. En tal caso, el 20% de perforaciones debe cumplir con la mayor de las profundidades así establecidas.

H.3.3.1 - NUMERO MINIMO DE SONDEOS - El número mínimo de sondeos dado en la tabla H.3-3 se debe repetir en proporción al número de unidades de construcción, según el criterio y la responsabilidad del ingeniero geotecnista a cargo del estudio. El número total de sondeo a realizar en el proyecto, n_t , se obtiene por medio de:

$$n_t = r n_s \sqrt[3]{n_u} \quad (\text{H.3-1})$$

donde $r = 1.4$, para todos los grados de complejidad.

H.4.1.7 - FACTORES DE SEGURIDAD A LA FALLA - La selección de los factores de seguridad debe justificarse plenamente teniendo en cuenta:

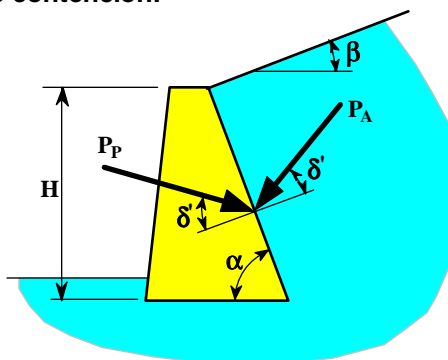
- (a) La magnitud de la obra.
- (b) Las consecuencias de una posible falla en la edificación o sus cimentaciones.
- (c) La calidad de la información disponible en materia de suelos.

Se deben utilizar factores mínimos de 2.0 para carga muerta más carga viva máxima; de 3.0 para carga muerta más carga viva normal y de 2.0 para carga muerta más carga viva normal y el sismo de diseño.

En la Tabla H.4-3 – Muros de contención:

<p>Mononobe-Okabe Análisis pseudo-estático $c' = 0$</p>	$K_A = \frac{(1 - a_v) \text{sen}^2(\alpha + \phi' - \psi)}{D_A \cos \psi \text{sen}^2 \alpha \text{sen}(\alpha - \delta' - \psi)}$ $D_A = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta') \text{sen}(\phi' - \beta - \psi)}{\text{sen}(\alpha - \delta' - \psi) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2$	<p>Usese K_p según Müller-Breslau</p>
---	---	--

La figura de la Tabla H.4-3 - Muros de contención:



El título de la Figura H.5-1:

Figura H.5-1 – Variación de la relación de esfuerzos cíclicos (REC) con el ensayo de penetración estándar para diversos valores de magnitud M

El título de la Figura H.5-2:

Figura H.5-2 – Variación de la relación de esfuerzos cíclicos (REC) con el ensayo de penetración estándar para contenidos de finos diversos (M = 7.5)

Incluir la definición de γ_w en H.6.0 - NOMENCLATURA:

γ_w = peso unitario del agua (g/cm^3).

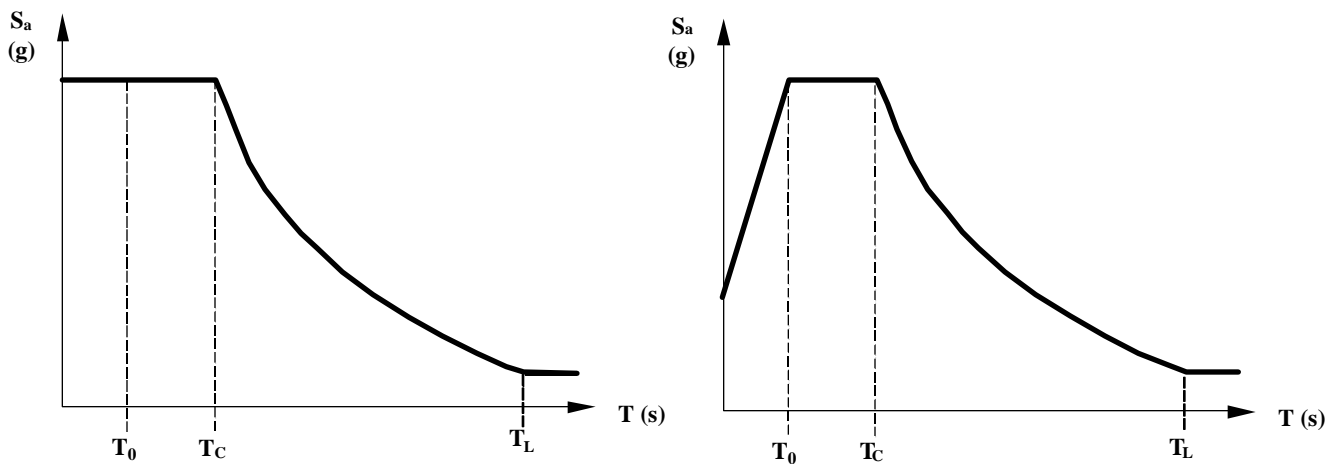
La ecuación (H.6-3):

$$\gamma_{\text{dcrít}} = \frac{\gamma_w}{(1/G_s) + w_\lambda} \quad (\text{H.6-3})$$

