absurdas. En las construcciones modernas, el mercado de la construcción requiere un gran impulso para desarrollar métodos de diseño racionales, que sean lo suficientemente comprensivos para proporcionar niveles más satisfactorios de seguridad, sin reducciones excesivas de capacidad de carga. Este es el caso de los requerimientos de diseño para muros esbeltos de mampostería reforzada (*Reinforced Masonry Slender Wall Design*) que están incluidos en el Reglamento *UBC*. Después de llevar a cabo un gran número de pruebas en los Estados Unidos, los resultados que se obtuvieron condujeron al desarrollo del Método de Diseño por Resistencia (*Strength Design Method*). El uso de este método de diseño permitió que la construcción de muros esbeltos de mampostería pudiera competir de manera más efectiva en contra de la construcción con paneles prefabricados de concreto.

5.2 Requerimientos de diseño para muros de mampostería reforzada.

5.2.1 Estado actual de los requerimientos de diseño.

5.2.1.1 Diseño empírico.

Esta forma de diseño brinda niveles de seguridad satisfactorios, siempre y cuando los detalles de la construcción, los materiales, y las

condiciones de carga sean consistentes con la experiencia utilizada al establecer las reglas de diseño.

El uso de simples requerimientos empíricos en el diseño es muy popular para los edificios pequeños, donde la participación de un diseñador profesional suele ser mínimo. Así, los reglamentos de mampostería normalmente incluyen el diseño empírico en una sección por separado, y sólo como una alternativa, frente a los cálculos más rigurosos de ingeniería. El uso de estos métodos se limita generalmente a ciertas zonas sísmicas, a presiones máximas del viento y, en algunos casos, las restricciones dependen de las dimensiones del edificio.

5.2.1.2 Diseño dirigido o de ingeniería.

La mayoría de los reglamentos de diseño de mampostería han adoptado requerimientos de diseño por resistencia. Los métodos de diseño por resistencia generalmente se incorporan dentro de un formato de estados límite, que consiste en estados límite de utilidad o de servicio y estados límite "últimos". En los diseños de mampostería se utiliza una combinación de cargas factorizadas y representaciones matemáticas que describen el comportamiento no lineal del material al llegar a la zona de falla, esto hace esencial el desarrollo de reglamentos que garanticen niveles razonables y consistentes de seguridad. Esto adquiere una particular importancia para la interacción de efectos

combinados como los de carga axial y de flexión, sobre la sección de muros de mampostería.

5.2.2 Tipos de construcción de muros de mampostería.

La mayoría de las construcciones de mampostería moderna consideran el sistema de muros de mampostería sin refuerzo en sus diseños. El éxito de este tipo de construcciones consiste en emplear un diseño que permita mantener un estado de esfuerzos de compresión en los muros de mampostería cuando estos están sometidos a las combinaciones de carga axial, flexión y cortante. Los diseñadores, así como los constructores, coinciden en la necesidad de incluir juntas de refuerzo horizontal, como las que se muestran en la Fig. 5.3, para controlar el agrietamiento debido a movimientos de contracción por secado o estructurales. Añadir acero de refuerzo alrededor de los huecos de puertas y ventanas, ayuda a controlar el agrietamiento que provocan las vigas y los cerramientos. También, el acero de refuerzo se puede agregar, para satisfacer los requisitos mínimos que establecen algunos reglamentos, para mejorar el comportamiento de los muros sujetos a cargas sísmicas, en áreas de moderada actividad; aunque el muro se puede diseñar como un elemento no reforzado.

Para el diseño de mampostería reforzada, algunos reglamentos establecen cantidades mínimas de acero de refuerzo, distribuido en dirección normal y paralelo a las juntas.

La mayoría de los muros de mampostería se diseñan considerando al muro en dirección vertical, y simplemente soportado en sus extremos. A pesar de ello, siempre será posible tomar ventaja de los apoyos laterales, para reducir los efectos de esbeltez en el caso de carga axial vertical y flexión horizontal, como se muestra en la Fig. 5.4(b), limitando con ello la deflexión e incrementando la estabilidad del muro.

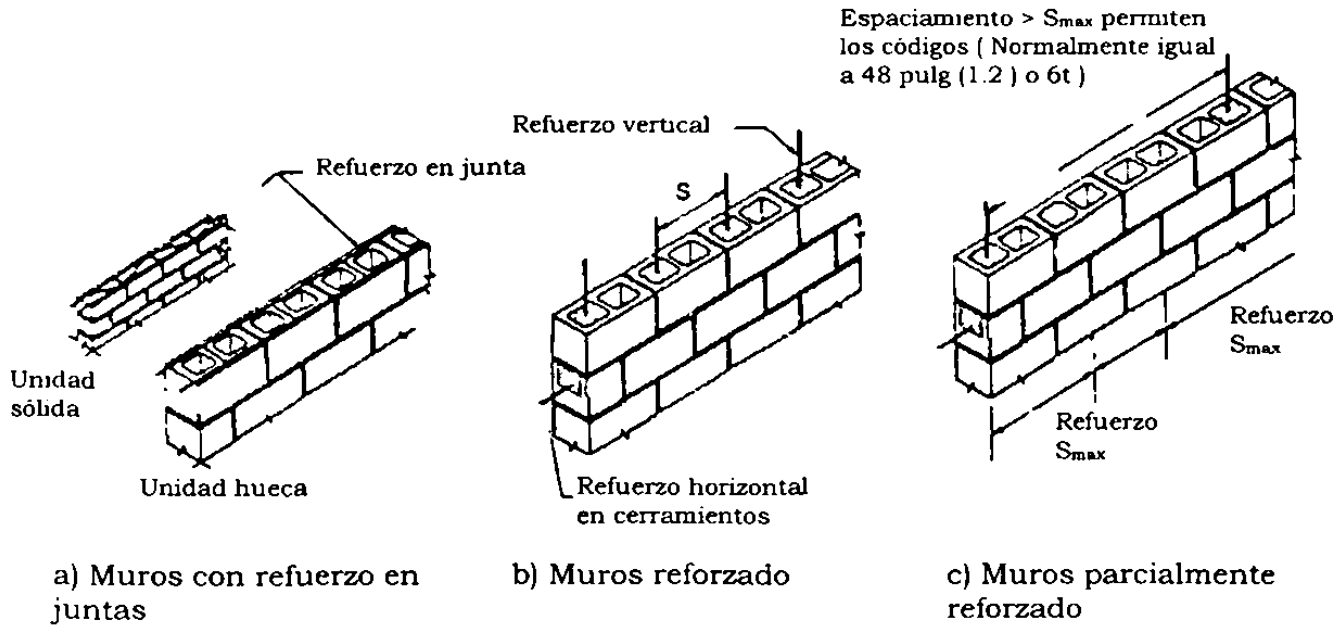


Fig. 5.3 Tipos de muros de mampostería.

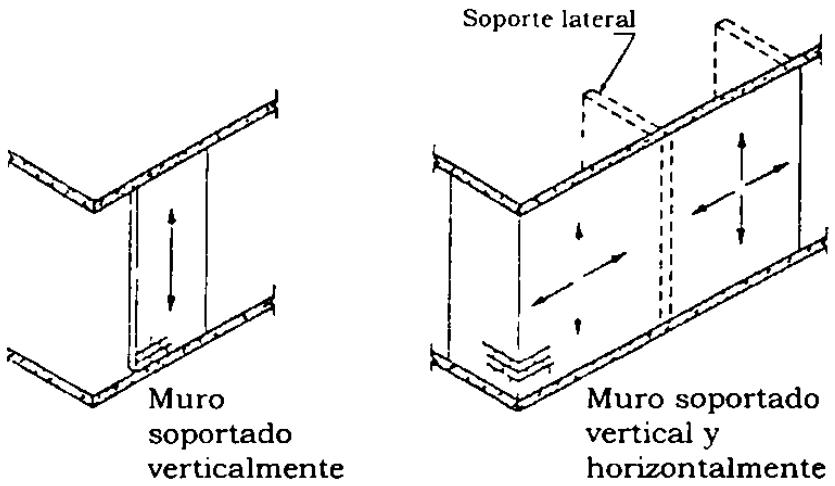


Fig. 5.4 Condiciones de apoyo en muros de mampostería.

5.3 Interpretación histórica del comportamiento de los muros de mampostería.

5.3.1 Introducción.

Debido a que tradicionalmente se ha pensado en los muros como elementos que soportan carga axial, era absolutamente natural que la carga axial permisible P se expresara en función de la capacidad de la sección para soportar carga axial concéntrica, quedando representada mediante:

$$P = A_m F_m \tag{5.1}$$

Donde A_m es el área de la sección de mampostería, generalmente se toma como el área gruesa, aún en el caso de mampostería con celdas

huecas, y F_m es el esfuerzo de compresión permisible para el diseño de mampostería.

5.3.2 Efectos de flexión.

La flexión en los muros de mampostería puede deberse a una excentricidad provocada por la ubicación de la carga axial o a imperfecciones en la construcción, y a las cargas laterales. Para muros cargados axialmente, el momento de flexión M puede ser convenientemente descrito como la carga axial P multiplicada por una excentricidad e, de modo que

$$e = \frac{M}{P} \tag{5.2}$$

De esta forma, la excentricidad se denomina " excentricidad virtual ". Cuando se incrementa la excentricidad, se genera una reducción de la capacidad de carga axial.

5.3.3 Resistencia de la sección

Los ensayes de prismas han sido aceptados como un método razonable para evaluar la capacidad de carga de la sección de muros de mampostería sujetos a esfuerzos de compresión generados por la

combinación de carga axial y de flexión. En la determinación de la capacidad de unidades de mampostería con celdas huecas se utiliza el área gruesa, hecho que distorsiona la relación entre la carga axial y el momento resistente.

5.3.4 Efecto de la altura.

La idea de que los muros son elementos que soportan carga axial impulsó el que los métodos de diseño aplicaran una reducción directa de la capacidad por efecto de esbeltez. Para ladrillos de arcilla se desarrollaron coeficientes de esbeltez C_s basados en la relación altura-espesor, h/t, y en las excentricidades de los extremos, $-1 < e_1/e_2 < +1$. Combinando con el coeficiente de excentricidad, la ecuación 5.1 se convierte en:

$$P = C_e C_s A_m F_m \tag{5.3}$$

Como otra alternativa, el Reglamento *NCMA* introdujo un factor de reducción denominado R, de forma que

$$R = 1 - \left(\frac{h}{40t}\right)^3 \tag{5.4}$$

Dicha expresión se aplica de forma independiente a la ecuación de capacidad de carga axial (5.1). Este enfoque permanece como una

constante en algunos reglamentos de mampostería. El factor de reducción R se utiliza para modificar el esfuerzo de compresión permisible debido a carga axial F_a que se utiliza en la ecuación unitaria que aparece en algunos reglamentos de mampostería y para mampostería sin refuerzo se establece

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} = 1 \tag{5.5}$$

Donde

f_a, f_b = esfuerzos de compresión debido a la carga axial y de flexión respectivamente.

F_a, F_b = esfuerzos permisibles de carga axial y de flexión Respectivamente.

Este método, que toma en cuenta la esbeltez, puede ser modificado para incluir los efectos de las excentricidades en los extremos, mediante una modificación de la altura efectiva, en función de las restricciones en los apoyos, como se muestra en la Fig. 5.6.

Los muros relativamente pequeños, o aquellos que no soportan cargas axiales muy grandes, tienen reducciones pequeñas por efecto de esbeltez. De cualquier forma, en muchos casos los efectos de esbeltez no necesitan ser considerados en el diseño, ya que debido a la existencia de límites de esbeltez implícitos en el diseño, muy pocos muros

experimentan pandeo elástico. De esta forma, el efecto principal de la esbeltez, en estos casos, es el desarrollo de flexión adicional debida a la deflexión del muro (efecto P-Δ).

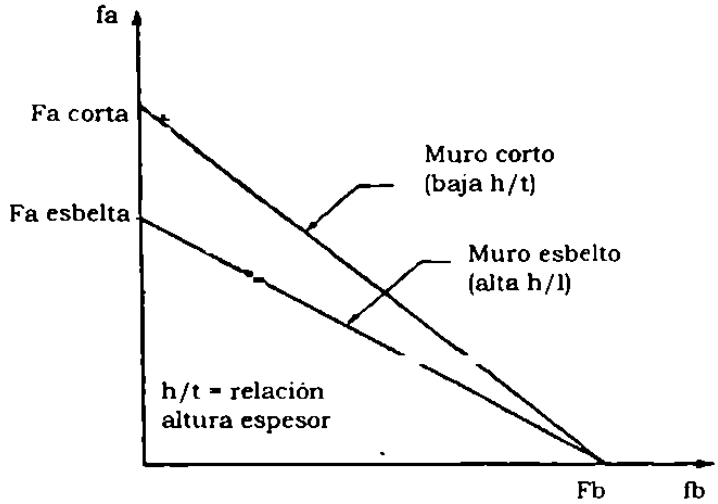


Fig. 5.5 Modificación de la ecuación unitaria por efecto de esbeltez.

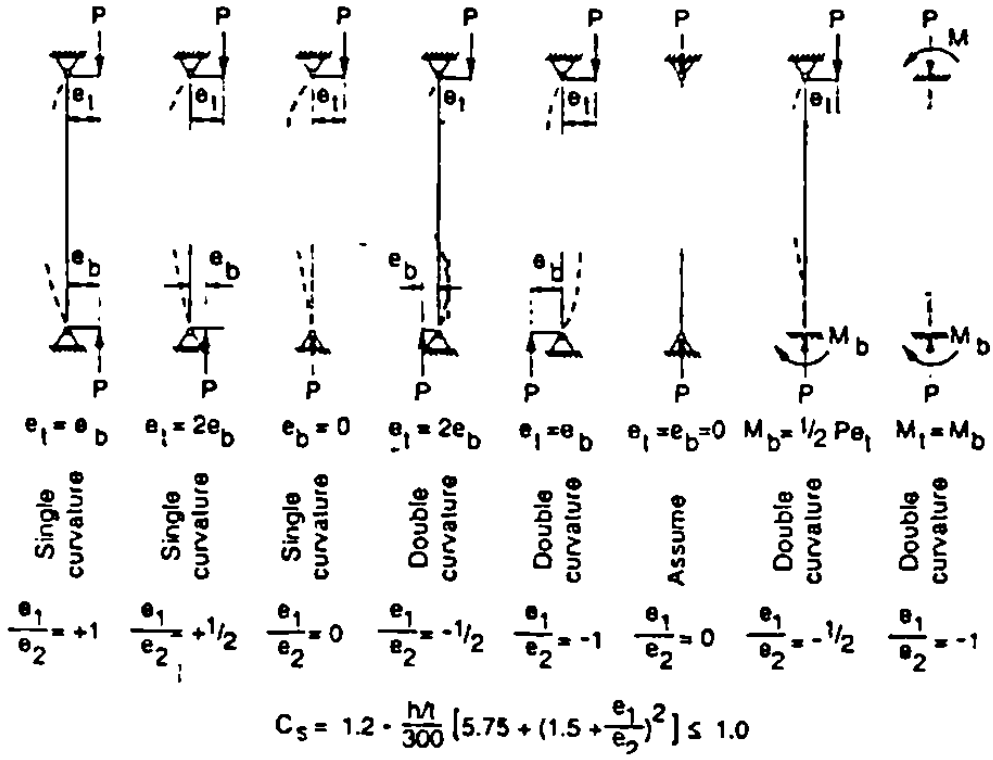


Fig. 5.6 Influencia de momentos en los extremos sobre los efectos de esbeltez.

5.4 Interacción entre la carga axial y flexión.

5.4.1 Introducción.

La relación entre los efectos combinados de carga axial y los momentos de flexión, aplicados sobre un muro de mampostería, se puede describir mediante la excentricidad virtual, $e = M/P$, sin importar si el momento y la fuerza axial provienen de una excentricidad verdadera o no, esto es la forma más conveniente de describir el caso de una combinación de cargas. En el caso de comportamiento elástico lineal de secciones con igual límite de esfuerzos permisibles F_m, y para la combinación de compresión axial y flexión, la relación entre la máxima carga axial permisible P y momento M que pueden ser soportados por la sección, se expresan mediante

$$F_m = \frac{P}{A} + \frac{M}{S} \tag{5.6}$$

Donde

A = área de la sección.

S = módulo de sección.

Esta ecuación puede utilizarse para describir el diagrama de interacción lineal que se muestra en la Fig. 5.7(b), Si $P_0 = F_m A$ representa la capacidad de la sección cuando la excentricidad cero, y M_0

$= F_m S$ es el momento que puede ser soportado cuando la carga axial es cero, este diagrama de interacción puede describirse mediante la ecuación unitaria como

$$\frac{P}{P_0} + \frac{M}{M_0} = 1 \tag{5.7}$$

Para la mampostería, los efectos del agrietamiento por tensión, el comportamiento no lineal de la gráfica esfuerzo-deformación y la variación en la contribución del acero de refuerzo, dan como resultado la ecuación unitaria (5.7), siendo ésta, una aproximación muy conservadora del diagrama de interacción real. Al parecer, la resistencia a la compresión es aparentemente superior, debido al gradiente de deformación. El esfuerzo permisible de compresión por flexión F_b, ha sido un valor tradicionalmente mayor que el esfuerzo permisible de compresión por carga axial F_a. El límite o esfuerzo permisible para la combinación de carga axial y de flexión puede definirse como

$$F_m = f_a + F_b\left(1 - \frac{f_a}{F_a}\right) \tag{5.8}$$

Donde

$$f_a = \frac{P}{A}$$

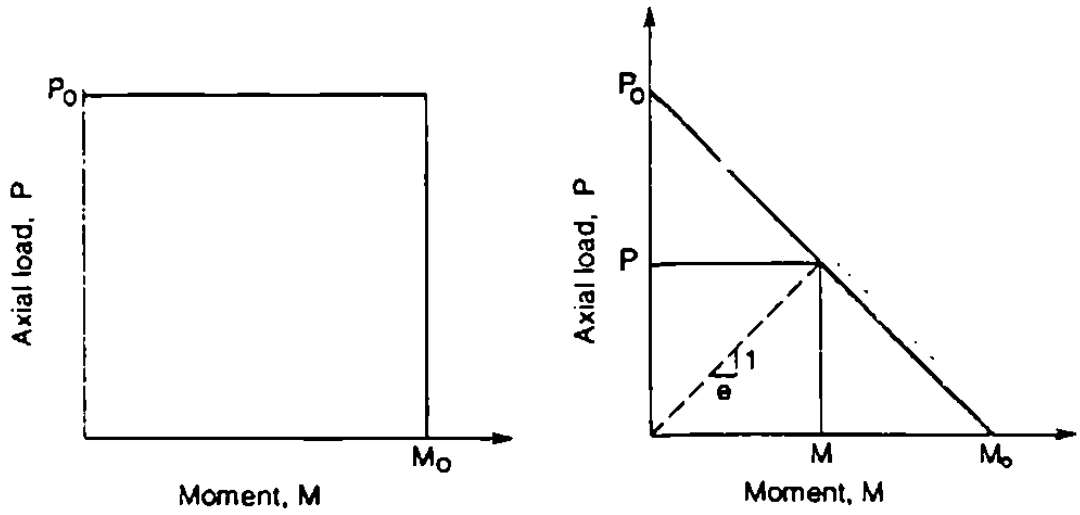


Fig. 5.7 Diagramas de interacción simple para la combinación de carga axial y flexión.

5.4.2 Análisis elástico lineal de secciones reforzadas.

5.4.2.1 Secciones sólidas.

En el punto donde la profundidad de la grieta coincide con la posición del refuerzo, son aplicables las ecuaciones que se utilizan para mampostería sin refuerzo, si se asume que se ignoran las fuerzas de compresión en el acero de refuerzo.

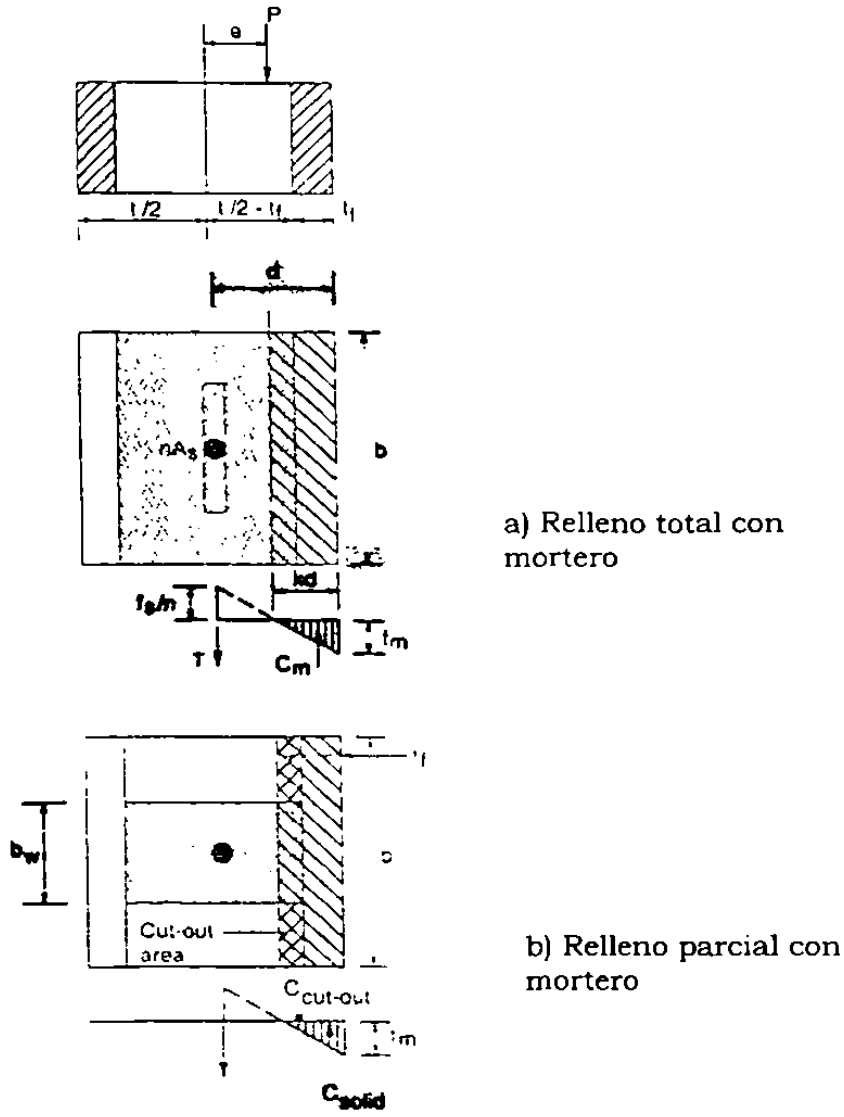


Fig. 5.8 Combinación de carga axial y flexión con acero de refuerzo a tensión.

Según se muestra en la Fig. 5.8, para el análisis de la sección agrietada se requiere utilizar un área de acero transformada, cuando en el acero de refuerzo se desarrollan esfuerzos de tensión. El procedimiento de cálculo se ilustra a continuación:

Para el equilibrio de fuerzas verticales (Fig. 5.8(a))

$$P - C_m - T \tag{5.9}$$

Donde

$$C_m = F_m \frac{kdb}{2} \tag{5.10}$$

El término b representa el ancho efectivo. Los Reglamentos ACI 530/ ASCE 5 / TMS 402, especifican que el ancho efectivo b, para muros de mampostería construidos en serie, deberá de ser el que resulte menor de; s (separación del acero de refuerzo), $6t$ (siendo t el espesor del muro), o 180 cm.

Para otro tipo de patrón seguido en la construcción del muro, digamos apilado, el ancho efectivo deberá ser el que resulte menor entre la separación del acero de refuerzo y la longitud de la unidad de mampostería. La fuerza de tensión T del acero de refuerzo es

$$T = nA_s F_m \left(\frac{d - kd}{kd} \right) \tag{5.11}$$

Por equilibrio de los momentos exteriores e interiores alrededor del eje neutro

$$P_e = C_m \left(\frac{t}{2} - \frac{kd}{3} \right) + T \left(d - \frac{t}{2} \right) \tag{5.12}$$

y sustituyendo P de la ecuación 5.9 en la ecuación 5.12, se tiene

$$(C_m - T)e = C_m\left(\frac{t}{2} - \frac{kd}{3}\right) + T\left(d - \frac{t}{2}\right) \tag{5.13}$$

La posición del eje neutro kd puede ser determinada mediante la solución de la ecuación cúbica resultante, o bien, mediante la sustitución de valores de kd por tanteos hasta encontrar el valor con el cuál se obtenga la excentricidad e correcta. (Nótese que cuando el refuerzo es concéntrico, como en la mayoría de los casos, el término $T(d - t/2)$ en la ecuación 5.13 es cero).

La formulación previa considera que el esfuerzo permisible de compresión de la mampostería, F_m, controla el diseño, pero en algunos casos, el esfuerzo permisible en el acero, F_s, puede ser crítico. Para revisar esto, el esfuerzo en el acero debe de ser calculado como

$$f_s = nF_m\left(\frac{d - kd}{kd}\right) \tag{5.14}$$

Si el esfuerzo permisible en el acero de refuerzo, F_s, es menor que el esfuerzo calculado f_s, entonces el esfuerzo en el acero de refuerzo es crítico, y la ecuación 5.10 debe ser expresada en términos de F_s, de forma que

$$C_m = \frac{F_s}{n}\left(\frac{kd}{d-kd}\right)\frac{kdb}{2} \tag{5.15}$$

La ecuación 5.11 se simplifica como

$$T = A_s F_s \tag{5.16}$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación 5.13, y determinado el término *kd* igual que antes. La carga que la sección admite puede ser determinada mediante el cálculo de los valores de T y C_m de la ecuación 5.9.

