

donde:

l_w = longitud del *muro* o del segmento de *muro* considerado en la dirección de la fuerza cortante, cm.

d_U = desplazamiento de diseño, cm.

h_w = altura del *muro* o del segmento de *muro* considerado, cm.

c = distancia de la fibra extrema en compresión al eje neutro, calculada para la carga axial factorizada y el momento nominal, asociados con el desplazamiento de diseño, d_U , que resulta en la mayor profundidad del eje neutro, cm.

Nota: d_U / h_w debe ser mayor o igual a 0.007.

Donde se requieran *elementos de borde*, requeridos según los incisos 8.6.5(f) y 8.6.5(g), su refuerzo debe ser extendido, verticalmente, desde la sección crítica hasta una distancia no menor que el mayor de l_w o $M_U / (4 V_U)$.

c. Los *muros estructurales* que no sean evaluados según los incisos 8.6.5(b) deben tener *elementos de borde* en sus extremos y en sus aberturas cuando el esfuerzo en compresión máximo en la fibra extrema, correspondiente a las cargas factorizadas, incluyendo el efecto de sismo, exceda $0.20 f'_c$. Estos elementos se pueden discontinuar en el nivel en que los esfuerzos de compresión sean inferiores a $0.15 f'_c$. Los esfuerzos se deben calcular para las cargas factorizadas utilizando un modelo linealmente elástico y las propiedades de la sección bruta.

d. En los *muros* con alas el ancho efectivo de las alas se puede tomar como la distancia desde la cara del alma hasta el menor de los siguientes valores: la mitad de la distancia hasta la siguiente alma de *muro* o el 25% de la altura total del *muro*.

e. El refuerzo transversal de los *muros estructurales* se debe anclar en el núcleo confinado de los *elementos de borde*, de tal manera que sea capaz de desarrollar los esfuerzos de cedencia.

f. Donde se requieran *elementos de borde* se deben satisfacer los siguientes requisitos:

i. El *elemento de borde* se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia no menor que el mayor valor de $(c - 0.1l_w)$ y $c / 2$.

ii. En muros en forma de "T" el *elemento de borde* debe incluir el ancho efectivo del ala en compresión y extenderse al menos 30 cm dentro del alma.

iii. El refuerzo transversal de los *elementos de borde* debe cumplir con los requisitos de los incisos 8.3.4(b) y 8.3.4(c), excepto que no se requiere satisfacer la ecuación [8-3] y en el inciso 8.3.4(c)i se debe tomar un tercio de la dimensión mínima de la sección.

iv. El refuerzo transversal de los *elementos de borde* en la base del *muro* debe extenderse hasta su base de soporte, al menos la longitud de desarrollo de la barra longitudinal de mayor diámetro, a menos que el *elemento de borde* termine en un cimiento o losa de cimentación, en cuyo caso el *elemento de borde* debe extenderse 30 cm dentro de la cimentación.

g. Donde no se requieran *elementos de borde* se deben satisfacer los siguientes

requisitos:

i. Si la razón de refuerzo longitudinal en el borde del *muro* es mayor que $28 / f_y$, el refuerzo transversal del borde debe satisfacer los incisos 8.3.4(g) y 8.6.5(f)i. El espaciamiento máximo de los aros en los bordes es 20 cm.

ii. Cuando V_U en el plano del *muro* sea mayor que $0.25 A_{CV} f'_c$, el refuerzo horizontal terminado en los bordes de los *muros* debe tener un gancho estándar conectando el refuerzo de borde o, en su defecto, el refuerzo de los bordes debe terminar en aros en forma de "U" del mismo diámetro y espaciamiento que el refuerzo horizontal.

8.7 Requisitos de capacidad en cortante

8.7.1 Elementos de marco

a. La fuerza cortante para el diseño de elementos en flexión con *ductilidad local* óptima no debe ser menor

que V_{U_r} resultado del análisis de la estructura, ni que la correspondiente a un elemento con *rótulas plásticas* en sus extremos que produce una condición de doble curvatura, V_e .

Esta fuerza se calcula como:

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} \quad [8-8]$$

$$M_{pr1} \square \square M_{pr2}$$

Donde:

M_{pr1} , M_{pr2} = capacidades probables en flexión, en los extremos del elemento, calculadas de manera que produzcan doble curvatura, considerando las dos direcciones de carga. Para el cálculo de estos valores no se considera el factor de reducción en flexión y se supone que el esfuerzo de cedencia en el acero longitudinal es, al menos, $1.25 f_y$

L = longitud entre caras de elemento en flexión, cm.

d = altura efectiva del elemento, cm.

V_{ug} = cortante a una distancia $d/2$ correspondiente a la carga gravitacional y de empuje de tierra o líquidos, asociada con la combinación de cargas de la ecuación 6-3 del artículo 6.2, kg.

b. Para columnas y elementos en flexocompresión de estructuras tipo *marco* y elementos de *ductilidad local* óptima de estructuras tipo dual, la fuerza cortante de diseño no debe ser menor que V_{U_r} resultado del análisis de la estructura, ni menor que la correspondiente a un elemento con *rótulas plásticas* en sus extremos que producen una condición de doble curvatura, V_e .

