

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA: UNA REVISIÓN

Sergio M. Alcocer

Área de Ingeniería Estructural y Geotecnia, Centro Nacional de Prevención de Desastres, SEGOB
Coordinación de Estructuras y Materiales, Instituto de Ingeniería, UNAM

RESUMEN

Se discuten las principales variables que afectan el comportamiento de los materiales que constituyen la mampostería. Se recuerda la filosofía de diseño sísmico de estructuras de mampostería. Se presentan algunos de los avances más recientes en la comprensión del desempeño ante sismos de estructuras de mampostería confinada. Se indican las acciones y variables más relevantes al comportamiento; se señala cómo las consideran las metodologías vigentes de análisis y diseño, y se plantean tendencias futuras. Se discuten las técnicas de rehabilitación más usuales y se identifican sus ventajas y desventajas. Se dan recomendaciones generales de diseño y construcción para mejorar el desempeño sísmico de estructuras de mampostería.

INTRODUCCIÓN

Por miles de años, la mampostería se ha empleado en construcciones que protegen a los pueblos y a sus bienes. Con diferentes modalidades en su uso y con materiales distintos, la construcción de mampostería permanece hasta nuestros días como uno de los sistemas constructivos más usados en países con antigua historia, o con desarrollo tecnológico moderado o bajo.

En el pasado, la construcción de edificios de mampostería se hizo mediante el método de prueba y error, es decir, en donde la experiencia de éxitos y fracasos, sirvió para establecer las reglas y costumbres en la edificación. Más recientemente se adoptó el esquema de diseño elástico, en el que se limitan los esfuerzos de trabajo a valores menores que ciertos valores admisibles. Sólo hasta hace algunas décadas que comenzó a usarse el diseño por resistencia última en la mampostería. En éste se pretende aprovechar la resistencia de los materiales y establecer factores de seguridad conocidos para varios estados límite.

A lo largo de estos años, las estructuras de mampostería han sufrido el embate del intemperismo y las acciones de fenómenos naturales. Los sismos han sido, probablemente, los responsables del mayor número de fallas, entendidas como colapsos o derrumbes, de estructuras de mampostería. Especialmente sensibles han sido las fallas de viviendas y residencias, que han causado un gran número de muertes. Desastres como éstos han llevado a países, como el Japón por ejemplo, a abandonar, e incluso prohibir, la construcción con mampostería. Así, la mampostería ha cedido el paso a materiales como el concreto reforzado y el acero estructural. En contraste, en otros países se han adoptado soluciones de refuerzo y confinamiento que han mejorado la capacidad sismo-resistente de la mampostería, haciéndola un material apto para ser empleado en zonas sísmicas. El buen desempeño de estructuras de mampostería ante sismos en Europa y América Latina constituye un ejemplo que robustece la afirmación anterior.

La mampostería es el material compuesto por excelencia, integrado por piezas naturales o artificiales, generalmente prismáticas, unidas por algún aglutinante o mortero. Por naturaleza, este conglomerado es débil a esfuerzos de tracción y exhibe un comportamiento frágil, caracterizado por una rápida degradación de resistencia y rigidez. El desempeño de la mampostería, en particular cuando debe resistir acciones horizontales y verticales simultáneas, puede mejorarse con la inclusión de acero de refuerzo. Así, atendiendo a la cuantía y disposición de este acero, la mampostería se puede clasificar en (Tomazevic, 1996):

- simple, en la cual no se coloca refuerzo alguno;
- confinada, en la cual los muros de mampostería son rodeados (o confinados) por elementos de concreto reforzado de pequeña sección transversal; los muros pueden estar reforzados horizontalmente en las hiladas o no; y
- reforzada, en la cual se coloca refuerzo interior en el muro, horizontal y vertical.

Mientras que la mampostería simple exhibe un comportamiento frágil ante las acciones laterales cíclicas (como las inducidas por los sismos), la confinada y la reforzada tienen una mejor capacidad, medida en una superior resistencia y mayor deformabilidad (definida como la capacidad de mantener carga a grandes deformaciones).