5.4.2.2 Secciones parcialmente rellenas (Celdas mortereadas).

Para la sección mostrada en la figura 5.8(b), las celdas rellenas (mortereadas) en el muro de mampostería producen una sección transversal en forma de *viga-t*. Si el valor que se obtiene al calcular *kd* es menor al espesor de la pared de la celda rellena, entonces el análisis que se ilustra desde las ecuaciones 5.9 a 5.16 es aplicable. Si al calcular *kd*, este resulta ser un valor mayor que el espesor de la pared de la celda rellena, se deberá realizar un análisis de sección de borde (*viga-t)* como sigue:

Por equilibrio de las fuerzas axiales internas y externas

$$P = C_{solida} - C_{paredceldo} - T \tag{5.17}$$

Donde, de la ecuación 5.10,

$$C_{solida} = \frac{1}{2} F_m bkd$$

De la ecuación 5.11

$$T = nA_s F_m \begin{pmatrix} d - kd \\ kd \end{pmatrix}$$

Teniendo

$$C_{paredcelda} = \frac{1}{2} F_m \begin{pmatrix} kd - t_f \\ kd \end{pmatrix} (kd - t_f)(b - b_w) \tag{5.18}$$

Por equilibrio de los momentos internos y externos

$$Pe = C_{solida}\left(\frac{t}{2} - \frac{kd}{3}\right) - C_{paredcelda}\left(\frac{t}{2} - \frac{kd}{3} + \frac{2}{3}t_f\right) + T\left(d - \frac{t}{2}\right) \tag{5.19}$$

De esta forma, para una excentricidad en particular, el valor de *kd* puede ser determinado a partir de las ecuaciones 5.17 y 5.18. Nuevamente, debido a que la derivación está basada en la idea de que el esfuerzo permisible de compresión de la mampostería gobierna el diseño, es necesario revisar si el límite de esfuerzo en el acero de refuerzo controla el diseño. Si

$$F_s < nF_m \begin{pmatrix} d - kd \\ kd \end{pmatrix} \tag{5.20}$$

Entonces la ecuación 5.15 se utiliza en lugar de la 5.10 y la ecuación 5.18 se transforma en

$$C_{paredcelda} = \frac{1}{2}\frac{F_s}{n}\begin{pmatrix} kd \\ d-kd \end{pmatrix}\begin{pmatrix} kd-t_f \\ kd \end{pmatrix}(kd-t_f)(b-b_w) \qquad (5.21)$$

La ecuación 5.16 se utiliza en lugar de la ecuación 5.11.

De esta forma, para una carga excéntrica dada, la máxima carga axial permisible puede ser determinada para valores particulares de esfuerzos permisibles en la mampostería y el acero. (Nótese que el último término de la ecuación 5.19 es cero para el caso del refuerzo concéntrico en el muro).

5.4.3 Análisis por última resistencia (Estado de límite último).

El diseño por resistencia en estructuras de mampostería se ha convertido en el método de diseño preferido gracias a la adición pertinente de los estados límites de utilidad o servicio.

5.4.3.1 Relaciones esfuerzo-deformación entre mampostería y acero.

La relación esfuerzo-deformación del acero de refuerzo se define como elastoplástica, tal como se muestra en la Fig. 5.9(a). Por el contrario, para la mampostería se estableció una relación singular de

esfuerzo-deformación, debido a que la forma de la curva es muy variable y los últimos valores de esfuerzo que se pueden medir varían dentro de un gran intervalo. En general, como lo indica en el Reglamento de Nueva Zelanda, el objetivo es el de remplazar la relación actual de esfuerzo-deformación no lineal, por una relación matemática bien definida, fácil de usar y con formas gráficas que proporcionen una estimación razonable de la magnitud y ubicación de la resultante de la fuerza de compresión.

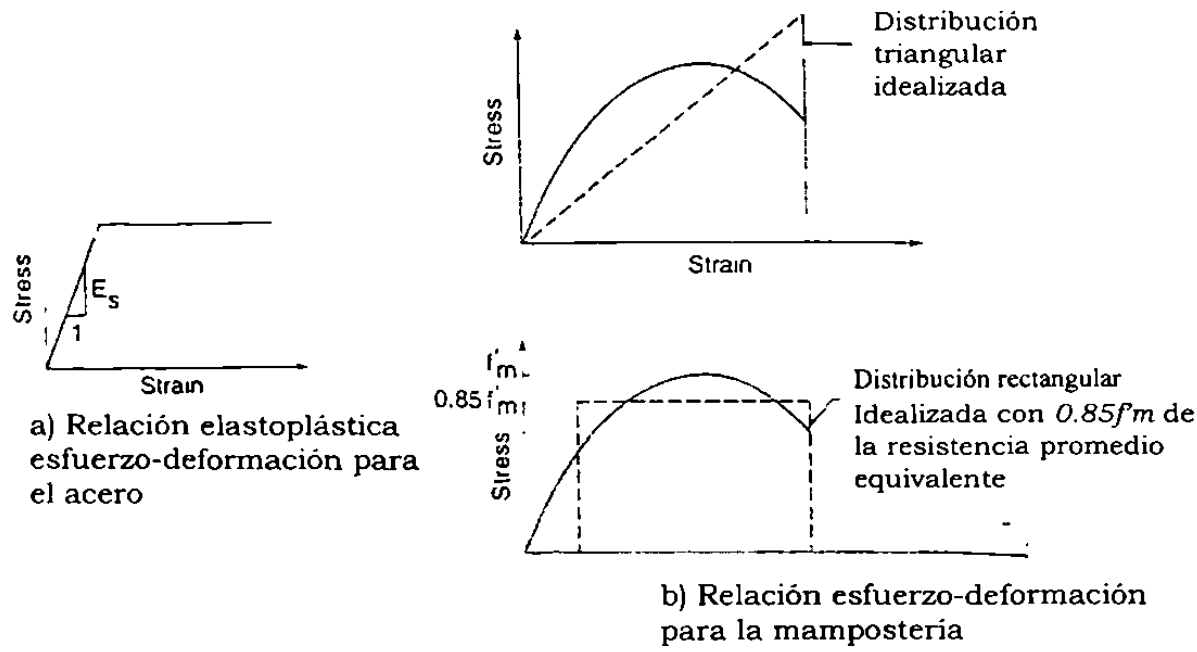


Fig. 5.9 Relaciones esfuerzo-deformación para mampostería y acero.

Una representación rectangular, similar a la que se definió para concreto reforzado, puede utilizarse en la mampostería reforzada. La

mayoría de las pruebas indican que la deformación última de compresión varía entre 0.0025 y 0.0035.

5.4.3.2 Mampostería reforzada.

Para secciones sólidas, el análisis de mampostería reforzada consiste en utilizar el bloque triangular de esfuerzos adoptado en las ecuaciones 5.9 a 5.13, sustituyendo el término f'_m con F_m, excepto por el hecho de que la ecuación 5.11 no es aplicable y deberá sustituirse por

$$T = A_s f_s \tag{5.22}$$

Donde

$$f_s = \left(\begin{matrix} d - kd \\ kd \end{matrix} \right) \varepsilon_u E_s \tag{5.23}$$

Pero f_s no debe ser mayor que f_y, y la deformación última de compresión en la mampostería toma el valor de ε_u 0.003.

Se ha demostrado que para porcentajes bajos de acero de refuerzo, entre 0.1% a 4%, el esfuerzo de tensión controla la capacidad de la sección.

Para secciones con celdas parcialmente rellenas, donde el eje neutro queda fuera de la pared de la celda rellena, y sustituyendo F_m en lugar de f_m, las ecuaciones 5.17 a 5.19 pueden utilizarse para determinar la

posición del eje neutro *kd*, considerando una distribución triangular de esfuerzos. El esfuerzo en el acero de refuerzo es determinado en función del esfuerzo último de compresión en la mampostería y la localización del eje neutro *kd* queda definida mediante las ecuaciones 5.22 y 5.23.

Para una distribución triangular de esfuerzos (Fig. 5.10) la ecuación 5.10 se transforma en

$$C_m = 0.85 f'_m \, d\beta_1 c \tag{5.24}$$

Donde

c = distancia desde la fibra extrema en compresión al eje neutro.

β_1 = relación de la profundidad del bloque de compresión y el eje neutro, para f'_m < 210 kg/cm², tomar 0.85, la fuerza de tensión es $T = A_s f_s$.

Donde

$$f_s = \left(\frac{d-c}{c}\right)\varepsilon_u E_s \leq F_y \tag{5.25}$$

De esta forma, pueden determinarse, tanto la posición del eje neutro c, como la capacidad de la sección, utilizando la ecuación 5.9 y sustituyendo T y C_m a partir de las ecuaciones 5.22, 5.23 y 5.25.

En el caso mostrado en la Fig. 5.10(b), para mampostería con celdas parcialmente rellenas, y cuando $\beta_1 c > t_f$, las fuerzas de equilibrio están dadas por

$$P = C_f + C_w - T \tag{5.26}$$

Donde las fuerzas de compresión son:

$$C_f = 0.85 f'_m b t_f \tag{5.27}$$

$$C_w = 0.85 f'_m b_w (\beta_1 c - t_f) \tag{5.28}$$

T se calcula con f_s definido en 5.25, dependiendo del valor de c, pero no mayor que f_y.

El momento de equilibrio alrededor del centroide de la sección transversal está dado por:

$$Pe = C_f\left(\frac{t}{2} - \frac{t_f}{2}\right) + C_w\left(\frac{t}{2} - \frac{\beta_1 c - t_f}{2}\right) + T\left(d - \frac{t}{2}\right) \tag{5.29}$$

De la ecuación 5.26 y 5.29, se puede determinar c para una excentricidad en particular. Cuando el área de relleno de la celda es pequeña, una simplificación consiste en ignorar la contribución del borde, de manera que la resultante de fuerza de compresión es:

$$C = C_f = 0.85 f'_m b t_f \tag{5.30}$$

Por lo que la correspondiente fuerza de equilibrio es:

$$P = C_f - T \tag{5.31}$$

El momento de equilibrio alrededor del centroide de la sección transversal tiene esta cuantificación:

$$Pe = C_f\left(\frac{t}{2} - \frac{t_f}{2}\right) + T\left(d - \frac{t}{2}\right) \tag{5.32}$$

Lo cual permite determinar *c* para una excentricidad específica. Una vez que se calcula *c*, se podrá obtener la capacidad de la sección (Nótese que en las ecuaciones 5.29 y 5.32, el término *T(d-t/2)* es cero, cuando el refuerzo es concéntrico).

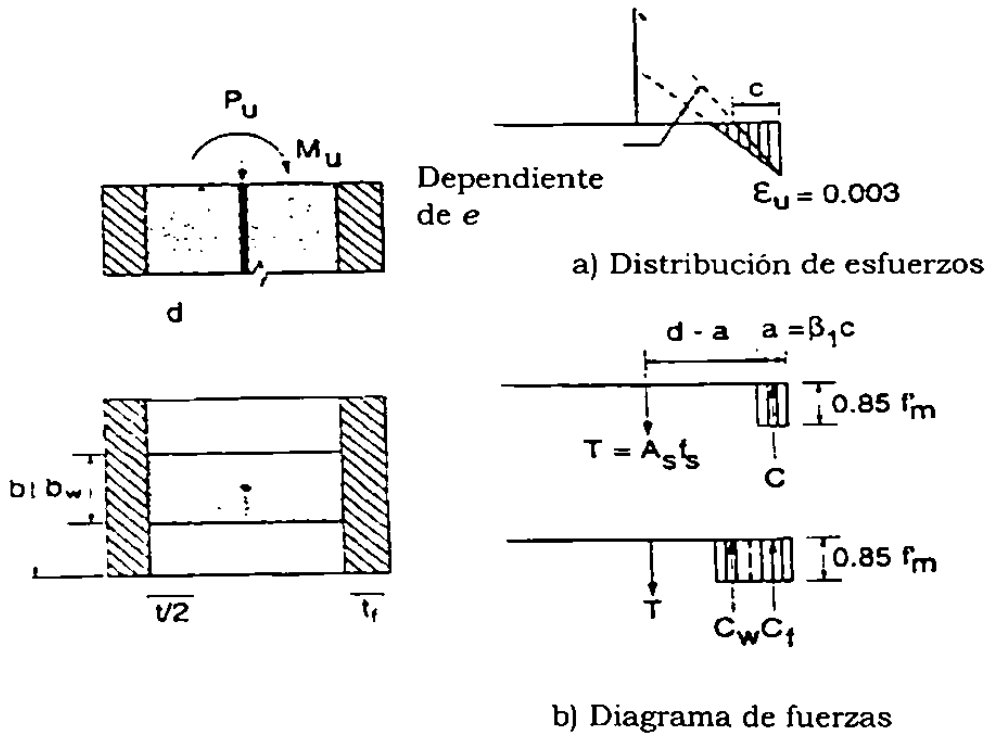


Fig. 5.10 Diseño por resistencia en mampostería reforzada.

5.4.4 Aplicación del método de diseño por resistencia.

La variabilidad de los materiales y los métodos constructivos, así como la localización del acero de refuerzo se toman en cuenta en los requerimientos del método de diseño por resistencia y los estados límite de los reglamentos, mediante la utilización de factores de reducción, los cuales se aplican individualmente a las propiedades del material. El enfoque más tradicional de diseño por resistencia, paralelo al método ACI –318 en concreto reforzado, introduce un simple factor de reducción ϕ que se aplica a la capacidad de momento. Este factor varia para los diferentes tipos de falla. El Reglamento Australiano de Mampostería, por ejemplo, sugiere un factor de reducción de 0.70 o menor y el Reglamento *UBC* contiene un valor que varía entre 0.4 y 0.80, dependiendo de la dimensión, la inspección y la calidad de la construcción.

5.5 Efectos de esbeltez.

5.5.1 Introducción.

La capacidad de un muro de mampostería, para soportar una carga axial, disminuye conforme se incrementa su altura. En muros muy esbeltos, la disminución de capacidad de carga puede relacionarse con el pandeo elástico; pero en la mayoría de los casos, esta reducción en la

capacidad de carga es resultado de que el material sufre una falla, al ser sometido a la combinación de carga axial y momento, por lo que la deflexión del muro genera momentos adicionales. Debido a la creencia generalizada de que la función principal de un muro es la de soportar fuerzas axiales de compresión, los métodos de diseño se desarrollaron tomado en cuenta únicamente la disminución de capacidad de carga debido a la esbeltez. En cierta forma, el efecto de esbeltez se introdujo multiplicando la capacidad de la sección por un factor de reducción *R*, de forma que:

$$P_{esbeltez} = A_m F_m R \tag{5.33}$$

En un principio, este tipo de factor se expresaba en términos de la relación altura-espesor (*h/t*); sin embargo, actualmente la esbeltez se expresa en términos de la relación altura-radio de giro, donde

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \tag{5.34}$$

Partiendo de la ecuación de pandeo descrita por Euler,

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{h^2} \tag{5.35}$$

Sustituyendo $Ar^2 = I$ y dividiendo entre A tenemos:

$$f_{m\,critico} = \frac{\pi^2 E}{(h/r)^2} \tag{5.36}$$

Como resultado, la relación h/t o h/r se ha descrito para determinar la reducción de la capacidad de carga debida a la esbeltez. Los momentos de flexión en el muro son afectados de manera significativa por el efecto de esbeltez. Otros factores, como la presencia, localización y cantidad de acero de refuerzo, las restricciones en los extremos del muro, la aplicación de la fuerza, la resistencia a la tensión, y el módulo de elasticidad contribuyen a una estimación más racional de los efectos de esbeltez.

5.5.2 Amplificación de momentos.

Los momentos de flexión de segundo orden, debidos a la carga axial y a la deflexión del elemento, deben incluirse cuando se calcula la combinación crítica de carga axial y momento flector de cualquier elemento. A pesar de que es posible calcular este momento secundario como el producto de la carga axial P y el desplazamiento de la sección, es más sencillo aproximar este momento mediante un factor de amplificación. Para determinar el factor de amplificación de momento en elementos de concreto reforzado se tiene la siguiente expresión:

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \tag{5.37}$$

Donde δ es el factor de amplificación del momento debido a la carga; P_u, C_m es el factor que relaciona el diagrama del momento actual con un diagrama equivalente de momento uniforme; P_c es la carga de pandeo de *Euler*, y ϕ es el factor de reducción de capacidad de carga. La ecuación 5.37 ha sido adaptada por el Reglamento Canadiense (*Canadian Standards Association, CSA*) para utilizarse en el diseño de mampostería, modificando la ecuación de Euler (5.35) de la forma siguiente:

$$P_c = \frac{\pi^2 E I_{eff}}{(kh)^2} \tag{5.38}$$

Donde

E = módulo de elasticidad.

I_{eff} = momento de inercia efectivo de la sección del muro.

kh = altura efectiva del muro.

Al aplicar este método de diseño, el código canadiense establece que el término C_m toma un valor de 1.00 para mampostería. El efecto de la relación de los momentos en los extremos se toma en cuenta mediante el término I_{eff}, determinándolo a partir de las siguientes expresiones:

Para mampostería sin refuerzo:

$$I_{eff} = (I_1 + I_2)/4 \qquad \text{para } 0 \le e_1/e_2 \le 1 \qquad (5.39)$$

$$I_{eff} = (I_2 + I_0)/4 \qquad \text{para } -1 \le e_1/e_2 < 0 \qquad (5.40)$$

Para mampostería con refuerzo:

$$I_{eff} = (I_1 + 2I_{cr} + I_2)/4 \qquad \text{para } 0 \le e_1/e_2 \le 1 \qquad (5.41)$$

$$I_{eff} = (I_2 + 2I_{cr} + I_0)/4 \qquad \text{para } -1 \le e_1/e_2 < 0 \qquad (5.42)$$

Donde los términos I_1 y I_2 son los momentos de inercia de la sección agrietada y no agrietada en los extremos 1 y 2 respectivamente, y los términos e_2 y I_1 corresponden al extremo con mayor excentricidad. I_0 es el momento de inercia de la sección no agrietada. I_{cr} es el momento de inercia de la sección transformada sujeta a momento puro M_o.

Como no se pueden evitar los movimientos de expansión y contracción, por el secado de la mampostería, la relación del comportamiento no linear de la gráfica esfuerzo-deformación cerca de la falla, y al utilizar esfuerzos de trabajo y cargas de servicio P en lugar de cargas factorizadas P_u, el reglamento exige determinar un valor de

$$EI_{eff} = E_m I_{eff}/4 \qquad (5.43)$$

Así como modificar el término que involucra la altura efectiva del muro kh a un valor de altura libre h y el factor ϕ en la ecuación 5.37 adquiere un valor de 1.0 para diseño por esfuerzos de trabajo. A pesar de que el método de amplificación de momento representa una forma lógica de tomar en cuenta los efectos de esbeltez, se requieren más investigaciones para reducir algunos de los parámetros considerados como muy conservadores en la versión del Reglamento *CSA*.

5.5.3 Método de ecuación unitaria del Reglamento *UBC*.

El efecto de esbeltez en los muros de mampostería, simple y con refuerzo, se toma en cuenta a través de la ecuación de esfuerzo axial de compresión permisible F_a,

$$F_a = 0.2f'_m\left[1-\left(\frac{kh}{42t}\right)^3\right] \tag{5.44}$$

Debido a que los esfuerzos permisibles para carga axial F_a y de flexión F_b son diferentes, el esfuerzo permisible de compresión para la combinación de estas cargas se define mediante la ecuación 5.8, antes descrita.

5.5.4 Requerimientos del *ACI 530/ASCE 5/TMS 402* para efectos de esbeltez.

5.5.4.1 Mampostería sin refuerzo.

Para mampostería sin refuerzo, los requerimientos del *ACI 530/ASCE 5/TMS 402* especifican que se satisfaga la ecuación 5.5, donde los esfuerzos permisibles F_a y F_b se pueden determinar a partir de las expresiones siguientes:

$$F_b = \frac{1}{3} f'_m \tag{5.45}$$

$$F_a = \frac{f'_m}{4}\left(\frac{70r}{kh}\right)^2 \qquad \text{para } \frac{kh}{r} > 99 \tag{5.46}$$

$$F_a = \frac{f'_m}{4}\left[1-\left(\frac{kh}{140r}\right)^2\right] \qquad \text{para } \frac{kh}{r} \leq 99 \tag{5.47}$$

Se establece que la carga axial admisible deberá ser menor que el 25% de la carga crítica de pandeo, de Euler.

$$P \leq \frac{Pe}{4} \tag{5.48}$$

donde la carga crítica de pandeo, de Euler, está dada por la ecuación

$$P_e = \frac{\pi^2 E_m I}{(kh)^2}\left(1 - 0.577\frac{e}{r}\right)^3 \tag{5.49}$$

En este caso, otra de las restricciones del diseño es la de trabajar con cargas de servicio y que no deba excederse el esfuerzo de flexión permisible.

5.5.4.2 Mampostería reforzada.

Para muros de mampostería reforzada, el esfuerzo de compresión debido a carga axial, $f_a = P/A$, deberá ser menor que F_a, como se definió en la ecuación 5.46 ó 5.47; además de que la combinación de esfuerzos debida a carga axial y de flexión deberá de ser menor que $F_b = 1/3\, f'_m$.

El beneficio del refuerzo en compresión puede tomarse en cuenta siempre que el refuerzo lateral esté bien confinado y proporcione suficiente soporte lateral a las varillas longitudinales.

5.5.5 Requerimientos del Reglamento *UBC* para muros reforzados esbeltos.

A través del tiempo, los reglamentos de mampostería han incorporado restricciones sobre la relación máxima de altura-espesor en

los muros, limitando a los diseños de mampostería dentro de un intervalo de aplicación que considera requerimientos empíricos o semiempíricos por efecto de esbeltez.

Como resultado de pruebas y análisis de muros muy esbeltos, se desarrolló una sección del Reglamento *UBC* para facilitar el diseño de los muros esbeltos de mampostería reforzada. El procedimiento desarrollado se basó en la resistencia de diseño bajo cargas factorizadas, con límites de deflexión en etapas de servicio y considerando cargas sin factorizar. Se pretendía que este método fuera utilizado para el diseño de muros sujetos a cargas axiales relativamente pequeñas. De esta forma, el esfuerzo axial debido a cargas sin factorizar en el punto de máximo valor de flexión se limitó a un valor de

$$f_a = P / A \leq 0.04 f'_m \tag{5.50}$$

Con el fin de especificar una cantidad mínima de acero de refuerzo, la capacidad del momento de diseño ϕM_n deberá ser mayor o igual que el momento factorizado actuante a media altura del muro, calculado a mediante la siguiente expresión:

$$M_u = \frac{p_u h^2}{8} + P_{ou}\frac{e}{2} + \left(P_{wu} + P_{ou}\right)\Delta_u \tag{5.51}$$

Donde

p_u = carga lateral uniformemente distribuida y factorizada.

h = altura del muro entre apoyos.

$P_{u\,u}$ = peso factorizado del muro en la sección considerada.

P_{ou} = carga factorizada de azotea o entrepisos.

e = excentricidad de la carga P_{ou}.

Δ_u = deflexión horizontal a media altura del muro bajo cargas factorizadas y considerando los efectos P-Δ en el cálculo de la deflexión del muro.

Para la etapa de servicio, quedó definido el límite de la deflexión soportando cargas sin factorizar en un valor de:

$$\Delta_s = 0.007h \tag{5.52}$$

exceptuando la siguiente reducción en este limite arbitrario de

$$\Delta_s = 0.005h \tag{5.53}$$

Usado éste para ladrillos huecos de mampostería con un espesor de 127 mm o menores, y cuando el refuerzo vertical no mantiene su posición durante el vaciado del mortero.

Asumiendo una curvatura simple y simétrica, el Reglamento *UBC* especifica que la deflexión a media altura de un muro simplemente

soportado en sus extremos y sujetos a cargas de servicio Δ_s, deberá calcularse mediante:

$$\Delta_s = \frac{5M_s h^2}{48E_m I_g} \qquad \text{para } M_s < M_{cr} \qquad (5.54)$$

$$\Delta_s = \frac{5M_{cr}h^2}{48E_m I_g} + \frac{5(M_s - M_{cr})h^2}{48E_m I_{cr}} \qquad \text{para } M_{cr} < M_s < M_n \qquad (5.55)$$

Donde

M_s = momento de servicio a media altura del muro.

I_g, I_{cr} = momento de inercia de la sección gruesa y de la sección agrietada respectivamente de la sección transversal del muro.

M_{cr} = momento de agrietamiento resistente del muro = Sf_r .

S = módulo de sección.

f_r = módulo de ruptura, varía entre $2\sqrt{f'_m}$ hasta $4\sqrt{f'_m}$ en psi ($0.166\sqrt{f'_m}$ hasta $0.33\sqrt{f'_m}$, en MPa) dependiendo del relleno parcial o total en las unidades huecas de mampostería.

M_n = capacidad de momento nominal de un muro de mampostería = $A_{se} f_y (d - \frac{a}{2})$.

A_{se} = área efectiva de acero = $(A_s f_y + P_u)/f_y$.

a = profundidad del bloque de compresión debido a cargas factorizadas = $\left(P_u + A_{se}\ f_y\right)/0.85 f'_m\, b$.

φ = factor de reducción de resistencia igual a 0.80 para flexión, y se deberán de satisfacer los requerimientos especiales de inspección.

Utilizando los principios de mecánica para calcular la deflexión crítica a media altura del muro para ser empleada en la ecuación 5.51, la deflexión debido al momento de primer orden de la ecuación 5.56 debe utilizarse, donde:

$$\Delta_0 = \frac{5}{384}\frac{p_u h^4}{E_m I_{eff}} + \frac{1}{16}\frac{P_{ou} e h^2}{E_m I_{eff}} \tag{5.56}$$

El incremento de deflexión debido a los momentos adicionales causados por la deflexión inicial del muro puede calcularse directamente, o la deflexión Δ_o, puede ser amplificada, de acuerdo con la ecuación 5.57, para producir la deflexión total del muro mediante:

$$\Delta_u = \left(\frac{5}{384}\frac{p_u h^4}{E_m I_{eff}} + \frac{1}{16}\frac{P_{ou} e h^2}{E_m I_{eff}}\right)\frac{1}{1 - P_u\ P_c} \tag{5.57}$$

Donde

P_c =, para cargas de servicio.

p_u = carga lateral uniformemente distribuida y factorizada.

