

CAPÍTULO 8 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Artículo 22. DEFINICIONES

Para los propósitos de esta Norma se utilizará las siguientes definiciones:

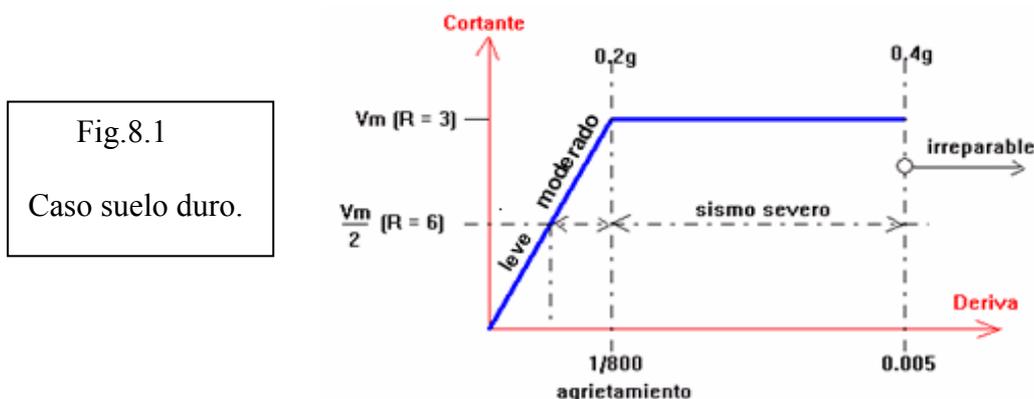
- a) **SISMO SEVERO.** Es aquél proporcionado por la NTE E.30 Diseño Sismorresistente, empleando un coeficiente de reducción de la sollicitación sísmica $R = 3$.
- b) **SISMO MODERADO.** Es aquél que proporciona fuerzas de inercia equivalente a la mitad de los valores producidos por el “sismo severo”.

Comentario

El “sismo moderado” o de servicio, es aquél que no origina el agrietamiento diagonal de los muros portantes hechos de albañilería. El hecho de suponer que este sismo origina fuerzas de inercia iguales a la mitad del “sismo severo” (“V” en la Norma E.030), equivale a emplear $R = 6$ en un análisis elástico cuando la estructura está sometida al “sismo moderado”.

Para efectos de esta Norma, en una edificación de albañilería ubicada sobre suelo duro en la zona sísmica 3, por ejemplo, se ha considerado que el límite entre el sismo moderado y el severo corresponde a un sismo con aceleración máxima igual a $0.2g$, luego la severidad de este u otro sismo puede incrementarse hasta alcanzar una aceleración máxima de $0.4g$ (Norma E.030), en esta etapa (Fig.8.1) la estructura incurre en el rango inelástico alcanzando derivas de hasta 0.005 en los entrepisos, que corresponde al límite de reparación de la albañilería.

Para el caso de suelos de menor calidad, las aceleraciones indicadas se multiplican por el factor “S” especificado en la Norma E.030.



Artículo 23. CONSIDERACIONES GENERALES

23.1 La Norma establece que el diseño de los muros cubra todo su rango de comportamiento, desde la etapa elástica hasta su probable incursión en el rango inelástico, proveyendo suficiente ductilidad y control de la degradación de resistencia y rigidez. El diseño es por el método de resistencia, con criterios de desempeño. El diseño está orientado, en consecuencia, a

proteger a la estructura contra daños ante eventos sísmicos frecuentes (sismo moderado) y a proveer la necesaria resistencia para soportar el sismo severo, conduciendo el tipo de falla y limitando la degradación de resistencia y rigidez con el propósito de limitar el nivel de daños en los muros, de manera que éstos sean económicamente reparables mediante procedimientos sencillos.

Comentario

Los objetivos de la Norma E.070 (Fig.8.1) son fundamentalmente dos: 1) que ante la acción de sismos moderados la estructura se comporte en el rango elástico; y, 2) que ante la acción de sismos severos la estructura quede en estado económicamente reparable.

Estos objetivos se logran bajo dos condiciones: 1) diseñando a los elementos de refuerzo de tal modo que puedan soportar la carga que inició la falla de los muros (V_m), para que no exista degradación de resistencia durante el sismo severo; y, 2) proveyendo la suficiente resistencia y rigidez al edificio, a través de los muros ($\Sigma V_m = V$), de tal forma que permitan que la estructura se comporte elásticamente ante los sismos moderados, y sin sobrepasar su límite de reparación (fijado en una deriva de 0.005) cuando actúa el sismo severo.

La deriva máxima de 0.005 (desplazamiento inelástico dividido entre la altura del piso), proviene de múltiples experimentos hechos con ladrillos y bloques nacionales.

23.2 Para los propósitos de esta Norma, se establece los siguientes considerandos:

- a) El “sismo moderado” no debe producir la fisuración de ningún muro portante.
- b) Los elementos de acoplamiento entre muros deben funcionar como una primera línea de resistencia sísmica, disipando energía antes de que fallen los muros de albañilería, por lo que esos elementos deberán conducirse hacia una falla dúctil por flexión.

Comentario 23.2.b

Para cumplir con el propósito indicado en 23.2.b, es necesario diseñar a las vigas de acoplamiento (dinteles, Fig.8.2) ante los esfuerzos producidos por el “sismo moderado”, amplificados por 1,25 (menor a 2, que es la relación entre las fuerzas del sismo severo y moderado), para que los muros aún permanecen en el rango elástico.

Para esto, con los momentos flectores producidos por las cargas verticales y sísmicas en la viga dintel, es posible obtener su refuerzo longitudinal, con el cual se determina los momentos plásticos (M_p en la Fig.8.2) en los extremos del dintel. Luego, por equilibrio, se calcula la fuerza cortante (V) asociada al mecanismo de falla por flexión, para finalmente diseñar los estribos; de esta manera se garantizará una falla dúctil por flexión en estas vigas.

El hecho de diseñar a las vigas de acople para un sismo inferior al severo, no quiere decir que estas vigas vayan a colapsar durante el sismo severo, por la sobre resistencia que ellas tienen (factor $\phi = 0.9$, endurecimiento del refuerzo $f_m/f_y = 1.5$) y porque los muros antes de agrietarse, controlan los giros por flexión de las vigas de acople, al igual que la losa de techo.

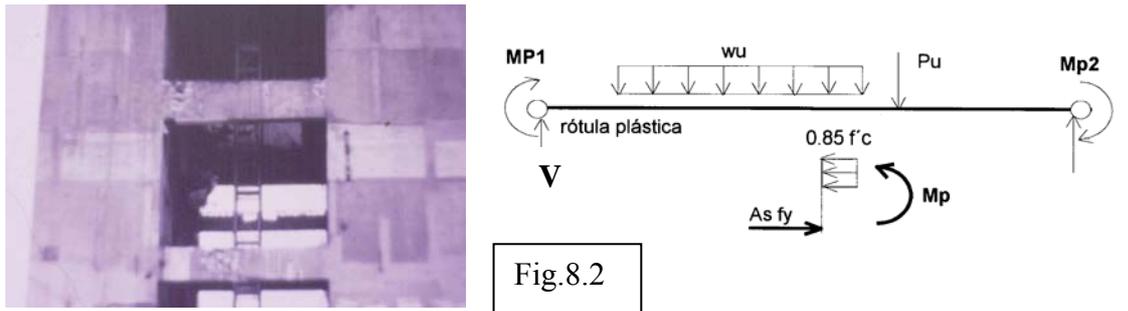


Fig.8.2

- c) El límite máximo de la distorsión angular ante la acción del “sismo severo” se fija en 1/200, para permitir que el muro sea reparable pasado el evento sísmico.

Comentario 23.2.c

Experimentalmente ha podido observarse que cuando se aplica a los muros distorsiones angulares mayores que 0.005 (1/200), se pierde la última línea resistente de los muros (armados o confinado), que por lo general son los talones. Una vez que se trituran los talones (Fig.8.3), el refuerzo vertical padece y la resistencia sísmica degrada notablemente.



Fig.8.3

Talón triturado de un muro confinado (izquierda) y de un muro armado (derecha).

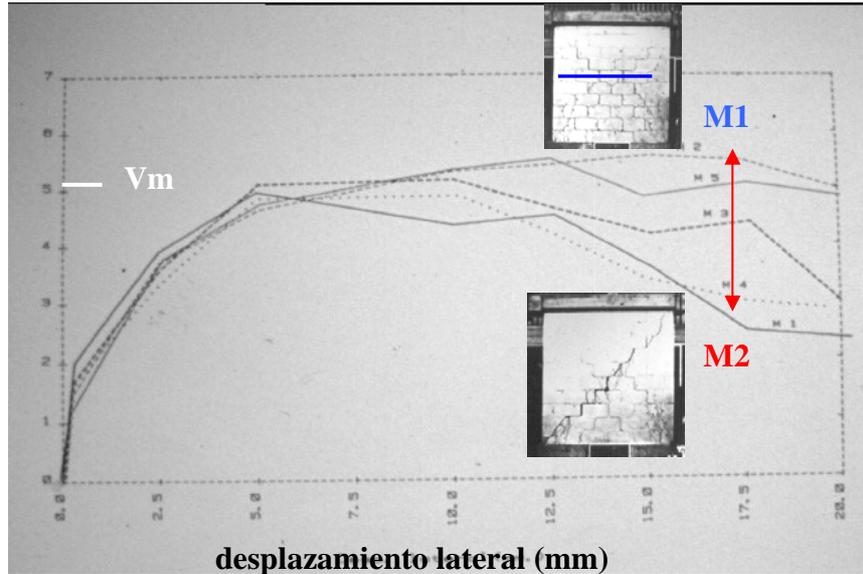


- d) Los muros deben ser diseñados por capacidad de tal modo que puedan soportar la carga asociada a su incursión inelástica, y que proporcionen al edificio una resistencia a corte mayor o igual que la carga producida por el “sismo severo”.

Comentario 23.2.d

La intención de esta especificación es tratar de mantener constante la resistencia global del edificio durante el sismo severo. Cabe destacar que en una falla por corte de un muro que compone al edificio, la resistencia la proporciona la albañilería (Fig.8.4), mientras que el refuerzo horizontal y los confinamientos proporcionan mayormente ductilidad al evitar el deterioro de la albañilería cerrando las grietas. Por ello, si en ese muro se obtuviese una fuerza cortante ante sismo severo mayor que su resistencia al agrietamiento diagonal (V_m), la diferencia deberá ser tomada por otros muros paralelos (redistribución de cortantes).

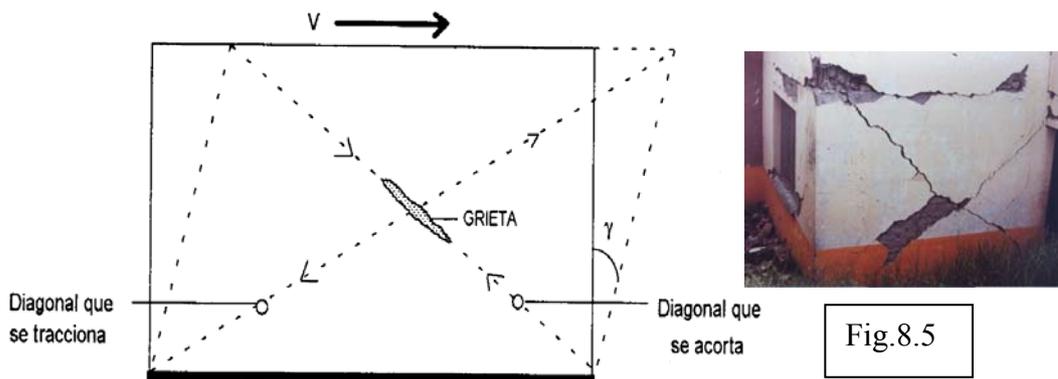
Fig.8.4
 Falla por corte en dos muros de albañilería armada. “M1” tiene refuerzo horizontal (0.1%), mientras que “M2” carece de este refuerzo. Ambos muros tienen la misma resistencia al agrietamiento diagonal (V_m).



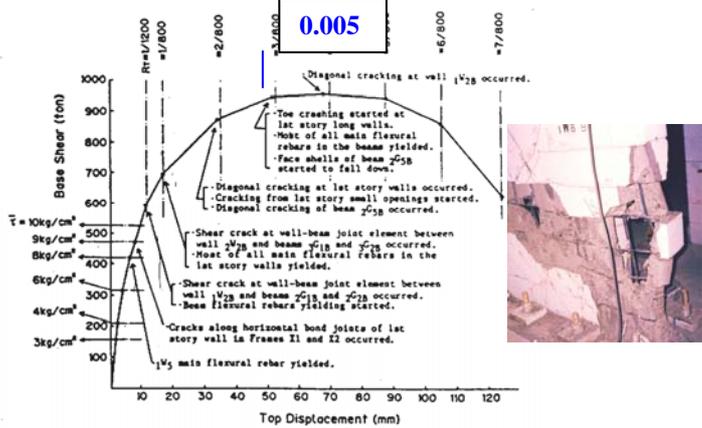
- e) Se asume que la forma de falla de los muros confinados ante la acción del “sismo severo” será por corte, independientemente de su esbeltez.

Comentario 23.2.e

No se tiene conocimiento a nivel mundial de muros confinados que hayan fallado por flexión. La razón principal de esta forma de falla podría deberse a que en estos muros predomina la deformación por corte en los primeros pisos (Fig.8.5), por la poca esbeltez que tienen y porque las paredes transversales restringen su deformación por flexión. Otra razón es que la forma de los ladrillos no permite el empleo de un refuerzo horizontal importante, capaz de absorber la fuerza cortante asociada al mecanismo de falla por flexión.



Sin embargo, en un experimento de un edificio de 5 pisos a escala natural, hecho de albañilería armada (Fig.8.6), pudo apreciarse que la forma de falla por corte no es peligrosa, mientras que las derivas no sobrepasen de 0.005, pasado este nivel, la reducción de resistencia fue drástica al triturrarse los talones de los muros.



- f) La forma de falla de los muros armados es dependiente de su esbeltez. Los procedimientos de diseño indicados en el Artículo 28 tienden a orientar el comportamiento de los muros hacia una falla por flexión, con la formación de rótulas plásticas en su parte baja.

Comentario 23.2.f

En los muros armados es posible obtener una forma de falla por flexión, ya que la forma de los bloques permite el empleo de un refuerzo horizontal importante (figuras 4.49 y 4.64 del Capítulo 4), capaz de absorber no solo la carga de agrietamiento diagonal de la albañilería, sino también la fuerza cortante asociada al mecanismo de falla por flexión.

Sin embargo, es necesario mencionar que una falla por flexión puede ser tan peligrosa como una falla por corte, si no se contempla en el diseño a las derivaciones de esta falla (Fig.8.7), como son: 1) trituración de los talones y el posterior pandeo del refuerzo vertical; 2) rotura del refuerzo vertical extremo por giros excesivos en la base del muro; y, 3) deslizamiento seguido por cizalle del refuerzo vertical o por un balanceo del muro sobre el plano de falla cuando la losa de techo lo arrastra en la dirección transversal, haciendo que la carga vertical se concentre en el borde longitudinal, lo que podría producir la trituración de estos bordes (falla tipo reloj de arena), generándose una pérdida drástica de la sección transversal (Fig.8.8).

