

CAPÍTULO 6 ESTRUCTURACIÓN

Las especificaciones de este Capítulo se aplicarán tanto a la albañilería confinada como a la albañilería armada.

Artículo 14. ESTRUCTURA CON DIAFRAGMA RÍGIDO

14.1 Debe preferirse edificaciones con diafragma rígido y continuo, es decir, edificaciones en las que las losas de piso, el techo y la cimentación, actúen como elementos que integran a los muros portantes y compatibilicen sus desplazamientos laterales.

Comentario

El diafragma rígido es una lámina que no se deforma axialmente ni se flexiona ante cargas contenidas en su plano. Los techos metálicos (Fig.6.1) o de madera no constituyen diafragmas rígidos y tampoco arriostran horizontalmente a los muros (ver la Fig.2.32 del Capítulo 2), en ellos es indispensable el empleo de vigas soleras que amarren a todos los muros (Fig.6.2), diseñadas para absorber las acciones sísmicas perpendiculares al plano de la albañilería (armada o confinada), tal como se indica en el Artículo 16.1 de este Capítulo, donde sólo se permite diafragmas flexibles en el último nivel.



Fig.6.1

Fig.6.2

Diafragma flexible en el último nivel. Muros sin soleras (izquierda) y con solera (derecha).

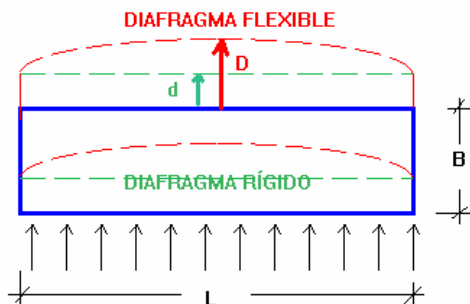


14.2 Podrá considerarse que el diafragma es rígido cuando la relación entre sus lados no excede de 4. Se deberá considerar y evaluar el efecto que sobre la rigidez del diafragma tienen las aberturas y discontinuidades en la losa.

Comentario

Cuando la relación entre los lados del diafragma excede de 4, la losa puede flexionarse ante cargas contenidas en su plano, como si fuese una viga (Fig.6.3), con lo cual, se pierde la compatibilidad de desplazamientos laterales en los muros. En estos casos puede optarse por colocar juntas verticales, dividiendo al edificio en bloques, o analizar al edificio suponiendo que los diafragmas son flexibles, lo propio cuando el diafragma presente grandes aberturas.

Fig.6.3
Deformación por flexión en un diafragma alargado, con $L/B > 4$.
Vista en planta.



- 14.3** Los diafragmas deben tener una conexión firme y permanente con todos los muros para asegurar que cumplan con la función de distribuir las fuerzas laterales en proporción a la rigidez de los muros y servirles, además, como arriostres horizontales.

Comentario

Para el caso de losas aligeradas (Fig.6.4) y macizas (Fig.6.5), el concreto de las soleras se vacía en conjunto con el de la losa, esto provee monolitismo a la conexión albañilería-solera-losa. En este caso la solera no



trabaja ante cargas que provienen de la albañilería sujeta a carga sísmica ortogonal a su plano, debido a que el diafragma rígido, integrado a la solera, impide su deformación por flexión.

- 14.4** Los diafragmas deben distribuir la carga de gravedad sobre todos los muros que componen a la edificación, con los objetivos principales de incrementarles su ductilidad y su resistencia al corte, en consecuencia, es recomendable el uso de losas macizas o aligeradas armadas en dos direcciones. Es posible el uso de losas unidireccionales siempre y cuando los esfuerzos axiales en los muros no excedan del valor indicado en el Artículo 19.1.b.