Esta fuerza cortante se calcula como:

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{H} \quad [8-9]$$

M_{pr1} , M_{pr2} = capacidades probables en flexión, en los extremos superior e inferior de la columna, calculadas de manera que produzcan doble curvatura. Para este caso no se considera el factor de reducción para flexocompresión y se supone que el esfuerzo de cedencia en el acero longitudinal es, al menos, $1.25 f_y$. La carga axial con la cual se calcula la capacidad probable en flexión puede tomarse, conservadoramente, como la carga axial máxima correspondiente a una combinación de carga que incluya sismo.

H = altura libre de la columna, cm.

c. Para el cálculo del refuerzo transversal de elementos en flexión o flexocompresión para los cuales la fuerza cortante debida al sismo, calculada conforme a los incisos 8.7.1(a) u 8.7.1(b), represente el 50% o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas, no se toma ningún esfuerzo cortante del concreto, a menos que las cargas axiales sean superiores a $0.05 A_g f'_c$

(Así reformado el párrafo anterior mediante sesión N° 03-13/14-A.E.R. del 29 de abril del 2014)

d. Los aros necesarios para resistir el cortante deben ser aros de confinamiento, con las características señaladas en los artículos 8.2, 8.3 y 8.4, según corresponda.

e. Las estructuras con "columnas cortas", debidas a *muros* o particiones que no son continuos del *piso* al *techo*, deben ser diseñadas para las condiciones de diseño señaladas en el inciso 8.3.4(j). En este caso, la altura del elemento es la altura libre de la columna corta.

8.7.2 Muros estructurales

a.. En muros estructurales las fuerzas cortantes de diseño son las que se deriven del análisis para fuerzas sísmicas, de acuerdo con las distintas combinaciones de carga del artículo 6.2. El factor de reducción de la resistencia en cortante es de 0,60, según se indica en el inciso 8.1.4.

b. La capacidad en cortante V_n de *muros estructurales* se debe calcular como:

donde:

$$a_c = 0.80 \text{ para } h_w / l_w \leq 1.5.$$

$a_c = 0.53$ para $h_w/l_w \geq 2.0$.

a_c = varía linealmente de 0.80 a 0.53 para h_w/l_w entre 1.5 y 2.

h_w = altura del muro o del segmento de muro considerado, cm.

l_w = longitud del muro o del segmento de muro considerado en la dirección de la fuerza cortante, cm.

A_{CV} = área neta de la sección de concreto que resiste cortante, producto del espesor del alma multiplicado por la longitud, l_w , de la sección.

r_n = razón del área de refuerzo distribuido paralelo al plano de A_{CV} , respecto al área bruta de concreto perpendicular a dicho refuerzo.

f' = resistencia en compresión del concreto, en kg/cm^2 .

f_y = esfuerzo de cedencia del acero paralelo al área A_{CV} , en kg/cm^2 .

c. En el inciso 8.7.2(b), el valor de la razón h_w/l_w utilizado para determinar V_n para segmentos de muro, debe ser la mayor de las razones para el muro entero y el segmento de muro considerado.

d. La capacidad en cortante de muros estructurales no puede exceder el valor dado por $2.5 A_{CV} f'_c$ (f'_c en kg/cm^2).

e. La resistencia nominal en cortante de segmentos verticales de muro que soportan en conjunto una fuerza lateral debe ser menor o igual que $2 A_{CV} f'_c$, donde A_{CV} es la sección transversal total. Asimismo, la resistencia nominal en cortante individual de los segmentos verticales no debe exceder $2.5 A_{CP} f'_c$, donde A_{CP} es la sección transversal del segmento considerado.

f): La capacidad en flexocompresión de los muros estructurales se debe calcular para determinar si con las cargas de diseño se produce la cedencia de los muros y, efectivamente, la estructura puede alcanzar la ductilidad global asignada. Si esto no ocurre, se debe tomar en cuenta esta situación para el diseño en cortante de los muros, para el diseño de la cimentación y de la estructura en general. Puede ser necesario utilizar los métodos alternos de análisis del artículo 7.7.

(Así adicionado el inciso anterior mediante sesión N° 03-13/14-A.E.R. del 29 de abril del 2014)

8.7.3 Diafragmas

a. Las sobrelosas coladas in situ sobre un sistema prefabricado de piso o azotea pueden usarse como diafragmas para la transmisión de fuerzas sísmicas y sus conexiones deben ser diseñadas y detalladas para la transmisión de fuerzas sísmicas al sistema de elementos resistentes.

b. Las losas de concreto y sobrelosas de entrepisos prefabricados que actúen como diafragmas para transmitir fuerzas sísmicas deben tener un espesor no menor que 5 cm para el caso de estructuras de hasta tres entrepisos y no menor que 6 cm para el caso de cuatro o más entrepisos. En los casos en que las losas no actúan en acción compuesta con el sistema prefabricado, el espesor no debe ser menor que 6.5 cm.

c. En los diafragmas las fuerzas cortantes de diseño son las que se derivan del análisis para fuerzas sísmicas de acuerdo con las distintas combinaciones de carga del artículo 6.2. El factor de reducción de resistencia en cortante es de 0.60, según se indica en el inciso 8.1.4.