En algunos países, como Estados Unidos de América, Nueva Zelanda y Japón, la única opción técnica y económica es la mampostería reforzada. En esta modalidad, el comportamiento es comparable al de muros estructurales de concreto reforzado. Sin embargo, el éxito de esta solución radica en buena parte en que su ejecución sea adecuada. Sólo estos países, con un mayor nivel tecnológico en la industria de 'la construcción, y con una preparación más amplia de los obreros, pueden adoptar este sistema. En él, los huecos, verticales y horizontales, de los bloques alojan el refuerzo y son rellenados con mortero con consistencia de lechada. Se tienen prácticas ya bien establecidas para su eficiente y confiable construcción.

En México, la mampostería confinada es el tipo más empleado en la construcción de viviendas y edificios nuevos. Sin embargo, existe un enorme inventario de viviendas de mampostería simple (de adobe, por ejemplo) ubicado en estados del país con alto o moderado peligro sísmico; estas estructuras son altamente vulnerables. Los sismos recientes de Manzanillo (Tena, 1997), Chiapas y Arteaga (Michoacán) han puesto de manifiesto, una vez más, la limitada capacidad de las estructuras de adobe para sobrevivir un sismo sin colapsar.

La mampostería reforzada no ha cobrado auge en México ya que no se ha podido implantar una práctica para su correcta ejecución (Meli, 1994). En diversos casos en que se ha aplicado, se ha encontrado que el refuerzo no se había colocado en la cantidad y posición adecuadas, así como que el colado de los huecos interiores se había efectuado de manera defectuosa.

En este artículo se presenta una revisión del estado del conocimiento sobre el comportamiento y diseño de estructuras de mampostería confinada sometidas a sismo. El material se apoya en resultados de investigaciones experimentales y analíticas desarrolladas en diferentes países del mundo. Se hace énfasis en la mampostería confinada por ser la de mayor uso en el país. No se incluyen en este trabajo los monumentos históricos y edificios construidos con piezas arcaicas, o en desuso. En Alcocer y Klingner (1994) se puede consultar una revisión detallada de los resultados de varios proyectos de investigación en el continente americano y del comportamiento de elementos de mampostería simple y reforzada. Cano (1997) presenta una excelente revisión del comportamiento ante cargas laterales de muros de mampostería reforzada hecha de bloques de concreto.

COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES

La mayor parte de las investigaciones desarrolladas en mampostería en el mundo han estudiado las propiedades mecánicas de los materiales. En México, el esfuerzo más considerable fue el emprendido en los años 70 por Meli (1975).

Piezas. La resistencia a compresión del tabique o bloque es una de las características estructurales más importantes. Se ha encontrado que los resultados de ensayos a la compresión sólo son comparables si las piezas son del mismo tipo, y que la resistencia a la compresión es afectada por el confinamiento lateral que ejercen los cabezales de la máquina universal o de pruebas. En general, este confinamiento depende de la relación de esbeltez de la pieza (altura/anchura menor) y del material empleado en la fabricación de la pieza.

Una evaluación estadística de la resistencia a la compresión de piezas de mampostería fabricadas en América Latina ha indicado que la resistencia de tabiques macizos de arcilla fabricados a mano depende de la materia prima y no del proceso de fabricación en sí. De manera similar, se encontró que la calidad de la materia prima es la variable que más significativamente afecta a la resistencia a compresión de piezas de arcilla fabricadas industrialmente. Por otro

lado, la resistencia de piezas de concreto depende principalmente del proceso de aseguramiento de la calidad y del nivel de industrialización de la planta.

La variabilidad de la resistencia es, en términos generales, elevada, aun para piezas producidas industrialmente en las cuales en el control de calidad se cuida la apariencia y estabilidad dimensional, más que la resistencia. Los coeficientes de variación oscilan entre 15 y 25%, para producción industrial y artesanal, respectivamente.

En otros países se han llevado a cabo investigaciones muy amplias sobre las resistencias de piezas de arcilla y de concreto. Así, en los Estados Unidos de América, como parte de un programa nacional de investigación sobre mampostería (TCCMAR) se hizo un estudio comparativo de las resistencias de distintos tipos de piezas (Atkinson y Kingsley, 1986).