P_{ou} = carga factorizada de azotea o entrepisos.

P_u = carga axial factorizada a media altura del muro

igual a $P_{wu} + P_{ou}$.

I_{eff} = momento de inercia efectivo utilizando la sección agrietada.

5.6 Consideraciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, R.D.F.

5.6.1 Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería

Estas Normas contienen requisitos mínimos para el análisis, diseño y construcción de estructuras de mampostería.

5.6.2 Materiales para mampostería.

Las piezas usadas en los elementos estructurales de mampostería deberán cumplir con la Norma Mexicana NMX-C-404-ONNCCE, con excepción de lo dispuesto para el límite inferior del área neta de piezas huecas señalado en la sección 2.1.1.2 de las Normas (Fig. 5.11). El peso volumétrico neto mínimo de las piezas, en estado seco, que se indica en las Normas, se muestra en la tabla C.1 de los Apéndices.

Para fines de aplicación de las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo y de estas disposiciones, se considerarán como piezas macizas aquéllas que tienen en su sección transversal más desfavorable un área neta de por lo menos 75 por ciento del área bruta, y cuyas paredes exteriores no tienen espesores menores que 20 mm.

Las piezas huecas a que hacen referencia las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo y estas disposiciones son las que tienen, en su sección transversal más desfavorable, un área neta de por lo menos 50 por ciento del área bruta; además de que el espesor de sus paredes exteriores no es menor que 15 mm (Fig. 5.11). Para piezas huecas con dos y hasta cuatro celdas, el espesor mínimo de las paredes interiores deberá ser de 13 mm. Para piezas multiperforadas y cuyas perforaciones sean de las mismas dimensiones, y cuya distribución sea uniforme, el espesor mínimo de las paredes interiores será de 7 mm. Se entiende como piezas multiperforadas aquéllas con más de siete perforaciones o alvéolos (Fig.5.11).

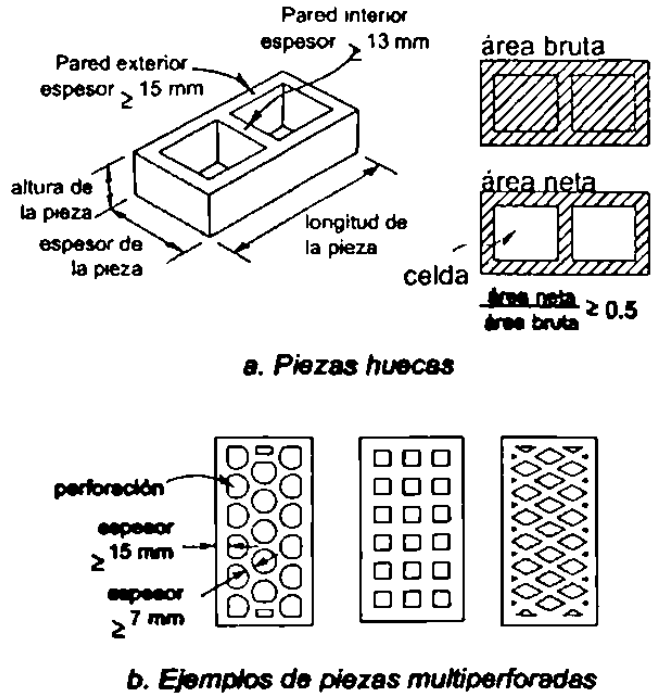


Fig. 5.11 Piezas de mampostería.

La resistencia a compresión se determinará para cada tipo de piezas de acuerdo con el ensaye especificado en la norma NMX-C-036.

Para diseño, se empleará un valor de la resistencia, f_p^*, medida sobre el área bruta, que se determinará como el que se alcanza por lo menos por el 98 por ciento de las piezas producidas.

La resistencia de diseño se determinará con base en la información estadística existente sobre el producto, o a partir de muestreos de la pieza, ya sea en planta o en obra. La resistencia de diseño se calculará como:

$$f_p^* = \frac{f_p}{1 + 2.5c_p} \tag{5.58}$$

Donde

f_p = Media de la resitencia a compresión de la piezas, referida al área bruta.

c_p = Es el coeficiente de variación de la resistencia a compresión de las piezas.

El valor de c_p no se tomará menor que 0.20, para piezas provenientes de plantas mecanizadas que evidencien un sistema de control de calidad como el requerido en la norma NMX-C-404-ONNCCE, ni menor que 0.30, para piezas de fabricación mecanizada, pero que no cuenten con un sistema de control de calidad, ni menor que 0.35, para piezas de producción artesanal.

En la elaboración del concreto y morteros se empleará cualquier tipo de cemento hidráulico que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-414-ONNCCE. En la elaboración de morteros se podrá usar cemento de albañilería que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-021-ONNCCE. En la elaboración de morteros se podrá usar cal hidratada que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-003-ONNCCE. Los agregados deben cumplir con las especificaciones de la norma NMX-C-111. El agua para el mezclado del

mortero o del concreto debe cumplir con las especificaciones de la norma NMX-C-122.

La resistencia a compresión del mortero, sea para pegar piezas o de relleno, se determinará de acuerdo con el ensaye especificado en la norma NMX-C-061. La resistencia a compresión del concreto de relleno se determinará del ensaye de cilindros elaborados, curados y probados de acuerdo con las normas NMX-C-160 y NMX-C-083-ONNCCE.

La resistencia de diseño será:

$$f_j^* = \frac{\bar{f}_j}{1+2.5_j} \tag{5.59}$$

Donde

f_j = Media de la resitencia a compresión de cubos de mortero, o de cilindros de concreto de relleno.

c_j = Es el coeficiente de variación de la resistencia a compresión de mortero o concreto de relleno, que en ningún caso se tomará menor que 0.20.

Los morteros que se empleen en elementos estructurales de mampostería deberán cumplir con una resistencia a compresión de por lo menos 40 kg/cm² (4 MPa), ver tabla C.2 de los Apéndices. Los

morteros y concretos de relleno que se emplean en elementos estructurales de mampostería para rellenar celdas de piezas huecas deberán contar con una resistencia a la compresión de por lo menos 125 kg/cm² (12.5 MPa) y el tamaño máximo de agregado no excederá de 10 mm ver tabla C.3 de los Apéndices .

El refuerzo que se emplee en castillos, dalas, elementos colocados en el interior del muro y/o en el exterior del muro, estará constituido por barras corrugadas, por malla de acero, por alambres corrugados laminados en frío, o por armaduras soldadas por resistencia eléctrica de alambre de acero, para castillos y dalas que cumplan con las Normas Mexicanas correspondientes.

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario, E_s, se supondrá igual a 2×10^6 kg/cm² (2×10^5 MPa). Para diseño se considerará el esfuerzo de fluencia mínimo, f_y, establecido en las Normas citadas.

La resistencia de diseño en compresión de la mampostería, $f_m{}^*$, sobre área bruta, se determina siguiendo el procedimiento de la Norma Mexicana correspondiente

La resistencia de diseño se calculará como:

$$f_m{}^* = \frac{\bar{f}_m}{1+2.5c_m} \tag{5.60}$$

Donde:

f_m = Media de la resistencia a compresión de las pilas , corregida por su relación altura a espesor y referida al área bruta.

c_m = Es el coeficiente de variación de la resistencia de las pilas ensayadas, que en ningún caso se tomará inferior a 0.15

Ver tablas C.4, C.5 y C.6 de los Apéndices.

La resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería, v_m*, sobre el área bruta de la diagonal, se determinará con alguno de los dos procedimientos indicados en las normas

La resistencia de diseño a compresión diagonal, v_m *, será igual a

$$v_m^* = \frac{\bar{v}_m}{1 + 2.5c_v} \tag{5.61}$$

Donde

v_m = Media de la resistencia a compresión diagonal de muretes, sobre área bruta medida a lo largo de la diagonal paralela a la carga.

c_v = Es el coeficiente de variación de la resistencia a la compresión diagonal de muretes, que en ningún caso no tomará menor que 0.20

(Ver tabla C.7 de los Apéndices).

Cuando una carga concentrada se trasmite directamente a la mampostería, el esfuerzo de contacto no excederá de $0.6f^*_m$

Se considerará que es nula la resistencia de la mampostería a esfuerzos de tensión perpendiculares a las juntas. Cuando se requiera esta resistencia, deberá proporcionarse el acero de refuerzo necesario.

El módulo de elasticidad para mampostería de tabiques y bloques de concreto se define como:

$E = 800 f_m{}^*$ para cargas de corta duración.

$E = 350 f_m{}^*$ para cargas sostenidas. (5.62)

Para mampostería de tabique de barro y otras piezas, exceptuando las de concreto:

$E = 600 f_m{}^*$ para cargas de corta duración.

$E = 350 f_m{}^*$ para cargas sostenidas. (5.63)

El módulo cortante de la mampostería se tomara como:

$$G = 0.40E \tag{5.64}$$

5.6.3 Especificaciones generales de análisis y diseño.

El dimensionamiento y detallado de elementos estructurales se hará de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio establecidos en el Título VI del Reglamento y en sus Normas, o por algún procedimiento optativo que cumpla con los requisitos del Título VI. Adicionalmente, se diseñarán las estructuras por durabilidad.

Según el criterio de estado límite de falla, las estructuras y elementos estructurales deben dimensionarse y detallarse de modo que la resistencia de diseño en cualquier sección sea por lo menos igual al valor de diseño de la fuerza o del momento, internos.

Se comprobará que las respuestas de la estructura (asentamientos, deformación, agrietamiento, vibraciones, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

Se diseñarán y detallarán las estructuras por durabilidad, para que la expectativa de vida útil sea por lo menos de 50 años.

5.6.3.1 Hipótesis para la obtención de resistencia de diseño a flexión.

La determinación de resistencias de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará

con el criterio de resistencia a flexocompresión que se especifica para concreto reforzado, y con base en las hipótesis siguientes:

a) La mampostería se comporta como un material homogéneo.

b) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.

c) Los esfuerzos de tensión son resistidos únicamente por el acero de refuerzo.

d) Existe adherencia perfecta entre el acero de refuerzo vertical y el concreto o mortero de relleno que lo rodea.

e) La sección falla cuando se alcanza, en la mampostería, la deformación unitaria máxima a compresión que se tomará igual a 0.003.

f) A menos que los ensayos en pilas permitan obtener una mejor determinación de la curva esfuerzo–deformación de la mampostería, ésta se supondrá lineal hasta la falla.

En muros con piezas huecas, en los que no todas las celdas estén rellenas con mortero o concreto, se considerará el valor de f_m^* de las piezas huecas sin relleno en la zona a compresión.

Los muros sometidos a momentos flexionantes, perpendiculares a su plano podrán ser confinados o bien reforzados interiormente. En este último caso, podrá determinarse la resistencia a flexocompresión tomando en cuenta el refuerzo vertical del muro, cuando la separación de éste no exceda de seis veces el espesor del muro, t.

5.6.3.2 Análisis por cargas verticales.

Para el análisis por cargas verticales se tomará en cuenta que en las juntas de los muros y los elementos de piso ocurren rotaciones locales debidas al aplastamiento del mortero. Por tanto, para muros que soportan losas de concreto monolíticas o prefabricadas, se supone que la junta tiene suficiente capacidad de rotación para que pueda considerarse que, para efectos de distribución de momentos en el nudo muro–losa, la rigidez de los muros es nula y que los muros sólo quedan cargados axialmente.

En el análisis se deberá considerar la interacción que pueda existir entre el suelo, la cimentación y los muros.

Será admisible determinar las cargas verticales que actúan sobre cada muro mediante una superposición de cargas por áreas tributarias. Para el diseño sólo se tomarán en cuenta los momentos flexionantes siguientes:

a) Los momentos flexionantes que deben ser resistidos por condiciones de estática y que no pueden ser redistribuidos por la rotación del nudo, como son los debidos a un voladizo que se empotre en el muro y los debidos a empujes, de viento o sismo, normales al plano del muro.

b) Los momentos flexionantes debidos a la excentricidad con que se trsmite la carga de la losa del piso inmediatamente superior, en muros extremos.

5.6.4 Diseño de mampostería reforzada interiormente.

Es aquélla con muros reforzados con barras o alambres corrugados de acero, horizontales y verticales, colocados en las celdas de las piezas, en ductos o en las juntas. El acero de refuerzo, tanto horizontal como vertical, se distribuirá a lo alto y largo del muro. Para que un muro pueda considerarse como reforzado, deberán cumplirse los siguientes requisitos (Fig. 5.12 y 5.13).

Para diseño por sismo se usará Q= 1.5.

Los muros se construirán e inspeccionarán como se indica en las Normas respectivas.

La suma de la cuantía de acero de refuerzo horizontal, p_h, y vertical, p_v, no será menor que 0.002 y ninguna de las dos cuantías será menor que 0.0007. Cuando se emplee acero de refuerzo con esfuerzo de fluencia especificado mayor que 4200 kg/cm² (420 MPa), las cuantías de refuerzo se podrán reducir multiplicándolas por $4200/f_y$, en kg/cm² ($420/f_y$, en MPa).

Deberá colocarse por lo menos una barra No. 3 (9.5 mm de diámetro) con esfuerzo especificado de fluencia de 4200 kg/cm² (420 MPa), o refuerzo de otras características con resistencia a tensión equivalente, en cada una de dos celdas consecutivas, en todo extremo de muros, en la intersecciones entre muros o a cada 3 m. El refuerzo vertical en el interior del muro tendrá una separación no mayor que seis veces el espesor del mismo, ni mayor que 800 mm .

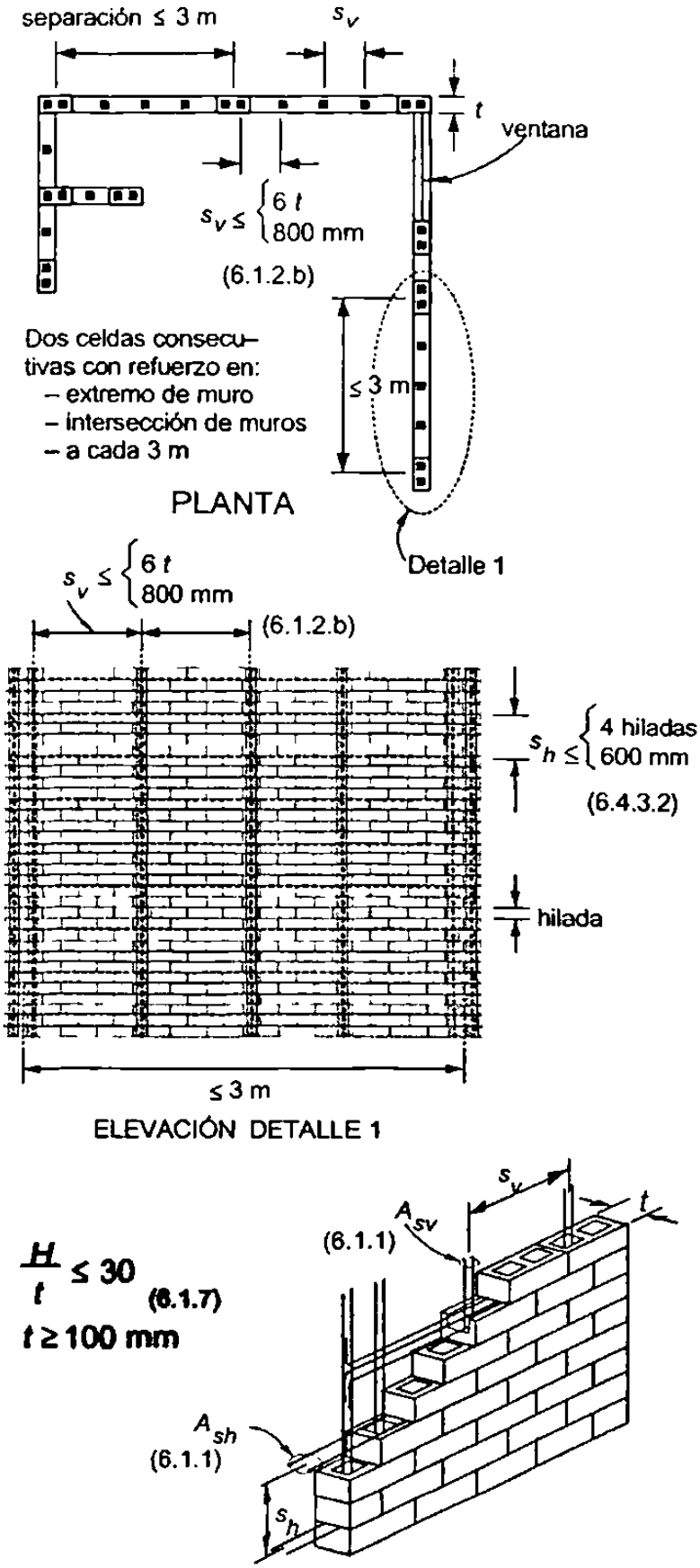


Fig. 5.12 Requisitos para mampostería con refuerzo interior.

Cuando los muros transversales sean de carga y lleguen a tope, sin traslape de piezas, será necesario unirlos mediante dispositivos que aseguren la continuidad de la estructura. Los dispositivos deberán ser capaces de resistir 1.33 veces la resistencia de diseño por fuerza cortante del muro transversal, dividida por el factor de resistencia correspondiente. En la resistencia de diseño se incluirá la fuerza cortante resistida por la mampostería y, si aplica, la resistida por el refuerzo horizontal.

El espesor de los muros, t, no será menor que 100 mm y la relación de la altura al espesor del muro, H/ t, no excederá de 30.

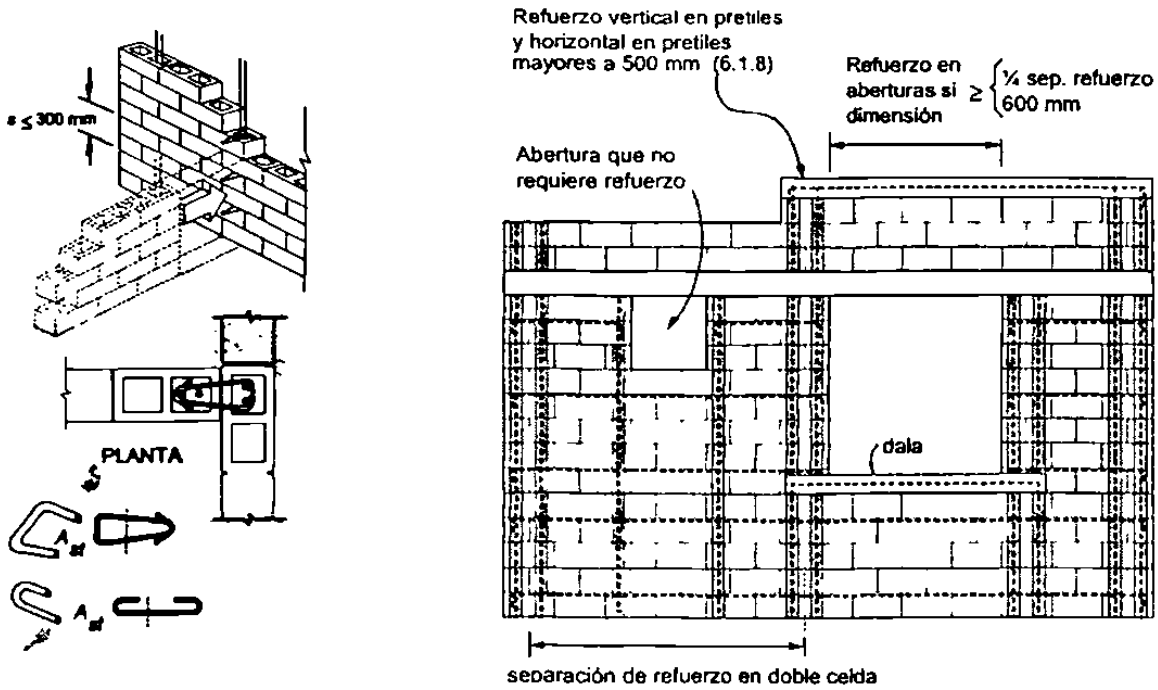


Fig. 5.13 Conectores y refuerzo en aberturas y pretiles.

Para determinar la resistencia de un muro de mampostería a flexión simple, el R.D.F., plantea la siguiente ecuación:

$$M_o = F_R A_S f_y d' \tag{5.65}$$

Donde:

A_s = es el área de acero colocada en el extremo del muro.

d' = la distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro.

Cuando exista carga axial sobre el muro, el momento de la sección se modificará de acuerdo con la ecuación:

$$M_R = F_R M_O + 0.30 P_u d \; ; \quad \text{si } P_u \leq \frac{P_R}{3} \tag{5.66}$$

$$M_R = (1.5 F_R M_O + 0.15 P_R d)\left(1 - \frac{P_u}{P_R}\right); \quad \text{si } P_u > \frac{P_R}{3} \tag{5.67}$$

Donde

P_u = Carga axial de diseño a compresión sobre el muro.

d = distancia entre el centroide del acero en tensión y la fibra a compresión máxima.

P_R = Resistencia de compresión axial.

F_R = Se tomará igual a 0.80 si $P_u \leq P_R/3$ e igual a 0.60 en caso contrario.

La fórmula general para determinar la carga vertical resistente está dada por la siguiente expresión:

$$P_R = F_R F_E \left(f_m * A_T + \sum A_s f_s \right) \leq 1.25 F_R F_E f_m * A_T \qquad (5.68)$$

Donde

P_R = Carga vertical resistente.

F_R = Se tomará como 0.6, para muros confinados o reforzados interiormente y como 0.30 para muros no reforzados ni confinados.

f_m * = Resistencia de diseño en compresión de la mampostería.

F_E = Factor de reducción por excentricidad y esbeltez. Podrá tomarse un valor de 0.70 para muros interiores que soporten claros que no difieran en más del 50 % y como 0.6 para muros extremos o con claros asimétricos y para casos en que la relación de carga viva y carga muerta de diseño excede a uno. Además de que la excentricidad de la carga axial aplicada deberá ser menor que $t/12$ y sin fuerzas significativas actuando en la dirección normal al plano del muro y la relación H/t debera ser menor que 20. En casos de no cumplir con ninguna de las condiciones anteriores, será el que resulte menor de los anteriores y la ecuación siguiente:

$$F_t = \left(1 - 2\frac{e'}{t}\right)\left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] \tag{5.69}$$

Donde

t = Espesor del muro.

e' = es la excentricidad calculada para la carga vertical, $e_c = t/2 - b/3$, excentricidad con que se trasmite la carga de la losa del piso inmediatamente superior en muros extremos, más una excentricidad accidental que se tomará igual a $t/24$. Donde t es el espesor del muro y b es la longitud de apoyo de una losa soportada por el muro.

H = Altura libre del muro, entre elementos capaces de darle apoyo lateral.

k = Factor de altura efectiva del muro, según el criterio siguiente: igual a 2, para muros no restringidos al desplazamiento lateral en su extremo superior; 0.80 para muros limitados por dos losas continuas en ambos lados del muro, e igual a 1, para muros extremos en que se apoyan losas.

La fuerza cortante resistida por la mampostería está determinada por la expresión siguiente:

$$V_R = F_R(0.85v_m * A_l), \quad \text{para muros diafragma.}$$

$$V_{mR} = F_R(0.5v_m * A_l + 0.3P) \leq 1.5F_R v_m * A_l \text{ , para otros muros.} \tag{5.70}$$

Donde

P = Carga vertical que actúa sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga (Positiva en Compresión y se desprecia en el caso de Tensión).

v_m * = Esfuerzo cortante medio de diseño, y no deberá exceder de 6 kg/cm², a menos que los ensayes de acuerdo a las normas alcancen valores mayores.

F_R = Factor de reducción de resistencia, igual a 0.70 para muros diafragma, muros confinados y muros con refuerzo interior y 0.40 para muros no confinados ni reforzados.

La separación máxima del refuerzo horizontal, s_h, no excederá de cuatro hiladas o 600 mm. Si se coloca acero de refuerzo horizontal para resistir fuerza cortante, la cuantía de acero de refuerzo horizontal, p_h, no será inferior a $3/f_{yh}$, si se usan kg/cm² ($0.3/ f_{yh}$ si se usan MPa) ni al valor que resulte de la expresión siguiente

$$\rho_h = \frac{V_m R}{F_R f_{yh} A_T} \tag{5.71}$$

En ningún caso ρ_h será mayor que $0.3f_m^* / f_{yh}$ ni que $12/ f_{yh}$ para piezas macizas, ni que $9/f_{yh}$ para piezas huecas si se usan kg/cm² $1.2/ f_{yh}$ y $0.9/ f_{yh}$, respectivamente, si se usan MPa).

La fuerza cortante que toma el refuerzo horizontal, V_sR, se calculará como:

$$V_sR = F_R \eta \rho_h f_{yh} A_T \tag{5.72}$$

El factor de eficiencia del refuerzo horizontal, η, se determinará con el criterio siguiente: η es igual a 0.6 para el caso de $\rho_h f_{yh} \leq 6$ kg/cm², y 0.20 para el caso de $\rho_h f_{yh} \geq 9$ kg/cm²

Para valores de $p_h f_{yh}$ comprendidos entre 6 y 9 kg/cm² (0.6 y 0.9 MPa), η se hará variar linealmente.

No se permite el uso de escalerillas para resistir fuerza cortante inducida por sismo.

5.7 EJEMPLOS DE DISEÑO

5.7.1 Muro sometido a carga de compresión axial excéntrica

Ejemplo 5.1

Diseño de un muro de mampostería de concreto, que soporta una carga vertical de 4.38 kN/m (*300 lb/pie*) con una excentricidad de 10 cm (*4 pulg*) y adicionalmente se añade una carga lateral de 0.96 kN/m^2 (*20 lb/pie^2*). El muro tiene una altura de 4.80 m (*16 pies*) y se encuentra simplemente apoyado en los bordes superior e inferior respectivamente; ver Fig. 5.14(a).