La resistencia nominal en cortante, V_n , de los diafragmas estructurales no debe exceder

$$V_n = A_{cv} (0.50 \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y) \quad [8-11]$$

d. La resistencia nominal en cortante, V_n , de diafragmas con sobrelosas en pisos o techos prefabricados que no actúan en acción compuesta con la sobrelosa de concreto no debe exceder

$$V_n = A_{cv} \rho_n f_y \quad [8-12]$$

donde A_{CV} se calcula con el espesor de la sobrelosa. El refuerzo del alma requerido debe ser distribuido uniformemente en las dos direcciones.

e. La resistencia nominal en cortante, V_n , no debe exceder $2 A_{CV} f'_c$, donde A_{CV} es el área bruta de la sección transversal del diafragma.

f. Todo el refuerzo longitudinal de los diafragmas se debe anclar en las vigas de borde, de acuerdo con las especificaciones para refuerzo en tracción indicadas en el artículo 8.5.

g. Las vigas de borde de diafragmas deben ser diseñadas para soportar las cargas axiales, los momentos flexores en el plano vertical y el momento flexor del diafragma dividido entre la distancia entre las vigas. Cuando los esfuerzos de compresión excedan $0.2 f'_c$ en alguna sección, se debe colocar refuerzo transversal con las especificaciones contenidas en el párrafo 8.6.5(f)iii.

8.8 Vigas de acople

Se consideran como vigas de acople aquellos elementos que conecten *muros estructurales* para proveer rigidez y disipación de energía. Estos elementos deben ser diseñados según el capítulo "Estructuras sismorresistentes" del código ACI 318-08.

Las vigas de acople siempre se deben considerar como elementos con *ductilidad local óptima*.

(Así adicionado el párrafo anterior mediante sesión N° 03-13/14-A.E.R. del 29 de abril del 2014)

8.9 Juntas de construcción

a. Las juntas de construcción en *muros estructurales*, *diafragmas* y cualquier otro elemento estructural que resista fuerzas transversales debidas a sismo, deben ser diseñadas para resistir esas fuerzas transversales en la junta.

b. La resistencia nominal de una junta de construcción en cortante directo debe calcularse según:

$$V_n = \mu (A_{vf} f_y + 0.75 P_j) \quad [8-13]$$

para refuerzo perpendicular al plano de la junta,

donde:

m = coeficiente de fricción entre las superficies según ACI 318.

A_{vf} = área de refuerzo que resiste cortante-fricción.

P_j = fuerza axial total que actúa junto a la fuerza cortante. Si el refuerzo no es perpendicular a la junta,

$$V_n = \mu (A_{vf} f_y \text{sen} \alpha_f + 0.75 P_j) + A_{vf} f_y \text{cos} \alpha_f \quad [8-14]$$

donde:

α_f = ángulo entre el refuerzo y el plano de cortante.

Asimismo, V_u debe ser menor o igual a $f V_n$, donde $f = 0.75$.

a. La superficie de todas las juntas de construcción, en elementos que resistan fuerzas horizontales, debe dejarse limpia de elementos extraños y con una rugosidad mínima de 5 mm antes de colar el concreto.

8.10 Fundaciones

Las fundaciones que resistan fuerzas inducidas por sismos deben cumplir con los lineamientos de buena práctica de diseño y detallado sugeridos en el capítulo "Estructuras sismorresistentes" del código ACI 318-08.

9.1 Generalidades

9.1.1 Alcance

El diseño y la construcción de edificios de mampostería y sus *componentes* que resistan fuerzas sísmicas, deben satisfacer las especificaciones del anexo A de este código y las del código "Requisitos para estructuras de mampostería en edificaciones" (Building Code Requirements for Masonry Structures, TMS 402-08/ACI 530-08/ASCE 5-08) excepto en aquellas cláusulas que se contrapongan a las especificaciones del presente código.

9.1.2 Análisis

Para el análisis se debe considerar la energía de deformación por corte y flexión.

9.1.3 Método de diseño

La *mampostería* debe ser diseñada por medio del método de resistencia.

9.2 Diseño general

9.2.1 Cargas de diseño

Las cargas de diseño y factores de participación se definen conforme al capítulo 6 de este código.

9.2.2 Colocación traslapada

Los bloques deben ser colocados en hiladas horizontales y con traslapos entre hilada e hilada. El traslapo y alineamiento vertical de los bloques deben ser tales que permitan al acero de refuerzo quedar alojado en celdas verticales continuas con dimensiones mínimas de 6 x 7 cm.