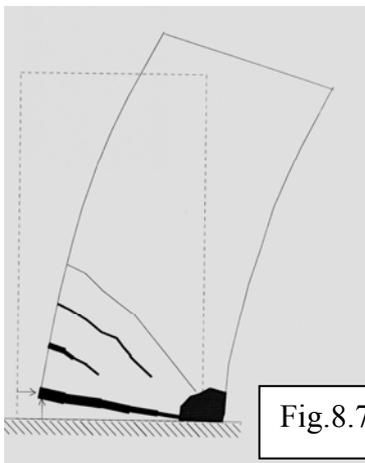


Fig.8.7

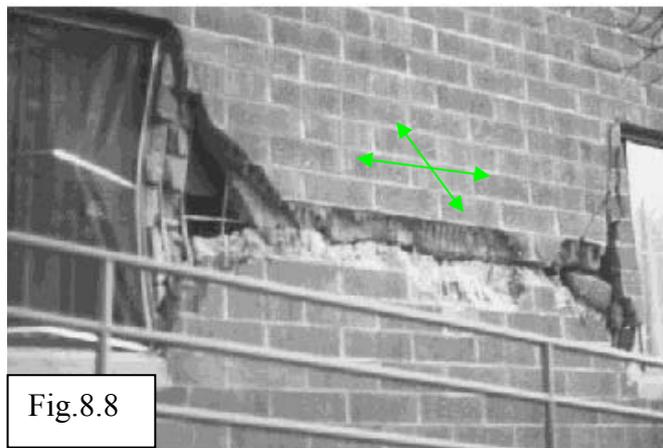


Fig.8.8

Artículo 24. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

24.1 El análisis estructural de los edificios de albañilería se realizará por métodos elásticos teniendo en cuenta los efectos causados por las cargas muertas, las cargas vivas y el sismo. La carga gravitacional para cada muro podrá ser obtenida por cualquier método racional.

Comentario

Para ser consecuente con el método elástico de análisis estructural, es aconsejable analizar a la edificación sometiéndola a la acción del “sismo moderado” con $R = 6$. No es conveniente realizar el análisis con el sismo severo porque podría obtenerse cortantes (V_u) que superen a la resistencia al agrietamiento diagonal (V_m) del muro, lo cual no significa que el muro haya colapsado, sino que ingresó al régimen inelástico y la diferencia $V_u - V_m$ debe redistribuirse en el resto de muros paralelos, efecto que no contemplan los programas de cómputo usuales.

24.2 La determinación del cortante basal y su distribución en elevación, se hará de acuerdo a lo indicado en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.

Comentario

Por lo general, las edificaciones de albañilería son rígidas, por lo que sus períodos de vibrar están contenidos en la zona plana del espectro sísmico, donde $C = 2.5$. Asimismo, este tipo de edificación no requiere ser analizada mediante métodos dinámicos, salvo que presenten las irregularidades indicadas en la Norma E.030.

24.3 El análisis considerará las características del diafragma que forman las losas de techo; se deberá considerar el efecto que sobre la rigidez del diafragma tienen las aberturas y las discontinuidades en la losa.

Comentario

Ver el comentario al Artículo 14 del Capítulo 6 y la Fig.6.2.

24.4 El análisis considerará la participación de aquellos muros no portantes que no hayan sido aislados de la estructura principal. Cuando los muros se construyan integralmente con el alféizar, el efecto de éste deberá considerarse en el análisis.

Comentario

Cuando un tabique presenta discontinuidad vertical, es conveniente aislarlo de la losa o viga del techo para que la carga de gravedad no se transmita a través de él, sin embargo, aislamientos como el mostrado en la Fig.8.9, harían que el tabique proporcione rigidez y resistencia ante cargas sísmicas (por el cambio de sección transversal que produce el tabique), que deben contemplarse en el análisis y en el diseño estructural. El caso de los alféizares se presenta en las figuras 6.21 a 6.23 del Capítulo 6.

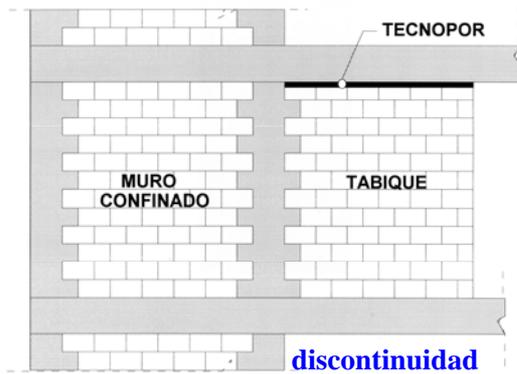
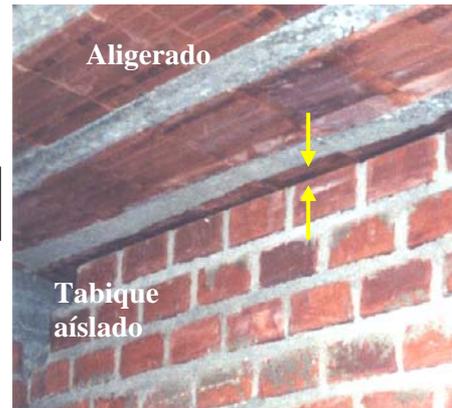


Fig.8.9



- 24.5** La distribución de la fuerza cortante en planta se hará teniendo en cuenta las torsiones existentes y reglamentarias. La rigidez de cada muro podrá determinarse suponiéndolo en voladizo cuando no existan vigas de acoplamiento, y se considerará acoplado cuando existan vigas de acoplamiento diseñadas para comportarse dúctilmente.

Comentario

La hipótesis de asumir a los muros en voladizo cuando no existen vigas de acoplamiento, es tan solo una simplificación del problema, ya que la losa de techo genera restricciones al giro por flexión que tienen los muros, incluso cuando hay vigas de acoplamiento (Fig.8.10), por lo que es recomendable trabajar contemplando un ancho efectivo de losa igual a cuatro veces su espesor a cada lado del muro, como si fuese un elemento de acoplamiento.



Fig.8.10

- 24.6** Para el cálculo de la rigidez de los muros, se agregará a su sección transversal el 25% de la sección transversal de aquellos muros que concurren ortogonalmente al muro en análisis ó 6 veces su espesor, lo que sea mayor. Cuando un muro transversal concurre a dos muros, su contribución a cada muro no excederá de la mitad de su longitud. La rigidez lateral de un muro confinado deberá evaluarse transformando el concreto de sus columnas de confinamiento en área equivalente de albañilería, multiplicando su espesor real por la relación de módulos de elasticidad E_c / E_m ; el centroide de dicha área equivalente coincidirá con el de la columna de confinamiento.

Comentario

El artículo 24.6 se refiere al caso específico en que se modele a la estructura mediante un sistema de pórticos planos (con rigidez nula en su dirección transversal, como si los muros fuesen láminas) acoplados entre sí a través de los diafragmas y con barras compuestas por un solo material (albañilería para los muros o concreto para las vigas).

Incluso cuando se utilice programas espaciales o de elementos finitos, es aconsejable desprestigiar la rigidez de los muros en la dirección transversal al plano, en vista que la experiencia sísmica ha demostrado que por más largo que sea un muro, proporciona muy poca rigidez y resistencia en la dirección perpendicular al plano que lo contiene (Fig.8.11).



Fig.8.11

El criterio de la sección transformada especificado en el artículo 24.6, puede obviarse cuando se utilice un modelo espacial con mallas de elementos finitos, donde se considera la diferencia de materiales existente entre los diversos elementos, por ejemplo: los muros confinados están compuestos por albañilería y concreto. Una precaución a considerar es la transición entre las barras y las mallas de elementos finitos, donde deberá agregarse un brazo rígido tal como se muestra en la Fig.8.12, para simular el empotramiento de la barra sobre el muro. Otra precaución es que al evaluar el momento flector por integración de los esfuerzos normales que proporciona el programa (Fig.8.13), deberá incluirse el ancho efectivo de los muros transversales al que está en análisis; con la fuerza cortante no existe mayores problemas debido a que los esfuerzos cortantes se concentran mayormente en el alma del muro.

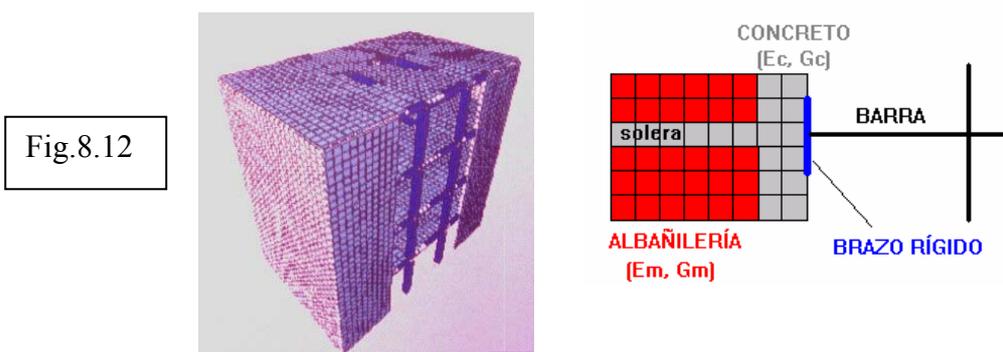


Fig.8.12

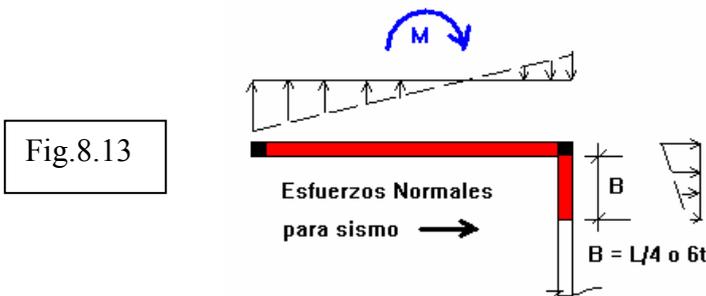


Fig.8.13

Un ejemplo de la técnica de pórticos planos, para el eje 3 de un edificio de 2 pisos compuesto por muros confinados, se muestra en la Fig.8.14, en este caso debe darse propiedades (área y momento de inercia) nulas a la sección en la dirección transversal al pórtico. Una vez definido cada pórtico, se les integra con el diafragma rígido.

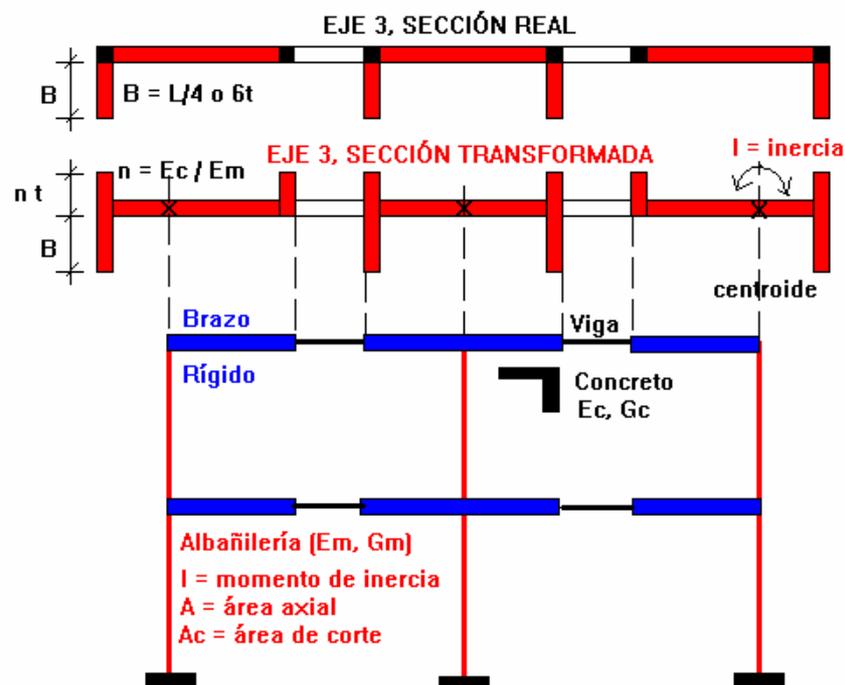
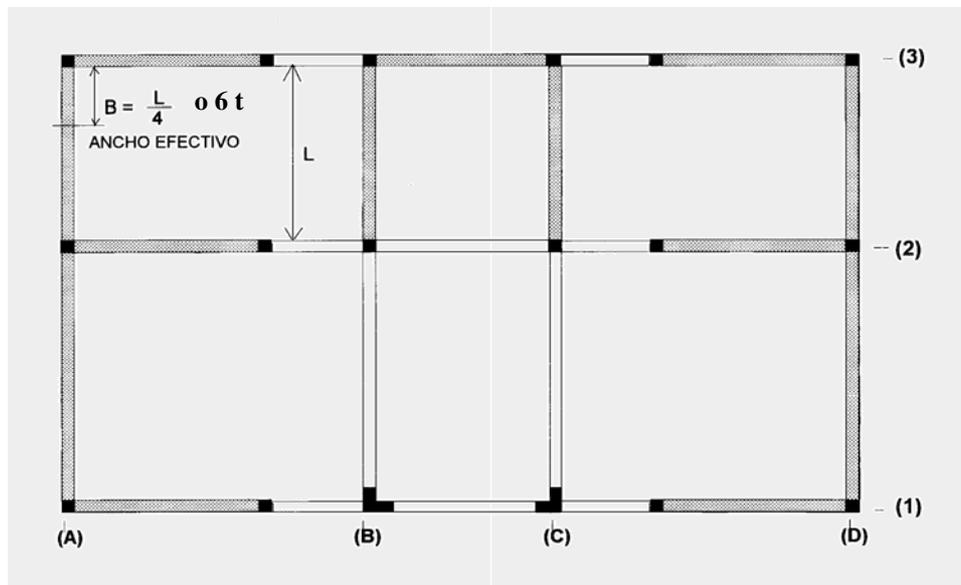


Fig.8.14. Pórtico plano correspondiente al eje 3.

Nótese en la Fig.8.14 que el brazo rígido no se ha extendido hasta contactar con el muro del eje A (o D), porque el efecto de los muros transversales en la rigidez por flexión y por axial del muro en análisis han sido contemplados a través de los anchos efectivos (“B”).

24.7 El módulo de elasticidad (E_m) y el módulo de corte (G_m) para la albañilería se considerará como sigue:

- Unidades de arcilla: $E_m = 500 f'_m$
- Unidades Sílico-calcáreas: $E_m = 600 f'_m$
- Unidades de concreto vibrado: $E_m = 700 f'_m$
- Para todo tipo de unidad de albañilería: $G_m = 0,4 E_m$

Opcionalmente, los valores de “ E_m ” y “ G_m ” podrán calcularse experimentalmente según se especifica en el Artículo 13.