Considerar una resistencia a la compresión de la mampostería de 13.80 MPa (*2000 lb/pulg^2*).

(a) Diseño por método de esfuerzos de trabajo de acuerdo al los Reglamentos *ACI530/ASCE5/TMS402*.

(b) Diseño por método de resistencia, de acuerdo con el procedimiento de diseño de muros esbeltos del Reglamento *UBC*.

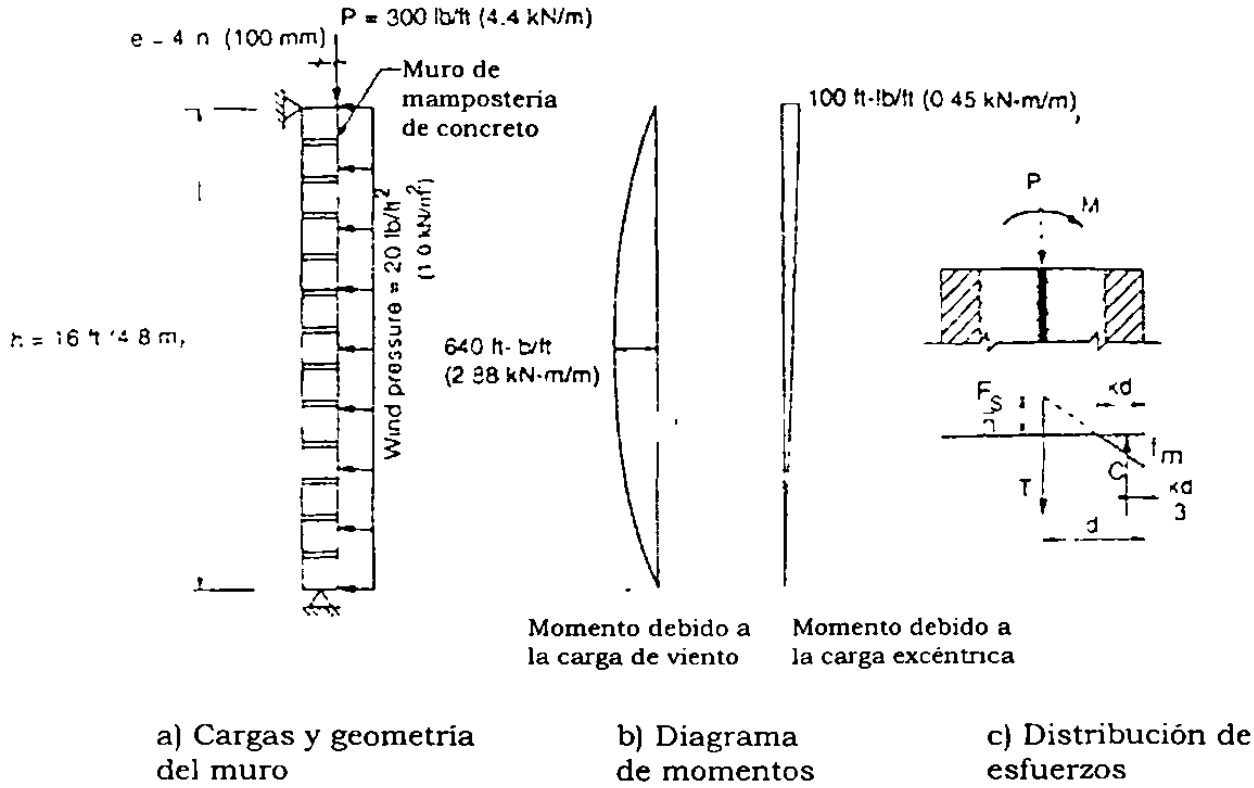


Fig. 5.14 Muro de mampostería reforzada del ejemplo 5.1

Solución A:

Proponemos un muro de 20 cm (*8 pulg*) de espesor, reforzado con varillas de acero grado 60 (*414 MPa*) y relleno parcial de las celdas de la mampostería con mortero, y con espaciamiento del acero de refuerzo a cada 1.20 m (*4 pies*).

A.1 Esfuerzos permisibles.

Tensión permisible en acero grado 60 165.60 MPa (*24,000 lb/pulg²*)

Compresión permisible en mampostería.

$1/3 f'_m = (1/3)(13.80) =$ 4.60 MPa (*667 lb/pulg²*)

Ambos esfuerzos pueden incrementarse en 1/3 cuando se involucren cargas de viento o sismo en el diseño.

A.2 Ancho efectivo.

Considerando que la mampostería está colocada en forma de *unión en serie*, el ancho efectivo *b* debe ser el que resulte menor de:

$6t = 6(20) = 120$ cm (*48 pulg*)

$s = 120$ cm (*48 pulg*) separación del acero de refuerzo

183 cm (*72 pulg*)

resulta $b = 120$ cm (*48 pulg*)

El equilibrio de fuerzas internas se revisará sobre una longitud de muro de 1.20 m (*4 pies*), ver Fig. 5.14(c).

A.3 Considerando que el esfuerzo del acero gobierna el diseño.

El esfuerzo de compresión en la mampostería se revisará más delante.

A.4 Cargas a media altura del muro.

Peso propio del muro = P_{pm}

$P_{pm} = 2.63$ kN/m^2 (*55 lb/pie^2*)

$P_{med\text{-}alt} = (2.63)(4.80/2) + 4.38 = 6.32 + 4.38 =$

$= 10.69$ kN/m^2 (*223 lb/pie^2*)

Inicialmente se supone que *kd* es menor que el espesor de la pared de la celda rellena de la unidad de mampostería (caso de sección rectangular).

A.5 Relación modular.

$n = E_s / E_m$ = (200,100 MPa/ 13,800 MPa)

= (29,000,000 *lb/pulg*^{2}/2,000,000 *lb/pulg*^{2})

n = 15

A.6 Por Sumatoria de fuerza verticales:

(5.9) $$P = C_m - T$$

(5.15) $$C_m = \frac{F_s}{n}\left(\frac{kd}{d-kd}\right)\frac{kdb}{2}$$

(5.16) $$T = A_s F_s$$

$$C_m = \frac{F_s}{n}\left(\frac{kd}{d-kd}\right)\frac{kdb}{2}$$

$$C_m = \frac{(4/3)(16{,}560)}{15}\left(\frac{kd}{\frac{20}{2}-kd}\right)\frac{kd(120)}{2} = (1{,}472)\left(\frac{kd}{10-kd}\right)60kd$$

$$T = A_s F_s = (4/3)(16{,}560)A_s = (22{,}080)A_s$$

$P = P_{med-alt}$ = 10.69 kN/m^2 (*223 lb/pie*^{2})

P = 10.69 (1.2)= 12.83 kN

$P \quad C_m - T$

$$12.83 = (1{,}472)\left(\frac{kd}{10-kd}\right)60kd - (22{,}080)A_s \qquad (5.58)$$

A.7 El Momento a media altura:

$$M_{media-altura} = \frac{W_{viento}l^2}{8} + \frac{Pe}{2}$$

$$M_{media\ altura} = \frac{(0.96)(4.8)^2(1.2)}{8} + \frac{(4.38)(1.2)(0.10)}{2}$$

$M_{media\ altura} = 3.32 + 0.26$ = 3.58 kN-m (*2.64 Klb-pie*)

A.8 Sumatoria de momentos alrededor del eje central del muro

(5.12) $$M = C_m\left(\frac{t}{2} - \frac{kd}{3}\right)$$

$$(3.58)(1000)(100) = 358{,}000 = (1{,}472)\left(\frac{kd}{10-kd}\right)60kd\left(\frac{20}{2} - \frac{kd}{3}\right)$$

$$358{,}000 = 883{,}200\,kd^2 - 29440\,kd^3\left(\frac{1}{10-kd}\right)$$

$358{,}000(10-kd) = 883{,}200\,kd^2 - 29{,}440\,kd^3$

$3{,}580{,}000 - 358{,}000kd = 883{,}200\,kd^2 - 29{,}440\,kd^3$

$29{,}440\,kd^3 - 883{,}200\,kd^2 - 358{,}000kd + 3{,}580{,}000$

kd = 1.87 cm (*0.74 pulg*)

Una vez resuelta la ecuación, se obtiene el valor de $kd = 1.87$ cm $\leq$ 3.50 cm (espesor de pared de celda), entonces la suposición inicial que

el eje neutro está dentro del espesor de la celda es correcta y, consecuentemente, las ecuaciones empleadas en el diseño también lo son.

A.9 Acero de refuerzo.

Sustituyendo el valor de *kd* en la ecuación 5.58, se obtiene el área de acero requerida.

(5.58) $$12.83 = (1{,}472)\left(\frac{kd}{10-kd}\right)60kd - (22{,}080)A_s$$

$$12.83 = (1{,}472)\left(\frac{1.87}{10-1.87}\right)60(1.87) - (22{,}080)A_s$$

$$(12.83)(1000) = 37{,}988.46 - (22{,}080)A_s$$

$$(22{,}080)\,A_s = 37{,}988.46 - 12{,}830$$

A_s = 1.14 cm²/1.20 m (*0.17 pulg²/4 pies*)

Utilizar una varilla # 4 a cada 1.20 m proporciona más acero de refuerzo que el requerido (1.29 cm² > 1.14 cm²), lo cuál resulta satisfactorio.

A.10 Revisión del esfuerzo de compresión en la mampostería.

De (5.14) se tiene $$f'_m = \frac{Fs}{n}\frac{kd}{d-kd}$$

$$f'_m = \frac{(16{,}550)(4/3)}{15} \frac{(1.87)}{(10-1.87)}$$

f'_m = 338.37 N/cm² = 3383.7 kN/m² = 3.38 MPa (*490 lb/pulg²*)

f'_m = 3.38 MPa < F_m

F_m = (1/3)(13.80)(4/3)= 6.13 MPa (*888.40 lb/pulg²*)

> 3.38 MPa (*490 lb/pulg²*)

La consideración inicial de que el acero de refuerzo gobierna el diseño es correcta (el esfuerzo de tensión controla el diseño).

A.11 Revisión por efecto de esbeltez.

Esfuerzo de compresión en la mampostería debido a la carga axial:

(5.47) $$F_a = \frac{f'_m}{4}\left(1-\left(\frac{kh}{140r}\right)^2\right) \quad \text{para } \frac{kh}{r} \leq 99$$

(5.34) $$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

A.12 Determinación de la inercia.

Considerando que el muro está formado por unidades de mampostería con celdas huecas:

$$I = \frac{1}{12}bt^3 - \frac{1}{12}bt_{hueco} \qquad (5.59)$$

$$I = \frac{1}{12}(120)(20)^3 - \frac{1}{12}(120)(13.0)^3 = \underline{58{,}030 \text{ cm}^4} \ (1{,}394 \ pulg^4)$$

A.13 Determinación del área neta.

$A_n = (120)(3.5)(2) =$ 840 cm² (*130.20 pulg²*)

A.14 Determinación del radio de giro.

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{58{,}030}{840}} = \underline{8.31\ \text{cm}}\ (3.27\ pulg)$$

A.15 Determinación de la carga axial permisible.

$$\frac{kh}{r} = \frac{(1)(480)}{8.31} = 57.75 < 99, \text{ entonces}$$

$$F_a = \frac{f'_m}{4}\left(1-\left(\frac{kh}{140r}\right)^2\right) = \frac{13.80}{4}\left(1-\left(\frac{(1)(480)}{140(8.311)}\right)^2\right) = \underline{2.86\ \text{MPa}}\ (414\ lb/pulg^2)$$

De (5.8), el esfuerzo actuante resulta:

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{12.83}{840} = 0.015\ \text{kN/cm}^2 = 152.73\ \text{kN/m}^2 =$$

$$= \underline{0.15\ \text{MPa}}\ (21.73\ lb/pulg^2)$$

0.15 MPa < 2.86 MPa cumple la condición que $f_a < F_a$

El efecto de esbeltez no controla el diseño.

Solución B:

Método de Diseño de muros esbeltos del Reglamento UBC.

Se propone un muro de 15 cm (*6 pulg*) de espesor, considerando las mismas características de la mampostería, además del mismo tipo de arreglo de cargas empleado en la solución A, pero ahora se considerá el relleno total de las celdas "huecas" de la mampostería.

B.1 Revisión de condiciones.

El esfuerzo axial provocado por las cargas sin factorizar deberá cumplir la condición de ser ≤ 0.04 $f'm$.

(5.50) $$f_a = P/A \leq 0.04Af'_m$$

$0.04f'm$ = 0.04(13.80) = 0.552 MPa (*80 lb/pulg²*)

P_o = 4.38 kN/m (*300 lb/pie*)

P_{pm} = 2.20 kN/m² (*46 lb/pie²*)

$P_w = P_{med\text{-}alt}$ = (2.20)(4.80)(0.50) = 5.28 kN/m (*361 lb/pie*)

$$f_a = \frac{P_w + P_o}{A_n} = \frac{(5.28 + 4.38)}{(1)(0.15)} = 64.40 \text{ kN/m} = \underline{0.0644 \text{ MPa}} \ (9.33 \ lb/pulg^2)$$

<u>0.0644 MPa < 0.552 MPa,</u> cumple con la condición.

El método de diseño por resistencia del Reglamento UBC, establece que para el diseño de muros esbeltos se deben emplear las cargas últimas, de modo que

p_u = 1.70 (0.96) = 1.63 kN/m^2 (*34 lb/pie^2*)

P_{ow} = 1.4(4.38) = 6.13 kN/m (*419 lb/pie*)

P_{wu} = 1.4(5.28) = 7.39 kN/m (*506 lb/pie*)

$P_u = P_{ou} + P_{wu}$ = 6.13 + 7.39 = 13.52 kN/m (*926 lb/pie*)

B.2 Para el cálculo de las deflexiones y del momento nominal de flexión requerido en el diseño, es necesario proponer una cuantía de acero. Como primer tanteo se proponen varillas No. 5 (*5/8*) a cada 60 cm.

$$A_s = \frac{(2)(100)}{60} = 3.33 cm^2 / m$$

$$\rho = As / bt = 3.33/(100)(15) = 0.00222$$

B.3 En los cálculos de acuerdo al *UBC*, las propiedades de la sección se determinan utilizando un área efectiva de acero A_{se}, la cual incluye el efecto de la carga axial de compresión, de modo que

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s f_y}{f_y} = \frac{13.522 + (3.33)(414{,}000)/(100)^2}{414{,}000} = \frac{151.384}{414{,}000}$$

= 0.0003656 m^2/m = <u>3.65 cm^2/m</u>

B.4 Entonces, la profundidad del área bajo el bloque rectangular de esfuerzos es

$$a = \frac{P_u + A_{ve} f_y}{0.85 f'_m b} = \frac{13.522 + 3.65(0.0001)(414000)}{0.85(13.80)(1)} = \frac{164.63}{11730}$$

= 0.014035 m = <u>1.40 cm</u> (*0.55 pulg*)

B.5 La distancia desde la fibra extrema en compresión, hasta el eje neutro es:

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{1.40}{0.85} = \underline{1.65 \text{ cm}} \ (0.64 \text{ pulg})$$

B.6 Entonces la capacidad de momento nominal es:

$$M_n = A_{ve} f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 3.65(.0001)(414{,}000)[(.01)(15/2) - \frac{(1.40)}{2}] = 7.93 \text{ kN-m/m}$$

$\phi Mn = 0.80(7.939) =$ <u>6.34 kN-m/m</u> (*15.35 klb-pie/pie*)

B.7 Para determinar el momento último factorizado deben incluirse, los efectos de la deflexión debido a cargas factorizadas. De esta forma, tomando el módulo de elasticidad de la mampostería como:

$E_m = 750 f'_m$ = 750 (13.80) = 10,350 MPa (*1,500,000 lb/pulg²*)

$$n = \frac{E_s}{E_m} = \frac{200{,}100}{10{,}350} = 19.33$$

B.8 Debido al enfoque empleado en las fórmulas del *UBC,* para muros esbeltos, se permiten los cálculos del momento de inercia de la sección agrietada I_{cr} utilizando el área efectiva de acero A_{se}.

Se considera al elemento como si estuviera sujeto a un momento flector sin carga axial, y la profundidad del eje neutral c se calcula según las condiciones de cargas últimas. Este enfoque proporciona una aproximación aceptable del valor de I_{cr}. De esta forma, utilizando el arrea de acero transformada nA_s

$$I_{cr} = nA_{se}(d-c)^2 + bc^3/3 = 19.33(3.65)(7.5-1.65)^2 + (100)(1.65)^3/3$$

= 2,564 cm^4/m (*18.77 in^4/ft*)

B.9 De manera conservadora, se pueden calcular las deflexiones utilizando el momento de inercia de la sección agrietada. No obstante, para juzgar qué tan conservador puede ser esto, el momento necesario para producir el agrietamiento, M_{cr}, se puede calcular para lo que el UBC especifica que el módulo de ruptura f_r, para unidades de mampostería con celdas rellenas, es:

$$M_{cr} = f_r S_{solida} = 0.33\sqrt{f'_m} S_{solida} = 0.33\sqrt{(13.80)}(100)(15)^2(0.000001)/12(7.5)$$

=4,597 N-m/m = <u>4.59 kN-m/m</u> (*11.11 klb-pie/pie*)

B.10 Para calcular el momento debido a cargas factorizadas y considerando la deflexión del muro, se requiere un valor estimado de Δ. Empleando el momento de inercia agrietado y el momento nominal, se puede estimar un valor a partir de

$$\Delta_{u\,estimado} = \frac{5M_n h^2}{48E_m I_{cr}} = \frac{5(7.93)(4.8)^2}{48(2{,}564)(.00000001)(10{,}350{,}000)}$$

$$= 0.0717 \text{ m} = \underline{7.17 \text{ cm}} \ (2.82\ pulg)$$

B.11 A media altura del muro, se puede calcular el momento estimado debido a las cargas factorizadas, el cual incluye una deflexión estimada de 7.17 cm partiendo de la siguiente expresión:

$$(5.51) \qquad M_{u\,estimado} = \frac{p_u h^2}{8} + P_{ou}\frac{e}{2} + (P_{wu} + P_{ou})(\Delta_{u\,estimada})$$

$$= \frac{1.63(4.80)^2}{8} + 6.13\frac{0.10}{2} + 13.52(0.0717) = \underline{5.97 \text{ kN-m/m}}\ (14.45\ klb\text{-}pie/pie)$$

B.12 Debido a que este momento no es muy grande, comparado con el momento de agrietamiento, se puede trabajar con los efectos de los momentos de inercia de la sección agrietada y de la sección sin agrietar lo que definitivamente es tomado en cuenta en la ecuación 5.55. De manera conservadora, y debido a que el momento de agrietamiento es más de la mitad del momento último para este problema, son considerados como iguales y el momento efectivo de inercia I_{eff} se puede

calcular, donde el momento de inercia de la sección sin agrietar I_g resulta:

$$I_g = \frac{bt^3}{12} = \frac{(100)(15)^3}{12} = 28{,}125 \text{ cm}^4 \ (676\ pulg^4)$$

$$\frac{1}{I_{eff}} = \frac{1}{2}\left(\frac{1}{I_{cr}} + \frac{1}{I_g}\right) = \frac{1}{2}\left(\frac{1}{2564} + \frac{1}{28125}\right) = 0.000212$$

I_{eff} = <u>4,699 cm⁴</u> (*112.9 pulg⁴*)

B.13 La deflexión total se puede determinar mediante la ecuación 5.57 donde:

$P_u = P_{wu} + P_{ou}$ =7.39 + 6.13 = <u>13.52 kN/m</u> (*926 lb/pie*)

$$P_c = \frac{\pi^2 E_m I_{eff}}{h^2} = \frac{\pi^2 (10350)(4699)(0.00000001)}{(4.80)^2} = 0.208 \text{ MPa } (30.14\ lb/pulg^2)$$

= <u>208.33 kN/m</u> (*14,270 lb/pie*)

(5.57) $$\Delta_u = \left(\frac{5}{384}\frac{p_u h^4}{E_m I_{eff}} + \frac{1}{16}\frac{P_{ou} e h^2}{E_m I_{eff}}\right)\left(\frac{1}{1 - P_u / P_c}\right)$$

$$\Delta_u = \left(\frac{5}{384}\frac{(1.63)(4.80)^4}{(10{,}350{,}000)(0.00004699)} + \frac{1}{16}\frac{(6.13)(.10)(4.80)^2}{(10{,}350{,}000)(0.00004699)}\right)\left(\frac{1}{1 - 13.52/208.33}\right)$$

= (0.0232+0.00181)(1.07)= 0.0267 m = <u>2.67 cm</u> (*1.05 pulg*)

Este valor de 2.67 cm (*1.05 pulg*) resulta considerablemente menor que el valor estimado de 7.17 cm (*2.82 pulg*), el cual fue empleado anteriormente, de esta forma I_{eff}, en consecuencia, resulta aún más conservador.

B.14 El momento último factorizado

(5.51) $$M_u = \frac{p_u h^2}{8} + P_{ou}\frac{e}{2} + (P_{wu} + P_{ou})\Delta_u$$

$$= \frac{(1.63)(4.80)^2}{8} + 6.13\frac{0.10}{2} + (6.13 + 7.39)(0.0267)$$

=4.69 + 0.306 + 0.360 = <u>5.35 kN-m/m</u>

Debido a que con $M_u \leq \varphi M_n$ se satisface el criterio de resistencia, se puede colocar a una mayor separación el acero de refuerzo.

B.15 Para cargas de servicio, la deflexión máxima permisible está dada por:

(5.51) $$\Delta_{s\,límite} = 0.007h$$

= 0.007 (4.8) =0.0336 m = <u>3.36 cm</u> (*1.32 pulg*)

B.16 El momento para cargas de servicio M_s se puede calcular como antes; pero ahora empleando las cargas sin factorizar y la deflexión debida a cargas de servicio, de modo que,

Conservadoramente se puede tomar $\Delta_{s\,límite} = \Delta_s = 0.0036m$

$$M_s = \frac{ph^2}{8} + P_o\frac{e}{2} + (P_w + P_o)\Delta_s = \frac{(0.6)(4.80)^2}{8} + 4.38\frac{0.10}{2} + (4.38 + 5.28)(0.0336)$$

= 2.76 + 0.219 + 0.324 = <u>3.30 kN-m/m</u> (*7.98 klb-pie/pie*)

B.17 De modo que el momento M_s es menor que M_{cr} calculado anteriormente, por lo cual se considera que el muro no se agrietará por las cargas de servicio, y de la ecuación 5.54

$$\Delta_s = \frac{5}{48}\frac{M_s h^2}{E_m Ig} = \frac{5}{48}\frac{3.30(4.8)^2}{10350000(0.00028125)} = 0.00272 \text{ m}$$

$$= \underline{0.272 \text{ cm}} \ (0.10 \text{ pulg})$$

De esta forma queda cubierto el criterio de deflexión.

El ejercicio anterior muestra la solución al problema planteado mediante dos métodos análiticos que existen; método de diseño por esfuerzos de trabajo y método de diseño por última resistencia y estados límite. En el primero se consideró un relleno parcial de las celdas de la mampostería y un refuerzo que cumple con el mínimo especificado en la mayoría de los reglamentos. Uno de los factores importantes que se debe tomar en cuenta es la relación de esbeltez *h/t*, ya que en este método no se revisan las deflexiones, por lo que también se restringe la capacidad de carga axial. El procedimiento que se sigue es el de proponer inicialmente una cantidad de acero y después se revisa que no se sobrepasen los esfuerzos permisibles en la mampostería y acero. En cambio, el método de resistencia del Reglamaneto UBC; precisamente, se aplica para

diseñar muros esbeltos sujetos a muy poca carga axial. A diferencia del método por esfuerzos de trabajo, este método si limita la deflexión del muro sujeto a cargas últimas y de servicio, permitiendo el empleo de muros con espesores más delgados; pero con una mayor cantidad de acero de refuerzo. En este método se permite la amplificación de momentos como una alternativa para considerar los efectos $P-\Delta$. El procedimiento que se sigue también consiste en proponer inicialmente una catidad de acero y después se revisa el momento último resistente, así como la deflexión en el punto más crítico que recibe cargas de servicio. Cabe mencionar que de acuerdo con el método de diseño por última resistencia, que plantea el UBC para el caso de mampostería con todas las celdas rellenas de mortero (mampostería sólida), se especifica un valor más alto del módulo de ruptura; esto permite considerar que los muros con espesores delgados no se agrietarán si reciben cargas de servicio.