9.2.3 Colocación en estiba

Se permite la colocación en forma de estiba para estructuras de hasta dos pisos de altura siempre y cuando se respeten las recomendaciones para este tipo de muros según los incisos 9.3.3(c) y 9.3.5(g)
(Así reformado el párrafo anterior mediante sesión N° 03-13/14-A.E.R. del 29 de abril del 2014)

9.2.4 Mortero de nivelación

Los miembros estructurales sobre los que se apoye la *mampostería*, como placas de fundación o vigas de entrepiso, deben ofrecer una superficie plana que permita colocar el mortero de nivelación con un espesor mínimo de 0.6 cm y un espesor máximo de 2.5 cm.

9.2.5 Soporte lateral

El soporte lateral a los paños de *mampostería* se puede proveer mediante *muros* perpendiculares, columnas, pilares, o contrafuertes cuando se apoyan en el sentido horizontal, o mediante entrepisos, vigas medianeras, vigas coronas y fundaciones corridas.

9.2.6 Recubrimiento del refuerzo de las juntas

Se debe proveer lateralmente un mínimo de 1.5 cm de mortero de recubrimiento entre el refuerzo de juntas y cualquier cara expuesta de la unidad. El espesor del mortero para las juntas entre las *unidades de mampostería* no debe ser menor que 0.6 cm, ni mayor que 1.5 cm.

9.2.7 Tuberías o ductos embebidos en la mampostería

No se deben embeber dentro de la *mampostería* tuberías o ductos cuando reduzcan sustancialmente la capacidad de la misma, la protección contra fuego, cuando interrumpen el paso del refuerzo continuo o cuando no sean consideradas en el diseño. La separación mínima entre las tuberías debe ser de tres diámetros centro a centro. Toda tubería debe contar con un recubrimiento mínimo de un centímetro en todo su perímetro y estar separada la misma distancia de cualquier varilla de refuerzo. Además la tubería no debe tener un diámetro mayor a un tercio del espesor de la pared.

9.3 Requisitos especiales para diseño por resistencia

9.3.1 Refuerzo vertical de muros

El refuerzo vertical de los *muros* debe ser como mínimo una varilla #4, colocada en forma continua de apoyo a apoyo en todas las esquinas, a cada lado de los buques de puertas y ventanas y en los extremos finales de los *muros*. El refuerzo vertical a lo largo del *muro* debe ser como mínimo varilla #3 y la separación máxima es 80 cm.

9.3.2 Refuerzo horizontal de muros

El refuerzo horizontal de los *muros* debe ser como mínimo una varilla #4 colocada en forma continua en:

- La parte superior e inferior de las aberturas y debe extenderse como mínimo 60 cm o 40 diámetros, el mayor valor, más allá de donde termina la abertura.
- Donde el techo o el entrepiso se conecta estructuralmente al *muro* y en la parte superior del mismo.
- En el fondo del *muro*, tan cerca como sea posible de la fundación.

La separación máxima del refuerzo horizontal en la altura del *muro* es de 60 cm y puede utilizarse varilla #3, como mínimo.

9.3.3 Refuerzo de elementos estructurales

a. Aros en columnas

En columnas, cualquiera que sea su condición, el espaciamiento de los aros no debe exceder 20 cm en toda su altura. Los aros de las columnas se deben terminar con un gancho de 135 grados con extensiones no menores que 10 diámetros de varilla o 6 cm.

b. Muros de corte

El refuerzo destinado a tomar cortante debe quedar uniformemente distribuido y deben ser varillas

deformadas, *escalerillas* en las sisas o una combinación de ambas. El espaciamiento del refuerzo en cada dirección no debe exceder la tercera parte del largo del elemento, la tercera parte de la altura del elemento u 80 cm, el menor de los tres valores. El refuerzo para cortante debe ser anclado en sus extremos mediante un gancho estándar de 180 grados con una extensión mínima de 15 cm. La extensión del gancho debe quedar alojada en la sisa horizontal.

c. Refuerzo de muros

La suma de las áreas del refuerzo vertical y horizontal debe ser al menos 0.002 veces el *área bruta* del *muro* y la cantidad mínima de refuerzo en cualquiera de las dos direcciones debe ser 0.0007 veces el *área bruta* del *muro*.

El diámetro del refuerzo vertical no debe ser menor que 0.95 cm (varilla #3). El diámetro del refuerzo horizontal no debe ser menor que 0.95 cm (varilla #3), con la excepción de que se utilicen *escalerillas* en las sisas, que deben tener un área equivalente.

(Así reformado el párrafo anterior mediante sesión N° 03-13/14-A.E.R. del 29 de abril del 2014)

El refuerzo debe ser continuo alrededor de las esquinas del *muro* y a través de las intersecciones. Solamente aquel refuerzo que es continuo en el *muro* se puede considerar para el cálculo del acero mínimo.

El tamaño máximo de varilla vertical es un octavo del espesor nominal del bloque o la cuarta parte de la dimensión más pequeña de la celda. Como máximo se puede usar varilla #9. Se puede colocar como máximo dos varillas en una misma celda en bloques de 20 cm de espesor o mayores, siempre que el refuerzo no sea mayor que varilla #5.