Comentario

Mediante ensayos de carga lateral cíclica en muros sujetos a carga vertical (Fig.6.6), ha podido comprobarse que conforme la magnitud de la carga vertical se incrementa, la resistencia a fuerza cortante también se incrementa, pero la ductilidad se reduce sustancialmente. Por ello es necesario que los esfuerzos axiales producidos por la carga vertical en un muro no excedan de $0.15f'_m$ (19.1.b). Una manera de reducir la magnitud de la carga vertical actuante en cada muro es mediante el empleo de losas (aligeradas o macizas) armadas en 2 sentidos, las que distribuyen las cargas provenientes del techo en los muros orientados en la dirección X e Y (Fig.6.7), mientras que las losas aligeradas unidireccionales concentran estas cargas sobre los muros donde apoyan las viguetas (Fig.6.4).

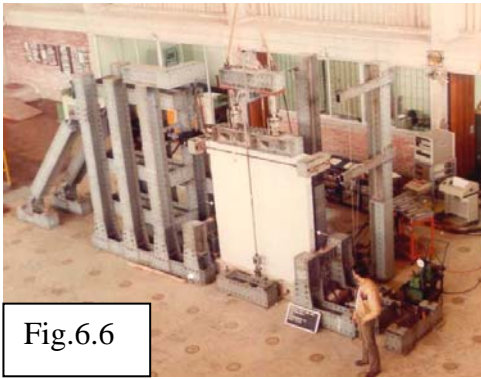


Fig.6.6

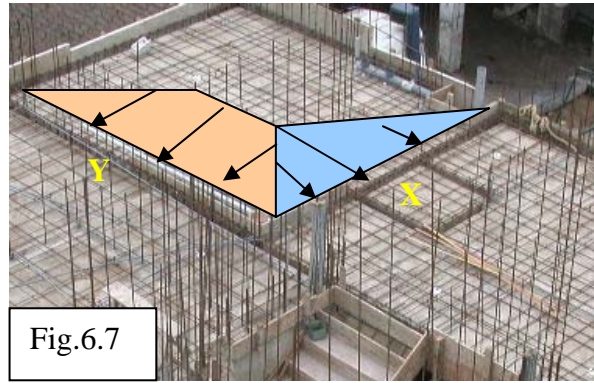


Fig.6.7

14.5 Los diafragmas formados por elementos prefabricados deben tener conexiones que permitan conformar, de manera permanente, un sistema rígido que cumpla las funciones indicadas en los Artículos 14.1 y 14.2.

Comentario

Las viguetas prefabricadas (Fig.6.8) constituyen una alternativa de techado. Experimentalmente ha podido comprobarse que este sistema funciona como diafragma rígido.



Fig.6.8

14.6 La cimentación debe constituir el primer diafragma rígido en la base de los muros y deberá tener la rigidez necesaria para evitar que asentamientos diferenciales produzcan daños en los muros.

Comentario

Ver el comentario al Artículo 2.1 del Capítulo 1 y las figuras 1.5 a 1.8.

Artículo 15. CONFIGURACIÓN DEL EDIFICIO

El sistema estructural de las edificaciones de albañilería estará compuesto por muros dúctiles dispuestos en las direcciones principales del edificio, integrados por los diafragmas especificados en el Artículo 14 y arriostrados según se indica en el Artículo 18.

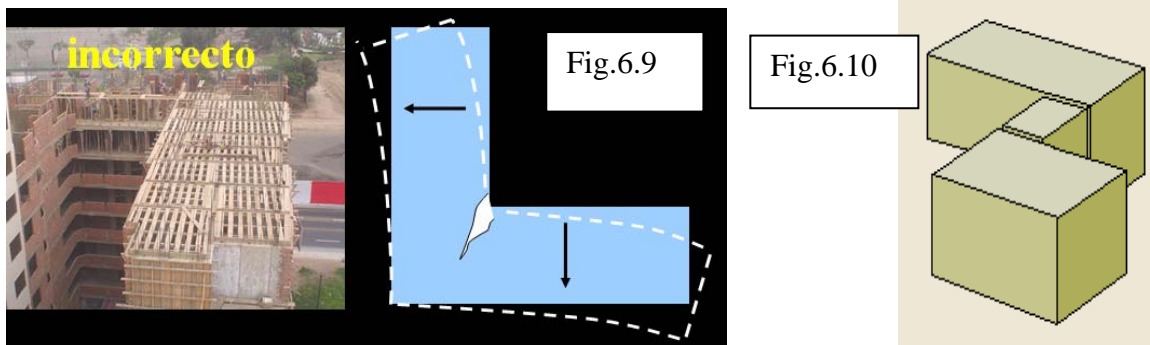
La configuración de los edificios con diafragma rígido debe tender a lograr:

15.1 Plantas simples y regulares. Las plantas con formas de L, T, etc., deberán ser evitadas o, en todo caso, se dividirán en formas simples.

Comentario

Las plantas irregulares en forma de T, L, H, Z, U han mostrado tener mal comportamiento sísmico, por el hecho de que cada zona está sujeta a fuerzas de inercias que podrían actuar

simultáneamente en sentidos indeseables (Fig.6.9), por tal razón se especifica desdoblar este tipo de edificación en bloques simples mediante juntas verticales (Fig.6.10).



15.2 Simetría en la distribución de masas y en la disposición de los muros en planta, de manera que se logre una razonable simetría en la rigidez lateral de cada piso y se cumpla las restricciones por torsión especificadas en la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente.

Comentario

Generalmente, el centro de masas de cada nivel coincide con el centroide del área en planta, sin embargo, cuando existe una concentración de muros hacia un lado de la planta, el centro de masas se correrá hacia esa zona, lo que deberá contemplarse en el análisis estructural. Incluso, la masa del tanque de agua elevado (Fig.6.11), podría causar el desplazamiento del centro de masas hacia esa zona, generando torsión que afecta a todos los pisos.



15.3 Proporciones entre las dimensiones mayor y menor, que en planta estén comprendidas entre 1 a 4, y en elevación sea menor que 4.

Comentario

Plantas con relación entre sus lados L/B (Fig.6.3) mayor que 4 funcionan como diafragmas flexibles. Por otra parte, mientras más esbeltos sean los muros (Fig.6.12), los efectos de compresión por flexión en sus talones (Fig.6.13) serán mayores. Debe indicarse que los talones de los muros son zonas críticas, cualquiera que sea su material (albañilería confinada, armada o concreto armado) o su forma de falla sísmica (por corte o por flexión).

Cabe destacar que en esta Norma no existe límite en la altura de las edificaciones de Albañilería Armada, quedando sujeta esta altura a la resistencia de los materiales empleados; en cambio, para las edificaciones de Albañilería Confinada la altura máxima es 15m o 5 pisos (Artículo 27 del Capítulo 8), porque se desconoce el comportamiento sísmico de este tipo de estructura para alturas mayores.

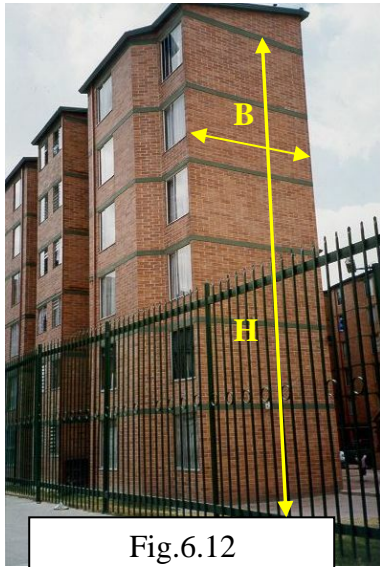


Fig.6.12
Incorrecto $H/B > 4$.



Fig.6.13. Chile, 1985.

15.4 Regularidad en planta y elevación, evitando cambios bruscos de rigideces, masas y discontinuidades en la transmisión de las fuerzas de gravedad y horizontales a través de los muros hacia la cimentación.