CAPÍTULO 6

COLUMNAS Y PILASTRAS DE MAMPOSTERÍA

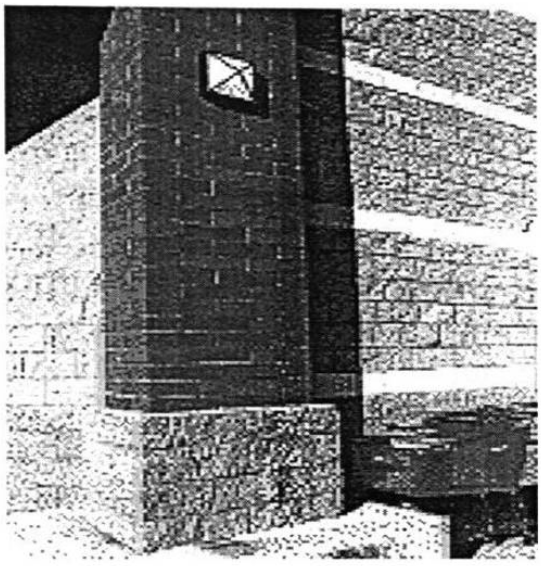
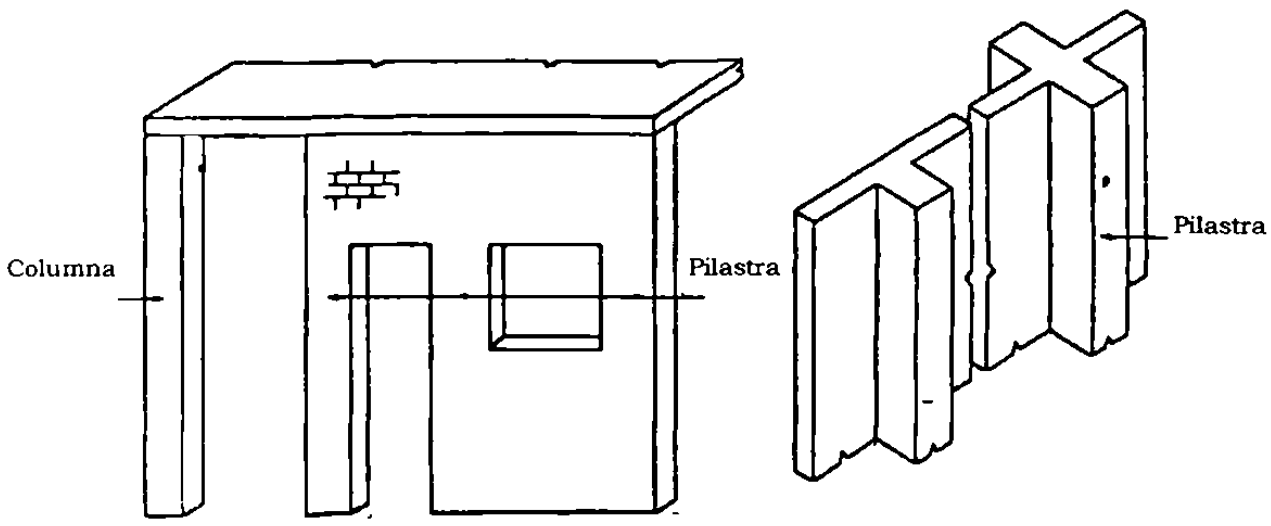


Fig. 6.1 Construcción de una columna de mampostería.

6.1 Introducción.

Una columna de mampostería es un elemento vertical en compresión, el cual, tiene una relación ancho-espesor (b/t) menor o igual que tres, y comúnmente se construye como un elemento de soporte aislado. Cuando este elemento se encuentra contenido en un

muro, se referieren a él como una pila, ver Fig. 6.2(a). La pila puede ser ensanchada, en dirección fuera del plano; esto con el fin de añadir resistencia y estabilidad al muro. Si la columna se construye de manera integrada con el muro, e interactúa con él para resistir las cargas laterales fuera del plano, recibe el nombre de pilastra. La pilastra contenida en un muro, puede ser proyectada hacia los dos lados del muro si así se prefiere; ver Fig. 6.2(b). La pilastra sirve para soportar la carga vertical concentrada y, a la vez, para rigidizar los muros contra el pandeo lateral. Adicionalmente, el muro puede estar contenido en un claro horizontal, entre pilastras, para soportar la carga lateral. En este caso, la pilastra deberá estar diseñada para el claro vertical y para soportar esas cargas, por flexión, en la dirección vertical.



a) Pilastras y columnas

b) Pilastras como parte del muro

Fig. 6.2 Columnas y pilastras.

Es importante notar que, debido a que las pilastras están por lo general definidas por una sección ensanchada del muro, constituyen una región rígida para la flexión fuera del plano. Debido a que la pilastra representa un cambio en la sección del muro, tiende a ocurrir agrietamiento debido a los movimientos por cambios de temperatura y por contenido de humedad, en la interfase con el muro, y dependiendo del espaciamiento entre pilastras, es común colocar juntas de control en la intersección de las pilastras, con el muro o cerca del mismo. Por lo general, se requieren algunos conectores, en toda la altura del muro, para transmitir el cortante fuera del plano del muro, hacia la pilastra.

La flexión en las columnas puede ocurrir alrededor de sus dos ejes principales, en cuyo caso, la columna deberá diseñarse para resistir la combinación de flexión biaxial y carga axial. Las columnas y las pilastras pueden estar reforzadas o no; pero debido a la vulnerabilidad de las columnas y su significado estructural, se recomienda la inclusión de refuerzo. Los Reglamentos *ACI 530/ASCE 5 /TMS 402* especifican que todas las columnas deberán estar reforzadas al menos con cuatro varillas, con un porcentaje mínimo de acero de 0.25% y un máximo del 4%. La mayoría de los reglamentos especifican límites mínimos que varían en un intervalo de 0.25% a 0.5%.

La Fig. 6.3 muestra algunos detalles típicos de refuerzo para pilastras y columnas de mampostería. Ambas pueden ser construidas utilizando block estándar, ladrillos, pilastras especiales o mediante unidades que forman huecos de chimeneas.

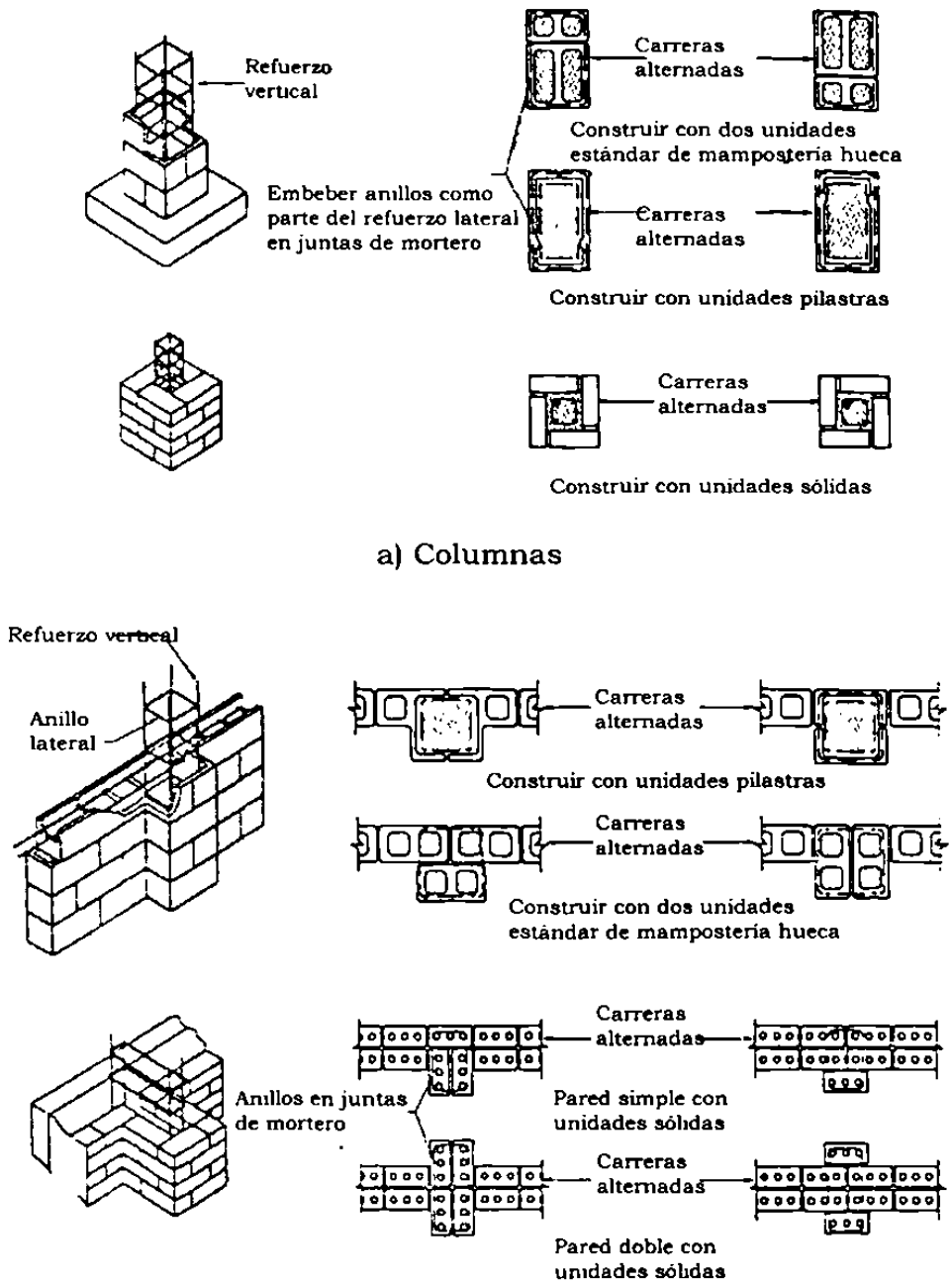


Fig. 6.3 Detalles de columnas y pilastras.

6.2 Comportamiento de las columnas de mampostería.

6.2.1 Introducción.

En comparación con el concreto reforzado, se han realizado relativamente muy pocos estudios que conduzcan a describir el comportamiento de las columnas de mampostería sujetos a la combinación de carga axial y flexión. Por lo tanto, se utilizan los estudios desarrollados para columnas de concreto reforzado, como punto de partida para el desarrollo de métodos racionales de análisis y diseño de columnas de mampostería.

6.2.2 Modos de falla y resistencia a la compresión.

Las investigaciones experimentales muestran que las columnas de mampostería pueden fallar en alguno de los tres modos siguientes:

- Corte vertical a través de la pared de la celda de la mampostería y aplastamiento del núcleo de mortero, condición característica de columnas sin refuerzo.

- Corte simultáneo de la celda de mampostería, aplastamiento del núcleo de mortero, y pandeo del refuerzo vertical entre estribos.

- De manera similar al segundo modo, pero con expulsión de los estribos laterales y pandeo del refuerzo vertical sobre dos o más hileras de block.

El modo de fallar es diferente para columnas reforzadas y para columnas simples, y según la posición del refuerzo vertical. La forma de embeber el refuerzo lateral (estribo) también influye en el modo de fallar y en la resistencia de la columna de mampostería.

Los trabajos experimentales en columnas de mampostería reforzada, cargadas concéntricamente, muestran que el comportamiento de la columna es, en esencia, elástico para cargas superiores al 75% de la carga última.

6.2.3 Efecto de esbeltez.

La esbeltez puede afectar la capacidad de la sección, ya sea como resultado del pandeo o debido a los momentos adicionales de flexión provocados por la deflexión del elemento (efecto P-Δ).

Para columnas esbeltas, los momentos secundarios que provocan los efectos P-Δ se pueden tomar en cuenta directamente, para la determinación de la capacidad de carga de la sección. La magnitud del momento secundario es una función del nivel de carga axial, en relación

con la carga critica de pandeo, la cuál depende del módulo de elasticidad, del momento de inercia, y de la altura efectiva de la columna. El Reglamento *CSA* ha adoptado un procedimiento de amplificación de momentos similar al empleado en el concreto reforzado, para calcular los efectos del momento secundario.

En los Reglamentos *ACI 530/ASCE 5/TMS 402*, los efectos de esbeltez han sido incluídos en el cálculo del esfuerzo permisible de compresión y en ellos se estipula una carga axial máxima basada en la ecuación de pandeo de *Euler*. Los efectos de esbeltez pueden expresarse como una función de kh/r. El valor k es un coeficiente que define la altura efectiva, dependiendo de las condiciones en los extremos, o de la forma del diagrama de momento, sobre la altura libre de la columna, h. El radio de giro de la sección transversal se define como $r = \sqrt{I/A}$. La Fig. 6.4 ilustra la capacidad de soportar carga axial de una columna; en función de su relación kh/r, expresándola mediante las relaciones de pandeo elástico e inelástico. Existen tres estados límites:

- Para valores bajos de kh/r (columnas cortas), la capacidad está limitada por la resistencia del material.

- Para valores altos de kh/r (columnas esbeltas), la falla o estabilidad de la columna está controlada por el pandeo elástico.

- Para valores intermedios de *kh/r*, el pandeo inelástico controla la capacidad de la columna.

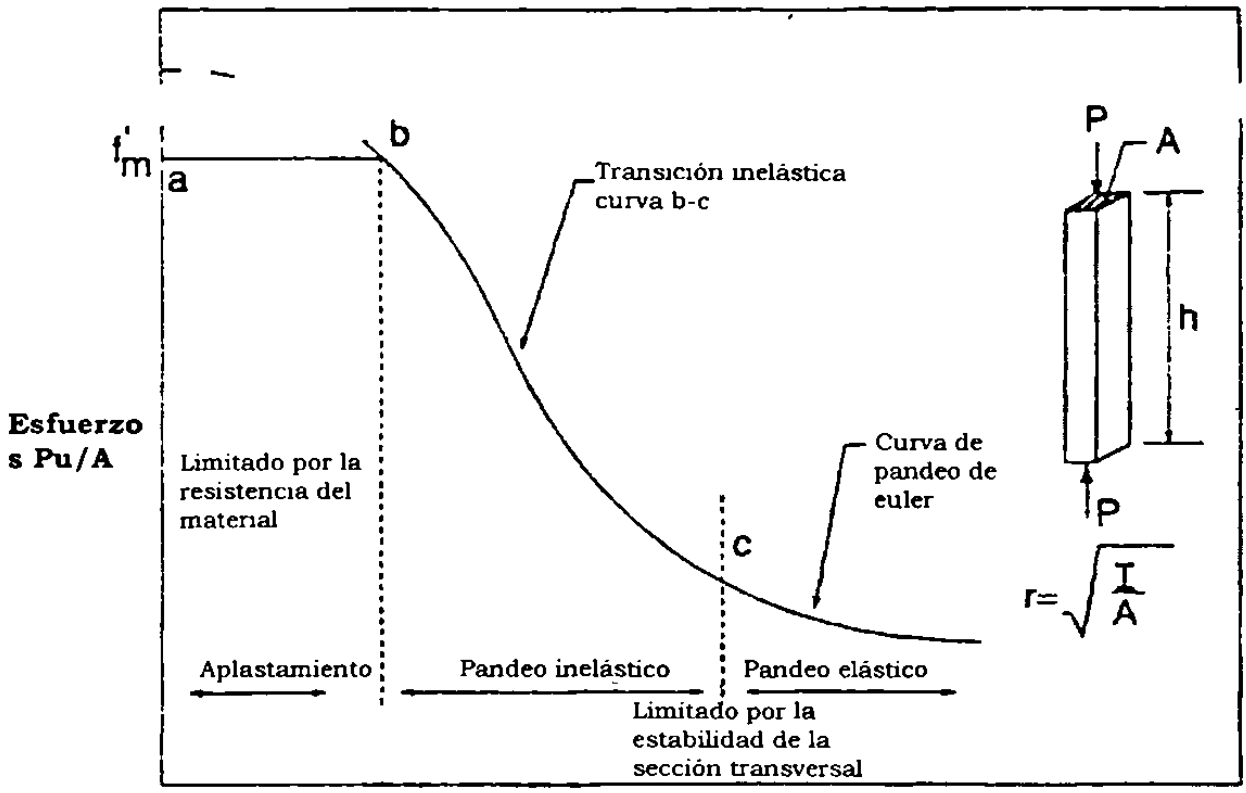


Fig. 6.4 Efecto de esbeltez sobre la capacidad a compresión de columnas de mampostería.

6.3 Diseño de columnas.

6.3.1 Consideraciones de diseño.

Las consideraciones de diseño, en columnas, dependen de un gran número de factores de restricción, de los que se hablará en seguida:

6.3.1.1 Excentricidad mínima.

Las columnas rara vez están sujetas a cargas axiales perfectamente concéntricas. Deben considerarse en el diseño las excentricidades, debidas a imperfecciones durante la construcción, tales como: la continuidad de la estructura, las cargas laterales, y las excentricidades donde se aplican las cargas axiales. Muchos de los reglamentos de mampostería establecen una excentricidad mínima de $0.1t$ alrededor de cada eje de la columna, donde t es la dimensión de un lado de la columna. Para mampostería sin refuerzo se definió un valor de excentricidad mínima de $0.05t$. En caso de existir una excentricidad real superior a la mínima, deberá de emplearse el valor de ésta.

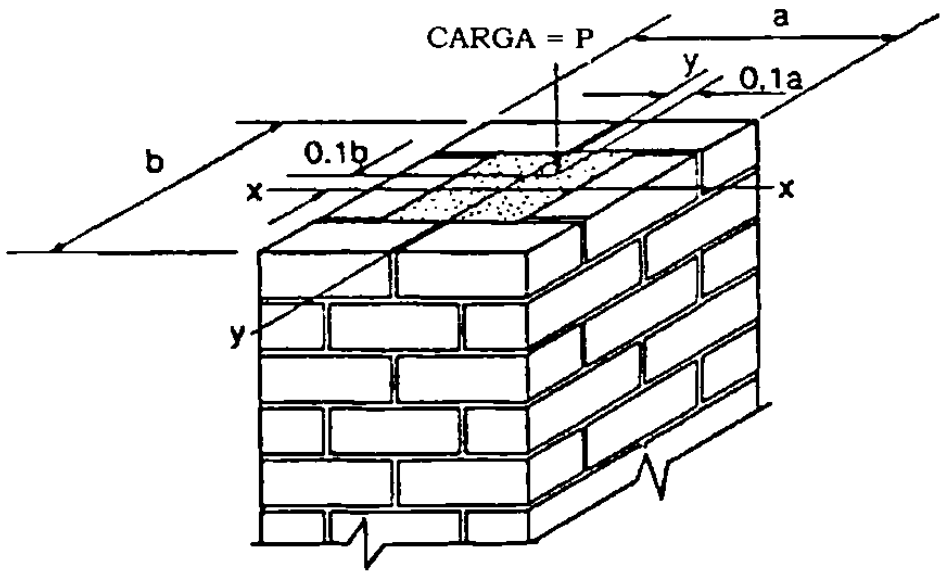


Fig. 6.5 Excentricidad mínima de diseño (*ACI 530, ASCE 5, TMS 402*).

6.3.1.2 Altura efectiva.

La altura efectiva de una columna se define como la distancia entre los puntos de inflexión. Debido a que la esbeltez tiene un marcado efecto sobre la capacidad de la columna, se vuelve muy importante la selección de la altura efectiva en el diseño. La altura efectiva depende de las restricciones en los extremos superior e inferior de la columna. La Fig. 6.6 muestra algunos valores de alturas efectivas recomendadas para varias condiciones de restricción, como están especificadas en los Reglamentos *ACI 530/ASCE 5/TMS 402*. En los casos donde controle la excentricidad mínima, o donde se tenga una duda concerniente a las restricciones de los extremos de las columnas, se recomienda usar una altura efectiva igual a la altura libre entre entrepisos.

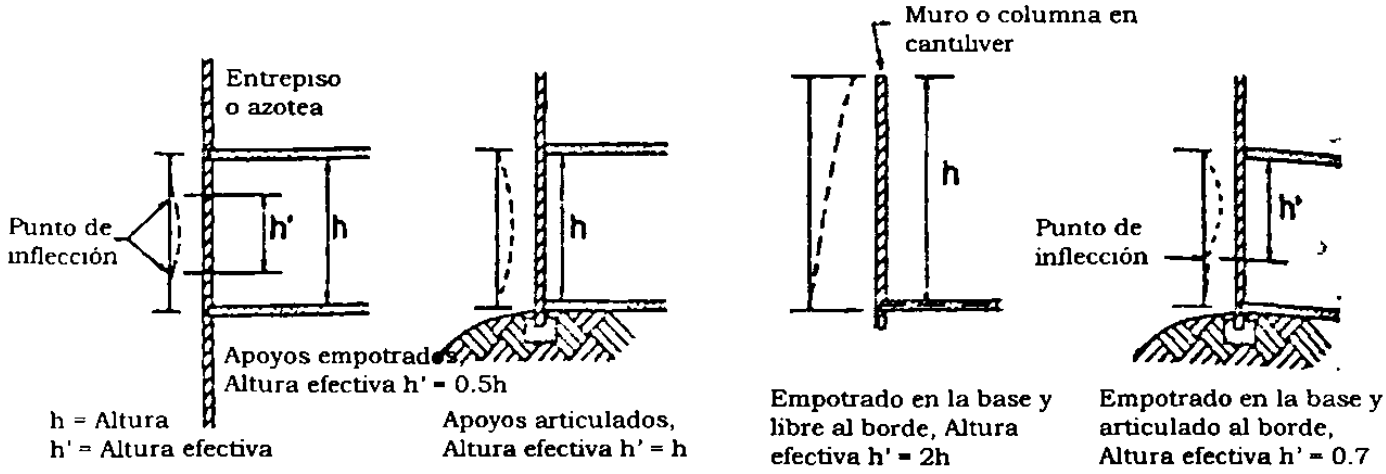


Fig. 6.6 Altura efectiva de columnas de mampostería.

6.3.1.3 Dimensión mínima.

Debido a la importancia estructural de las columnas y su vulnerabilidad como elementos aislados, la mayoría de los reglamentos especifican un espesor nominal de 8 pulg (20 cm) como mínimo, y en áreas de alta actividad sísmica, los Reglamentos *ACI 530/ASCE 5/TMS 402*, especifican una dimensión mínima de 12 pulg (30 cm).

6.3.1.4 Máxima relación h/t.

Algunos reglamentos establecen límites máximos en las relaciones de altura efectiva a mínimo espesor, h/t. Los Reglamentos *ACI 530/ASCE 5/ TMS 402* y *CSA* limitan este valor en 25, mientras que el Reglamento Australiano y Británico limitan esta relación h/t a un valor de 27.

6.3.1.5 Refuerzo.

Los Reglamentos *ACI 530/ ASCE 5 /TMS 402* especifican que todas las columnas de mampostería estén reforzadas con al menos 4 varillas, con un área entre 0.0025 y 0.04 veces el área de la sección transversal de la columna, y que deberán estar confinadas con anillos o estribos de al menos 6.3 mm de diámetro, espaciados a no más de 16 veces el diámetro de la varilla longitudinal, 48 veces el diámetro del anillo o estribo o la menor dimensión de la columna.

6.3.2 Diseño para carga axial y flexión.

En el diseño de columnas sujetas a carga axial y flexión existen básicamente dos casos; en función de la magnitud de la excentricidad virtual de la carga, la cual está definida por $e=M/P$. La división entre los dos casos es la excentricidad que produce un esfuerzo cero en la fibra extrema, la cual quedó definida por una distancia al núcleo

$$e_k = \frac{S}{A} \tag{6.1}$$

Donde

e_k = distancia al núcleo.

S = módulo de la sección en la dirección considerada para flexión.

A = área de la sección transversal de la columna.

Para una sección rectangular sólida, $e_k = t/6$

6.3.2.1 Caso 1: Sección en compresión pura ($e<e_k$).

En este caso, el refuerzo vertical puede despreciarse, y el área A y el módulo de sección S pueden calcularse para la sección de mampostería. El efecto del refuerzo puede incluirse por medio de la transformación del área del acero, $(n-1)A_s$, para posteriormente sumarla a la sección transversal, como se muestra en la Fig. 6.7(b), donde n es la relación

modular, $n = E_s/E_m$. Las correspondientes propiedades de la sección transformada, A_t y S_t, pueden ahora determinrse.

Para incorporar los diferentes valores de esfuerzos permisibles de compresión axial (F_a) y compresión por flexión (F_b), puede emplearse la ecuación unitaria

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1 \qquad (6.2)$$

Donde

$f_a = P/A$

$f_b = M/S$

Alternativamente, cuando se emplea la amplificación de momentos para tomar en cuenta los efectos de esbeltez, el esfuerzo de flexión se evalúa para incrementar el momento y $f_a + f_b$, que deberá ser menor que el esfuerzo de compresión permisible.

6.3.2.2 Caso 2: Sección agrietada ($e > e_k$).

Siempre se desprecia la resistencia de tensión de la mampostería, después de que ha ocurrido el agrietamiento, tal como ocurre en el caso del concreto reforzado. Una vez que ocurre el agrietamiento, existen tres subcategorías que describen el comportamiento de la mampostería. En las ecuaciones siguientes, F_s es el esfuerzo permisible del acero, y F_m es

el esfuerzo de compresión permisible en la mampostería sujeta a la acción combinada de carga axial y flexión. Cuando existen diferentes esfuerzos permisibles para la carga axial y para la de flexión, la ecuación unitaria (Ec. 6.2), puede utilizarse para definir el esfuerzo permisible de compresión en esa combinación de cargas, lo cual resulta en:

$$f_b = \left(1 - \frac{f_a}{F_a}\right) F_b$$

$$f_m = f_a + f_b$$

$$F_m = f_a + \left(1 - \frac{f_a}{F_a}\right) F_b \qquad (6.3)$$

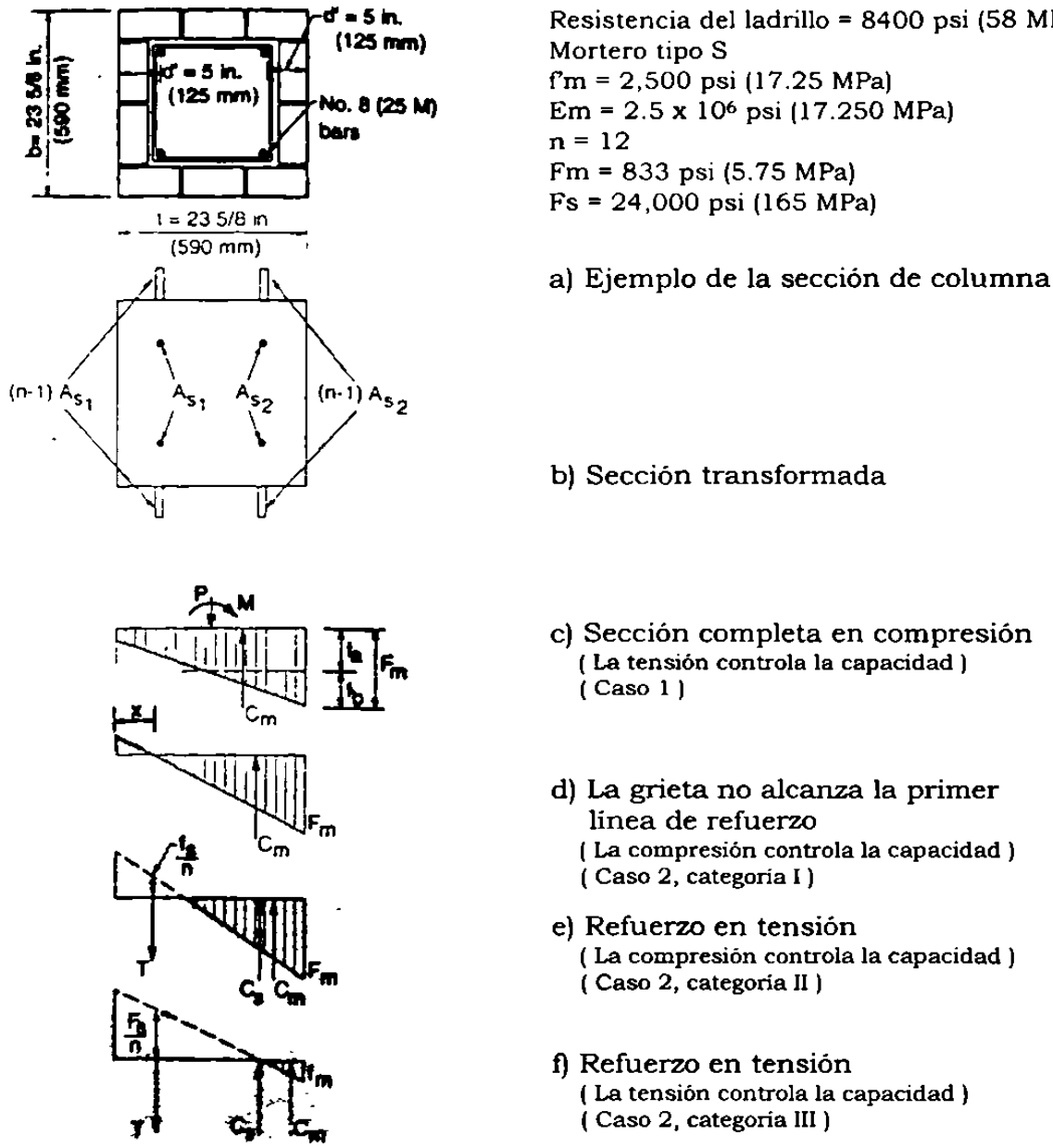


Fig. 6.7 Esquema simplificado de una columna afectada por la combinación de carga axial y flexión.