Cuando la mampostería se coloque en forma de estiba tal y como se especificó en la sección 9.2.3, la cantidad de acero horizontal debe ser como mínimo equivalente a 0.0015 veces el *área bruta* transversal vertical del *muro*. En este caso el refuerzo horizontal debe ser colocado en las sisas horizontales o en *vigas bloques espaciado* a no más de 120 cm. La cantidad de acero vertical debe ser como mínimo equivalente a 0.0007 veces el *área bruta* transversal horizontal del *muro*.

d. Resistencia especificada a la compresión de la mampostería

Debe medirse conforme al anexo A.

e. Espesor efectivo de los muros

El espesor efectivo de los *muros* construidos con *unidades de mampostería huecas* o *sólidas* es el espesor total del *muro*.

f. Altura efectiva

La altura efectiva de columnas y *muros* debe ser tomada como la altura libre entre los soportes superior e inferior, en la dirección normal al eje del miembro considerado. Para miembros que no están soportados en su parte superior, la altura efectiva es el doble de la altura del miembro sobre su soporte.

g. Ancho efectivo en la intersección de muros

Cuando un *muro* de corte está anclado a la intersección de un *muro* o de varios *muros*, el ancho efectivo del ala en voladizo que se puede considerar a ambos lados no debe ser mayor que seis veces el espesor efectivo del *muro* para efectos de esfuerzos de flexión, siempre que se garantice la transferencia de las fuerzas cortantes verticales. Solamente el área efectiva del *muro* paralela a las fuerzas de corte se supone que puede tomar esfuerzos de cortante.

Las conexiones de almas con alas de *muros* de corte deben ser realizadas mediante bloques traslapados, anclajes metálicos o eliminando las caras de los bloques de tal forma que se le de continuidad a las varillas de refuerzo y al concreto de relleno.

h. Distribución de cargas concentradas verticales en muros

El largo del *muro* que puede ser considerado como efectivo para soportar cargas verticales concentradas no puede exceder la distancia centro a centro entre las cargas, ni el ancho del área de contacto más cuatro veces el espesor del *muro*.

i. Desplazamientos verticales

Cualquier viga que soporte *mampostería* ornamental o sin reforzar, debe ser diseñada de tal manera que su deformación vertical, producto de la carga permanente y temporal, no exceda el menor valor entre 1/600 del claro libre u 8 mm. Las vigas cargador se deben apoyar en la *mampostería* en una longitud mínima de 20 cm para evitar la falla por aplastamiento.

j. Muros que se intersecan con entrepisos y techos

Los *muros* deben ser anclados a los entrepisos, techos o cualquier otro elemento que le provea soporte lateral. Cuando los entrepisos o techos son diseñados para transmitir fuerzas horizontales a los *muros*, la conexión entre ambos elementos debe ser diseñada para resistir la fuerza horizontal. Esta fuerza no debe ser menor que 420 kg/m.

9.3.4 Módulos de elasticidad de los materiales y rigideces de los elementos

El módulo de elasticidad de la *mampostería* debe determinarse por el método de la secante, en el cual se encuentra la pendiente de una recta definida por los puntos correspondientes a

0.05 f'_m y a 0.33

a. El módulo de elasticidad para unidades de arcilla se puede calcular como:

$$E_m = 500 f' , \text{ con un máximo de } 210\,000 \text{ kg/cm}^2. \quad [9-1]$$

b. El módulo de elasticidad para unidades de concreto se puede calcular como:

$$E_m = 750 f' , \text{ con un máximo de } 210\,000 \text{ kg/cm}^2. \quad [9-2]$$

c. El módulo de elasticidad del acero se puede calcular como:

$$E_s = 2\,100\,000 \text{ kg/cm}^2$$

d. El módulo de cortante de la *mampostería* se puede calcular como:

$$G = 0.4 E_m \quad [9-3]$$

e. Los momentos de inercia equivalentes y las áreas para el análisis de edificios de mampostería estructural son:

i. $I_{eq} = I_e$ y $A_{eq} = A_e$ para elementos en flexocompresión.

ii. $I_{eq} = 0.5I_e$ y $A_{eq} = A_e$ para elementos en flexión.

donde:

I_{eq} = momento de inercia equivalente de la sección transversal de la mampostería.

A_{eq} = área equivalente de la sección transversal de la mampostería.

I_e = momento de inercia efectivo de la sección transversal de la mampostería. Corresponde a la sección bruta menos la sección de las celdas vacías de la mampostería.

A_e = área efectiva de la sección transversal de la mampostería. Corresponde a la sección bruta menos la sección de las celdas vacías de la mampostería.

Se considera un elemento en flexocompresión cuando está sujeto a cargas axiales mayores que $0.1 f'_m A_e$.