Comentario

Usualmente los tanques de agua apoyan sobre 4 columnas (Fig.6.14) muy flexibles en comparación con el último piso de albañilería. Este cambio brusco de rigidez crea un efecto de látigo durante los sismos, originando un incremento importante de las fuerzas horizontales en el tanque que podrían causar su colapso. Para evitar este cambio brusco de rigidez en tanques existentes, se recomienda taponar los paños libres con muros de albañilería.



Fig.6.14. Tanques de agua y solución para evitar su colapso ante los sismos (derecha).

Irregularidades en elevación, como las mostradas en la Fig.6.15, deben evitarse en la medida que sea posible, subdividiendo al edificio en bloques independientes.

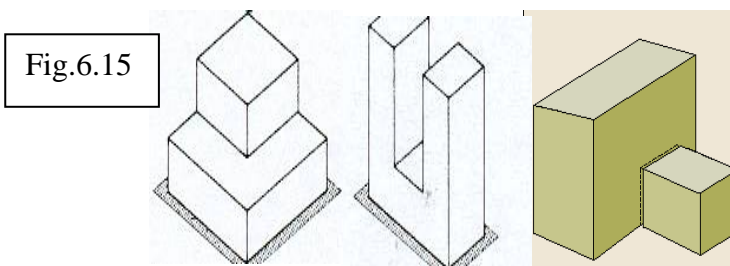


Fig.6.15

- 15.5** Densidad de muros similares en las dos direcciones principales de la edificación. Cuando en cualquiera de las direcciones no exista el área suficiente de muros para satisfacer los requisitos del Artículo 19.2.b, se deberá suplir la deficiencia mediante pórticos, muros de concreto armado o la combinación de ambos.

Comentario

En nuestro medio, usualmente las edificaciones presentan plantas alargadas con pocos muros en la dirección de la fachada, estas edificaciones han mostrado tener mal comportamiento sísmico (Fig.6.16), por lo que requieren la inclusión de placas de concreto armado (Fig.2.21 del Capítulo 2) en esa dirección.



Existen **edificaciones mixtas** donde los muros confinados están orientados en una sola dirección, mientras que en la dirección transversal (generalmente la de la fachada), se opta por una solución aporticada, utilizando las columnas de confinamiento como columnas del pórtico. Puesto que los pórticos son muy flexibles, la albañilería no puede seguir su deformada y termina agrietándose (Fig.6.17), ya sea por carga vertical, cuando las luces son grandes y la carga es importante, o por carga sísmica. La solución a este problema se logra peraltando a las columnas en la dirección aporticada, de tal forma que las derivas máximas sean menores que 0.005, inferior a la deriva máxima (0.007) especificada para los sistemas aporticados de concreto armado en la Norma de Diseño Sismorresistente E.030.

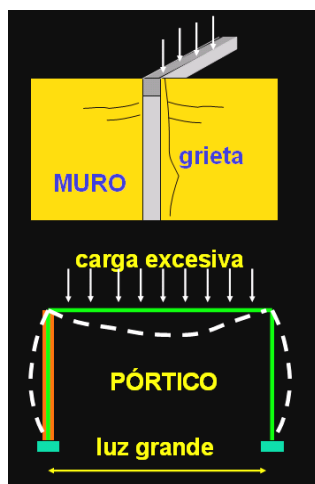


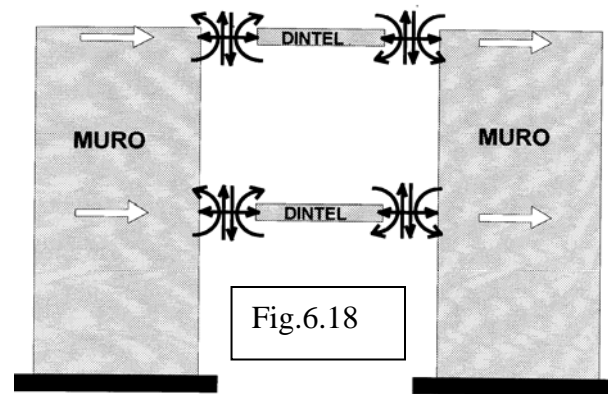
Fig.6.17. Flexibilidad de los pórticos.