24.8 El módulo de elasticidad (E_c) y el módulo de corte (G_c) para el concreto serán los indicados en la NTE E.060 Concreto Armado.

24.9 El módulo de elasticidad para el acero (E_s) se considerará igual a 196 000 MPa (2 000 000 kg/cm²)

Artículo 25. DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

25.1 Requisitos Generales

- a) Todos los elementos de concreto armado del edificio, con excepción de los elementos de confinamiento de los muros de albañilería, serán diseñados por resistencia última, asegurando que su falla sea por un mecanismo de flexión y no de corte.

El diseño se hará para la combinación de fuerzas gravitacionales y las fuerzas debidas al “sismo moderado”, utilizando los factores de amplificación de carga y de reducción de resistencia (ϕ) especificados en la NTE E.060 Concreto Armado. La cimentación será dimensionada bajo condiciones de servicio para los esfuerzos admisibles del suelo y se diseñará a rotura.

Comentario 25.1.a

La intención de este artículo es tratar de disipar la energía sísmica a través de elementos intencionalmente dúctiles, antes que el “sismo severo” produzca la fractura de la albañilería. Dentro de estos elementos se contabiliza a las vigas de acoplamiento (ver el artículo 23.2.b y la Fig.8.2) y a las placas de concreto armado (si existiesen), cuyo refuerzo horizontal deberá ser capaz de soportar la fuerza cortante asociada a su mecanismo de falla por flexión.

Cabe remarcar que el hecho de diseñar estos elementos dúctiles ante la acción del “sismo moderado”, no significa que vayan a colapsar cuando ocurra el “sismo severo”, por la sobre resistencia que ellos poseen, dadas por: el factor de amplificación de cargas, el factor de reducción de resistencia del concreto, el ingreso del refuerzo a su zona de endurecimiento, el

incremento de resistencia en las vigas por acción de la losa del techo, el control de los desplazamientos laterales producidos por la albañilería aún en estado elástico, etc.

Tampoco la cimentación tendrá problemas si se dimensiona contemplando las acciones del “sismo moderado”, porque el factor de seguridad que se utiliza para determinar la resistencia admisible del suelo (del orden de 3) es mayor al factor (2) empleado para pasar las fuerzas de “sismo moderado” a “sismo severo”.

- b) Los elementos de confinamiento serán diseñados de acuerdo a lo estipulado en el Artículo 27 de esta Norma.

Artículo 26. DISEÑO DE MUROS DE ALBAÑILERÍA

26.1 Requisitos Generales

- a) Para el diseño de los muros confinados ante acciones coplanares, podrá suponerse que los muros son de sección rectangular ($t.L$). Cuando se presenten muros que se intercepten perpendicularmente, se tomará como elemento de refuerzo vertical común a ambos muros (sección transversal de columnas, refuerzos verticales, etc.) en el punto de intersección, al mayor elemento de refuerzo proveniente del diseño independiente de ambos muros.
- b) Para el diseño por flexo compresión de los muros armados que tengan continuidad en sus extremos con muros transversales, podrá considerarse la contribución de las alas de acuerdo a lo indicado en 24.6. Para el diseño a corte se considerará que la sección es rectangular, despreciando la contribución de los muros transversales.

Comentario

Este comentario aplica tanto a los artículos 26.1.a como 26.1.b.

El suponer muros (armados o confinados) de sección rectangular, facilita el diseño, obteniéndose resultados conservadores. En estos casos, es apropiado contemplar el efecto benéfico de la carga tributaria proveniente del muro transversal (“Pt” en la Fig.8.15), según se especifica en los artículos 27.3.a para muros confinados y 28.3.b para muros armados, cuando reduzca las tracciones originadas por el momento flector sísmico (M).

El refuerzo que se obtenga en la zona de intersección de muros transversales, no debe sumarse, sino que debe adoptarse al mayor de ellos, provenientes del diseño independiente de cada muro. Esto se debe a que en la Norma E.030 se permite el análisis sísmico en forma independiente para cada dirección principal del edificio (X e Y), como si el 100% del sismo actuase en X-X con 0% en Y-Y, y viceversa.

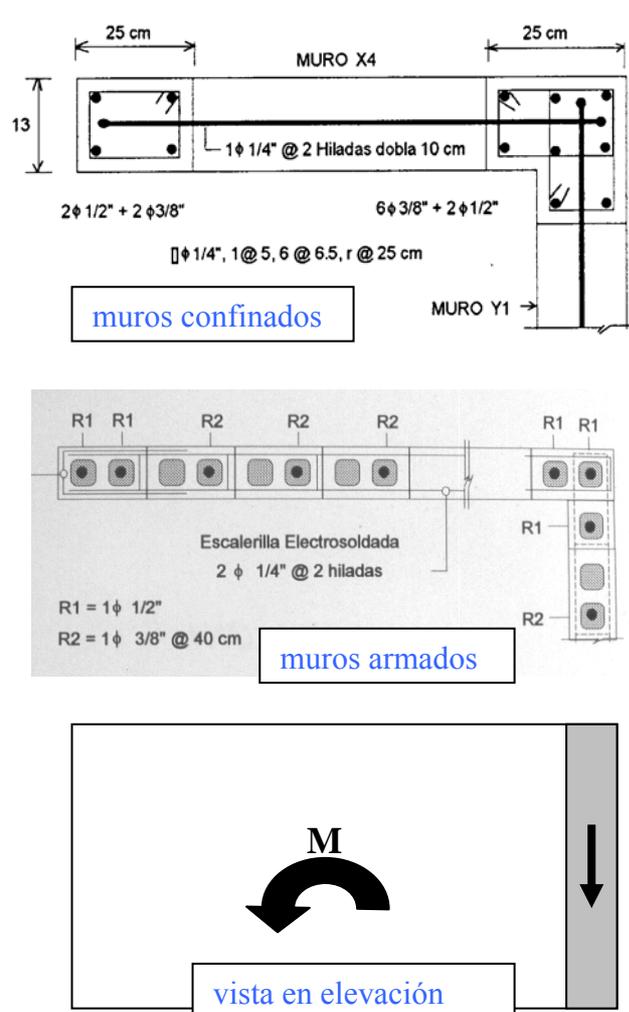


Fig.8.15. Vista de muros que se interceptan perpendicularmente.

26.2 Control de Fisuración

- Esta disposición tiene por propósito evitar que los muros se fisuren ante los sismos moderados, que son los más frecuentes. Para el efecto se considerarán las fuerzas cortantes producidas por el sismo moderado.
- Para todos los muros de albañilería deberá verificarse que en cada entrepiso se satisfaga la siguiente expresión que controla la ocurrencia de fisuras por corte:

$$V_e \leq 0,55V_m = \text{Fuerza Cortante Admisible} \quad (26.2)$$

donde: " V_e " es la fuerza cortante producida por el "sismo moderado" en el muro en análisis y " V_m " es la fuerza cortante asociada al agrietamiento diagonal de la albañilería (ver Artículo 26.3).

Comentario 26.2.b

En caso el muro no cumpla con la expresión 26.2, donde podría admitirse hasta un error de 5%, puede incrementarse la resistencia al agrietamiento diagonal (V_m) mejorando la calidad de la albañilería (v'_m). En caso se incremente el grosor del muro, se le reemplace por una placa de concreto armado, o se incremente el peralte de las vigas de acoplamiento para aumentar V_m (ver 15.6 en el Capítulo 6), se deberá reanalizar sísmicamente al edificio.

26.3 Resistencia al Agrietamiento Diagonal

- a) La resistencia al corte (V_m) de los muros de albañilería se calculará en cada entrepiso mediante las siguientes expresiones:

Unidades de Arcilla y de Concreto: $V_m = 0,5 v'_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0,23 P_g$

Unidades Sílico-calcáreas: $V_m = 0,35 v'_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0,23 P_g$
Distorsión angular

donde:

v'_m = resistencia característica a corte de la albañilería (ver artículos 13.8 y 13.9).

P_g = carga gravitacional de servicio, con sobrecarga reducida (NTE E.030 Diseño Sismorresistente)

t = espesor efectivo del muro (ver artículo 3.13)

L = longitud total del muro (incluyendo a las columnas en el caso de muros confinados)

α = factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez, calculado como:

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e \cdot L}{M_e} \leq 1 \quad (26.3)$$

donde: " V_e " es la fuerza cortante del muro obtenida del análisis elástico; y, " M_e " es el momento flector del muro obtenido del análisis elástico.

Comentario 26.3.a

Las expresiones para calcular " V_m " son empíricas. Mención especial merece el factor de reducción de resistencia al corte por esbeltez " α " (inversa de la esbeltez). Ensayos de carga lateral cíclica realizados en muros con distinta esbeltez coplanar (Fig.8.16), indicaron que en muros esbeltos ($M_e / (V_e L) \geq 1$) la resistencia al corte unitaria ($V / (L t)$) disminuye prácticamente en proporción a la inversa de la esbeltez (α). Este efecto fue corroborado en un experimento de simulación sísmica hecho en mesa vibradora (Fig.8.17) sobre un espécimen de 3 pisos, y se debe a que el momento flector genera tracciones normales que incrementan al esfuerzo principal de tracción diagonal producido por la fuerza cortante (Fig.8.5), con lo cual, las tracciones por flexión aceleran el agrietamiento diagonal de la albañilería.

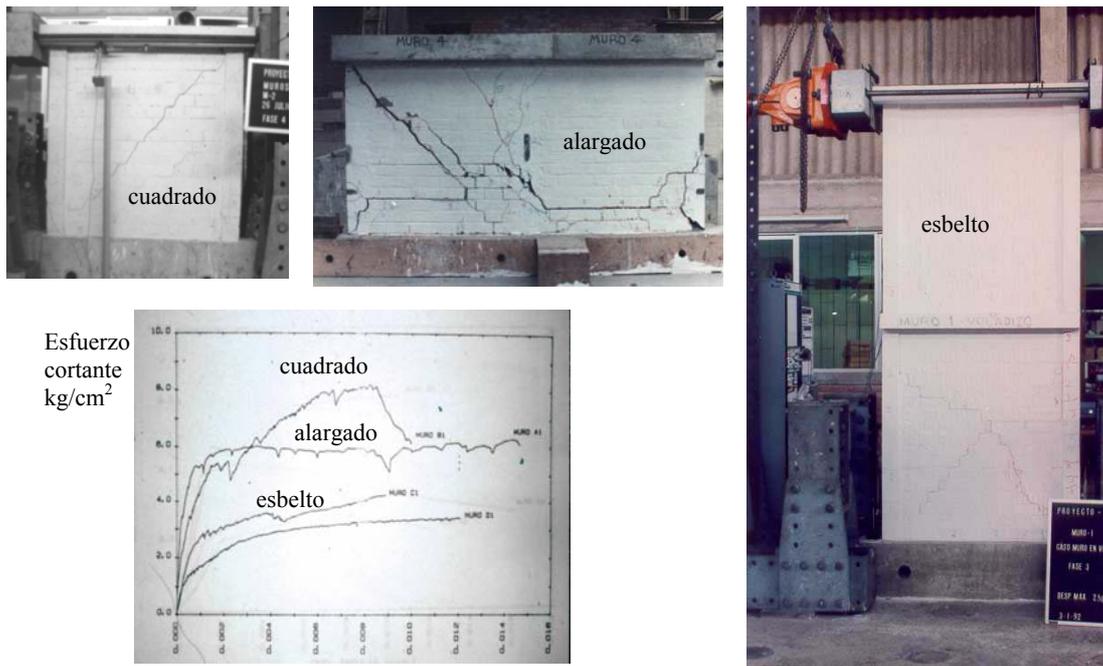
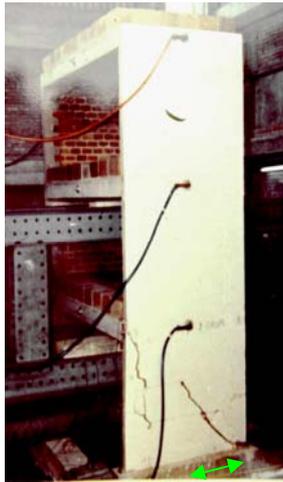
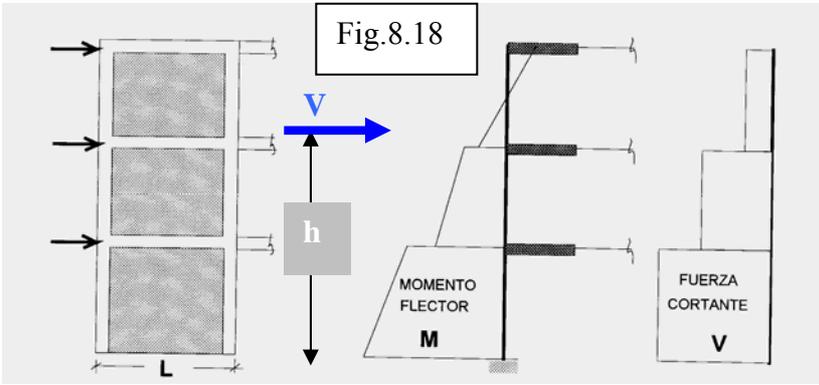


Fig.8.16. Efectos de la esbeltez sobre la resistencia unitaria a fuerza cortante.

Fig.8.17
 Ensayo en mesa vibradora de un módulo esbelto. Nótese que la falla por corte se produjo sólo en el primer piso.



Cabe mencionar que la esbeltez $M / (V L)$ puede ser reemplazada por la relación h / L , donde “h” es la altura en que se ubica la fuerza cortante “V” respecto a la base del muro (Fig.8.18), de modo que $M = V h$; donde “h” oscila entre el 50% al 70% de la altura total del muro.



Además, una manera de reducir la esbeltez $M / (V L)$ es incrementando el peralte de las vigas de acoplamiento (Fig.6.18), lo cual permite disminuir “M”, aumentando “ α ”, lo que por consecuencia incrementa la resistencia al corte (V_m) del muro (ecuación 26.3).

26.4 Verificación de la resistencia al corte del edificio

- a) Con el objeto de proporcionar una adecuada resistencia y rigidez al edificio, en cada entrepiso "i" y en cada dirección principal del edificio, se deberá cumplir que la resistencia al corte sea mayor que la fuerza cortante producida por el sismo severo, es decir que:

$$\sum V_{mi} \geq V_{Ei} \quad (26.4)$$

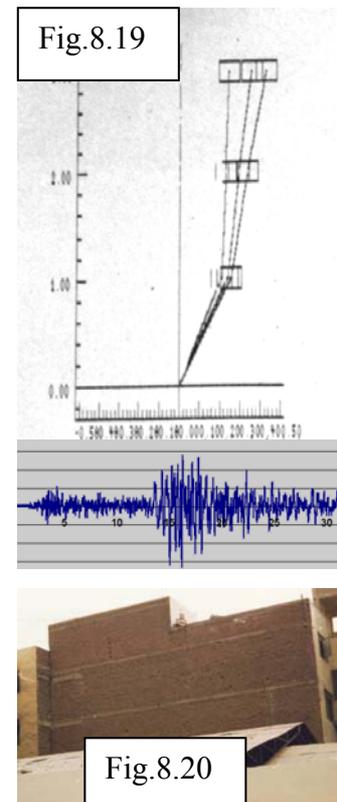
- b) La sumatoria de resistencias al corte ($\sum V_{mi}$) incluirá sólo el aporte de los muros reforzados (confinados o armados) y el aporte de los muros de concreto armado, sin considerar en este caso la contribución del refuerzo horizontal.
- c) El valor " V_{Ei} " corresponde a la fuerza cortante actuante en el entrepiso "i" del edificio, producida por el "sismo severo" ..
- d) Cumplida la expresión $\sum V_{mi} \geq V_{Ei}$ por los muros portantes de carga sísmica, el resto de muros que componen al edificio podrán ser no reforzados para la acción sísmica coplanar.
- e) Cuando $\sum V_{mi}$ en cada entrepiso sea mayor o igual a $3 V_{Ei}$, se considerará que el edificio se comporta elásticamente. Bajo esa condición, se empleará refuerzo mínimo, capaz de funcionar como arriostres y de soportar las acciones perpendiculares al plano de la albañilería (ver el Capítulo 9). En este paso culminará el diseño de estos edificios ante cargas sísmicas coplanares.