En el Apéndice H-1, Procedimiento alternativo para la definición de los efectos locales:

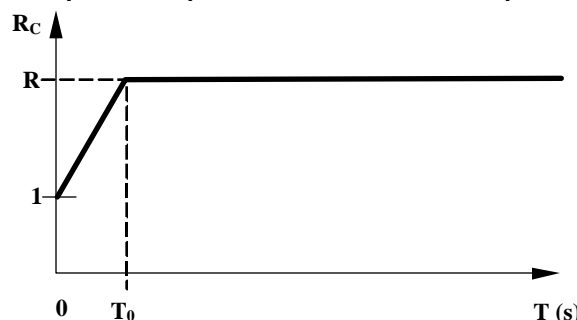
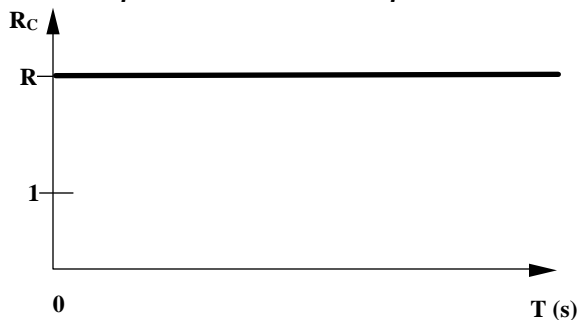
H-1.2.3.2 – Empleo del coeficiente de disipación de energía, R_C – El coeficiente de disipación de energía, R_C , a emplear en el diseño de la estructura cuando se utiliza el presente espectro tiene un valor variable en la zona de períodos cortos, iniciando en el valor prescrito en el Capítulo A.3, R ($R = \phi_a \phi_p R_0$), para un período igual a T_0 y tendiendo a la unidad cuando el período tiende a cero, como muestra la Figura H-1-2. El valor de R_C está descrito por la ecuación H-1-8:

$$R_C = (R - 1) \frac{T}{T_0} + 1 \leq R \quad (\text{H-1-8})$$



Espectro de la Norma - Capítulo A.2

Espectro del procedimiento alternativo del Apéndice H-1



Variación de R para el espectro de la Norma del Capítulo A.2

Variación de R para el espectro del procedimiento alternativo

Figura H-1-2 – Variación del coeficiente de disipación de energía R

Tabla J.2-3
Resistencia requerida al fuego normalizado NTC 1480 (ISO 834),
en horas, de elementos de una edificación

Elementos de la construcción	Categoría según la clasificación dada en J.2.3.1		
	I	II	III
Muros Cortafuego	3	2 ½	2
Muros de cerramiento de escaleras, ascensores, buitrones, ductos para basuras y corredores de evacuación	2	2	1 ½
Muros divisorios entre unidades	2	1 ½	1
Muros interiores no portantes	½	¼	-
Columnas, vigas, viguetas, losas, y muros portantes de cualquier material, y estructuras metálicas en celosía	2	1 ½	1
Cubiertas	1	1	½
Escaleras	1	½	¼

K.3.8.3.8 - *Materiales de las escaleras* - Las huellas de las escaleras y de los descansos, deben construirse con material rígido antideslizante. No se permiten las escaleras de madera como medio de evacuación en ningún caso.

K.3.18.2.1 - *Número de salidas* - Se acepta que haya una salida por piso en edificaciones multifamiliares, siempre que cumplan con las especificaciones siguientes: construida con materiales incombustibles, con una altura inferior a 21 m, un área por piso que no exceda de 400 m² y una distancia máxima de travesía de 15 m.

K.4.2.5 - El diseño de instalaciones de vidrios inclinados está sujeto a requisitos estructurales adicionales, dependientes de factores como: grado de inclinación, cargas inducidas por su propio peso y el del agua retenida en la lámina, lados soportados, la duración de carga, etc. El ingeniero constructor debe responsabilizarse de la seguridad estructural del sistema.

K.4.3.4 - Si los vidrios son fijos, con pisavidrios, es necesario emboquillarlos con pasta para vidrio, silicona u otro sellador garantizado, o sellarlos con empaques de neopreno o similar, a lo largo del contorno, para evitar vibraciones susceptibles de ocasionar rotura o ruido molesto.

ARTICULO SEGUNDO. – El presente decreto rige a partir de su publicación y deroga las normas que le sean contrarias.

PUBLIQUESE Y CUMPLASE

Dado en Santa Fe de Bogotá, D. C., a 8 de enero de 1999

(Firmado) ANDRES PASTRANA ARANGO

EL MINISTRO DEL INTERIOR

(Firmado)
NESTOR HUMBERTO MARTINEZ NEIRA

EL MINISTRO DE DESARROLLO ECONOMICO

(Firmado)
FERNANDO ARAUJO PERDOMO