Morteros. Las propiedades del mortero que influyen en el comportamiento de los elementos de mampostería incluyen el módulo de elasticidad, la resistencia a la compresión y la resistencia a la tensión (o resistencia a la adherencia). Las primeras propiedades afectan la deformabilidad y la resistencia a carga vertical de la mampostería. La última propiedad influye en la resistencia a compresión diagonal de la mampostería.

El control de calidad del mortero se hace mediante la obtención y ensaye a la compresión de cubos de 5 cm de arista. El uso de esta probeta se ha extendido debido a su fácil obtención y ensaye, así como porque los resultados de su prueba se relacionan con otras propiedades de la mampostería. En este artículo se denomina al mortero como tipo x:y:z, dependiendo de su proporcionamiento de cemento Portland, cal y arena, en volumen, respectivamente. En general, a mayor cantidad de cemento, mayor será la resistencia. En la mayoría de los países, el aseguramiento de la calidad en obra se hace mediante ensayos de cubos; éste es un método de prueba bien establecido y normado.

La cal es el cementante más antiguo que ha usado la humanidad; su empleo data del año 4 000 antes de nuestra era. Las principales características de los morteros con cal son (Speweik, 1996):

- mayor retentividad: la mayor área superficial de partículas de cal con respecto a las de cemento Portland, incrementa la retentividad del agua, lo que se traduce en morteros más trabajables, y con un mayor intervalo plástico para su colocación
- mayor cantidad de arena: las partículas de cal cubren los granos de arena, homogeneizando la mezcla. Este efecto se traduce en morteros trabajables, pero económicos ya que la arena es más barata que los cementantes (cal, cemento portland y otros)
- menores grietas debido a la reacción autógena de la cal: si aparece una fisura entre la pieza y el mortero, y éste absorbe agua de lluvia, por ejemplo, el agua reaccionará con los hidróxidos de calcio y magnesio libres en el mortero, formando piedra caliza. Este mineral llena la grieta, mejorando la durabilidad e incrementando la adherencia
- mejor adherencia mortero-pieza: se ha demostrado que la adherencia se incrementa con el uso de cal debido a la facilidad que tienen las **pequeñísimas** partículas de cal para penetrar en los poros de las piezas
- mayor deformabilidad.

El uso de morteros con cal en estructuras resistentes a sismo ha sido frecuentemente motivo de controversia. Los muros con morteros de cal tienen una superior capacidad de disipación de energía ante cargas laterales cíclicas. Estos muros se agrietan por corte (siguiendo las juntas de mortero), tal que la energía se disipa por el calor producto de la fricción a lo largo de la fisura. El incremento en la capacidad de disipación de energía se traduce en un aumento en el amortiguamiento de la estructura; este fenómeno puede explicar la supervivencia de algunos monumentos cuyas piezas fueron pegadas con morteros de cal, o con cal y material volcánico (puzolanas y otros). Sin embargo, las normas vigentes de mampostería en diferentes partes del mundo favorecen los diseños de muros más resistentes, es decir, con mayor cantidad de cemento en los morteros. Esto, y la falta de promoción de los beneficios de la cal, han contribuido al desuso de los morteros de cal. Conviene realizar estudios que revisen los efectos de diferentes dosificaciones de mortero con cal en muros sometidos a sollicitaciones dinámicas como las que pueden reproducirse en mesa vibradora.

Pese al desaliento de las normas, los albañiles mexicanos usualmente mezclan en el mortero un poco de cal, tanto para facilitar el propio mezclado (que conduce a un menor cansancio), como para extender la etapa plástica del

mortero. Sin duda, los ingenieros estructurales deben considerar este aspecto en los cálculos de resistencia de la mampostería ante acciones laterales cíclicas.

Comportamiento de elementos de mampostería a compresión.

Métodos de prueba. Generalmente, la resistencia a compresión y el comportamiento esfuerzo - deformación de la mampostería se determinan a partir de pilas hechas con piezas sobrepuestas unidas con mortero. De modo de disminuir los efectos de confinamiento y restricción que ofrecen los cabezales de las máquinas de ensaye, las pilas tienen una relación altura/dimensión menor (espesor) entre 2 y 5. Recientemente se preparó un proyecto de Norma Mexicana del método de prueba para determinar la resistencia y el módulo de elasticidad de pilas de mampostería sometidas a compresión simple, fig. 1 (Centro, 1997a).