Comentario 26.4

La expresión 26.4 es fundamental para lograr los objetivos indicados en el Artículo 23.1. Esta expresión proviene de analizar edificios de albañilería mediante programas de análisis inelástico paso a paso (Fig.8.19), variando la densidad de muros, de tal modo que ante los sismos severos (con aceleraciones máximas de hasta 0.4g en suelo duro) las derivas inelásticas no sobrepasen de 0.005 (para que el edificio sea reparable), y que hasta el límite entre los sismos moderados y severos (aceleraciones máximas de hasta 0.2g para suelo duro), el edificio se comporte elásticamente (Fig.8.1).

Cabe resaltar que la resistencia a corte y la rigidez de los edificios de albañilería, depende directamente de la densidad de muros.

Cuanto menor sea la densidad de muros, la demanda de ductilidad será excesiva y cuanto mayor sea la densidad, el edificio podría comportarse elásticamente incluso ante sismos severos e incluso sin la presencia de refuerzo, tal como lo demuestran numerosos edificios antiguos (Fig.8.20). Lo último se debe a que en muros muy alargados, el refuerzo vertical prácticamente no se elonga al predominar las deformaciones por corte (Fig.8.5); por esta razón se



especifica el empleo de refuerzo mínimo y capaz de soportar las acciones transversales al plano cuando el edificio se comporte en el rango elástico (cuando $\Sigma V_m > R V_E$, donde $R = 3$).

Cuando existen placas de concreto armado, en la expresión ΣV_m interviene solo la resistencia que aporta el concreto (V_c), debido a que el refuerzo horizontal se activa después que la placa se agrieta diagonalmente, lo que ocurre para distorsiones que superan el límite elástico de la albañilería (aproximadamente $1/800$), es decir, se reserva el aporte del refuerzo horizontal de la placa para mejorar el comportamiento global del edificio ante sismos severos, aparte que las placas son obligadas a iniciar su falla por flexión antes los sismos moderados (Artículo 25.1.a).

Los muros adicionales a los que aportan resistencia sísmica (en exceso a la expresión $\Sigma V_m = V_E$), pueden ser no reforzados, incluso si son portantes de carga vertical, ya que ellos están conectados a través del diafragma rígido (losas de techo) con los muros portantes de cargas sísmica, que son los responsables de controlar los desplazamientos laterales del edificio.

26.5 Diseño para cargas ortogonales al plano del muro

- a) El diseño para fuerzas ortogonales al plano del muro se hará de acuerdo a lo indicado en el Capítulo 9.

26.6 Diseño para fuerzas coplanares de flexo compresión

- a) El diseño para fuerzas en el plano del muro se hará de acuerdo al Artículo 27 para muros de albañilería confinada y al Artículo 28 para muros de albañilería armada.

Artículo 27. ALBAÑILERÍA CONFINADA

- a) Las previsiones contenidas en este acápite aplican para edificaciones hasta de cinco pisos o 15 m de altura.
- b) Para este tipo de edificaciones se ha supuesto que la falla final se produce por fuerza cortante en los entrepisos bajos del edificio. El diseño de los muros debe orientarse a evitar fallas frágiles y a mantener la integración entre el panel de albañilería y los confinamientos verticales, evitando el vaciamiento de la albañilería; para tal efecto el diseño debe comprender:
 - La verificación de la necesidad de refuerzo horizontal en el muro;
 - La verificación del agrietamiento diagonal en los entrepisos superiores; y,
 - El diseño de los confinamientos para la combinación de fuerzas de corte, compresión o tracción y corte fricción.
- c) Las fuerzas internas para el diseño de los muros en cada entrepiso “i” serán las del “sismo severo” (V_{ui}, M_{ui}), y se obtendrán amplificando los valores obtenidos del análisis elástico ante el “sismo moderado” (V_{ei}, M_{ei}) por la relación cortante de agrietamiento diagonal (V_{m1}) entre cortante producido por

el “sismo moderado” (V_{e1}), ambos en el primer piso. El factor de amplificación no deberá ser menor que dos ni mayor que tres: $2 \leq V_{m1} / V_{e1} \leq 3$.

$$V_{ui} = V_{ei} \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \qquad M_{ui} = M_{ei} \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \qquad (27.c)$$

Comentario al Artículo 27

A nivel mundial, no se tiene experiencia de edificios de albañilería confinada de más de 5 pisos que hayan soportado terremotos severos, por esta razón se limita la altura del edificio.

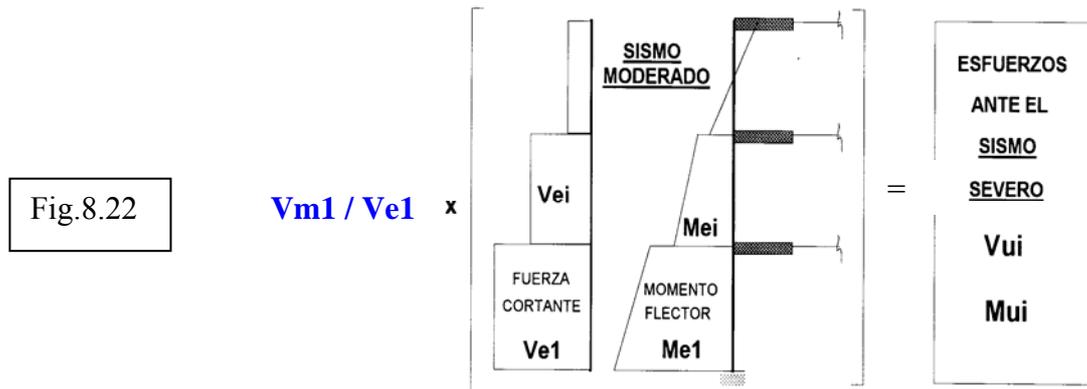
Las lecciones dejadas por los sismos severos indican que el primer piso de los edificios de albañilería falla por corte (Fig.8.21). Esto se debe a que allí se desarrollan las mayores fuerzas cortantes en los muros y, además, porque allí se genera el máximo momento flector (Fig.8.18), el cual al elevar la esbeltez ($M / (V L)$), causa una reducción de la resistencia a fuerza cortante (V_m , ver 26.3) en los muros del primer piso respecto a los pisos superiores. Esto no exime de verificar si los pisos superiores se fracturan o no (Artículo 27.2).

Por otro lado, conforme crece la intensidad del “sismo moderado”, las fuerzas internas (M_{ei} , V_{ei}) en todos los piso también se incrementan, ya que aún la estructura permanece en el rango elástico (Fig.8.1), hasta que cada muro del primer piso se agrieta diagonalmente cuando la fuerza cortante V_{e1} alcanza el nivel de resistencia al corte V_{m1} ; posteriormente, durante el “sismo severo”, este cortante se mantiene constante al incurrir el muro en estado plástico, con lo cual ya no ingresará mas fuerza sísmica a ese muro y sus fuerzas internas quedarán amplificadas en la relación V_{m1} / V_{e1} (Fig.8.22). Cualquier incremento de fuerza sísmica se traducirá en energía de deformación para el muro agrietado y en una redistribución de cortantes para el resto de muros aún no agrietados, lo que causará un estado de fallas progresivas cuando cada muro alcance su nivel de resistencia “ V_m ”.

Por lo indicado, el factor de amplificación V_{m1} / V_{e1} es un valor propio de cada muro y no debe ser mayor que $R = 3$, de lo contrario el muro se comportaría elásticamente, ni menor a 2, que es la relación entre las fuerzas del “sismo severo” respecto a las del “sismo moderado”.



Fig.8.21. Falla del primer piso. Albañilería no reforzada (izquierda), albañilería confinada (centro) y albañilería armada (derecha). Ver además la Fig.8.17.



27.1 Verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal en los muros

- Todo muro confinado cuyo cortante bajo sismo severo sea mayor o igual a su resistencia al corte ($V_u \geq V_m$), o que tenga un esfuerzo a compresión axial producido por la carga gravitacional considerando toda la sobrecarga, $\sigma_m = P_m / (L.t)$, mayor o igual que $0,05 f'_m$, deberá llevar refuerzo horizontal continuo anclado a las columnas de confinamiento.
- En los edificios de más de tres pisos, todos los muros portantes del primer nivel serán reforzados horizontalmente.
- La cuantía del acero de refuerzo horizontal será: $\rho = A_s / (s.t) \geq 0,001$. Las varillas de refuerzo penetrarán en las columnas de confinamiento por lo menos 12,5 cm y terminarán con gancho a 90° vertical de 10 cm de longitud.

Comentario 27.1

En las edificaciones con menos de tres pisos puede obviarse el empleo de refuerzo horizontal, incluso si el muro se agrieta diagonalmente, salvo que el esfuerzo axial producido por las cargas verticales exceda de $0.05 f'_m$. Esta especificación se debe a que los esfuerzos axiales excesivos generan un decremento sustancial de la ductilidad del muro y de su resistencia inelástica (Fig.8.23).

La función del refuerzo horizontal es tratar de coser la grieta diagonal, para evitar el deterioro de la albañilería, y mantener la unión entre la albañilería y las columnas. Este refuerzo debe ser continuo a lo largo de la albañilería, anclando en las columnas de confinamiento según se observa en la Fig.4.30 del Capítulo 4.

La cuantía de refuerzo horizontal que se especifica (0.001) es un valor nominal, ya que experimentalmente ha podido comprobarse que cuantías superiores no incrementan mayormente la resistencia a fuerza cortante en los muros confinados, sino tan solo incrementan la capacidad de deformación inelástica de los muros (ductilidad).

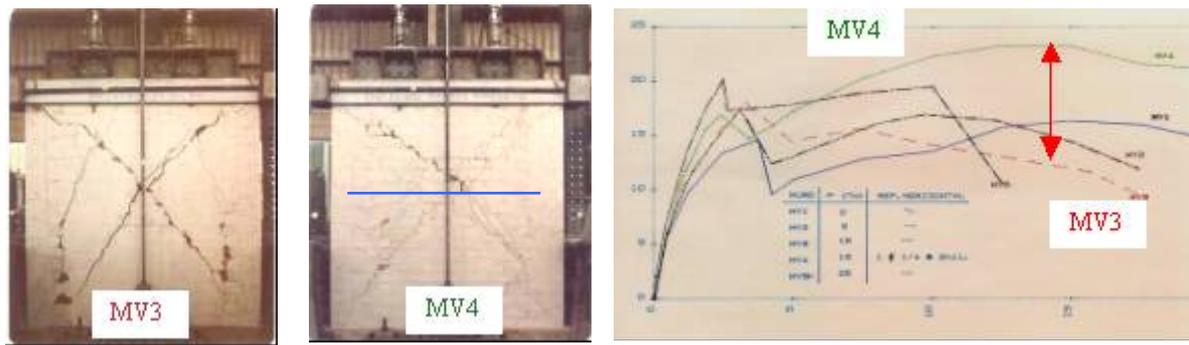


Fig.8.23

Ensayo de carga lateral cíclica. El muro MV3 carece de refuerzo horizontal, mientras que MV4 tiene una cuantía de 0.001. Ambos muros están sujetos a un esfuerzo axial de $0.09f'm$.

27.2 Verificación del agrietamiento diagonal en los entrepisos superiores

- En cada entrepiso superior al primero ($i > 1$), deberá verificarse para cada muro confinado que: $V_{mi} > V_{ui}$
- De no cumplirse esta condición, el entrepiso “ i ” también se agrietará y sus confinamientos deberán ser diseñados para soportar “ V_{mi} ”, en forma similar al primer entrepiso.

Comentario 27.2

Cabe la posibilidad de que los pisos superiores al primero ($i > 1$) se agrieten diagonalmente. Esto ocurre cuando la fuerza cortante última ($V_{ui} = V_{ei} (V_{m1}/V_{e1})$) excede la resistencia correspondiente V_{mi} . Estos casos son poco probables (figuras 8.17 y 8.21) debido a que por lo general la fuerza cortante actuante es menor a la existente en el primer piso, y también porque la resistencia al corte de los pisos superiores es mayor que la correspondiente al primer piso, por la menor esbeltez ($M_i / (V_i L)$) que tienen los pisos superiores.

La fractura diagonal de los muros superiores al primer piso ($i > 1$), podría presentarse, por ejemplo, cuando se disminuye la calidad de la albañilería en los pisos superiores, o cuando una placa en el primer piso se transforma en albañilería confinada en el piso siguiente (figuras 2.21 del Capítulo 2 y 6.2 del Capítulo 6).

27.3 Diseño de los elementos de confinamiento de los muros del primer piso y de los muros agrietados de pisos superiores

a) Diseño de las columnas de confinamiento

- Las fuerzas internas en las columnas se obtendrán aplicando las expresiones de la Tabla 11.