9.3.5. Requisitos para el refuerzo de la mampostería

a. Propiedades del acero de refuerzo

Se debe utilizar acero de refuerzo elaborado según la norma ASTM A 706, grado 60, en los *muros estructurales* con *ductilidad local* óptima, en los refuerzos longitudinal y transversal. Se permite utilizar acero de refuerzo elaborado según la norma ASTM A 706, grado 60, o elaborado según la norma ASTM A 615, grado 60 o grado 40, en elementos estructurales que formen parte de *sistemas sismorresistentes* y requieran *ductilidad local moderada*, así como en *aros* y *ganchos* de cualquier *elemento estructural*. En muros bajos con h_w/l_w menor que 2 de edificaciones de hasta dos niveles que sean diseñadas para demanda elástica ($\mu=1$), en aros de elementos de concreto de confinamiento de paredes y en los elementos que no forman parte de *sistemas sismorresistentes*, se pueden utilizar los alambres que cumplen la norma ASTM A1064.

(Así reformado el párrafo anterior mediante sesión N° 03-13/14-A.E.R. del 29 de abril del 2014)

b. Alambre corrugado

(Así reformado el título anterior mediante sesión N° 03-13/14-A.E.R. del 29 de abril del 2014)

El uso de varillas lisas se restringe a aquellas con un diámetro máximo de 0.64 cm (varilla #2) y que sean aros con ganchos doblados a 135° en los extremos.

(Así reformado el párrafo anterior mediante sesión N° 03-13/14-A.E.R. del 29 de abril del 2014)

c. Separación del acero longitudinal

La distancia libre entre varillas paralelas, excepto en columnas, debe ser mayor que el diámetro nominal de

las varillas o que 2.5 cm, excepto que las varillas sí pueden estar en contacto en las zonas de empalme. Los requisitos para distancia libre también se aplican a empalmes de varillas adyacentes unos de otros.

La distancia libre entre la superficie de una varilla y cualquier superficie de la *mampostería* no debe ser menor que 1.5 cm. Las almas transversales de *unidades de mampostería huecas* pueden ser utilizadas para soportar el acero horizontal.

d. Anclaje del refuerzo de flexión

La tracción o compresión de cualquier varilla en cualquier sección debe desarrollarse a cada lado de la sección de acuerdo con la longitud de desarrollo necesaria. La longitud de desarrollo de cada varilla se puede alcanzar por una longitud de anclaje, combinada o no, con anclajes mecánicos o con ganchos estándar para el acero en tracción. El cálculo de las longitudes de desarrollo, longitudes de anclaje, empalmes, ganchos estándar, etc., debe ser como se establece en este capítulo.

e. Anclaje del refuerzo para cortante

Todo el acero utilizado para tomar esfuerzos de cortante en vigas y columnas debe formar aros cerrados que terminen en una esquina con un gancho de 135 grados y una extensión no menor que 10 cm o 6 diámetros. El acero de refuerzo para cortante en *muros de mampostería* debe estar constituido por varillas individuales que terminen con un gancho estándar.

f. Acero de confinamiento

Todas las varillas longitudinales para columnas deben ser confinadas con un aro cerrado o con un *amarre suplementario*. Se debe proveer soporte lateral a las varillas longitudinales por medio de la esquina de un aro o por el extremo del *amarre suplementario*. Las varillas longitudinales alternas confinadas de esta manera no se deben separar entre sí más de 20 cm.

Los aros y las varillas longitudinales deben ser colocados a no menos de 4 cm y a no más de 13 cm de la superficie externa de la columna. La separación de estos aros no debe exceder 20 cm.

Los aros deben ser al menos de alambre corrugado de 5.6 mm de diámetro, para acero longitudinal #4 o menor y de varilla #3 para acero longitudinal #5 o mayor.

(Así reformado el párrafo anterior mediante sesión N° 03-13/14-A.E.R. del 29 de abril del 2014)

g. Ancho efectivo, *b*, del área en compresión

Para calcular la zona de compresión producto de flexión en *muros*, para cargas perpendiculares al plano del *muro*, el ancho efectivo para las unidades traslapadas no debe exceder seis veces el espesor nominal del *muro* o la distancia centro a centro de varillas. En el caso de que las unidades se coloquen en forma de *estiba*, el ancho efectivo no debe exceder tres veces el espesor nominal del *muro* o la distancia centro a centro de varillas.

9.4 Diseño de mampostería por resistencia

9.4.1 Resistencia requerida

La *resistencia requerida* por la *mampostería* es la necesaria para resistir las combinaciones de carga factorizada según el capítulo 6 de este código.