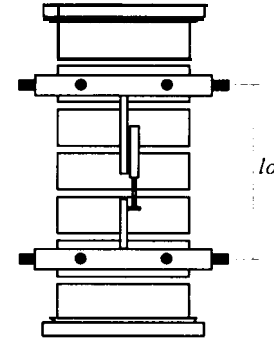


Figura 1. Arreglo propuesto de la instrumentación en una pila para determinar el módulo de elasticidad (Centro, 1997a)

El papel del mortero. El comportamiento y modos de falla de la mampostería sujeta a cargas axiales dependen de la interacción pieza - mortero. El modo de falla más común se caracteriza por agrietamiento vertical de las piezas como resultado de los esfuerzos de tensión. Resultados de ensayos han indicado que la resistencia a la compresión de las pilas depende principalmente de la resistencia a la compresión de las piezas, y muy ligeramente de la resistencia a la compresión del mortero (Beall, 1993). En la fig. 2 se presenta la relación que guarda la resistencia de pilas con la de piezas de arcilla y de tipo sílico-calcareo. De los ensayos se ha observado que el módulo de elasticidad secante de la mampostería E_m aumenta con la resistencia de la pila f_m . Para ladrillos de arcilla, se ha propuesto emplear $E_m = 450 f_m$, y para piezas de concreto, $E_m = 600 f_m$. Se ha estudiado el efecto de rellenar piezas huecas con distintos materiales (Astroza y otros, 1987). Se ha encontrado que las pilas con materiales de relleno fueron entre 50 y 95% más resistentes y entre 59% y 78% más rígidas que aquéllas sin relleno; estos valores fueron similares para materiales de relleno diferentes. Según los resultados, para piezas de arcilla, el módulo E_m depende principalmente del módulo de rotura de la piezas.

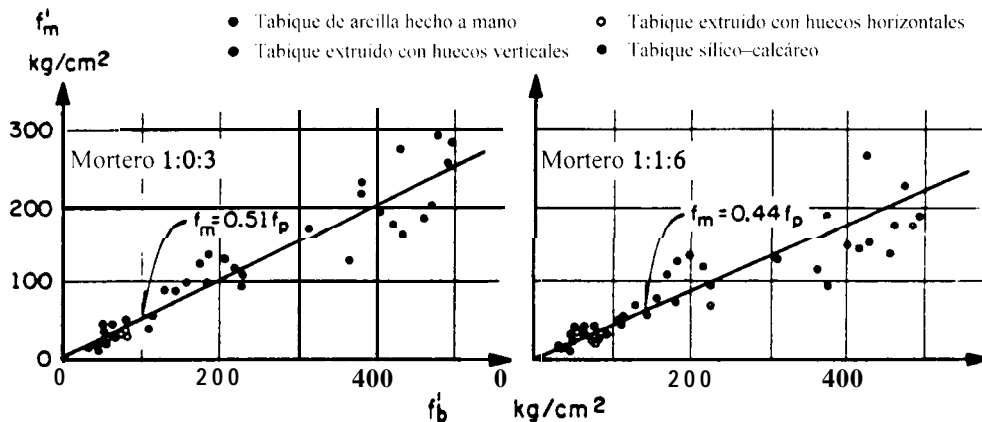


Figura 2. Relación de resistencias a compresión de pilas y piezas de arcilla y sílico-calcareas (Meli, 1975)

Modelado a compresión. Hamid y colaboradores (1988) determinaron los parámetros que describen el bloque de esfuerzos a compresión en pilas rellenas de mortero fluido hechas de tabiques de arcilla y de concreto. Encontraron que los valores de estos parámetros son muy parecidos a los empleados en el diseño por resistencia de elementos de concreto reforzado. Desde un punto de vista de rigidez axial, se puede considerar a la mampostería como un material isótropo.

Compresión diagonal de la mampostería.

Método de prueba. La resistencia de la mampostería en ensayos de compresión diagonal se utiliza como un índice de la resistencia a tensión diagonal. Para determinar la resistencia y la rigidez a cortante G_m se construyen y ensayan muretes cuadrados. Recientemente se preparó un proyecto de Norma Mexicana del método de prueba para determinar la resistencia y el módulo de rigidez de muretes de mampostería sometidos a compresión diagonal, fig.3 (Centro, 1997b). En nuestro país es preocupante la gran variación que se ha observado en resistencias obtenidas en distintos laboratorios, públicos y privados, debido a la incorrecta ejecución de los ensayos.