TABLA 11 FUERZAS INTERNAS EN COLUMNAS DE CONFINAMIENTO			
COLUMNA	V_c (fuerza cortante)	T (tracción)	C (compresión)
Interior	$\frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c + 1)}$	$V_{m1} \frac{h}{L} - P_c$	$P_c - \frac{V_{m1} \cdot h}{2L}$
Extrema	$1,5 \frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c + 1)}$	$F - P_c$	$P_c + F$

Donde:

$$M = M_{u1} - 1/2 V_{m1} \cdot h \text{ ("h" es la altura del primer piso).}$$

$$F = M/L = \text{fuerza axial en las columnas extremas producidas por "M".}$$

N_c = número de columnas de confinamiento (en muros de un paño
 $N_c = 2$)

L_m = longitud del paño mayor ó $0,5 L$, lo que sea mayor (en muros de un paño $L_m = L$)

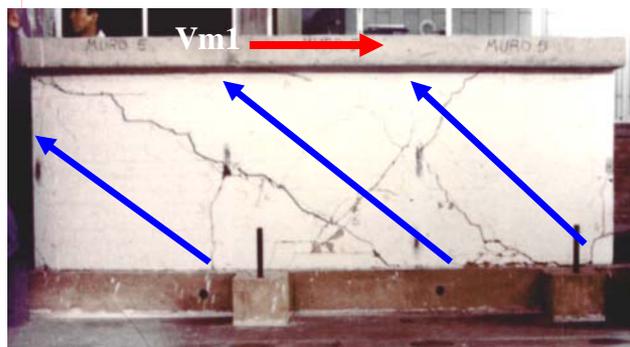
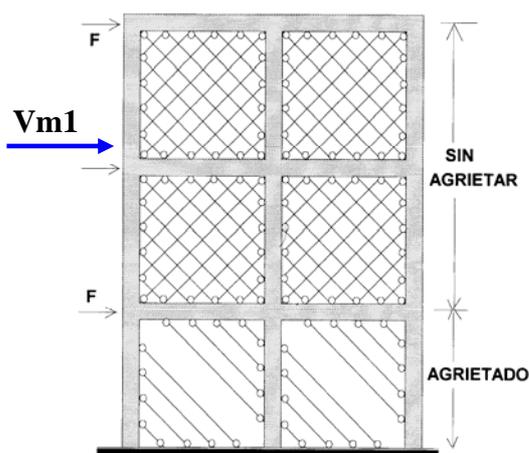
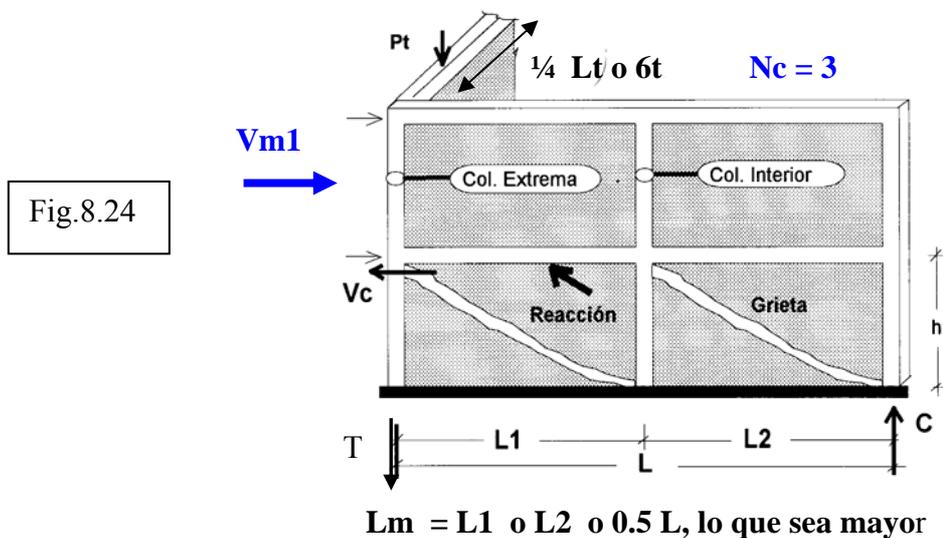
P_c = es la sumatoria de las cargas gravitacionales siguientes: carga vertical directa sobre la columna de confinamiento; mitad de la carga axial sobre el paño de muro a cada lado de la columna; y, carga proveniente de los muros transversales de acuerdo a su longitud tributaria indicada en el Artículo 24.6.

Comentario 27.3.a

Los parámetros que intervienen en las fórmulas que se presentan en la Tabla 11, se ilustran en la Fig.8.24. Para el instante de máximo agrietamiento diagonal, puede asumirse que las columnas absorben el 100% de la carga vertical, con lo cual, $P_c = P_g / N_c + P_t$. Cabe indicar que en las columnas de confinamiento el momento flector es despreciable (sólo existe cortante “ V_c ”, tracción “ T ” y compresión “ C ”), porque estas columnas no pueden deformarse por flexión en el plano del muro al estar integradas a la albañilería (Fig.8.26).

Estas fórmulas fueron deducidas mediante modelos de pórticos planos (Fig.8.25), en donde se reemplazó a la albañilería no agrietada por bielas que trabajan a tracción y a compresión, mientras que en el piso agrietado, las bielas en tracción fueron eliminadas. Adicionalmente, se

dio más importancia a las columnas extremas, para que ellas funcionen como topes que contengan el deslizamiento de las franjas agrietadas, con lo cual, estas franjas continuarán aportando resistencia al corte (Fig.8.26).



Mediante las ecuaciones de equilibrio, las fórmulas de la Tabla 11 también pueden ser deducidas para muros de un solo paño (Fig.8.27), donde $N_c = 2$ y $L_m = L$. Para esto se asume que al instante de formarse el agrietamiento diagonal, la distribución de fuerzas de inercia es uniforme ($F = V_{m1} / N$, donde N es el número de pisos que tiene el muro), y que cada columna absorbe la mitad del cortante total ($V_c = \frac{1}{2} V_{m1}$). Luego, tomando momentos con respecto al punto “O”, puede hallarse la fuerza de tracción “T”. Posteriormente, efectuando equilibrio de fuerzas verticales, puede calcularse la compresión ($C = T + P$).

En el caso que exista vigas de acoplamiento (dinteles), puede asumirse que el punto de inflexión en las vigas se encuentra localizado a la mitad de su longitud y que éstas plastifican en sus extremos (M_p) cuando actúa el sismo severo, ya que estas vigas fueron diseñadas para la acción del sismo moderado (Artículo 25.1.a). En la Fig.8.27 puede apreciarse la importancia de las vigas en la reducción de la tracción “T” en la columna, y, en consecuencia, de la compresión C.

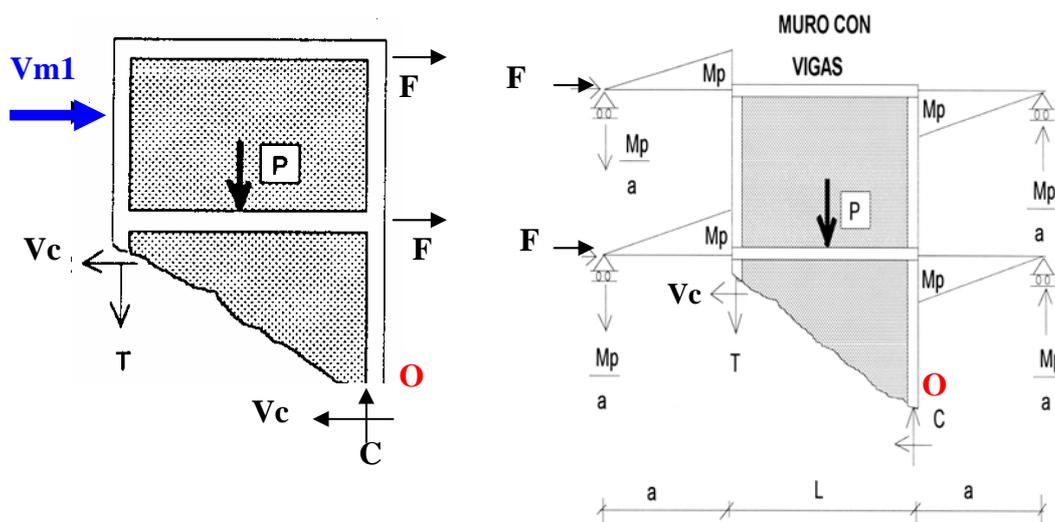


Fig.8.27. Evaluación de fuerzas internas por equilibrio.

a.1 Determinación de la sección de concreto de la columna de confinamiento

- El área de la sección de las columnas será la mayor de las que proporcione el diseño por compresión o el diseño por corte fricción, pero no menor que 15 veces el espesor de la columna (15 t) en cm².

Diseño por compresión

- El área de la sección de concreto se calculará asumiendo que la columna está arriostrada en su longitud por el panel de albañilería al que confina y por los muros transversales de ser el caso. El área del núcleo (A_n) bordeado por los estribos se obtendrá mediante la expresión:

$$A_n = A_s + \frac{C/\phi - A_s f_y}{0,85 \delta f'_c} \tag{27.3.a.1}$$

donde:

$\phi = 0,7$ o $0,75$, según se utilice estribos cerrados o zunchos, respectivamente

$\delta = 0,8$, para columnas sin muros transversales

$\delta = 1$, para columnas confinadas por muros transversales

- Para calcular la sección transversal de la columna (A_c), deberá agregarse los recubrimientos (ver Artículo 11.10) al área del núcleo " A_n "; el resultado no deberá ser menor que el área requerida por

corte-fricción " A_{cf} ". Adicionalmente, en los casos que la viga solera se discontinúe, el peralte de la columna deberá ser suficiente como para anclar al refuerzo longitudinal existente en la solera.

Diseño por corte-fricción (V_c)

- La sección transversal (A_{cf}) de las columnas de confinamiento se diseñará para soportar la acción de corte fricción, con la expresión siguiente:

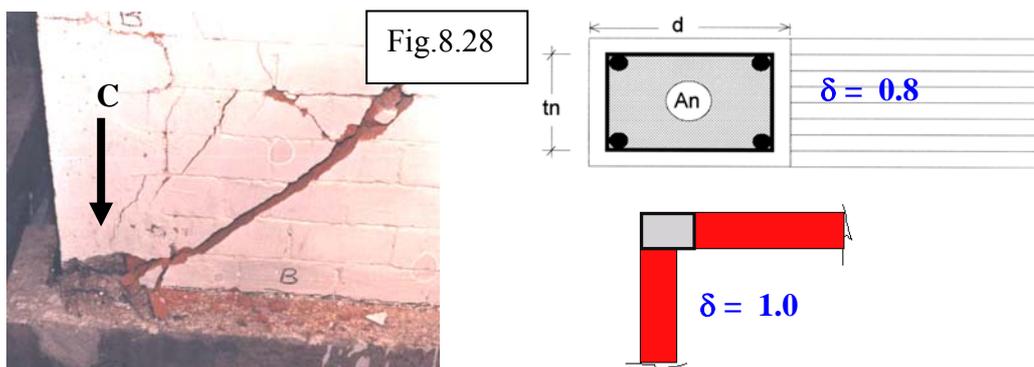
$$A_{cf} = \frac{V_c}{0,2f_c' \phi} \geq A_c \geq 15t(cm^2) \quad (27.3.a.1')$$

donde: $\phi = 0,85$

Comentario 27.3.a.1

Las fórmulas que se presentan, son las empleadas en el diseño de elementos de concreto armado (Norma E.060), con la diferencia que en el diseño por compresión se ha agregado el factor " δ ", que contempla la mayor área de compresión y el mayor confinamiento otorgado por las paredes transversales a la columna en análisis.

En el diseño por compresión, se ha asumido que la columna de confinamiento es un elemento sin esbeltez, ya que se encuentra restringida de pandear por la albañilería; en este caso, se trata de evitar la falla por aplastamiento (Fig.8.28) del núcleo de concreto (A_n). Cabe señalar que para que la albañilería (cuerpo blando) falle por aplastamiento, es necesario que primero se triture la columna (cuerpo duro).



Es necesario remarcar que ha veces, cuando la viga solera pierde continuidad, el área de la columna podría encontrarse gobernada por la longitud de anclaje que debe proporcionarse al refuerzo longitudinal de la solera (Fig.7.12 del Capítulo 7).

a.2 Determinación del refuerzo vertical

- El refuerzo vertical a colocar en las columnas de confinamiento será capaz de soportar la acción combinada de corte-fricción y tracción; adicionalmente, desarrollará por lo menos una tracción igual a la capacidad resistente a tracción del concreto y como mínimo se colocarán 4 varillas para formar un núcleo confinado. El refuerzo vertical (A_s) será la suma del refuerzo requerido por corte-fricción (A_{sf}) y el refuerzo requerido por tracción (A_{st}):

$$A_{sf} = \frac{V_c}{f_y \cdot \mu \cdot \phi} \qquad A_{st} = \frac{T}{f_y \cdot \phi} \qquad (27.3.a.2)$$

$$A_s = A_{sf} + A_{st} \geq \frac{0,1 f'_c A_c}{f_y} \dots (\text{mínimo: } 4 \phi 8mm)$$

donde: El factor de reducción de resistencia es $\phi = 0,85$

El coeficiente de fricción es: $\mu = 0,8$ para juntas sin tratamiento y $\mu = 1,0$ para juntas en la que se haya eliminado la lechada de cemento y sea intencionalmente rugosa.

Comentario 27.3.a.2

Tal como se muestra en la Fig.8.29, la fuerza de tracción T actúa en simultáneo con la de corte-cizalle V_c , por lo que el área del refuerzo A_{st} debe sumarse con A_{sf} en la zona del nudo (zona de falla). Sin embargo, el único refuerzo que necesariamente debe ser continuo es el debido a tracción (A_{st}), mientras que el debido a cizalle puede recortarse (espigas), pero de tal forma que cuente con la suficiente longitud de anclaje en ambos lados del plano de falla (Fig.8.30).

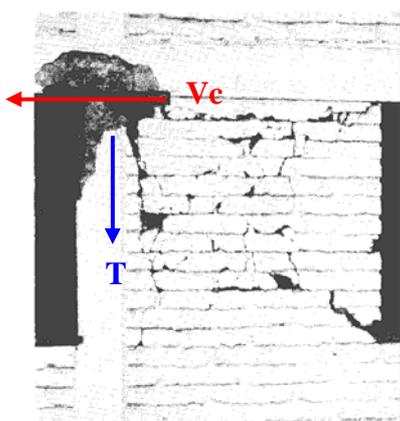


Fig.8.29

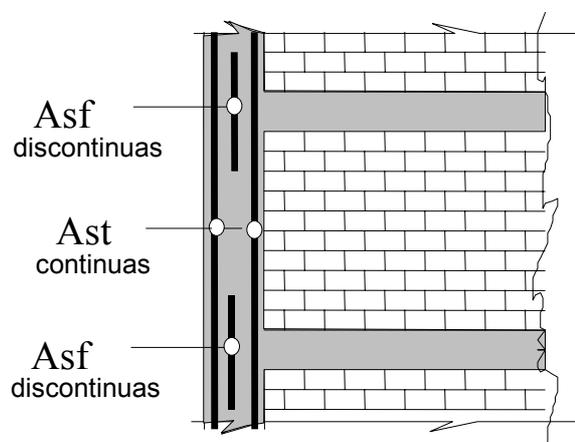


Fig.8.30

Cabe señalar que la forma de falla por cizalle combinada con tracción (Fig.8.29) es imposible controlarla mediante estribos, por lo que se debe recurrir a varillas verticales. Esta falla se presenta porque la grieta diagonal en la albañilería (Fig.8.31) reduce la sección transversal en la interfase columna-solera, que de por sí es débil por la junta de construcción existente entre ambos elementos (Fig.8.32), mientras que por debajo de la grieta diagonal, la albañilería aporta resistencia a cizalle.