- 15.6** Vigas dinteles preferentemente peraltadas (hasta 60 cm) para el caso en que el edificio se encuentre estructurado por muros confinados, y con un peralte igual al espesor de la losa del piso para el caso en que el edificio esté estructurado por muros armados (*).

(*) *Este acápite está relacionado con el método de diseño que se propone en el Capítulo 8, donde para los muros confinados se acepta la falla por corte, mientras que en los muros armados se busca la falla por flexión.*

Comentario

Conforme se incrementa el peralte de las vigas dinteles (Fig.6.18), las fuerzas internas que se desarrollan en ellas también se incrementan. Estas fuerzas internas actúan sobre los muros en sentido contrario y tratan de contrarrestar los efectos de la carga sísmica, reduciéndose el momento flector en la base de los muros, esto trae por consecuencia: 1) un incremento de la rigidez lateral; 2) un incremento de la resistencia al corte (ver el Artículo 26.3); 3) una reducción del tamaño de la cimentación con su refuerzo respectivo; 4) una reducción de la compresión por flexión en los talones del muro; y, 5) una reducción del refuerzo vertical a colocar en los extremos del muro.



Por lo indicado, estas vigas peraltadas son beneficiosas cuando se utilizan en los sistemas de Albañilería Confinada, donde se supone que la falla de los muros ante los terremotos es por fuerza cortante. Sin embargo, en los muros de Albañilería Armada, donde se admite una falla por flexión, no es conveniente emplear dinteles peraltados ya que al reducirse el momento flector en la base de los muros, la posibilidad de una falla por flexión se aleja.

En adición, el peralte de la viga dintel se ha limitado a 60cm debido a que la fuerza cortante que en ella se desarrolla, pasa a actuar como carga axial en el muro, pudiendo originar tracciones excesivas cuando el peralte del dintel sobrepasa el límite especificado.

Cabe indicar que usualmente se utiliza vigas de concreto armado en las edificaciones de Albañilería Armada. Cuando estas vigas son peraltadas, deben ser continuas porque, por ejemplo, en los extremos de los dinteles discontinuos (Fig.6.19) se generan fisuras, ya sea por contracción de secado del concreto o por cambio de temperatura, con lo cual se pierde la transferencia de esfuerzos sísmicos (momento flector y fuerza cortante) entre el dintel y el muro de apoyo; y también, porque las reacciones verticales en los extremos del dintel, pueden llegar a triturar localmente a los bloques donde apoya el dintel.



Estas vigas también pueden ser hechas de Albañilería Armada (Fig.6.20). En este caso, los bloques que se utilizan en la base de la viga tienen la forma de "U" (medio bloque) y deben ser recortados para formar ventanas de limpieza. El refuerzo inferior corre por la base de los bloques "U", mientras que el superior lo hace por la losa de techo y los estribos son barras verticales que pasan por las celdas de los bloques, espaciados en



múltiplos de 20cm cuando se usa bloques de concreto vibrado, que anclan con ganchos a 180° sobre las barras longitudinales. El diseño de estas vigas es muy similar al de una viga de concreto armado, variándose $f'c$ por $f'm$ cuando se calcula la barra superior.

15.7 Cercos y alféizares de ventanas aislados de la estructura principal, debiéndoseles diseñar ante acciones perpendiculares a su plano, según se indica en el Capítulo 10.