9.4.2 Factores de reducción de resistencia nominal

TABLA 9.1 Factores de reducción de resistencia nominal

Elemento mecánico	Mampostería clase A	Mampostería clase B
Flexión y carga axial	$1.5P_{II}$ $f = 0.80 - e \cdot m$ $0.60 \leq f \leq 0.80$	$1.5P_{II}$ $f = 0.75 - e \cdot m$ $0.55 \leq f \leq 0.75$
Cortante y torsión	$f = 0.60$	$f = 0.55$
Longitud de desarrollo y traslapos	$f = 0.80$	$f = 0.75$
Aplastamiento	$f = 0.60$	$f = 0.50$

9.4.3 Requisitos para el refuerzo y detalles

a. Refuerzo máximo

El tamaño máximo de varilla vertical debe ser un octavo del espesor nominal del bloque y se puede colocar como máximo dos varillas en una misma celda en bloques de 20 cm de espesor o mayores y cuando el refuerzo no sea mayor que varilla #5.

b. Colocación

El acero debe ser colocado como se indica a continuación:

i. En columnas y pilares, la distancia libre entre las varillas no debe ser menor que 1.5 veces su diámetro ni menor que 4 cm.

ii. Recubrimiento: todo el refuerzo vertical debe estar completamente embebido en mortero o concreto de relleno y debe tener un recubrimiento no menor que 4 cm o $2.5 d_b$ al borde externo de la *unidad de mampostería*.

(Así reformado el inciso anterior mediante sesión N° 03-13/14-A.E.R. del 29 de abril del 2014)

c. Ganchos estándar

Se puede utilizar cualquiera de los siguientes ganchos:

i) Un gancho de 180° con una extensión de por lo menos $4 d_b$ o 6.5 cm.

ii) Un gancho de 135° con una extensión de por lo menos $6 d_b$ o 10 cm.

iii) Un gancho de 90° con una extensión de por lo menos $12 d_b$.

Se considera extensión la parte recta después del gancho. El gancho se considera efectivo si la longitud de desarrollo de la sección recta más allá de la zona crítica es de por lo menos $40 d_b$.

d. Diámetro de doblez

El diámetro mínimo interno de doblez para los ganchos de varillas longitudinales #3 a #8 no debe ser menor que $6 d_b$. El diámetro mínimo interno para los ganchos de varillas longitudinales mayores que #8 no debe ser menor que $8 d_b$. El diámetro mínimo interno para aros o para ganchos suplementarios fabricados con varillas menores que #5 no debe ser menor que $4 d_b$.

e. Longitud de desarrollo

La longitud de desarrollo del acero, l_d , se calcula como:

$$l_d = \frac{l_{de}}{\phi}$$

[9-4]

Donde

$$l_{de} = \frac{0.566d_b^2 f_y}{K\sqrt{f'_m}} \leq 52d_b \quad [9-5]$$

donde:

K = recubrimiento lateral o separación libre entre las varillas, el que sea menor (cm); no debe exceder $5 d_b$.

El valor de l_{de} no debe ser considerado menor que 30 cm.

f. Empalmes

En empalmes mediante traslapos su longitud se debe calcular de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$l_{empalme} = \frac{l_{de}}{\phi} \geq 40cm \quad [9-6]$$

l_{de}

Todos los traslajos deben estar embebidos en concreto. Se permite usar traslajos soldados o empalmes mecánicos siempre que se demuestre que son capaces de desarrollar una capacidad igual a 1.25 veces el valor de cedencia del acero.

9.5 Diseño de vigas, pilares y columnas por resistencia

9.5.1 Requisitos generales

Los requisitos de esta sección se aplican para el diseño de vigas, pilares y columnas. El valor de f'_m para los cálculos correspondientes no debe ser mayor que 210 kg/cm².

9.5.2 Suposiciones de diseño

Se deben aplicar las siguientes suposiciones:

- La *mampostería* es incapaz de tomar esfuerzos de tracción superiores a su módulo de ruptura.
- El refuerzo está completamente embebido en el concreto de relleno o mortero de pega, de tal manera que ambos trabajan como un material homogéneo.
- La resistencia nominal de una sección de *mampostería* reforzada para la combinación de flexión y carga axial se basa en condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones. Las deformaciones unitarias del refuerzo y de la *mampostería* deben ser supuestas como directamente proporcionales a su distancia desde el eje neutro.
- La deformación unitaria de la *mampostería*, ϵ_{mu} , en la fibra extrema en compresión se debe considerar como 0.003 para el diseño de vigas, pilares, columnas y muros.
- El esfuerzo en el acero menor que su valor de cedencia, f_y , debe ser considerado como E_s veces la deformación unitaria correspondiente. Para deformaciones mayores que la correspondiente a f_y , el esfuerzo en el acero se debe considerar independiente de la deformación e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción de la *mampostería* se debe despreciar en los cálculos de resistencia en flexión.
- El diagrama de los esfuerzos en compresión de la *mampostería* se debe suponer como rectangular y con los siguientes lineamientos:
 - Los esfuerzos son considerados iguales a $0.85 f'_m$ y uniformemente distribuidos sobre un área delimitada por los bordes de la sección y una línea recta paralela al eje neutro y localizada a una distancia $a = 0.85 c$ desde la fibra extrema en compresión.
 - La distancia c desde la fibra extrema en compresión hasta el eje neutro debe ser medida en una dirección perpendicular a dicho eje.

Las fuerzas utilizadas para diseñar los miembros deben basarse en un análisis que considere la rigidez relativa de todos los miembros estructurales. El cálculo de la rigidez lateral debe incluir la contribución de todas las vigas, pilares, columnas y muros.