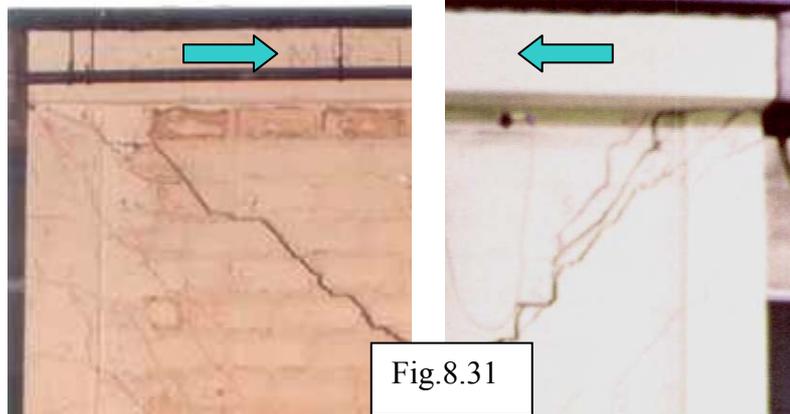


Fig.8.31

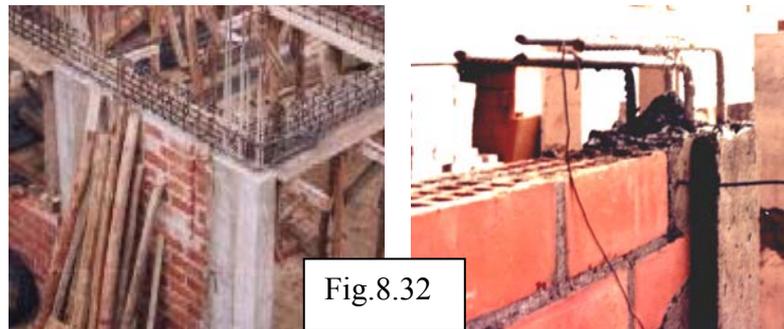


Fig.8.32

Por otro lado, la expresión correspondiente al refuerzo vertical mínimo, fue obtenida asumiendo que este refuerzo debe ser capaz de soportar la carga que produce la fisura por tracción del concreto (con resistencia unitaria del orden de $0.1 f'_c$), con lo cual: $T = 0.1 f'_c A_c = A_s f_y$. Este refuerzo debe ser continuo y por lo menos debe consistir de 4 varillas de 8 mm de diámetro, con la finalidad de formar una canastilla que permita confinar al núcleo de concreto (Fig.8.28).

a.3 Determinación de los estribos de confinamiento

- Los estribos de las columnas de confinamiento podrán ser ya sea estribos cerrados con gancho a 135° , estribos de $1 \frac{3}{4}$ de vuelta o zunchos con ganchos a 180° . En los extremos de las columnas, en una altura no menor de 45 cm o $1,5 d$ (por debajo o encima de la solera, dintel o sobrecimiento), deberá colocarse el menor de los siguientes espaciamientos (s) entre estribos:

$$s_1 = \frac{A_v f_y}{0,3 t_n \cdot f'_c (A_c / A_n - 1)} \quad s_2 = \frac{A_v \cdot f_y}{0,12 t_n \cdot f'_c} \quad (27.3.a.3)$$

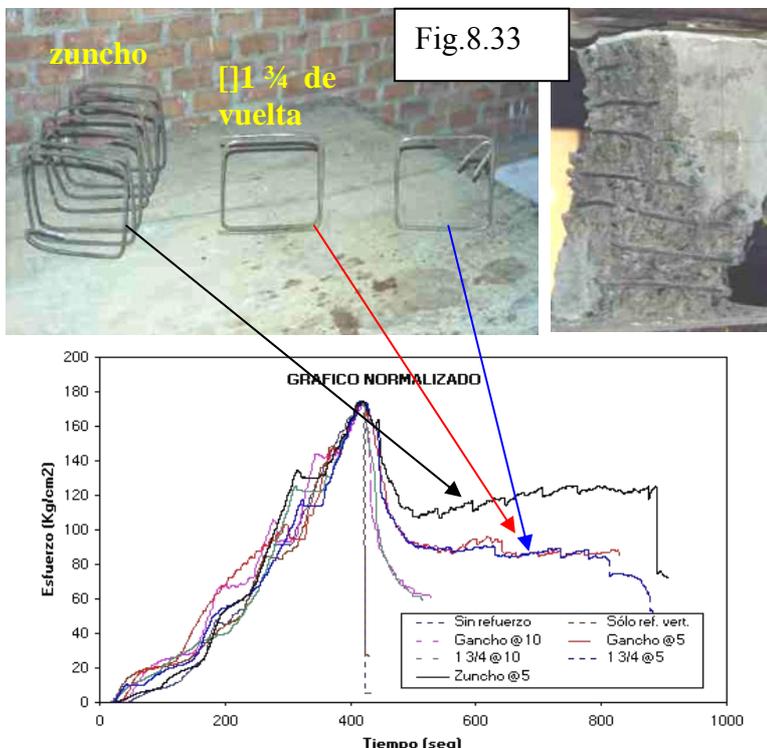
$$s_3 = \frac{d}{4} \geq 5 \text{ cm} \quad s_4 = 10 \text{ cm}$$

Donde “d” es el peralte de la columna, “ t_n ” es el espesor del núcleo confinado y “ A_v ” es la suma de las ramas paralelas del estribo.

- El confinamiento mínimo con estribos será ϕ 6mm, 1 @ 5, 4@ 10, r @ 25 cm. Adicionalmente se agregará 2 estribos en la unión solera-columna y estribos @ 10 cm en el sobrecimiento.

Comentario 27.3.a.3

Las fórmulas 27.3.a.3, corresponden al diseño de estribos para controlar la expansión lateral del núcleo de concreto, producida por compresión en los extremos de las columnas (Fig.8.28), evitando de esta manera la trituración del concreto, aunque el recubrimiento puede fallar. Cabe destacar que ensayos de compresión (Fig.8.33) hechos en probetas rectangulares con estribos de $1\frac{3}{4}$ de vuelta (Fig.4.31), o con ganchos a 135° proporcionaron el mismo confinamiento al núcleo de concreto, mientras que mejores resultados se obtuvieron con el empleo de zunchos.



El estribaje mínimo a utilizar se muestra en la Fig.8.34, mientras que en la Fig.8.35, correspondiente al sismo de Pisco del 2007, aparece un nudo sin los 2 estribos adicionales.

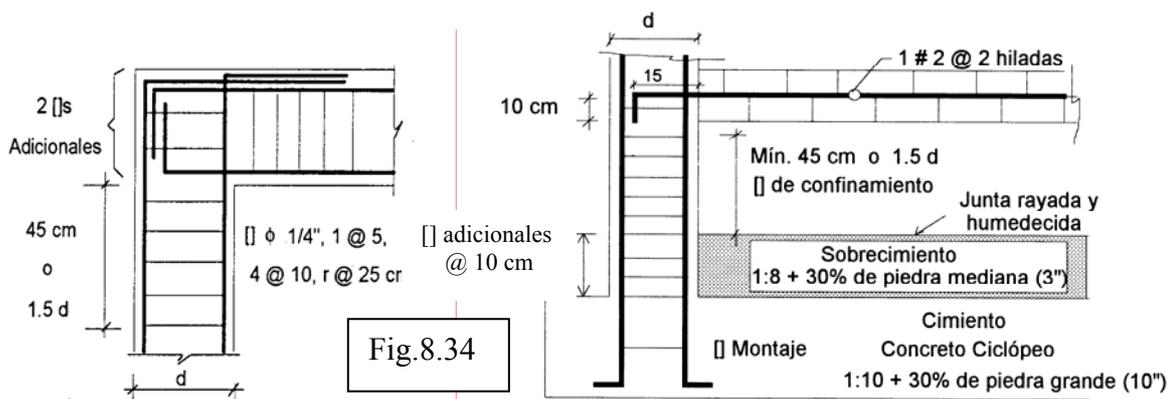


Fig.8.34

Fig.8.35



b) Diseño de las vigas soleras correspondientes al primer nivel

- La solera se diseñará a tracción pura para soportar una fuerza igual a T_s :

$$T_s = V_{m1} \frac{L_m}{2L}; \quad A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0,1 f_c A_{cs}}{f_y} \dots (\text{mínimo: } 4 \phi 8 \text{ mm}) \quad (27.3.b)$$

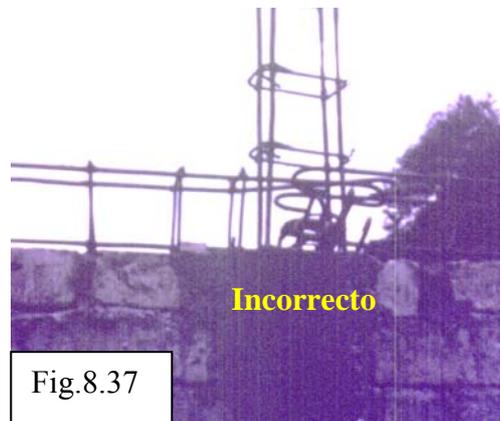
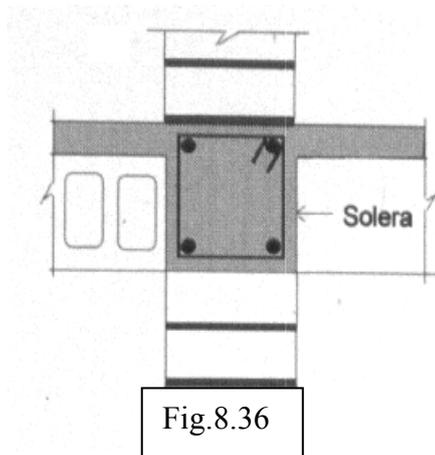
donde: $\phi = 0,9$

A_{cs} = área de la sección transversal de la solera

- El área de la sección transversal de la solera (A_{cs}) será suficiente para alojar el refuerzo longitudinal (A_s), pudiéndose emplear vigas chatas con un peralte igual al espesor de la losa del techo. En la solera se colocará estribos mínimos: [] 6mm, 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25 cm.

Comentario 27.3.b

Las vigas soleras no necesitan diseñarse a fuerza cortante, debido a que los pisos superiores proporcionan una gran área de corte vertical. Por ello, la sección transversal de la solera puede ser la suficiente como para alojar al refuerzo longitudinal (Fig.8.36). Sin embargo, por la concentración de esfuerzos que produce la albañilería al trabajar como puntal (Fig.8.26), es necesario agregar estribos mínimos en los extremos de las soleras, evitando la congestión de refuerzo en los nudos (Fig.8.37), causante de posibles cangrejeras.



27.4 Diseño de los pisos superiores no agrietados

- a) Las columnas extremas de los pisos superiores deberán tener un refuerzo vertical (A_s) capaz de absorber la tracción “ T ” producida por el momento flector ($M_{ui} = M_e(V_{m1}/V_{e1})$) actuante en el piso en estudio, asociado al instante en que se origine el agrietamiento diagonal del primer entrepiso.

$$F = \frac{M_u}{L} \quad T = F - P_c > 0 \quad (27.4.a)$$

$$A_s = \frac{T}{\phi f_y} \geq \frac{0,1 f_c' A_c}{f_y} \dots (\text{mínimo: } 4 \phi 8mm), \text{ donde } \phi = 0,9.$$

- b) El área del núcleo (A_n) correspondiente a las columnas extremas de confinamiento, deberá diseñarse para soportar la compresión “ C ”. Para obtener el área de concreto (A_c), deberá agregarse los recubrimientos al área del núcleo “ A_n ”:

$$C = P_c + F$$

$$A_n = A_s + \frac{C/\phi - A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot \delta \cdot f_c'} \quad (27.4.b)$$

donde: $\phi = 0,7$ o $0,75$, según se emplee estribos cerrados o zunchos, respectivamente.

$\delta = 0,8$ para columnas sin muros transversales

$\delta = 1$ para columnas confinadas para muros transversales

- c) Las columnas internas podrán tener refuerzo mínimo.
- d) Las soleras se diseñarán a tracción con una fuerza igual a “ T_s ”:

$$T_s = V_u \frac{L_m}{2L} \quad A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0,1 f_c' A_{cs}}{f_y} \dots (\text{mínimo: } 4 \phi 8mm) \quad (27.4.d)$$

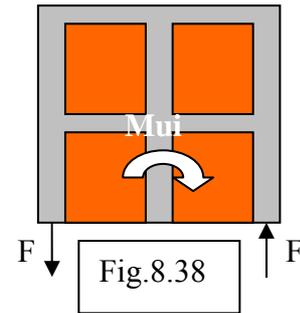
donde $\phi = 0,9$

- e) Tanto en las soleras como en las columnas de confinamiento, podrá colocarse estribos mínimos: $\square 1/4"$, 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25 cm.

Comentario 27.4

En los pisos superiores no agrietados, donde $V_{mi} > V_{ui} = V_{ei}(V_{m1}/V_{e1})$, la albañilería trabaja al 100% a fuerza cortante, por lo que la interfase columna-solera no necesita diseñarse a corte-fricción. Asimismo, las columnas interiores, integradas a la albañilería no agrietada, presentan

escasa compresión o tracción por flexión, por lo que ellas deberían más bien diseñarse como elementos de arrioste de la albañilería sujeta a cargas perpendiculares a su plano (Capítulo 9). Sin embargo, puesto que la resistencia a tracción por flexión de la albañilería simple es pequeña (del orden de 5 kg/cm^2 para el caso de ladrillos de arcilla), es necesario reforzar a las columnas extremas de modo que puedan absorber la acción del momento flector ($F = M_u / L$, Fig.8.38).



Artículo 28. ALBAÑILERÍA ARMADA

28.1 Aspectos Generales

Es objetivo de esta norma el lograr que los muros de albañilería armada tengan un comportamiento dúctil ante sismos severos, propiciando una falla final de tracción por flexión, evitando fallas frágiles que impidan o reduzcan la respuesta dúctil del muro ante dichas solicitaciones. Para alcanzar este objetivo la resistencia de los muros debe satisfacer las verificaciones dadas en 28.2 a 28.5 y deberá cumplirse los siguientes requisitos:

Comentario

En el caso de los muros armados es posible lograr la falla por flexión (ver 23.2.f y Fig.8.7), sin embargo, debe evitarse las derivaciones de esta falla, como la falla por deslizamiento (Fig.8.8), o la trituration de los talones, lo que reduciría la respuesta dúctil del muro.

- a) Todos los muros llevarán refuerzo horizontal y vertical. La cuantía mínima de refuerzo en cualquier dirección será de 0,1%. Las varillas de acero de refuerzo serán corrugadas.

Comentario 28.1.a

Experimentalmente (ver 23.2.d y la Fig.8.4) ha podido comprobarse que los muros armados necesitan llevar refuerzo tanto horizontal como vertical, no solo para absorber las fuerzas sísmicas, sino también para contrarrestar los cambios volumétricos producidos por variaciones de temperatura o contracción de secado del grout.

La cuantía mínima de refuerzo horizontal que se especifica ($\rho = 0,1\%$), es suficiente como para absorber la carga de agrietamiento diagonal en un muro que carece de carga vertical. Denominando “ v_u ” al esfuerzo cortante asociado al agrietamiento diagonal (del orden de $4,2 \text{ kg/cm}^2$), entonces el aporte del refuerzo horizontal es $v_s = \rho f_y = v_u$, de donde se obtiene: $\rho = v_u / f_y = 4,2 / 4200 = 0,001$ (0,1%).