Comentario

Cuando los alféizares de ventanas no se aíslan de la estructura principal, dan lugar a los siguientes problemas: 1) grieta vertical en la zona de unión (Fig.6.21), producida porque en el alféizar no existe carga vertical, excepto su peso propio, mientras que el muro es portante de carga vertical (lo propio ocurre con los cercos adyacentes a muros portantes), esta grieta da lugar a una pérdida del arriostre vertical en el alféizar; 2) reducción de la altura efectiva del muro portante (“h” en la Fig.6.22), que conduce a una elevada rigidez lateral, y, en consecuencia, a una mayor absorción de fuerza cortante; y, 3) dificultad en el modelaje estructural, salvo que se utilice la teoría de elementos finitos. Por ello es recomendable aislar los alféizares de la estructura principal (Fig.6.23), utilizando un grosor de junta igual a la máxima deriva permitida en la albañilería (0.005) multiplicada por la altura del alféizar.



Fig.6.21

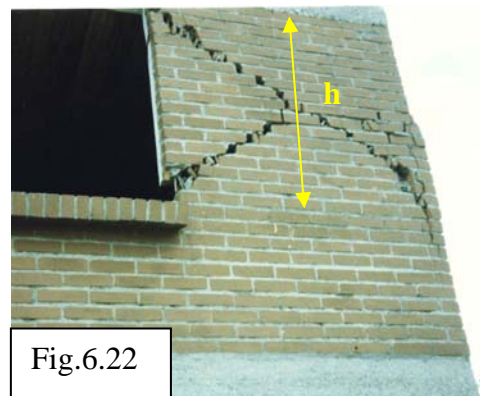


Fig.6.22

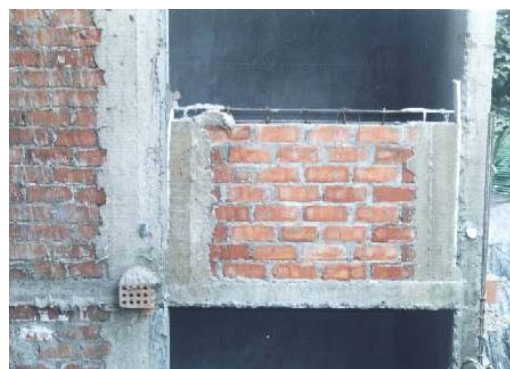
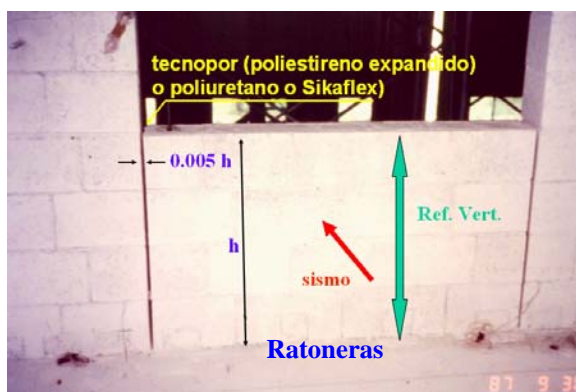


Fig.6.23. Alféizar aislado. Albañilería armada (izquierda) y confinada (derecha).

Artículo 16. OTRAS CONFIGURACIONES

Si el edificio no cumple con lo estipulado en el Artículo 15, se deberá contemplar lo siguiente:

- 16.1** Las edificaciones sin diafragmas rígidos horizontales deben limitarse a un piso; asimismo, es aceptable obviar el diafragma en el último nivel de las edificaciones de varios pisos. Para ambos casos, los muros trabajarán fundamentalmente a fuerzas laterales perpendiculares al plano, y deberán arriostrarse transversalmente con columnas de amarre o muros ortogonales y mediante vigas soleras continuas.

Comentario

Ver el comentario al Artículo 14.1 y la Fig.6.2.

- 16.2** De existir reducciones importantes en planta, u otras irregularidades en el edificio, deberá efectuarse el análisis dinámico especificado en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.

Comentario

Bajo esta especificación, en esta Norma se acepta configuraciones del edificio distintas a las ideales señaladas en el Artículo 15. En el caso que el edificio califique como irregular (Fig.6.24), no solo deberá hacerse el análisis dinámico, sino que deberá afectarse por $\frac{3}{4}$ al coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas elásticas “R”, que equivale a incrementar las fuerzas sísmicas en 33%, según se indica en la Norma E.030.