6.3.2.2.1 Categoría I. En este caso, la profundidad de la grieta x no alcanza al refuerzo$(x \leq d')$, como se muestra en la Fig. 6.7(d). Por equilibrio, la carga excéntrica aplicada debe coincidir con la resultante del esfuerzo de compresión, C_m. Si se desprecia la contribución del

refuerzo, la profundidad de la grieta para una sección sólida está dada por:

$$x = 3e - \frac{t}{2} \tag{6.4}$$

Entonces, por equilibrio de fuerzas, la máxima carga se obtiene como:

$$P = F_m A\left[\frac{3}{4}\left(1 - 2\frac{e}{t}\right)\right] \tag{6.5}$$

Esta ecuación se utilizó para dibujar el pequeño segmento del diagrama de interacción de la Fig. 6.8

6.3.2.2.2 Categoría II. En este caso, la grieta ha sobrepasado la primer cama de refuerzo que está en tensión, como se muestra en la Fig. 6.7(e). En este caso, las cargas de diseño permisibles se controlan por el esfuerzo de compresión permisible de la mampostería. Esta condición se describe en la siguiente relación de esfuerzos

$$\frac{f_s}{n} = \left(\frac{x - d'}{t - x}\right)F_m \leq \frac{F_s}{n} \tag{6.6}$$

La carga axial es igual a la suma de fuerzas internas:

$$P = C_m + C_s - T = \frac{F_m}{2}(t - x)b + (n-1)A_{s2}\left(\frac{t - x - d'}{t - x}\right)F_m - nA_{s1}\left(\frac{x - d'}{t - x}\right)F_m \tag{6.7}$$

Para el equilibrio de momentos alrededor del centroide de la sección transversal:

$$M = (C_s - T)\left(\frac{t}{2} - d'\right) + C_m\left(\frac{t}{6} + \frac{x}{3}\right) \tag{6.8}$$

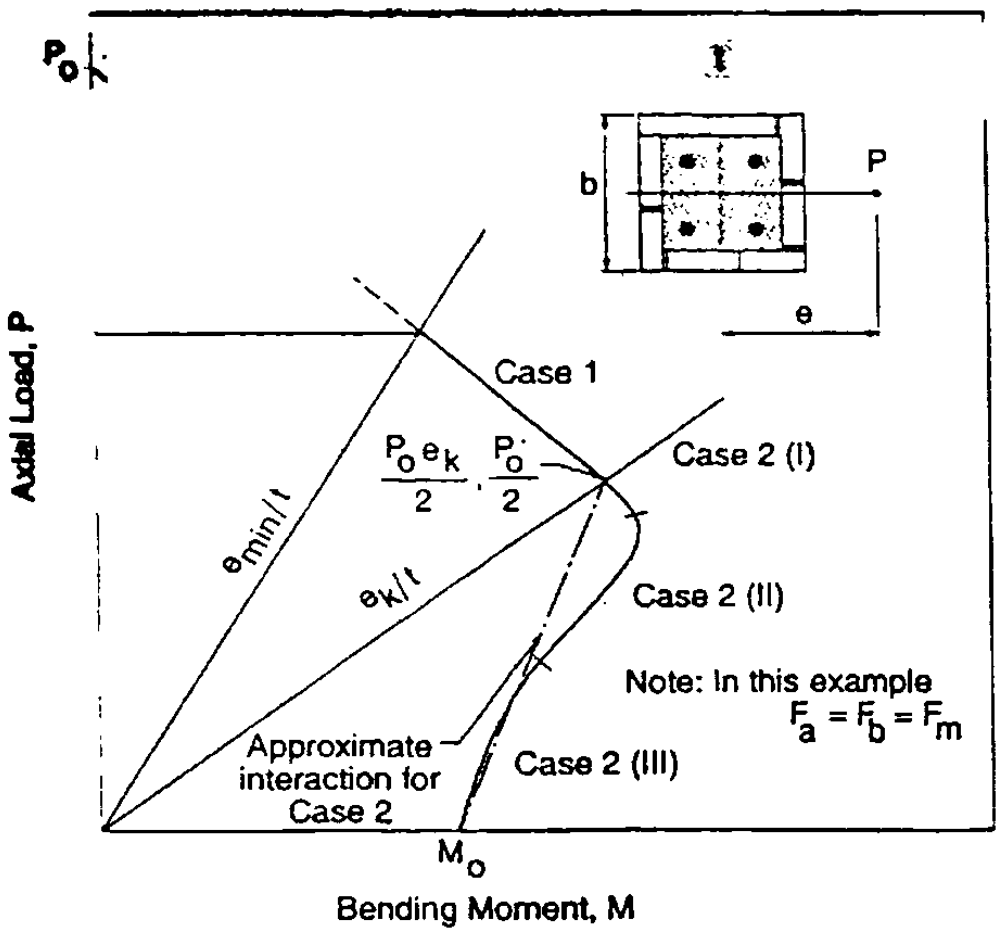


Fig. 6.8 Diagrama de interacción de columnas.

6.3.2.2.3 Categoría III. En este caso, la tensión en el acero alcanza su esfuerzo permisible y éste controla la máxima carga axial permisible, como se muestra en la Fig. 6.7(f), debe notarse que, excepto para bajos porcentajes de refuerzo, esta categoría puede no presentarse en algunas

columnas. Esta condición se describe por la siguiente relación de esfuerzos:

$$f_m = \frac{F_s}{n}\left(\frac{t-x}{x-d'}\right) \leq F_m \tag{6.9}$$

Por equilibrio de fuerzas:

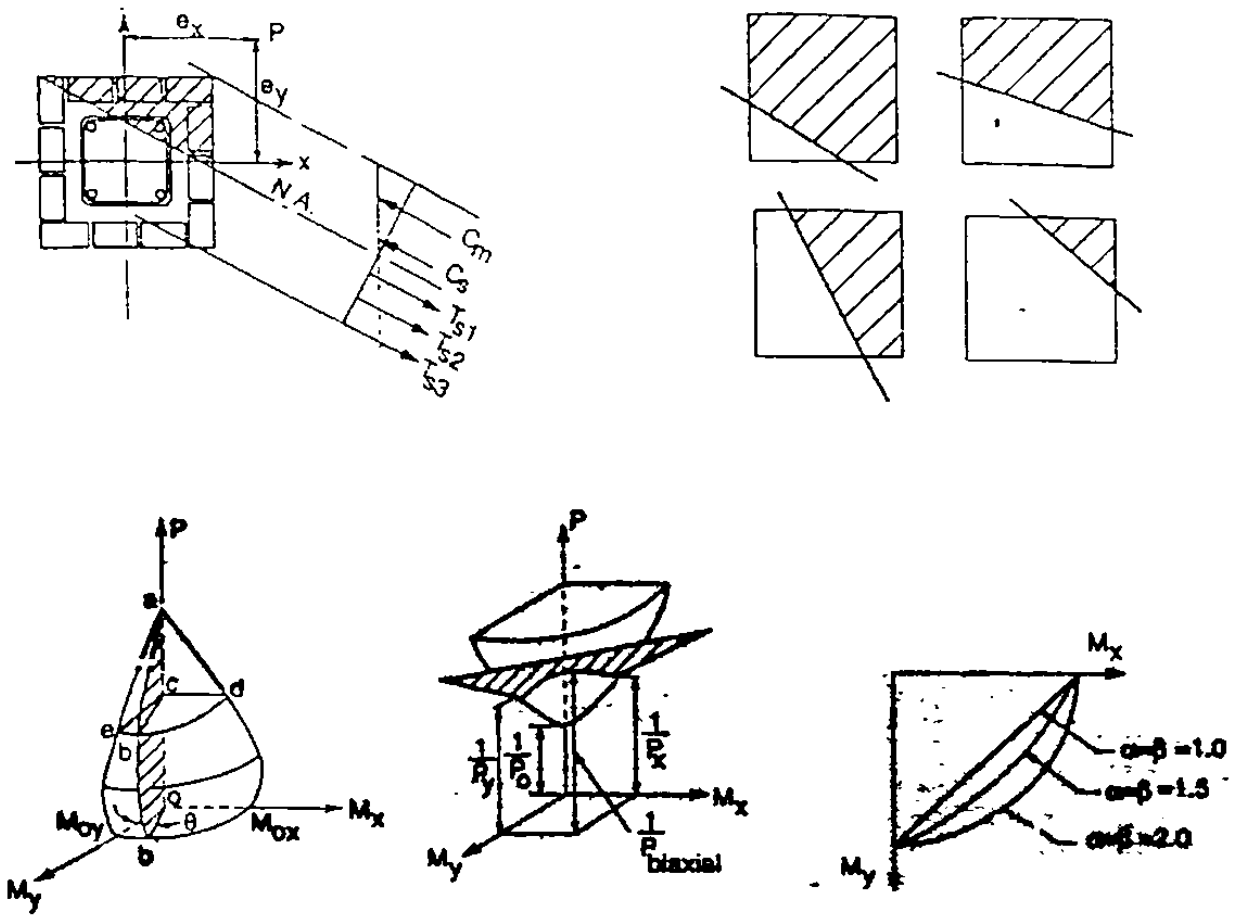
$$P = C_m + C_s - T = \frac{F_s}{n}\left(\frac{t-x}{x-d'}\right)\left(\frac{t-x}{2}\right)b + (n-1)A_{s2}\frac{F_s}{n}\left(\frac{t-x-d'}{t-d'}\right) - A_{s1}F_s \tag{6.10}$$

Por equilibrio de momentos, con respecto al centroide de la sección transversal:

$$M = (C_s - T)\left(\frac{t}{2} - d'\right) + C_m\left(\frac{t}{6} + \frac{x}{3}\right) \tag{6.11}$$

6.3.3 Flexión biaxial.

La flexión biaxial se produce a partir de la excentricidad de la carga vertical, alrededor de los dos ejes principales de la sección transversal de un elemento. Las columnas en las esquinas están por lo general sujetas a flexión biaxial. Los diagramas de interacción similares a los que se han desarrollado para columnas de concreto reforzado pueden utilizarse para columnas de mampostería sujetas a flexión biaxial.



Ref: Masonry Sstructures, Behavior and Design

Fig. 6.9 Análisis de columnas sujetas a flexión biaxial.

En la Fig. 6.9 se muestra una sección de la columna de mampostería sujeta a flexión biaxial. Las ecuaciones generadas por la compatibilidad de esfuerzos y equilibrio de fuerzas se pueden utilizar para el análisis de la sección. Bajo flexión biaxial, el eje neutro no es paralelo a ninguno de los ejes principales de la sección. Como se muestra en la Fig. 6.9(b), son posibles varias posiciones, y la solución por lo general requiere un procedimiento de ajuste por tanteos, para encontrar la profundidad y el ángulo de inclinación del eje neutro, que satisfaga el equilibrio de las fuerzas axiales y los momentos, con

respecto a los dos ejes principales de la sección. La capacidad sobre la totalidad del nível de combinaciones para una superficie de intersección, como se muestra en la Fig. 6.9(c), y para una relación ex/ey dada, puede establecerse una curva de interacción *ab*. Mediante la variación de estas relaciones, y expresándolas en términos del ángulo φ, se pueden obtener una serie de curvas de interacción similares a la que se obteniene de *ab*. Si se traza una sección horizontal *cde* a través de la superficie de intersección de una carga en particular, la línea *de* representa la combinación posible de momento máximo M_x y M_y, para esa carga axial dada.

Utilizando como guía los procedimientos de diseño de concreto reforzado, la carga axial permisible sobre una sección sometida a flexión biaxial, $P_{biaxial}$, se puede aproximar mediante un plano que pasa a través de los puntos $1/P_0$, $1/P_x$, y $1/P_y$ sobre un diagrama de interacción invertido, como se muestra en la Fig. 6.9(d), resultando en la siguiente ecuación:

$$\frac{1}{P_{biaxial}} = \frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_y} - \frac{1}{P_0} \tag{6.12}$$

Donde

P_x, P_y = cargas máximas de diseño permisibles para las dos excentricidades especificadas en las direcciones x e y para el caso de flexión uniaxial.

P_o = máxima carga de diseño permisible para excentricidad igual a cero.

En los casos con carga axial baja ($P<0.1P_0$), se recomienda utilizar el método del contorno de falla. Para el contorno de capacidades de momento mostrado en la Fig. 6.9(e) de un nivel de carga dado, como el de la sección *cde* en la Fig. 6.9(c), la curva puede aproximarse a través de la ecuación:

$$\left(\frac{P_{biaxial}e_x}{M_x}\right)^{\alpha}+\left(\frac{P_{biaxial}e_y}{M_y}\right)^{\beta}\leq 1.0 \qquad (6.13)$$

Donde

M_x, M_y = momento uniaxial permisible para la carga en consideración, cuando la flexión ocurre solamente en la dirección x o y, respectivamente, ver puntos d y e en Fig. 6.9(c).

e_x, e_y = excentricidades especificadas en las direcciones x e y respectivamente.

α, β = exponentes que afectan la ecuación (utilizando el valor de $\alpha=\beta=1.5$ se obtiene una aproximación razonable y conservadora).

Un procedimiento posterior involucra la interacción. Se estima un valor de $P_{biaxial}$ para el cual M_x y M_y se calculan o se encuentran a partir de los diagramas de interacción. Entonces, $P_{biaxial}$ se calcula a partir de la Ec. 6.13. Si este valor no resulta cercano al valor estimado de carga, se deberá realizar una nueva estimación, siguiendo el mismo procedimiento. La velocidad de convergencia se incrementa por la utilización de un nuevo valor estimado, entre el valor previamente estimado y el calculado con la ecuación de $P_{biaxial}$.

6.3.4 Consideraciones para el diseño sísmico.

Para columnas sujetas a una compresión axial alta y momentos de flexión por efecto de las cargas sísmicas, los reglamentos de construcción tienen requerimientos más estrictos para la separación y colocación de los estribos o anillos laterales. Los estribos actúan como un refuerzo por cortante, para prevenir una falla prematura de corte seguida de un flujo plástico de la columna. Los estribos, a la vez, deberán confinar las varillas verticales, mejorando la resistencia y ductilidad sobre la longitud de la columna y particularmente cerca de los extremos de la columna; además, se requiere un menor espaciamiento para lograr la ductilidad adecuada, cuando se presenta el flujo plástico. Se ha especificado un valor de espaciamiento máximo de 20 cm sobre toda la longitud de la columna, cuando la columna está

sometida a tensión o compresión axial, por razón de las fuerzas sísmicas.

Los Reglamentos *ACI 530/ASCE 5/TMS 402* especifican que la dimensión mínima de una columna de mampostería, en zonas de alta actividad sísmica, sea de 12 in (30 cm).

El Reglamento *UBC* estableció que para columnas de mampostería reforzada, evaluadas bajo esfuerzos de trabajo, la capacidad permisible está dada por las expresiones siguientes, que también son aplicables en zonas de poca actividad sísmica.

$$P_a = \left[0.25 f'_m A_e + 0.65 A_s F_{sc}\right]\left(1 - \left(\frac{h'}{140r}\right)^2\right) \text{ para relaciones } h'/t \leq 99$$

(6.14)

$$P_a = \left[0.25 f'_m A_e + 0.65 A_s F_{sc}\right]\left(1 - \left(\frac{70r}{h'}\right)^2\right) \text{ para relaciones } h'/t \geq 99$$

6.4 Diseño de pilastras.

6.4.1 Introducción.

Una pilastra es un elemento rigidizador, en un muro que está lateralmente soportado en el plano del muro. La dimensión crítica de

pandeo está en dirección perpendicular al muro. Una pilastra puede diseñarse como una columna con una sección de borde, como se muestra en la Fig. 6.10. Para pilastras construidas integralmente junto con el muro, el ancho efectivo del borde se toma normalmente igual a 6*t* hacia cada lado de la línea de centro de la pilastra, ver Fig. 6.10(b). Algunos reglamentos limitan este valor, en función de la altura de la pilastra. Para un muro que actúa como el borde de la pilastra, el espesor del muro debe ser suficiente para resistir la carga aplicada, y la interfase debe diseñarse para transferir el cortante en el plano del muro. Las juntas de control entre el muro y la pilastra evitan que el muro actúe como un borde continuo, pero se requieren algunos tipos de conexiones para asegurar la transferencia de las cargas fuera del plano, hacia la pilastra.

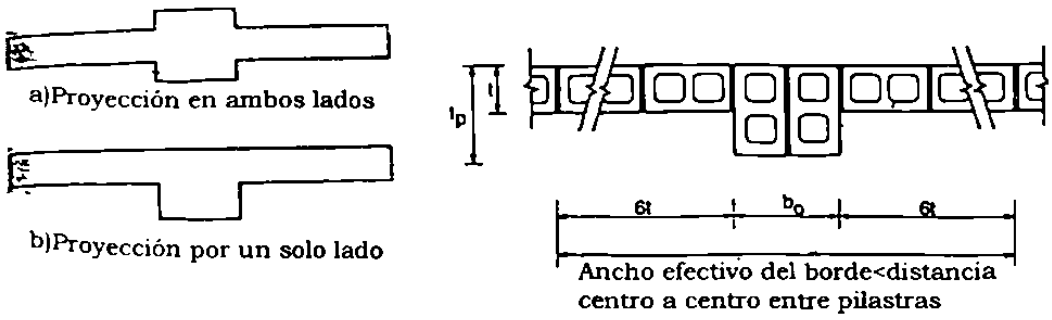


Fig. 6.10 Posibles arreglos de las pilastras.

6.4.2 Carga entre muros y pilastras.

6.4.2.1 Borde efectivo.

Para considerar al muro como parte del borde de la pilastra, los Reglamentos *ACI 530/ASCE 5/TMS 402* requieren que se cumplan los siguientes requisitos:

- El muro debe construirse en carrera continua.

- La conexión (en la interfase) deberá estar conforme a alguno de los siguiente requerimientos:

    1. Debe estar traslapado el 50% de las unidades de mampostería.
    2. Los muros deben construirse con unidades regulares de 20 cm de altura y los conectores metálicos deberán cumplir con los siguientes dimensionamientos:

        a) Tamaño mínimo: 6.3 mm x 38 mm x 700 mm de longitud, y debiendo incluir 50 mm de longitud con un doblez a 90° en los extremos en forma de U ó Z.

        b) Espaciamiento máximo de 1.2 m.

- Deberán proporcionarse cerramientos en la interfase de muros con una máxima separación de 1.20 m, centro a centro. Los cerramientos deberán estar reforzados, y el área del refuerzo

no debe ser menor que 210 mm^2/m de muro. El anclaje del refuerzo se deberá desarrollar hacia cada lado de la interfase.

6.4.2.2 Transferencia de cargas a la pilastra

Los muros de mampostería se diseñan, por lo general, para el claro horizontal entre pilastras, particularmente para el caso de muros no reforzados. En este tipo de muros, las pilastras están poco espaciadas; de manera que el muro sin refuerzo puede soportar la flexión simple en la dirección del claro horizontal. Toda la carga lateral se transfiere a la pilastra, la cual, a su vez, transmite su carga a los apoyos inferior y superior, por medio de la flexión vertical.

En otras circunstancias, cuando las pilastras están espaciadas a una mayor longitud, el muro de mampostería podrá considerarse soportado vertical y horizontalmente, con transmición de flexión en las dos direcciones. La transmición de la carga lateral, en las dos direcciones, está en función de las restricciones en los bordes extremos de los claros vertical y horizontal, con respecto al muro. Las curvas mostradas en la Fig. 6.11 proporcionan un método simplificado para la determinación de la carga lateral transferida a la pilastra *pl*, por unidad de longitud.

$$p_L = kpL \tag{6.15}$$

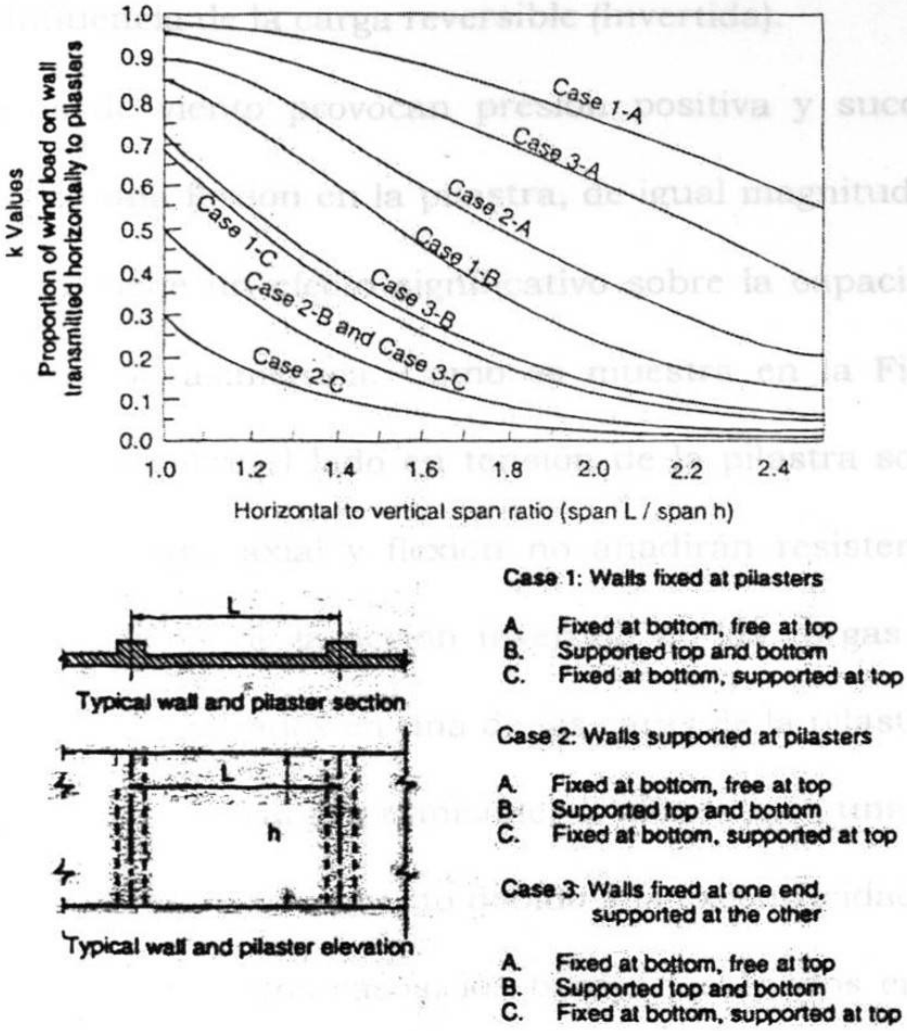
Donde:

k = coeficiente dado en la Fig. 6.11 para diferentes relaciones de aspecto y condiciones de apoyo en los extremos.

p = carga lateral de diseño.

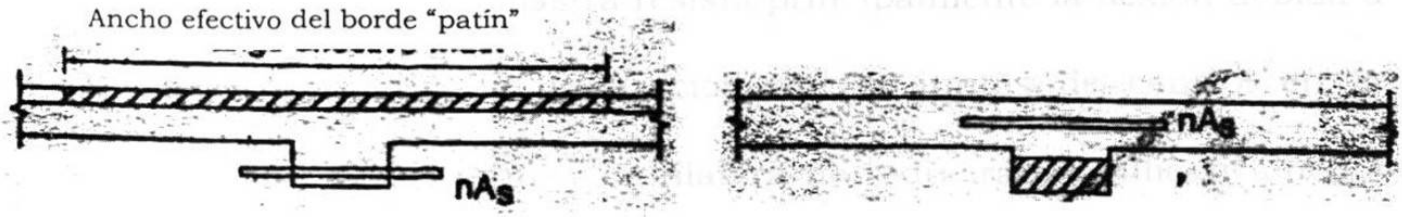
L = claro horizontal, centro a centro, entre pilastras.