- b) El refuerzo horizontal se colocará preferentemente en el eje del muro, alojado en la cavidad horizontal de la unidad de albañilería. El refuerzo horizontal podrá colocarse en la cama de mortero de las hiladas cuando el espesor de las paredes de la unidad permitan que el refuerzo tenga un recubrimiento mínimo de 15 mm.

- c) El refuerzo horizontal de los muros se diseñará para el cortante asociado al mecanismo de falla por flexión, es decir para el cortante debido al sismo severo, sin considerar ninguna contribución de la albañilería de acuerdo a lo indicado en el Artículo 21.
- d) El espaciamiento del refuerzo horizontal en el primer piso de muros hasta de 3 pisos o 12 m de altura en las zonas sísmicas 2 y 3 no excederá de 450 mm y para muros de más de 3 pisos o 12 m no excederá de 200 mm; en la zona sísmica 1 no excederá de 800 mm.

Comentario 28.1.d

En los muros portantes de carga sísmica, es conveniente no espaciar en exceso al refuerzo horizontal, para poder controlar en mayor grado al grosor de las grietas diagonales, que es lo que causa el deterioro de la albañilería por las continuas aberturas y cerramientos de esas grietas durante el sismo. Cualquiera que fuese el caso, incluso en la zona sísmica 1, deberá respetarse la cuantía mínima especificada en 28.1.a (0,001).

- e) El refuerzo horizontal en los muros del primer piso de edificios de 3 o más pisos debe ser continuo sin traslapes. En los pisos superiores o en los muros de edificaciones de 1 y 2 pisos, el refuerzo horizontal no será traslapado dentro de los 600 mm o $0,2L$ del extremo del muro. La longitud de traslape será la requerida por tracción y los extremos de las barras en el traslape deberán amarrarse.

Comentario 28.1.e

En la medida que sea posible, debe evitarse el traslape del refuerzo horizontal, esto es sencillo de cumplir puesto que la longitud de los muros armados hechos con bloques de concreto vibrado, está limitada como máximo en 8 m (ver artículo 17.f y la Fig.6.27 en el Capítulo 6) y las varillas tienen una longitud de 9 m. Este refuerzo actúa en mayor grado en la zona central del muro, donde se desarrollan las mayores grietas diagonales y también la mayor flexión por carga sísmica perpendicular al plano, por lo que deberá evitarse el traslape en esa región.

- f) Todos los alvéolos de las unidades que se utilicen en los muros portantes de carga sísmica, de los dos primeros pisos de edificios de 3 ó más pisos, deberán estar totalmente rellenos de concreto líquido. Para los muros de los pisos superiores podrá emplearse muros parcialmente rellenos, si cumplen con la limitación dada en el Artículo 28.1.h.

Comentario 28.1.f

Esta especificación se basa en que la rótula plástica se desarrollará en los primeros pisos del muro (ver 21.1 y las figuras 7.14 y 7.15 del Capítulo 7); sin embargo, deberá preverse el cambio de rigidez y de resistencia que existe entre un piso totalmente relleno con grout y el inmediato superior parcialmente relleno. En el piso parcialmente relleno, debe trabajarse descontando las celdas vacías (ver 3.13 y la Fig.2.14 del Capítulo 2) a fin de calcular el área, el momento de inercia y la resistencia a corte de la sección transversal (V_m). Para hallar " V_m " en el muro parcialmente relleno, debe considerarse que su esfuerzo cortante unitario es el mismo que el de una sección totalmente llena de grout.

- g) Cuando el esfuerzo último por compresión, resultante de la acción de las cargas de gravedad y de las fuerzas de sismo coplanares, exceda de $0,3 f'_m$ los extremos libres de los muros (sin muros transversales) se confinarán para evitar la falla por flexocompresión. El confinamiento se podrá lograr mediante planchas de acero estructural inoxidable o galvanizado, mediante estribos o zunchos cuando la dimensión del alvéolo lo permita.

Comentario 28.1.g

El objetivo de este artículo es controlar la expansión lateral del grout debido a la compresión por flexión actuante en el borde libre del muro, para evitar que el talón se triture pandeándose el refuerzo vertical (Fig.8.39). Se entiende que las paredes transversales debidamente conectadas entre sí, son suficientes como para brindarse entre ellas el confinamiento debido. Por otro lado, no basta con confinar a la celda extrema del borde libre (Fig.8.40), sino que debe confinarse toda la región donde el esfuerzo de compresión por flexión supere a $0.3f'_m$.

Fig.8.39

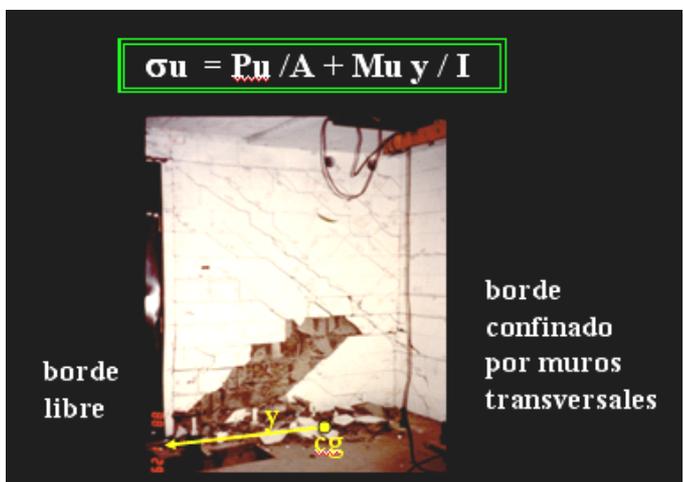
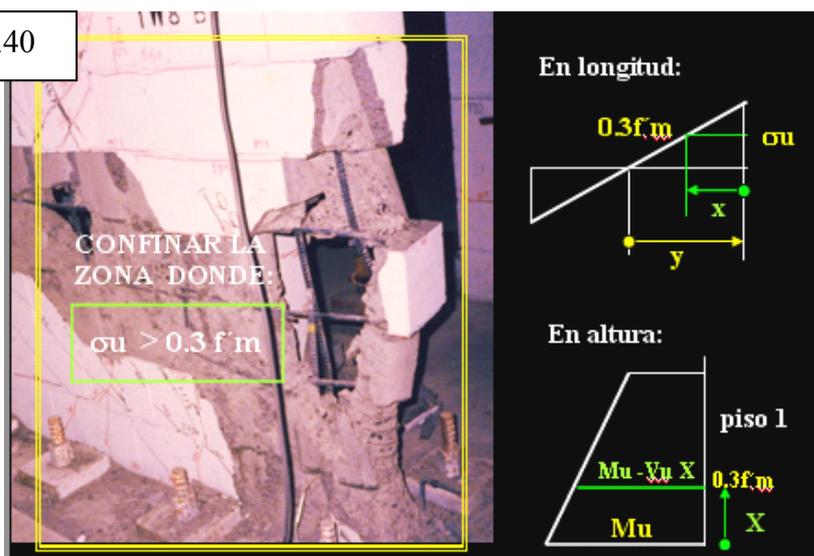
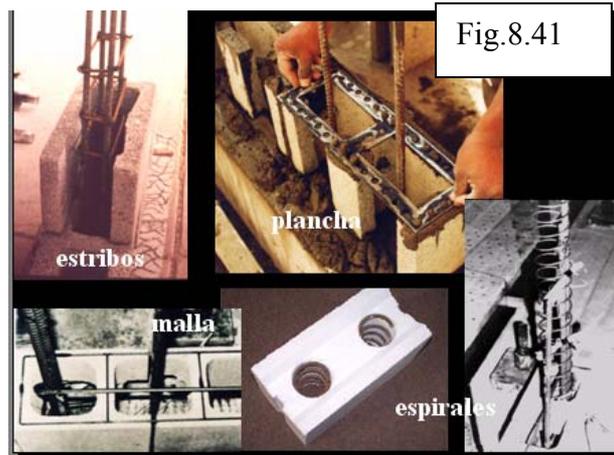


Fig.8.40



Diversos elementos de confinamiento se aprecian en la Fig.8.41. Mayores detalles aparecen en el comentario al Artículo 12.12 y en las figuras 4.67 a 4.71 del Capítulo 4.



- h) Los muros de edificaciones de uno y dos pisos cuyo esfuerzo cortante ante sismos severos no exceda de $0,5 \frac{V_m}{A_n}$, donde A_n es el área neta del muro, podrán ser construidos de albañilería parcialmente rellena. En este caso el refuerzo horizontal se colocará en las hiladas o en el eje del muro cuando las celdas de la unidad sin refuerzo vertical han sido previamente taponadas.

Comentario 28.1.h

La fuerza cortante ante sismos severos que se refiere en 28.1.h, es la asociada al mecanismo de falla por flexión (V_{uf} , ver 28.5.b). Esta fuerza debe estar muy por debajo de la carga que produce el agrietamiento diagonal (V_m), a fin de aplicar lo indicado en 28.1.h. En la albañilería parcialmente rellena, el refuerzo horizontal colocado en el eje del muro no debe atravesar celdas vacías, porque perdería adherencia y no tendría protección contra la corrosión.

- i) Los muros secundarios (tabiques, parapetos y muros portantes no contabilizados en el aporte de resistencia sísmica) podrán ser hechos de albañilería parcialmente rellena. En estos casos, la cuantía de refuerzo vertical u horizontal no será menor que 0,07%.

Comentario 28.1.i

Los muros que aportan resistencia sísmica son aquellos contabilizados en la expresión 26.4 ($\Sigma V_m > V_E$), el resto de muros puede ser parcialmente relleno y la cuantía mínima que se especifica (0,07%) cubre tan solo los cambios volumétricos por efectos de temperatura o de contracción de secado, no la acción sísmica perpendicular al plano del muro.

- j) En las zonas del muro donde se formará la rótula plástica (primer piso), se tratará de evitar el traslape del refuerzo vertical, o se tomará las precauciones especificadas en el Artículo 12.1.

Comentario 28.1.j

Con esta especificación se trata de evitar el debilitamiento del muro en su zona más crítica (primer piso), causado por posibles cangrejas internas, falla por cizalle en la zona donde termina la espiga de traslape, etc. (ver las figuras 4.45 a 4.48 del Capítulo 4).

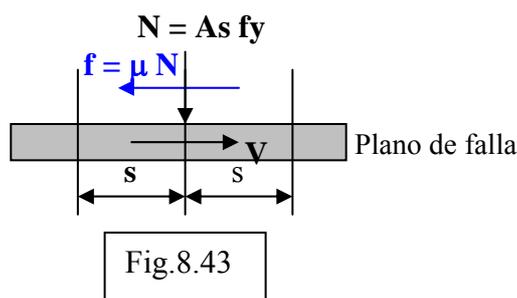
- k) Para evitar las fallas por deslizamiento en el muro (cizalle), el refuerzo vertical por flexión se concentrará en los extremos del muro y en la zona central se utilizará una cuantía no menor que 0,001, espaciando las barras a no más de 45 cm. Adicionalmente, en la interfase cimentación – muro, se añadirán espigas verticales de 3/8” que penetre 30 y 50 cm, alternadamente, en el interior de aquellas celdas que carecen de refuerzo vertical.

Comentario 28.1.k

Experimentos realizados indican que mediante el empleo de refuerzo vertical concentrado en los extremos, se logra atenuar el corrimiento de las fisuras de tracción por flexión hacia la parte interna del muro, las que finalmente derivan en una falla por deslizamiento. Sin embargo, si bien la base del muro es la más susceptible de fallar por cizalle, en realidad esta falla podría presentarse en cualquiera de las hiladas (figuras 8.8 y 8.42), debido a la debilidad de la unión bloque-mortero. Por ello, se especifica el empleo de una cuantía mínima (0,001) de refuerzo vertical en la zona central del muro, adicional a la requerida por flexión. Esta cuantía fue derivada suponiendo que el esfuerzo cortante actuante (v) era del orden de $4,2 \text{ kg/cm}^2$ y admitiendo un coeficiente de fricción $\mu = 1$, tal como se muestra en la Fig.8.43, donde “ t ” es el espesor del muro, “ s ” es el espaciamiento entre refuerzos verticales y “ f ” es la resistencia a cizalle:

Fig.8.42

Muro sin refuerzo vertical en zona central. Falla por cizalle en la base de la hilada 3.



$$f = \mu N = \mu (As fy) = V = v t s \rightarrow \rho = As / (s t) = v / (\mu fy) = 4,2 / (1 \times 4200) = 0,001$$

En caso el refuerzo vertical central (con cuantía de 0,001) tuviese un espaciamiento mayor que 20 cm, es necesario añadir espigas de 3/8” que conecten al muro con la cimentación en aquellas celdas donde no exista refuerzo vertical. Esto se debe a que en la base el grout puede segregarse (figuras 3.23 y 3.24 del Capítulo 3) debilitándose la resistencia a cizalle.

28.2 Resistencia a compresión y flexo compresión en el plano del muro

Suposiciones de diseño

El diseño por flexión de muros sometidos a carga axial actuando conjuntamente con fuerzas horizontales coplanares, se basará en las suposiciones de esta sección y en la satisfacción de las condiciones aplicables de equilibrio y compatibilidad de deformaciones.

- a. La deformación unitaria en el acero de refuerzo y en la albañilería será asumida directamente proporcional a la distancia medida desde el eje neutro.

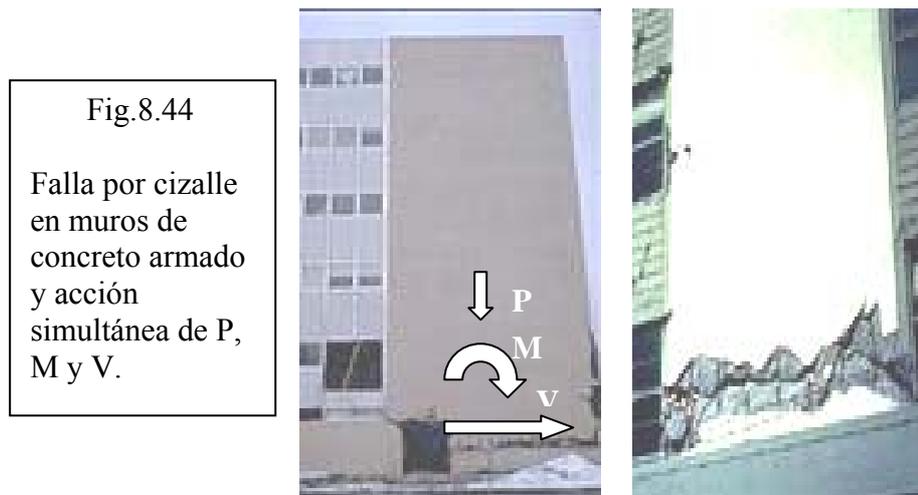
- b. La deformación unitaria máxima de la albañilería, ε_m , en la fibra extrema comprimida se asumirá igual a 0,002 para albañilería de unidades apilables e igual a 0,0025 para albañilería de unidades asentadas cuando la albañilería no es confinada y de 0,0055 cuando la albañilería es confinada mediante los elementos indicados en 28.1.g.
- c. Los esfuerzos en el refuerzo, por debajo del esfuerzo de fluencia especificado, f_y , se tomarán iguales al producto del módulo de elasticidad E_s por la deformación unitaria del acero. Para deformaciones mayores que la correspondiente a f_y los esfuerzos en el acero se considerarán independientes de la deformación e iguales a f_y .
- d. La resistencia a la tracción de la albañilería será despreciada.
- e. El esfuerzo de compresión máximo en la albañilería, $0,85 f'_m$, será asumido uniformemente distribuido sobre una zona equivalente de compresión, limitada por los bordes de la sección transversal y una línea recta paralela al eje neutro de la sección a una distancia $a = 0,85 c$, donde c es la distancia del eje neutro a la fibra extrema comprimida.
- f. El momento flector M_e actuante en un nivel determinado se determinará del análisis estructural ante sismo moderado.
- g. El momento flector y la fuerza cortante factorizado serán $M_u = 1,25 M_e$ y $V_u = 1,25 V_e$ respectivamente. La resistencia en flexión, de todas las secciones del muro debe ser igual o mayor al momento de diseño obtenido de un diagrama de momentos modificado, de manera que el momento hasta una altura igual a la mitad de la longitud del muro sea igual al momento de la base y luego se reducirá de forma lineal hasta el extremo superior.