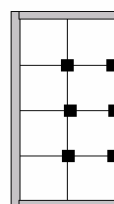
Cuando en el primer piso se discontinúa verticalmente a los muros, por la existencia de cocheras, tiendas, etc., este piso se torna muy flexible lateralmente, y ante los sismos podría dar lugar al problema de “Piso Blando”. Por ejemplo, en el edificio de la Fig.6.25, se combinaron los siguientes factores que ocasionaron su colapso ante el sismo de Pisco del 2007: 1) la baja calidad de los ladrillos, que dio lugar a una baja resistencia al corte de los muros; 2) la baja densidad de muros en la dirección corta, donde sólo habían 2 muros perimetrales; 3) la mala distribución en planta de los muros, donde el muro longitudinal no aporta resistencia a fuerza cortante en la dirección corta, sino más bien genera torsión; y, 4) la existencia de cocheras. Este tipo de estructura debe ser evitada.



Fig.6.24. Piso blando y torsión.



Fig.6.25



Cochera

16.3 De no aislarse adecuadamente los alféizares y tabiques de la estructura principal, se deberán contemplar sus efectos en el análisis y en el diseño estructural.

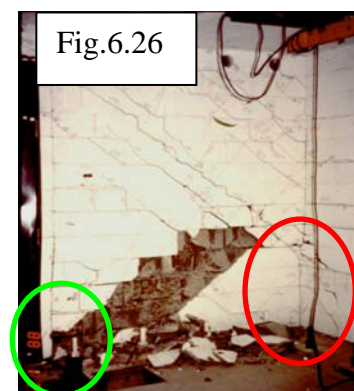
Artículo 17. MUROS PORTANTES

Los muros portantes deberán tener:

- a) Una sección transversal preferentemente simétrica
- b) Continuidad vertical hasta la cimentación.
- c) Una longitud mayor ó igual a 1,20 m para ser considerados como contribuyentes en la resistencia a las fuerzas horizontales.
- d) Longitudes preferentemente uniformes en cada dirección.
- e) Juntas de control para evitar movimientos relativos debidos a contracciones, dilataciones y asentamientos diferenciales en los siguientes sitios:
 - En cambios de espesor en la longitud del muro, para el caso de Albañilería Armada.
 - En donde haya juntas de control en la cimentación, en las losas y techos.
 - En alféizar de ventanas o cambios de sección apreciable en un mismo piso.
- f) La distancia máxima entre juntas de control es de 8 m, en el caso de muros con unidades de concreto y de 25 m en el caso de muros con unidades de arcilla.
- g) Arriostre según se especifica en el Artículo 18.

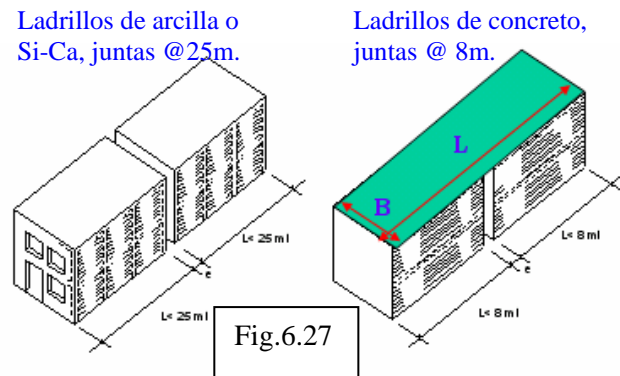
Comentario

La palabra “preferentemente” utilizada en 17.a y 17.d no implica “obligatoriedad”, sino tan solo es una recomendación ideal. Así, por ejemplo, un muro cuya sección transversal tiene forma de T o L, no tiene porqué ser desdoblado en secciones rectangulares; es más, un muro transversal conectado a otro longitudinal, proporciona arriostre y área de compresión por flexión al muro longitudinal (Fig.6.26).