El momento de flexión debido a la carga lateral, uniformemente distribuida sobre la pilastra, se considera por lo general como $p_L h^2/8$, localizándolo a media altura del muro, y suponiendo la condición de apoyos articulados en los extremos. Alternativamente, este momento de flexión puede localizarse en la base del muro, si esté es suficientemente resistente para ser considerado como empotrado. Las cargas de las vigas que soporta la pilastra causarán un momento adicional, debido a la excentricidad de la carga.



Ref: Masonry Structures, Behavior and Design

Fig. 6.11 Cálculo de la trasmisión de cargas a las pilastras.



a) Patín en compresión

b) Alma en compresión

Fig. 6.12 Cambio en la sección efectiva de la pilastra debido a la dirección de la carga después del agrietamiento.

6.4.2.3 Influencia de la carga reversible (Invertida).

Las cargas de viento provocan presión positiva y succión, dando como resultado una flexión en la pilastra, de igual magnitud hacia cada dirección. Esto tiene un efecto significativo sobre la capacidad de una pilastra de sección asimétrica. Como se muestra en la Fig. 6.12, los bordes agrietados sobre el lado en tensión de la pilastra sometida a la combinación de carga axial y flexión no añadirán resistencia alguna. Debido a la presencia de la acción invertida de las cargas de viento o sismo, los bordes localizados en una de las caras de la pilastra no tienen mucho efecto sobre la carga permisible, a menos que una carga axial alta en magnitud o que el momento debido a la excentricidad de la carga sean dominantes. En estos casos, los bordes localizados en la cara en compresión de la pilastra son más efectivos. Similarmente, los bordes proyectados hacia cada lado de la pilastra sólo tienen un efecto significativo cuando existen valores altos de fuerza axial de compresión. En los casos en que la pilastra resista principalmente la flexión debida a las cargas laterales, la localización de las juntas de control en la intersección entre el muro y la pilastra no reducirán significativamente la capacidad de la pilastra.

6.4.2.4 Esbeltez.

Los efectos de esbeltez en las pilastras pueden ser evaluados usando procedimientos similares a los de columnas, exceptuando todo lo concerniente a flexión biaxial. Para pilastras no reforzadas, los Reglamentos *ACI 530/ASCE 5/ TMS 402*, especifican un esfuerzo de compresión permisible, en función de la relación h/t, y limitan la capacidad de carga axial en un 25% de la carga crítica de pandeo, la cual está dada por la expresión:

$$P_e = \frac{\pi^2 E_m I}{h^2}\left(1 - 0.577\frac{e}{r}\right)^3 \qquad (6.16)$$

6.5 EJEMPLOS DE DISEÑO

6.5.1 Columnas de mampostería.

Ejemplo 6.1

Para la columna mostrada en la Fig. 6.7 se desarrollaron los diagramas de interacción de la Fig. 6.13, siguiendo el procedimiento descrito a partir de la sección 6.3.2. Para el desarrollo de estos diagramas se consideró un esfuerzo permisible de compresión, por carga axial y de flexión, $F_m = 1/3\, f'_m$.

a) Determinar la capacidad de la columna para una carga excéntrica.

b) Determinar la capacidad de la columna considerando flexión biaxial.

Construcción de diagramas, Fig. 6.13 (Ejemplo 6.1)

Caso 1($e<e_k$)

$P_o = F_m A_n = (833)((23.625(23.625))$= 464,931 lb

$$\frac{P_o}{f'_m bt} = \frac{464{,}931}{2{,}500(23.625)(23.625)} =$$

= 0.333 (Despreciando el refuerzo en compresión)

$$P_o = F_m A_t = (833)[\,An + [(n-1)A_{s1} + (n-1)A_{s2}]]$$

$$= (833)\left[(23.625)^2 + \left(\frac{29{,}928{,}000}{2{,}500{,}000} - 1\right)2(0.785) + (12-1)1.57\right]$$

$$\frac{P_o}{f'_m bt} = \frac{493{,}702.96}{2{,}500(23.625)(23.625)}$$

= 0.353 (Considerando refuerzo en compresión)

Caso 2($e>e_k$) Categoría I

$x \le d'$, $x = 5.0$ pulg

$$x = 3e - t/2,\ e = \frac{x + t/2}{3} = \frac{5 + (23.625/2)}{3} = 5.60 \text{ pulg}$$

$$P = F_m A_n\left(\frac{3}{4}\left(1-2\frac{e}{t}\right)\right) = 833(558.14)\left(0.75\left(1-2\frac{5.60}{23.625}\right)\right) = 183{,}389 \text{ lb}$$

$$\frac{P}{f'_m bt} = \frac{183{,}389}{2{,}500(23.625)^2} = 0.131$$

= <u>0.131 (Despreciando refuerzo en compresión)</u>

$$P = F_m A_t\left(\frac{3}{4}\left(1-2\frac{e}{t}\right)\right) = 833(592.68)\left(0.75\left(1-2\frac{5.60}{23.625}\right)\right) = 194{,}738 \text{ lb}$$

$$\frac{P}{f'_m bt} = \frac{194{,}738}{2{,}500(23.625)^2} = 0.139$$

= <u>0.139 (Considerando refuerzo en compresión)</u>

Caso 2($e>e_k$) Categoría II

$$\frac{f_s}{n} = \left(\frac{x-d'}{t-x}\right)F_m \leq \frac{F_s}{n}$$

$$\left(\frac{x-5}{23.625-x}\right)(833) = \frac{24{,}000}{12}$$

$$x = 18.153 \text{ pulg}$$

$$P = \frac{F_m}{2}(t-x)b + (n-1)A_{s2}\frac{(t-x-d')}{t-x}(F_m) - (n-1)As1\frac{x-d'}{t-x}(F_m)$$

$$P = \frac{833}{2}(23.625-18.153)23.625 + (12-1)(1.57)\frac{(23.625-18.153-5)}{23.625-18.153}(833) - (11)(1.57)\frac{13.153}{5.472}(8$$

$$P = 53{,}843 + 1{,}240 - 34{,}579 = 20{,}504.16 \text{ lb}$$

$$\frac{P}{f'_m bt} = \frac{20{,}504.16}{2{,}500(23.625)^2} = \underline{0.0147}$$

$$M = (C_s - T)\left(\frac{t}{2} - d'\right) + C_m\left(\frac{t}{6} + \frac{x}{3}\right)$$

$$M = (1{,}240 + 34{,}579)\left(\frac{23.625}{2} - 5\right) + 53{,}843\left(\frac{23.625}{6} + \frac{18.153}{3}\right)$$

M = 781,814 lb-pulg

$$\frac{M}{f'_m bt^2} = \frac{781{,}814}{2{,}500(23.625)^3} = \underline{0.0237}$$

Caso 2(e>e_k) Categoría III

$$f_m = \frac{F_s}{n}\left(\frac{t-x}{x-d'}\right) \le F_m$$

$$\frac{23.625 - x}{x - 5} = \frac{(833)(12)}{24{,}000}$$

$$-1.4165x = -2.0825 - 23.625$$

x = 18.148 pulg

$$P = \frac{F_s}{n}\left(\frac{t-x}{x-d'}\right)\frac{t-x}{2}b + (n-1)A_{S1}\frac{F_s}{n}\left(\frac{t-x-d'}{x-d'}\right) - A_{S1}F_s$$

$$P = \frac{24{,}000}{12}\left(\frac{23.625 - 18.148}{18.148 - 5}\right)\frac{23.625 - 18.148}{2}23.625$$

$$+(12-1)1.57\frac{24{,}000}{12}\left(\frac{23.625 - 18.148 - 5}{18.148 - 5}\right) - 1.57(24{,}000)$$

=53,901 + 1,222 – 37,680 = 17,443.09 lb

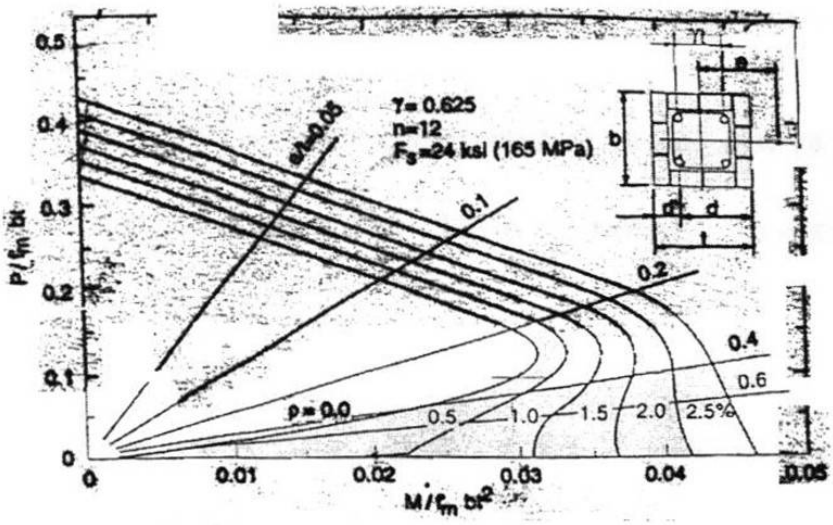
$$\frac{P}{f'_m bt} = \frac{17{,}443.09}{2{,}500(23.625)^2} = \underline{0.0125}$$

$$M = (C_s + T)\left(\frac{t}{2} - d'\right) + C_m\left(\frac{t}{6} + \frac{x}{3}\right)$$

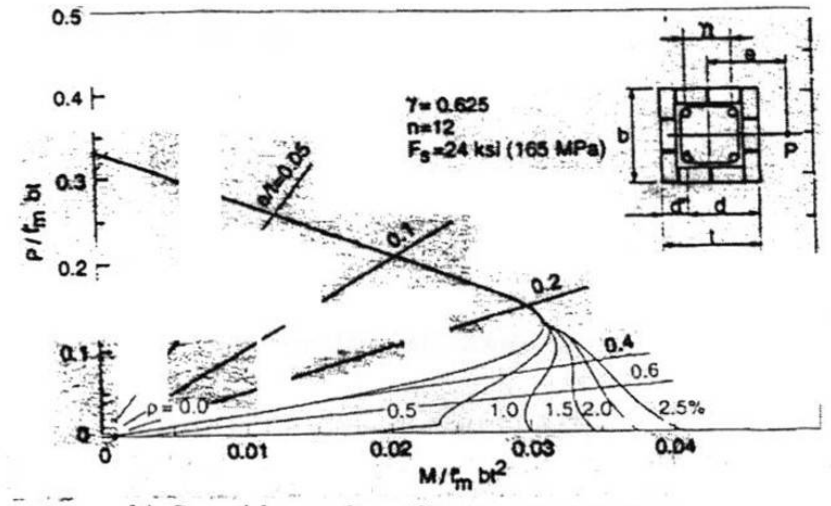
$$M = (1{,}222 + 17{,}443.09)\left(\frac{23.625}{2} - 5\right) + 53{,}901.09\left(\frac{23.625}{6} + \frac{18.148}{3}\right)$$

$$= 665{,}457.12 \text{ lb- pulg}$$

$$\frac{M}{f'_m bt^2} = \frac{665{,}457}{2{,}500(23.625)^3} = \underline{0.0201}$$



a) Ignorando refuerzo en compresión



b) Considerando refuerzo en compresión

Ref: Masonry Structures, Behavior and Design

Fig. 6.13 Diagramas de interacción para columnas de mampostería (Diseño por esfuerzos de trabajo).

Debe notarse que en los cálculos que ilustran el procedimiento llevado a cabo para la construcción de los diagramas de interacción se emplearon unidades en el sistema inglés, ya que el fin era tan sólo ejemplificar el procedimiento, y continuar con la solución del ejemplo.

Solución A:

A.1 Carga excéntrica. Para una excentricidad de 20 cm (*8 pulg*) en la dirección x, determinar la capacidad de la columna. Considerar una altura de 5.4 m (*17. 71 pies*).

A.2 De la Fig. 6.13, para una relación e/t = 0.34 y considerando refuerzo en compresión se tiene:

$$\rho = \frac{4(5.06)}{(60)(60)} = 0.0056 = \underline{56\ \%}$$

$$\frac{P}{f'_m bt} = 0.09$$

A.3 Por lo cual resulta una capacidad axial de

$$P_x = 0.09(17.25)(60)(60)(0.0001) = 0.5589 \text{ MN}$$

$$= \underline{558.9 \text{ kN}} \ (125.4 \ klb)$$

A.4 La capacidad a flexión se determina a partir de la expresión:

$\frac{P_e}{f'_m bt^2}$, o mediante el uso de la Fig. 6.13

$M_y = P_e = 558.9(0.20) =$ <u>111.60 kN-m</u> (*82.31 klb-pie*)

$$f_a = \frac{P_y}{A} = \frac{558.90}{(0.60)^2} = 1{,}552.5 \text{ kPa} = \underline{1.55 \text{ MPa}} \ (224.63 \ lb/pulg^2)$$

$$r = \frac{I}{A} = \frac{(60)^4/12}{(60)^2} = \underline{17.32 \text{ cm}} \ (6.81 \ pulg)$$

A.5 Revisión por efecto de esbeltez, mediante el enfoque de los Reglamentos *ACI 530/ASCE 5/TMS 402*

$$F_a = \frac{1}{4} f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right]$$

$$F_a = \frac{1}{4}(17.25)\left[1 - \left(\frac{5.40}{140(0.173)} \right)^2 \right] = \underline{4.09 \text{ MPa} > 1.55 \text{ MPa}}$$

A.6 El diseño resulta satisfactorio. De igual forma, si se emplea el enfoque de amplificación de momentos, la excentricidad puede amplificarse y la capacidad permisible puede determinarse para ese valor de excentricidad.

Solución B:

Considerando el ejemplo anterior, determinar la capacidad de la columna de mampostería, si existe una excentricidad adicional de 10 cm en la dirección "y".

B.1 Empleando el mismo procedimiento que antes, el valor de $\frac{P_o}{f'_m bt}$ correspondiente a e/t = 10/60 = 0.166 es 0.17, por lo cual

P_y = 0.17(17.25)(60)(60)(0.0001) = 1.0557 MN

= <u>1,056 kN</u> (*237 klb*)

M_y = 1,056(0.10) = <u>105.57 kN-m</u> (*77.86 klb-pie*)

B.2 El valor correspondiente a e/t = 0 es:

$$P_o = \frac{F_a}{3}\left(A_n + (n-1)A_s\right) = \frac{17.25}{3}\left((60)^2 + (12-1)2(5.06)\right)0.0001 = 2.134 \text{ MN}$$

= <u>2,134 kN</u> (*479 klb*)

B.3 De lo cual resulta la carga permisible:

$$\frac{1}{P_{biaxial}} = \frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_y} + \frac{1}{P_o} = \frac{1}{558.9} + \frac{1}{1{,}056} + \frac{1}{2{,}134} = 0.00320$$

$P_{biaxial}$ = <u>312 kN</u> (*70.11 klb*)

B.4 Solución alternativa:

Una vez determinada $P_{biaxial}$ = 312 kN, $P/f'_m bt$ = 0.071. El valor correspondiente de $P_e/f'_m bt^2$ = 0.031 para flexión uniaxial, de lo cual resulta:

$$M_x = M_y = 0.031 f'_m bt^2 = 0.031(17.25)(60)(60)^2(0.0001)(0.01) = 0.1155 \text{ MN-m}$$

= 115.50 kN-m (*85.19 klb-pie)*

Empleando la ecuación antes descrita

$$\left(\frac{P_{biaxial}e_y}{M_y}\right)^{1.5}+\left(\frac{P_{biaxial}e_x}{M_x}\right)^{1.5}=\left(\frac{0.10P_{biaxial}}{115.50}\right)^{1.5}+\left(\frac{0.20P_{biaxial}}{115.50}\right)^{1.5}=1.0$$

$P_{biaxial}$ = 385 kN (*86.51 klb*)

Conservadoramente, se puede considerar un valor de capacidad igual a 312 kN, ya que es muy cercano y significativamente menor al determinado de 385 kN. Para un cálculo más exacto, se deberá suponer otro valor de $P_{biaxial}$, determinar los valores correspondientes a los momentos M_x y M_y, y encontrar, sucesivamente, el valor de $P_{biaxial}$, hasta reducir la diferencia entre el valor supuesto y el calculado de $P_{biaxial}$.

Ejemplo 6.2

Determinar la máxima carga axial permisible sobre una columna de mampostería de ladrillo de 25 cm x 45 cm (*10 pulg x 18 pulg*), la cual está reforzada con cuatro varillas del No. 8. El esfuerzo permisible en el acero f_s = 110.4 MPa (*16,000 lb/pulg²*), y en la mampostería es f'_m = 10.35 MPa (*1,500 lb/pulg²*). Considerar una altura de la columna de 5.0 m (*16.40 pies*) e inspección conforme al Reglamento *UBC* durante su construcción.

Solución:

$$\frac{h}{t} = \frac{5}{0.25} = 20$$

$h = h' =$ 5.0 m (16.40 pies)

$$r = \frac{45(25)^3/12}{45(25)} = 7.21 \text{ cm } (2.84 \text{ pulg})$$

$f'_m = 10.35$ MPa (*1,500 lb/pulg²*)

$F_{sc} = 110.4$ MPa (*16,000 lb/pulg²)*

$A_{st} = 4(5.06) =$ 20.24 cm² (*3.13 pulg²*), total de refuerzo longitudinal

$A_s =$ 10.12 cm² (*1.57 pulg²*), refuerzo en tensión

$A_e =$ (25)(45) = 1,125 cm² (*174.37 pulg²*), área efectiva de mampostería

$$\rho_g = \frac{A_{st}}{A_e} = \frac{20.24}{1{,}125} = 0.01799$$

$$R = \left[1 - \left(\frac{h'}{140r}\right)^2\right] = \left[1 - \left(\frac{540}{140(7.21)}\right)^2\right] = 0.72$$

$$P_a = \left(\frac{1}{2}(0.25 f'_m A_e + 0.65 A_s F_{sc}\right)(R) = \left((0.50)\left(0.25(10.35)(0.1125) + 0.65(0.0010)(110.4)\right)\right)(0.72)$$

= 0.156 MN = <u>156 kN</u> (*35.05 lb/pulg²*)

En el ejemplo anterior se ilustró el procedimiento que detalla los cálculos necesarios para la construcción de diagramas de interacción de columnas de mampostería reforzada. Una vez hecho lo anterior, la capacidad de carga axial y momento uniaxial se determinan mediante los diagramas, considerando el refuerzo en compresión y la revisión por efecto de esbeltez. Para el caso de flexión biaxial, se empleó el método de contorno de carga; en la determinación de la capacidad de carga axial y de momentos (uniaxial o biaxial), se suiguieron procedimientos muy similares a los que se emplean para columnas de concreto reforzado. En el segundo ejemplo se determinó la capacidad de carga axial de una columna de mampostería reforzada mediante ecuaciones simplificadas, las cuales, en la mayoría de los casos, sólo incluyen una reducción por efecto de esbeltez o bien tienden a limitar los esfuerzos permisibles de los materiales en función de la inspección durante la construcción del elemento; tal es el caso del Reglamento del UBC, donde se reduce en un 50% el esfuerzo permisible de la mampostería en la ecuación, debido a que se establece que la menor dimensión de una columna es de 30 cm (Zona sísmica).

CAPÍTULO 7

CORTANTE EN MUROS DE MAMPOSTERÍA

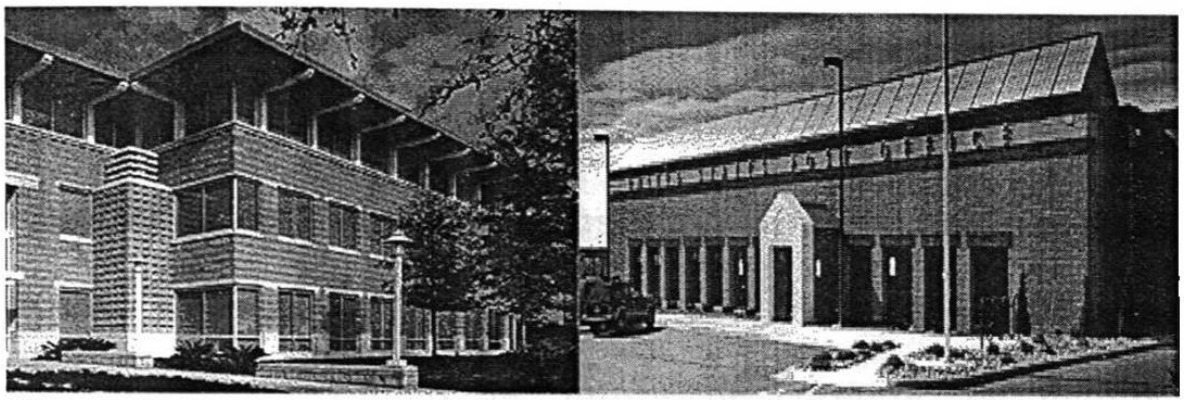


Fig. 7.1 Construcción de muros de mampostería sujetos a cortante.

7.1 Introducción.

En la mayoría de los edificios construidos con muros cargadores de mampostería, por lo general se tiene un arreglo de muros bastante uniforme, con espaciamientos entre muros que permiten soportar y trasmitir las cargas gravitacionales hacia la cimentación sin necesidad de utilizar marcos o columnas. Estos muros cargadores también actúan

como "muros de cortante", cuya función principal es la de resistir las cargas laterales de viento o sismo. En ocasiones es necesario incluir otros muros, con el fin de proveer una mayor resistencia a la carga lateral, en la dirección perpendicular, aún cuando estos muros no sean requeridos para soportar las cargas gravitacionales.

El arreglo de los "muros de cortante" normalmente tiene correspondencia con los dos ejes principales del edificio. En edificios de varios niveles, los entrepisos y la azotea de concreto actúan como un diafragma rígido, que distribuye las fuerzas cortantes a los muros de mampostería, en función de sus rigideces; las cuales, a su vez, dependen de las deformaciones por cortante y flexión. El comportamiento y diseño de "muros de cortante" de mampostería confinados con castillos, columnas y cadenas de cerramiento, no se contempla dentro del alcance de la presente tesis, dejando su estudio detallado como una futura línea de investigación, complementaría a la presente.

7.1.1 Tipos de arreglos para "muros de cortante".

Los "muros de cortante" construidos con mampostería pueden describirse en los siguientes términos: en función del tipo de unidad de mampostería (sólida o con celdas huecas, de ladrillo o block y de arcilla

o concreto), si el muro es o no cargador, si se incluye refuerzo o no, si está integrado por uno o varios niveles de entrepiso, si el muro es sólido o contiene huecos, si es de forma rectangular o con intersecciones de muros cortos en sus extremos (bordes), y por último, si se considera al muro en forma de cantiliver o agrupado. El comportamiento de un muro de cortante se ve afectado por la forma en que se seleccionan los muros de cortante en la planta del entrepiso, el tamaño y distribución de los huecos, y la presencia de "*elementos de frontera*" en los extremos del muro. Se consideran elementos de frontera a los muros cortos transversales, en esquinas o retornos (escuadras) y a las columnas. El comportamiento de los "muros de cortante" divididos por huecos y el de los muros considerados como "agrupados", es mucho más complicado que el de "muros sólidos", y debido a esto normalmente se incluye acero de refuerzo en ellos, siendo una práctica recomendada crear cantilivers individuales que soporten las franjas (secciones de muros) alrededor de los huecos, debido a que el comportamiento de estos muros, en cantiliver, es relativamente más fácil de predecir.

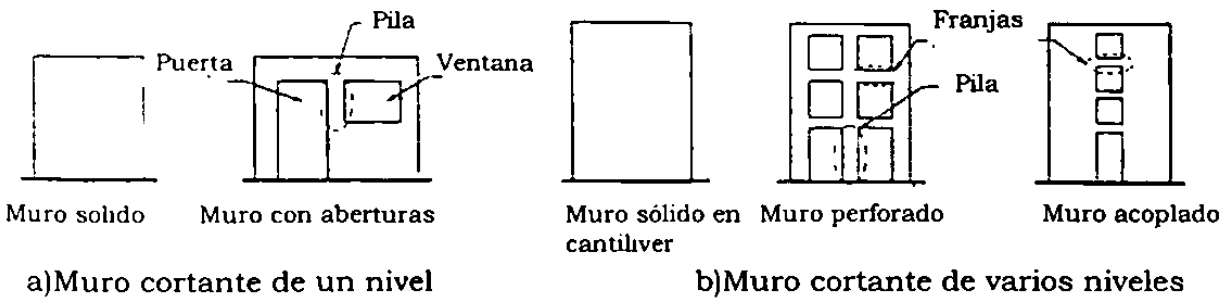


Fig. 7.2 Tipos de muros de cortante de mampostería.

Un muro que se considera de borde, se crea con la intersección de un muro principal con otros muros, o bien, mediante la adición de muros cortos de esquina en el extremo del muro. Este tipo de arreglo incrementa sustancialmente la capacidad de un muro para resistir momento y carga axial, pero la capacidad de resistir cortante resulta poco afectada relativamente.

La acción de diafragma rígido que brindan los sistemas de entrepiso y azotea permite que todos los muros seleccionados de una planta participen en la resistencia contra la carga lateral.

7.2 Comportamiento y modos de falla.

7.2.1 Introducción.

El modo de falla, para un muro de cortante de mampostería, depende principalmente de la combinación de cargas a las que está sometido, de las propiedades del material, y de la colocación del refuerzo en el mismo.

La mampostería estructural, por lo general, no suele presentar un comportamiento eficientes ante cargas sísmicas. Aunque la razón de la falta de confianza de los ingenieros estructuristas en este material se debe, en gran parte, a un comportamiento ineficiente de las estructuras de mampostería no reforzadas o deficientemente reforzadas, durante los

primeros años de este siglo, pero el comportamiento de las estructuras de mampostería reforzada en los temblores recientes ha sido menos que ejemplar.

Al evaluar el comportamiento de las estructuras de mampostería durante los temblores se puede presentar alguno de los siguientes modos de falla:

1. Fallas por cortante vertical en muros, debidas a la colocación incorrecta de la piezas y un refuerzo horizontal inadecuado.