9.5.3 Área máxima de acero por flexión

Para miembros en flexión o flexocompresión, el área de acero en tracción por flexión no debe exceder el área de acero requerido para mantener el equilibrio axial bajo las siguientes condiciones:

- La distribución de deformaciones unitarias en la sección considerada se supone que varía linealmente desde un máximo, ϵ_{mu} , en la fibra extrema en compresión hasta 1.5 veces la deformación unitaria de cedencia del acero, f_y/E_s , en la capa de acero extrema en tracción.
- Las fuerzas de compresión deben estar en equilibrio con las fuerzas de tracción proporcionadas por el acero de refuerzo para la combinación de cargas $1.0 CP + 0.75 CT + 0.525 CS$.
- Se permite incluir el efecto del acero de refuerzo de compresión, aunque no tenga restricción lateral.
- Se aplican las suposiciones de diseño del inciso 9.5.2.

$$C_m = 0.85f'_m \left[0.85 \frac{\epsilon_{mu}}{(\epsilon_{mu} + 1.5\epsilon_y)} d \right] b \quad [9-7]$$

rocioso;
 Jica en el inciso "a" anterior.
 siguiente expresión:

- Se calcula la fuerza axial en el acero a compresión, C_s , con la siguiente expresión:

$$C_s = f_y A_s \left(\frac{\varepsilon_{mu}}{\varepsilon_{mu} + 1.5\varepsilon_y} \right) \left[\frac{\varepsilon_{mu} - \varepsilon_y}{\varepsilon_{mu}} + \left(\frac{1}{2} \right) \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_{mu}} \right]$$

[9-8]

iv) Se calcula la fuerza axial en el acero a tracción, T_s , con la siguiente expresión:

$$T_s = f_y A_s \left(\frac{1.5 \epsilon_y}{\epsilon_{mu} + 1.5 \epsilon_y} \right) \left[\frac{1.5 \epsilon_y - \epsilon_y}{1.5 \epsilon_y} + \left(\frac{1}{2} \right) \frac{\epsilon_y}{1.5 \epsilon_y} \right] \quad [9-9]$$

v. Se calcula la capacidad en compresión:

$$P = C_s + C_m - T \quad [9-10]$$

vi Se calcula la fuerza axial esperada durante el sismo con:

$$P \leq CP \leq 0.75CT \leq 0.525CS \quad [9-11]$$

vii. Si el valor de $P' < P$ la cantidad de acero es adecuada.

9.5.4 Requisitos de resistencia

Excepto donde se indique lo contrario, los miembros deben ser diseñados para resistir las combinaciones de carga establecidas en el capítulo 6 de este código.

9.5.5 Resistencia de diseño

La resistencia suministrada por la sección transversal de una viga, pilar o columna en términos de carga axial, cortante y momento debe ser calculada como la resistencia nominal multiplicada por el factor de reducción, ϕ , especificado en la tabla 9.1.

9.5.6 Resistencia nominal en flexión y carga axial

La *resistencia nominal* en carga axial, P_n , y la *resistencia nominal* en flexión deben ser determinadas de acuerdo con las suposiciones de diseño establecidas en el inciso 9.5.2.

Se deben usar los factores de modificación por esbeltez de la ecuación [9-12], $[1 - (h/140r)^2]$, y de la ecuación [9-13], $(70r/h)^2$, en cualquier elemento sometido a carga axial.

s con valores de h/r menores que 99:

$$P_n = 0.80 \left[0.85 f'_m (A_g - A_s) + f_y A_s \right] \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right]$$

b) Para elementos con valores de h/r mayores o iguales que 99:

$$P_n = 0.80 \left[0.85 f'_m (A_g - A_s) + f_y A_s \right] \left(\frac{70r}{h} \right)^2$$

En estas ecuaciones "h" es la altura efectiva del elemento como se define en la sección 9.3.3(f) y "r" el radio de giro respectivo.

9.5.7 Resistencia nominal al cortante

La resistencia nominal al cortante se determina como:

$$V_n = V_m + V_s$$

donde la contribución de la *mampostería* es

$$V_m = C_d A_g \sqrt{f'_m}$$

Con

L
a
resistencia
nominal
máxima
en carga
axial en
compresión
se
determina
como:

a) P
a
r
a
e
l
e
m
e
n
t
o

[9

[9-15

$$V_{m\text{ máximo}} = 14.5 C_d A_e$$

[9-16]

y la contribución del acero es

$$V_s = A_e \rho_n f_y \quad [9-17]$$

Se utiliza el valor de C_d de acuerdo con la siguiente tabla:

TABLA 9.2. Valor de C_d .

M/Vd (1)	C_d
≤ 0.25	0.64
≥ 1.00	0.32

(1) M es el máximo momento que ocurre simultáneamente con el cortante V en la sección bajo consideración. Se puede hacer una interpolación lineal para los valores de M/Vd entre 0.25 y 1.00.