Las razones por las cuales se requieren que los muros portantes tengan continuidad vertical (17.b), han sido explicadas en el comentario al Artículo 3.17 del Capítulo 2 (Fig.2.17).

Debido a los mayores cambios volumétricos que tienen las unidades de concreto (ladrillos o bloques), ya sea por efectos de temperatura o contracción de secado, en el Artículo 17.f se especifica el empleo de juntas verticales de control cada 8 metros, mientras que cuando las unidades son de arcilla o de sílice-cal estas juntas deben ir cada 25m (Fig.6.27). En el primer caso, la junta no necesariamente debe atravesar la losa del techo, salvo que ésta tenga más de 25m de largo, mientras que en el segundo caso es necesario que la junta atraviese el techo.



Artículo 18. ARRIOSTRES

- 18.1** Los muros portantes y no portantes, de albañilería simple o albañilería confinada, serán arriostrados por elementos verticales u horizontales tales como muros transversales, columnas, soleras y diafragmas rígidos de piso.
- 18.2** Los arriostres se diseñarán como apoyos del muro arriostrado, considerando a éste como si fuese una losa sujeta a fuerzas perpendiculares a su plano (Capítulo 9).
- 18.3** Un muro se considerará arriostrado cuando:
- El amarre o anclaje entre el muro y sus arriostres garantice la adecuada transferencia de esfuerzos.
 - Los arriostres tengan la suficiente resistencia y estabilidad que permita transmitir las fuerzas actuantes a los elementos estructurales adyacentes o al suelo.
 - Al emplearse los techos para su estabilidad lateral, se tomen precauciones para que las fuerzas laterales que actúan en estos techos sean transferidas al suelo.
 - El muro de albañilería armada esté diseñado para resistir las fuerzas normales a su plano.

Comentario a 18.1 y 18.3

Para el caso de la Albañilería Confinada, las columnas de confinamiento pueden ser empleadas como elementos de arriostre de la albañilería. Tanto la conexión dentada (Fig.4.28 del Capítulo 4) como la conexión a ras con la inclusión de mechas de anclaje (Fig.4.29 del Capítulo 4), proporcionan una adecuada transferencia de esfuerzos desde la albañilería, sujeta a cargas perpendiculares a su plano, hacia las columnas.

Para el caso de la Albañilería Armada, el refuerzo interior deberá ser diseñado como para soportar las acción sísmica perpendicular al plano del muro, salvo que no se permita la fisuración de la albañilería ante esta acción (comportamiento elástico), como es el caso de los muros portantes (Artículo 30.2 del Capítulo 9), porque de lo contrario, el muro portante quedaría debilitado ante acciones sísmicas coplanares.

En los muros de Albañilería Armada podría crearse columnas de arriostre con los propios bloques (Fig.6.28), siempre y cuando la arquitectura lo permita, aunque, por lo general, los arriostres son las losas de techo y los muros transversales, no como el mostrado en la Fig.6.29, sino como los mostrados en la Fig.6.30.

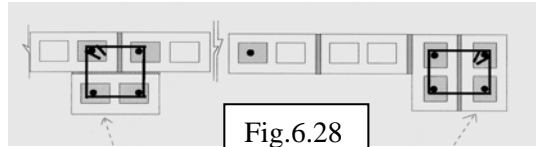


Fig.6.29



Fig.6.30. Arriostre correcto.

Cabe señalar que en los muros de cercos muchas veces se utiliza mochetas de albañilería simple o columnas de concreto no reforzado como elementos verticales de arriostres, lo cual es un error (Fig.6.31). Por otro lado, todo parapeto carente de arriostre corre el riesgo de volcarse ante cargas sísmicas perpendiculares a su plano (Fig.6.32).

Fig.6.31
Chilca, sismo de Pisco del 2007. Columna sin refuerzo (izq.) y con mochetas (derecha).



Fig.6.32
Pisco 2007, parapeto sin arriostar (izq.) y arriostrado en el tercer piso (derecha).