2. Degradación estructural prematura, ante fuerzas cortantes elevadas.

3. Falla en la base de los muros, debida a la acción combinada de compresión por flexión y cortante.

4. Modificación de las fuerzas sísmicas por supuestos muros divisorios y tableros de relleno, considerados como no estructurales.

Las estructuras de mampostería con dimensiones "considerables" se pueden diseñar para tener un comportamiento adecuado ante temblores severos, siempre que se sigan cuidadosamente los requisitos de diseño y acomodo acucioso de elementos.

7.2.1.1 Comportamiento de los materiales constitutivos.

La mampostería reforzada consta de cuatro materiales independientes: unidades de ladrillo o concreto, mortero de relleno, mortero de liga y refuerzo, los cuales es necesario que actúen de forma combinada. El mecanismo de falla bajo compresión monoaxial, casi siempre se inicia con el agrietamiento vertical de tensión, en la unidad relativamente más resistente de mampostería de ladrillo o de concreto, en vez de un aplastamiento apreciable del mortero o lechada más débiles. La resistencia al alastamiento f'_m de la mampostería depende de diversas variables que son difíciles de medir, incluyendo la resistencia a tensión biaxial de la pieza de mampostería, y el grado de la no uniformidad del esfurzo normal. El mecanismo de falla de la mampostería por compresión influye enormemente en el comportamiento de los muros de cortante de mampostería sujetos a fuerza sísmica, en su plano. Cuando se requiere una gran ductilidad en los muros, se pueden colocar placas delgadas de confinamiento en las esquinas, resistentes a la corrosión, las cuales se colocan en el interior de las capas de mortero, dentro de las posibles zonas de aplastamiento, reduciendo así la expansión lateral del mortero. Las placas de confinamiento, cuando son consideradas en el diseño de muros, sólo necesitan prolongarse desde la fibra extrema en compresión, hasta la

posición de la fibra neutra última, y reforzar las juntas de mortero donde sea factible que ocurra el aplastamiento.

7.2.1.2 Filosofía del diseño.

Aún existe la tendencia, desafortunadamente incorporada en muchos reglamentos, de diseñar las estructuras de mampostería para que sean resistentes a los sismos, utilizando métodos de esfuerzos de trabajo, en la suposición de que ésta es una técnica "segura" de diseño, y de que la respuesta a la acción sísmica será elástica, para evitar el daño en un material del que se sabe que ha de exhibir una falla frágil. Está es una suposición engañosa, a menos que la estructura se diseñe para el verdadero nivel de fuerza que corresponde a la respuesta elástica, en vez de los niveles señalados en los reglamentos, que suponen una respuesta inelástica dúctil. Por lo general, las estructuras de mampostería son rígidas, y tienen periodos naturales cortos. Por consiguiente, las estructuras de mampostería que se diseñen con métodos de esfuerzos de trabajo, lejos de permanecer elásticas, requerirán una ductilidad considerable. Una desventaja adicional del diseño elástico consiste en que incita al diseñador a concentrar el refuerzo de flexión de los muros de cortante muy cerca de las esquinas. Como ocurre con otros materiales, y resulta más satisfactorio reconocer que ocurrirán deformaciones inelásticas ante sismos severos, por lo que el diseño

deberá hacerse de acuerdo con ello. Sin embargo, para fines de diseño sísmico, la influencia más importante del módulo de elasticidad es su efecto en la rigidez a la flexión y, por consiguiente, en el período natural de vibración. Al calcular el período natural, deberán incluirse los efectos de la deformación del suelo, ya que para las estructuras de mampostería típicamente rígidas y robustas, los desplazamientos elásticos que resultan de la deformación del suelo pueden ser varias veces nayores que los desplazamientos debidos a flexión. Los resultados de numerosas pruebas muestran que la resistencia de los muros de cortante de mampostería reforzada que fallan por flexión, se predice conservadoramente por la teoría de la resistencia última del concreto reforzado. Se ha demostrado que no existe ninguna ventaja importante, en términos de la capacidad última, al concentrar el acero en los extremos del muro o distribuirlo uniformemente a lo largo del mismo; sin embargo, el echo de distribuirlo uniformemente proporciona una mayor absorción de energía para niveles bajos de las acciones sísmicas.

7.2.2 Muros de cortante de mampostería sin refuerzo.

Las grietas de contracción, la adherencia suficiente entre el mortero y la unidad de mampostería en las cabeceras y la gran variabilidad de la mano de obra común en la construcción de la mampostería, hacen que

la capacidad para cortante de la mampostería no reforzada por cortante, sea difícil de predecir y altamente desconfiable.

Cuatro modos típicos de falla de muros de cortante de mampostería sin refuerzo sem ilustran en la Fig. 7.3.

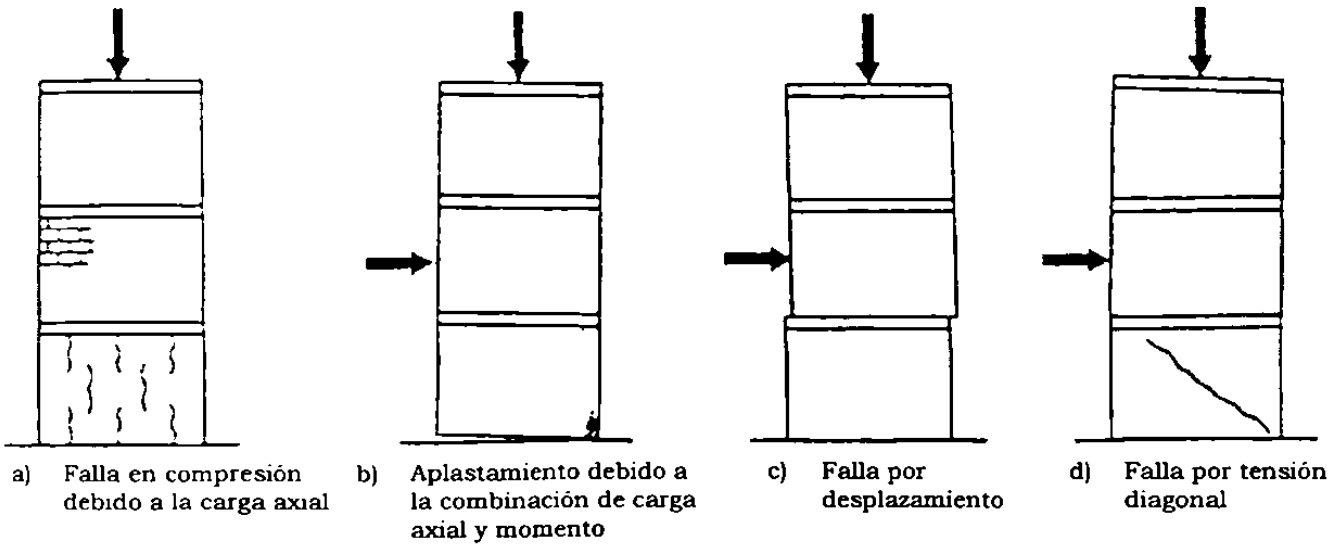


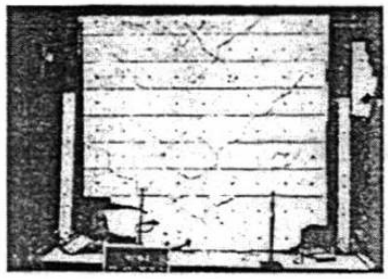
Fig. 7.3 Modos de falla en muros de cortante de mampostería sin refuerzo.

7.2.3 Muros de cortante de mampostería reforzada

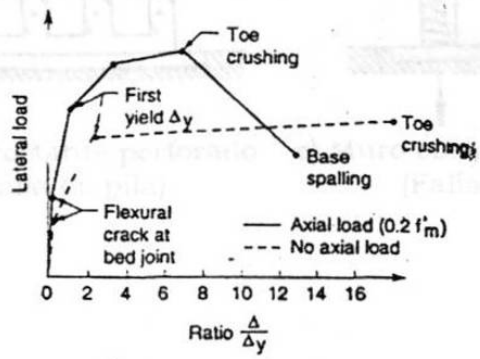
El diseño y acomodo detallado del acero de refuerzo en un muro de cortante de mampostería debe garantizar una ductilidad suficiente que permita la redistribución de la carga lateral y que, además, proporcione buenas características que ayuden a disipar la energía generada por las cargas sísmicas.

Bajo los efectos de la combinación de las cargas vertical y lateral, las características de resistencia y deformación dependen principalmente de la geometría del muro, el nivel de carga axial, y de la cantidad y distribución del acero de refuerzo, en las direcciones vertical y horizontal. Los dos principales modos de falla que se asocian con los muros de cortante son:

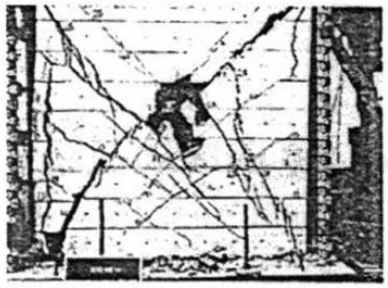
- Falla a flexión, caracterizada por el agrietamiento entre las juntas y cedencia del acero de refuerzo vertical.
- Falla por corte, caracterizada por la tensión diagonal y agrietamiento.



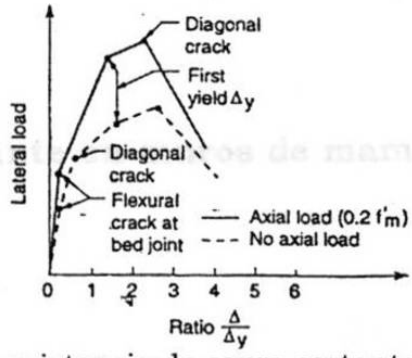
Modo de falla por flexión



a) Mecanismo de resistencia de carga flexionante



Modo de falla por cortante

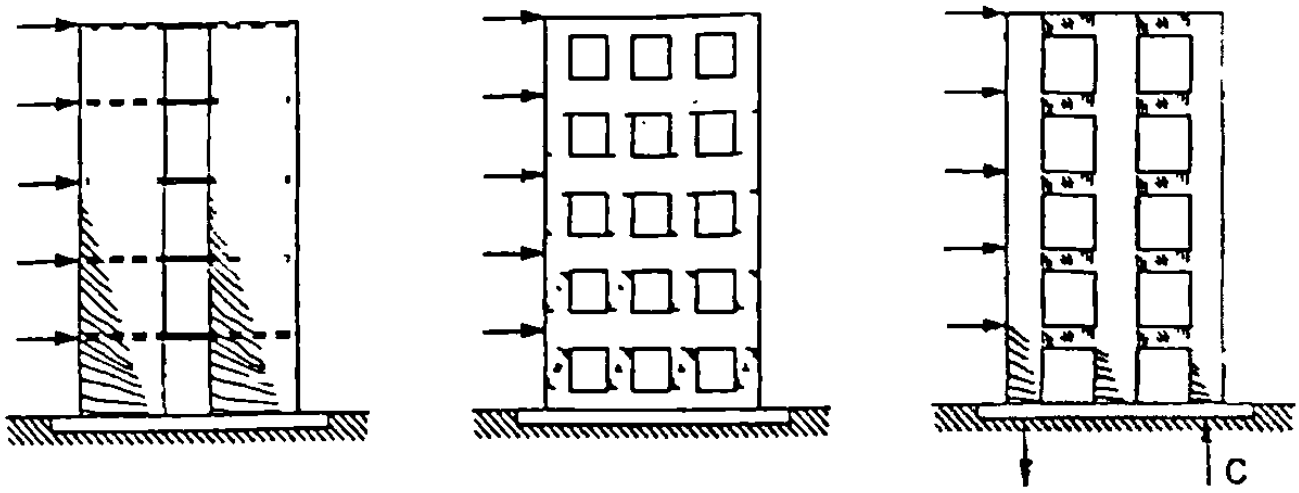


b) Mecanismo de resistencia de carga cortante

Ref: Masonry Structures, Behavior and Design

Fig. 7.4 Comportamiento de muros de cortante de mampostería reforzada.

Se ha podido observar que al tener elevados valores de carga axial de compresión, resulta un incremento en la capacidad para corte y en algunos casos se puede incrementar la capacidad para flexión, exceptuando cuando el esfuerzo de compresión controla el modo de



a) Muro en cantiliver (Respuesta dúctil) b) Muro cortante perforado (Falla de pila) c) Muro cortante perforado (Falla tipo timbre)

falla.

Fig.7.5 Respuesta de los muros de cortante de mampostería reforzada para carga sísmica, en edificios de varios niveles.

7.3 Distribución del cortante en muros de mampostería.

7.3.1 Cargas de gravedad.

El cálculo de cargas vivas y muertas debido a las fuerzas de gravedad se basa normalmente en considerar un área tributaria para cada muro.

En este sentido, la presencia de una fuerza axial de compresión puede prevenir que se desarrollen en la mampostería en la mampostería sin refuerzo los esfuerzos de tensión por flexión, o bien en el caso de mampostería reforzada, está puede reducir la cantidad de acero de refuerzo requerido a tensión.

7.3.2 Fuerzas laterales.

Los entrepisos de concreto en un edificio de varios niveles tienen una rigidez, en su plano, que es considerablemente más alta, comparada con la rigidez por flexión que un muro cortante de mampostería tiene, en la dirección de su plano. La acción de diafragma rígido de los entrepisos que conectan un muro de cortante en cantiliver asegura que la posición del muro, con respecto a otro, no cambiará como resultado de las cargas laterales, afectando con esto la forma de distribuir las fuerzas laterales de viento o sismo sobre los muros de cortante.

Como un ejemplo, la Fig.7.6 muestra la planta (desplante de muros) de un piso típico, en el cual, el arreglo de los muros de cortante es tal, que el centro de rigideces, *CR*, no coincide con la localización de la resultante de la fuerza horizontal, *CG*. De esta forma, las cargas laterales de viento o sismo, en la dirección Norte-Sur, producirán torsión, cuyo efecto deberá ser incluido en el análisis de la distribución

de la fuerza lateral entre los muros de cortante. Debido a que la rigidez en el plano es muy alta, la rigidez de flexión de los muros rectangulares, con respecto a su eje débil, (fuera del plano) puede ser despreciada al momento de distribuir las fuerzas laterales en esos elementos.

La localización del centro de rigideces de los muros de cortante en un nivel de entrepiso, en particular, puede determinarse mediante:

$$\bar{x} = \frac{\sum R_{yi} x_{ref,i}}{\sum R_{yi}}$$

$$\bar{y} = \frac{\sum R_{xi} y_{ref,i}}{\sum R_{xi}} \qquad (7.1)$$

Donde

R_{xi}, R_{yi} = rigidez de un muro cortante i para flexión, en las direcciones "x" e "y", respectivamente

$x_{ref,i}$, $y_{ref,i}$ = distancias en las direcciones "x" e "y", respectivamente desde un punto de referencia hasta el muro cortante i.

$\bar{x}, \bar{y}$ = distancia al centro de rigideces del edificio desde el punto de referencia.

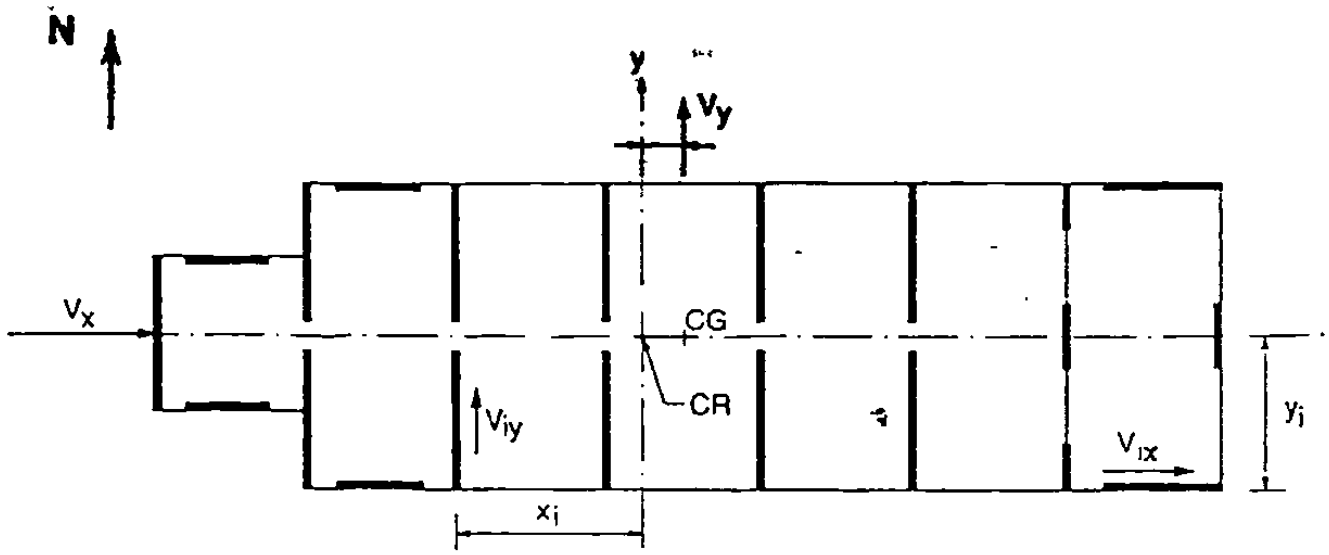


Fig. 7.6 Planta tipo de muros de cortante de mampostería en un edificio de varios niveles.

La rigidez R de un muro de cortante está en función de sus dimensiones, módulo de elasticidad E_m, módulo de rigidez G_m, y las condiciones de apoyo en sus extremos. Para un muro en cantiliver, sujeto a una carga horizontal V en la parte superior, como se muestra en la Fig. 7.7(a), la deflexión debida a la combinación de flexión y cortante está dada por:

$$\Delta_c = \frac{Vh^3}{3E_m I} + \frac{1.2Vh}{G_m A} \tag{7.2}$$

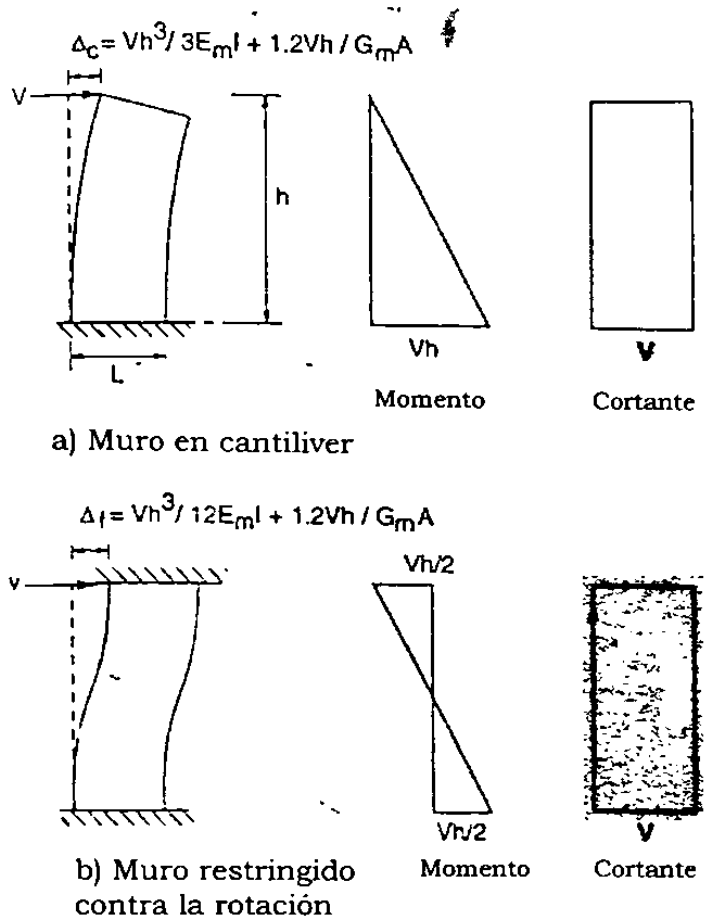


Fig. 7.7 Deflexión de muros de mampostería debido a las deformaciones por flexión y cortante.

Donde, en el último término, el factor 1.2 es un factor de forma para secciones rectangulares, y el área A corresponde a la longitud del muro, multiplicada por el espesor efectivo t. El espesor efectivo puede calcularse como el área mínima con mortero o concreto, de una sección del muro, dividida entre la longitud total del muro.

Para $G_m = 0.4E_m$, y considerando al muro rectangular con $A = Lt$, $I = (L^3t)/12$, la ecuación 7.2 puede simplificarse como:

$$\Delta_c = \frac{V}{Et}\left[4\left(\frac{h}{L}\right)^3 + 3\left(\frac{h}{L}\right)\right] \tag{7.3}$$

De forma similar, un muro con sus extremos restringidos contra la rotación, como se muestra en la Fig. 7.7(b), tiene una deflexión debida a la flexión y el cortante de:

$$\Delta_f = \frac{Vh^3}{12E_m I} + \frac{1.2Vh}{G_m A} \tag{7.4}$$

en la cual, para $G_m = 0.4E_m$, y considerando al muro de sección rectangular, la ecuación 7.4 se simplifica en

$$\Delta_f = \frac{V}{Et}\left[\left(\frac{h}{L}\right)^3 + 3\left(\frac{h}{L}\right)\right] \tag{7.5}$$

Como un indicador de la contribución relativa de la deformación por cortante, en la deformación total, se presentan algunos valores en la tabla 7.1, para muros rectangulares con variadas relaciones de aspecto h a L. Puede notarse que para muros en cantiliver con relaciones altas de h/L, la componente de la deformación por cortante es muy pequeña y puede ser ignorada en los cálculos de la rigidez del muro.

Tabla 7.1 Efecto de la relación de aspecto sobre la deflexión por cortante.

Relación de aspecto h/L	Porcentaje de deflexión debido al cortante	
	Muro en cantiliver	Muro con extremos empotrados
0.25	92	98
1	43	75
2	16	43
4	5	16
8	1	4.5

Ref: Reglamentos ACI 530/ASCE 5/TMS 402

La rigidez de un muro es inversamente proporcional a su deflexión; de esta forma, para el cálculo de las rigideces que son utilizadas a partir de la ecuación 7.1, se sigue que:

Para muros en cantiliver:

$$R_c = \frac{Et}{4\left(\frac{h}{L}\right)^3 + 3\left(\frac{h}{L}\right)} \tag{7.6}$$

Para muros con sus extremos empotrados:

$$R_f = \frac{Et}{\left(\frac{h}{L}\right)^3 + 3\left(\frac{h}{L}\right)} \tag{7.7}$$

Estas relaciones sólo son válidas cuando la carga lateral se concentra en la parte superior del muro; para cualquier otra condición de carga, se deberán aplicar consideraciones distintas. Cuando existen relaciones altas de h/L, el efecto de la deformación por cortante es muy pequeño y los cálculos de las rigideces del muro, basados solamente en la rigidez a la flexión, son bastante razonables; pero para valores intermedios de muros en cantiliver, con relaciones h/L variando entre 0.25 y 4, es muy importante incluir ambas componentes de deflexión en él calculo de las rigideces relativas.

Los muros de cortante que están unidos a entrepisos que no proporcionen uniones adecuadas, deberá considerarse que actúan como un cantiliver, desde su base. Tomado como referencia la Fig. 7.6, la distribución de toda la carga lateral (viento o sismo) en la dirección Norte-Sur, V_y, considerando a todos los muros en cantiliver, puede determinarse por medio de las expresiones siguientes:

$$V_{yi} = V_{yit} + V_{yir} \tag{7.8}$$

donde V_{yi} es el cortante que resiste el muro i, al aplicar una carga externa en la dirección y. El modo de traslación o cortante directo V_{yit} se calcula mediante:

$$V_{yit} = \frac{R_{yi}}{\Sigma R_{yi}} V_y \tag{7.9}$$

El modo de rotación o cortante torsional es calculado como:

$$V_{yir} = \frac{x_i R_{yi}}{\Sigma(x_i^2 R_{yi} + y_i^2 R_{xi})} e_x V_y \qquad (7.10)$$

En este caso, el centro de rigideces *CR* (punto matemático donde se concentran todas las rigideces de los muros), está a una distancia e_x, a partir de la localización de la resultante de la fuerza lateral, *CG*. Para este efecto torsional, es importante hacer notar que la acción del diafragma rígido de los entrepisos incorpora a todos los muros en la resistencia contra la torsión generada. Este mismo procedimiento se utiliza para calcular las fuerzas cortantes V_{xi}, debidas a la carga lateral en la dirección Este-Oeste.

7.3.2.1 Análisis por cargas laterales (R.D.F.).

El análisis para la determinación de los efectos de las cargas laterales debidas a sismo se hará con base en las rigideces relativas de los distintos muros. Éstas se determinarán tomando en cuanta las deformaciones de cortante y flexión, y se tomara la rigidez que los sistemas de piso y techo y la de los dinteles. Siempre será admisible considerar que la fuerza cortante que toma cada muro es proporcional a su área transversal, ignorando los efectos de torsión y momentos de volteo; empleando el método simplificado de diseño sismico especificado

en las Normas Tecnicas Complementarias de Diseño Sísmico, pero deberá cumplirse lo siguiente:

- En todos los niveles. Por lo menos el 75 por ciento de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí, mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán una distribución sensiblemnete simétrica, con respecto a los ejes ortogonales, o en su defecto, el edificio tendrá, en cada nivel, por lo menos dos muros perimetrales de carga; sensiblemente paralelos entre sí, ligados por los sitemas de piso antes citados, en una longitud no menor que la mitad de la dimensión del edificio, en la dirección de dichos muros.

- La relación entre la longitud y el ancho de la planta del edificio no excederá de 2.0; a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes, cuya relación de longitud a ancho satisfaga esta restricción y cada tramo se revise en forma independiente en su resistencia a los efectos sísmicos.

- La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio será menor que 1.5 y la altura del edificio no mayor que 13 metros.