Comentario a 28.2

Las hipótesis que se proporcionan en 28.2, para calcular el refuerzo vertical, son las mismas que se aplican en el diseño de placas de concreto armado, con la diferencia que debe reemplazarse f'_c por f'_m y ε_c por ε_m . Estas hipótesis se utilizan para dibujar el diagrama de interacción carga axial–momento flector (P-M), el cual puede obviarse si el diseño se hace en forma conservadora, suponiendo que el muro es de sección rectangular (ecuación 28.3.b).

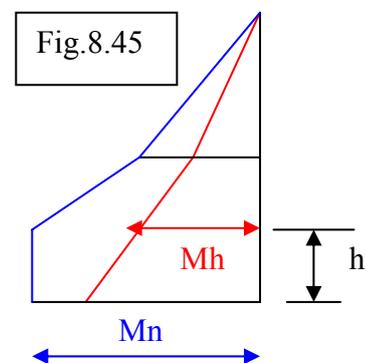
En la elaboración del diagrama de interacción (P-M) no debe considerarse al refuerzo vertical colocado en la parte central del muro (cuantía 0,001, ver 28.1.k), puesto que este refuerzo está reservado para evitar la falla por cizalle, pero, debe incluirse el refuerzo vertical de los muros transversales ubicados en el ancho tributario $B = \frac{1}{4}L$ o $6t$ (ver artículo 24.6 y Fig.8.14).

Cabe destacar que el momento flector M y la fuerza cortante V (que es la que produce el cizalle, Fig.8.44), actúan en simultáneo, adoptando sus valores máximos al mismo instante, por lo que el refuerzo vertical debe calcularse para soportar cada efecto por separado, para después adicionarlos. Asimismo, es importante señalar que la falla por cizalle (grieta horizontal) no puede ser controlada por el refuerzo horizontal, sino por el vertical.



Por otro lado, el diseño se realiza amplificando por 1,25 a los esfuerzos causados por el sismo moderado (M_e , V_e), con el objeto de que la falla por flexión se active antes que ocurra el sismo severo. Esto no quiere decir que durante el sismo severo el muro colapse por flexión, debido a que hay una serie de factores que crean sobre resistencia por flexión, tales como: 1) el ingreso del refuerzo a su zona de endurecimiento, donde el refuerzo puede incrementar su resistencia hasta 1,5 veces más que el valor de fluencia; 2) el uso del factor de reducción de resistencia ϕ (ver 28.3.a) que es del orden de 0,7; 3) la interacción losa-muro que reduce M; 4) el giro de la cimentación que reduce M; etc. Todos estos factores producen una sobre resistencia a flexión mayor que 2, que es la relación entre las fuerzas originadas por el sismo severo y el moderado.

Adicionalmente, en 28.2.g se acepta que la rótula plástica puede alcanzar una altura (medida desde la base) igual a la mitad de la longitud del muro ($h = \frac{1}{2} L$), y que en toda esa zona el momento nominal (M_n , ver 28.3.b) se mantiene constante, por lo que las secciones superiores deberán tener una resistencia a flexión que supere al momento flector proveniente del análisis amplificado por M_n / M_h , donde “ M_h ” es el momento flector proveniente del análisis en la sección localizada a la altura “ h ” (Fig.8.45).



28.3 Evaluación de la Capacidad Resistente “ M_n ”

- a) Para todos los muros portantes se debe cumplir que la capacidad resistente a flexión M_n , considerando la interacción carga axial - momento flector, reducida por el factor ϕ , sea mayor o igual que el momento flector factorizado M_u :

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

el factor de reducción de la capacidad resistente a flexocompresión ϕ , se calculará mediante la siguiente expresión:

$$0,65 \leq \phi = 0,85 - 0,2 \frac{P_u}{P_o} \leq 0,85 \quad (28.3.a)$$

Donde $P_o = 0,1 f'_m t.L$

- b) Para muros de sección rectangular, la capacidad resistente a flexión M_n podrá calcularse aplicando la fórmula siguiente:

$$M_n = A_s f_y D + P_u L/2 \quad (28.3.b)$$

donde: $D = 0,8L$

A_s = área del refuerzo vertical en el extremo del muro

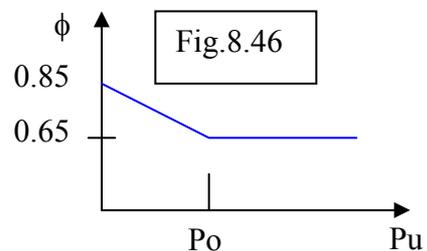
Para calcular el área de acero " A_s " a concentrar en el extremo del muro, se deberá utilizar la menor carga axial: $P_u = 0,9P_g$.

Cuando al extremo traccionado concorra un muro perpendicular, el momento flector M_u podrá ser reducido en $0,9P_{gt}.L/2$, donde P_{gt} es la carga de gravedad tributaria proveniente del muro transversal.

- c) Para muros con secciones no rectangulares, el diseño por flexo compresión podrá realizarse empleando la formulación anterior o mediante la evaluación del Diagrama de Interacción para las acciones nominales (P_n vs. M_n).
- d) Por lo menos se colocará $2 \phi \ 3/8"$, o su equivalente, en los bordes libres del muro y en las intersecciones entre muros.
- e) En la zona central del muro el refuerzo vertical mínimo será el requerido por corte fricción de acuerdo a lo indicado en el Artículo 28.1.k.
- f) El valor " M_n " se calculará sólo para el primer piso (M_{n1}), debiéndose emplear para su evaluación la máxima carga axial posible existente en ese piso: $P_u = 1,25 P_m$, contemplando el 100% de sobrecarga.

Comentario 28.3

La expresión 28.3.a, se muestra en la Fig.8.46. En el cálculo de ϕ debe resaltarse que se contempla la reducción de resistencia a flexión cuanto mayor sea la carga vertical P_u , por la trituración que esta carga podría causar en los talones del muro; asimismo, el valor de P_u corresponde a la carga con la cual se determina el refuerzo vertical ($0.9P_g$).



Mediante la expresión 28.3.b, puede evaluarse el refuerzo vertical a colocar en los extremos del muro: $A_s = [M_u / \phi - P_u L/2] / (f_y D)$. En este cálculo debe trabajarse con la menor carga axial posible ($0.9P_g$, donde P_g es la carga de gravedad calculada con la sobrecarga reducida según indica la Norma E.030) y, además, el factor ϕ debe ser compatible con esta carga.

Adicionalmente, cuando en el extremo traccionado existe carga vertical tributaria proveniente de un muro transversal (Pt), puede reducirse el momento flector Mu, tal como se muestra en la Fig.8.47. También, con la ecuación 28.3.b puede evaluarse la tracción (T) en cada extremo de la sección rectangular ($T = [Mu/\phi - Pu L/2]/D$), para luego hallar el área de acero vertical en el borde con pared transversal: $As1 = (T - Pt)/fy$, y en el borde libre: $As2 = T/fy$.

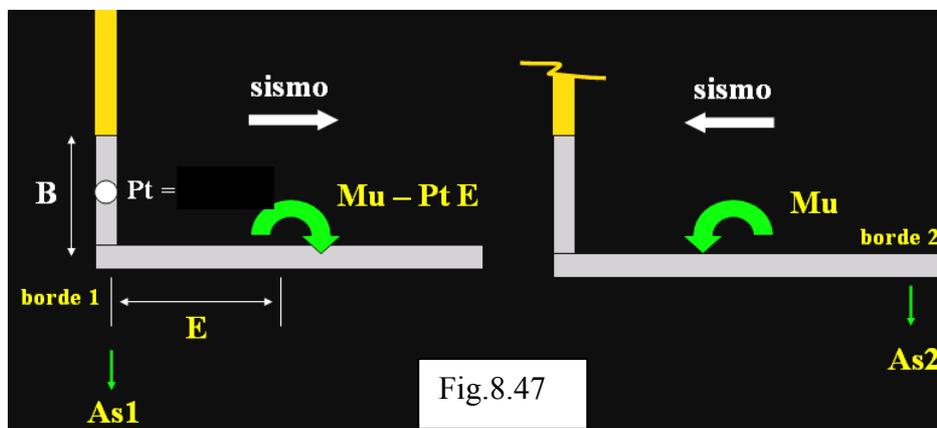


Fig.8.47

El refuerzo vertical (As) debe distribuirse en las celdas extremas, tratando de cumplir lo especificado en el artículo 12.9 del Capítulo 4, para evitar la congestión de refuerzo en la celda. Una vez calculado “As” en el primer piso, se aplica la fórmula 28.3.b, o se ingresa al diagrama de interacción (Fig.8.48), con la mayor carga axial amplificada, para determinar el momento flector nominal Mn, que es la resistencia a flexión máxima que puede desarrollar la base del muro. En el cálculo de la resistencia de los pisos superiores al primero, deberá contemplarse lo especificado en 28.2.g (Fig.8.45).

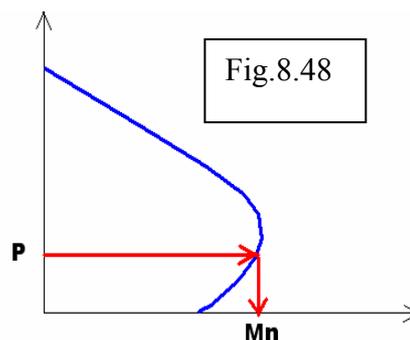


Fig.8.48

28.4 Verificación de la necesidad de confinamiento de los extremos libres del muro

- a) Se verificará la necesidad de confinar los extremos libres (sin muros transversales) comprimidos, evaluando el esfuerzo de compresión último (σ_u) con la fórmula de flexión compuesta:

$$\sigma_u = \frac{P_u}{A} + \frac{M_u \cdot y}{I} \tag{28.4}$$

En la que P_u es la carga total del muro, considerando 100% de sobrecarga y amplificada por 1,25.

- b) Toda la longitud del muro donde se tenga $\sigma_u \geq 0,3 f'_m$ deberá ser confinada. El confinamiento se hará en toda la altura del muro donde los esfuerzos calculados con 28.4, sean mayores o iguales al esfuerzo límite indicado.

- c) Cuando se utilice confinamiento, el refuerzo vertical existente en el borde libre deberá tener un diámetro $D_b \geq s/13$, donde “s” es el espaciamiento entre elementos de confinamiento.

Comentario 28.4

Esta especificación se aplica solo a los bordes libres de los muros, ya que cuando existen muros transversales, el área de compresión se incrementa sustancialmente (Fig.8.39). En el cálculo del momento de inercia “I” y del área “A”, debe incluirse el ancho efectivo del muro transversal.

Los elementos de confinamiento más comunes aparecen en la Fig.8.41. Cabe remarcar que debe confinarse toda una región del muro (aquella donde $\sigma_u > 0.3f'_m$, Fig.8.40), ensayos que se han hecho confinando solo a la celda extrema han mostrado deficiencia (Fig.8.49). Asimismo, con la finalidad de evitar el pandeo de la barra vertical ubicada en la celda extrema (Fig.8.50), es necesario que ésta tenga un diámetro mayor que $s/13$, donde “s” es el espaciamiento entre las planchas o malla electrosoldada de confinamiento.



28.5 Resistencia a corte

- a) El diseño por fuerza cortante se realizará para el cortante “ V_{uf} ” asociado al mecanismo de falla por flexión producido en el primer piso. El diseño por fuerza cortante se realizará suponiendo que el 100% del cortante es absorbido por el refuerzo horizontal. El valor “ V_{uf} ” considera un factor de amplificación de 1,25, que contempla el ingreso de refuerzo vertical en la zona de endurecimiento.
- b) El valor “ V_{uf} ” se calculará con las siguientes fórmulas:

Primer Piso: $V_{uf1} = 1,25 V_{u1} (M_{n1}/M_{u1}) \dots$ no menor que V_{m1}

Pisos Superiores: $V_{ufi} = 1,25 V_{ui} (M_{ni}/M_{ui}) \dots$ no mayor que V_{mi}

El esfuerzo de corte $v_i = V_{uf} / t L$ no excederá de $0,10 f'_m$ en zonas de posible formación de rótulas plásticas y de $0,20 f'_m$ en cualquier otra zona.

- c) En cada piso, el área del refuerzo horizontal (A_{sh}) se calculará con la siguiente expresión:

$$A_{sh} = \frac{V_{uf} \cdot s}{f_y \cdot D} \quad (28.5)$$

donde:

s = espaciamiento del refuerzo horizontal

$D = 0,8 L$ para muros esbeltos, donde: $M_e / (V_e \cdot L) \geq 1$

$D = L$ para muros no esbeltos, donde: $M_e / (V_e \cdot L) < 1$

Comentario 28.5

La relación M_{n1} / M_{u1} , expresa el factor de amplificación por el cual debe multiplicarse a la fuerza cortante (V_{u1}) existente en un piso “i”, para hallar el cortante asociado al mecanismo de falla por flexión (V_{uf1}). Cabe destacar que una vez formada la rótula plástica en el primer piso, los esfuerzos en los pisos superiores no se incrementarán más, excepto por el ingreso del refuerzo vertical a su zona de endurecimiento (factor 1,25), es por ello que el factor de amplificación se calcula sólo para el primer piso y es de distinta magnitud en cada muro.

Ante la eventualidad de que se produzca una falla por corte en el primer piso (Fig.8.51), se especifica que la fuerza cortante de diseño en el primer piso V_{u1} , no debe ser menor que la carga de agrietamiento diagonal correspondiente (V_{m1}); por esta misma razón se limita la magnitud de los esfuerzos cortantes a un tope de $0.1f_c$ en el primer piso.



Fig.8.44. Falla por corte en muros de albañilería armada. Edificio de 3 pisos (izquierda) y espécimen de 5 pisos a escala natural (derecha).