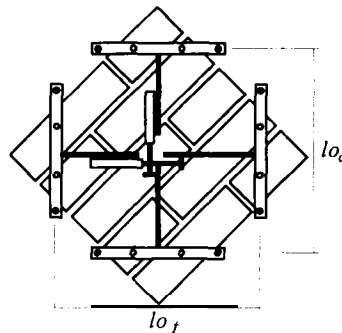


Figura 3. Arreglo propuesto de la instrumentación en un murete para determinar el módulo de rigidez al corte (Centro, 1997b)

Piezas y mortero. Las resistencias más bajas que se han medido corresponden a piezas huecas con morteros con baja resistencia a la compresión (con bajos contenidos de cemento). En este caso, las curvas esfuerzo-deformación son no lineales desde bajos niveles de desplazamiento. En un ensayo a compresión diagonal, los muretes exhiben una degradación de rigidez muy aguda poco antes de la falla. Las deformaciones angulares a la falla son de 0,0006, independientemente del mortero y tipo de pieza. Los morteros de cal mejoran la resistencia a tensión de la mampostería debido a una superior adherencia. Sin embargo, los morteros de cal exhiben menores resistencias a compresión en ensayos de cubos. Para piezas huecas de tipo multiperforado, se obtienen mayores resistencias a compresión diagonal cuando el mortero penetra en los alvéolos (Alcocer et al., 1997). Esto se logra si se controla la fluidez del mortero en obra.

Rigidez. Se ha comparado el módulo de rigidez al corte G_m medido en ensayos de compresión diagonal con el módulo de elasticidad E_m obtenido de pilas. Los resultados indican que el cociente G_m/E_m varía entre 0,1 para piezas de alta resistencia y 0,3 para piezas más débiles. Este último valor es generalmente adoptado en reglamentos de diseño.

Modos de falla y resistencia. Los modos de falla que ocurren en la mampostería sometida a compresión diagonal están controlados por grietas a lo largo de las juntas o bien a través de las piezas. Para el primer modo, se ha propuesto un mecanismo de tipo Coulomb, en donde $v_m = u + f\sigma$ (fig. 4). En esta expresión u es el esfuerzo de adherencia, f es el coeficiente de fricción y σ es el esfuerzo de compresión que actúa perpendicularmente a la junta. Los ensayos arrojan valores de f constantes, pero con esfuerzos de adherencia u con amplias variaciones. Para representar la resistencia de la mampostería cuando el modo de falla es controlado por agrietamiento a través de las piezas se ha propuesto un modelo similar al usado en concreto reforzado, donde $v_m = \alpha (f_m)^{1/2}$ (kg/cm^2). En ensayos recientes, se ha demostrado que v_m es directamente proporcional a la resistencia a compresión y a la retentividad del mortero (Astroza et al., 1986). De acuerdo con este estudio, las resistencias más altas se obtienen para tabiques con la menor tasa de absorción inicial y el módulo de rotura más alto, unidos con morteros de alta retentividad.

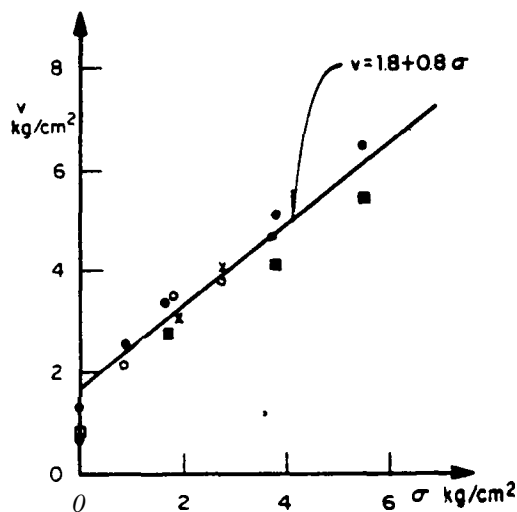


Figura 4 Resultados de ensayos a compresión diagonal de muretes de bloques de concreto (Meli, 1975)

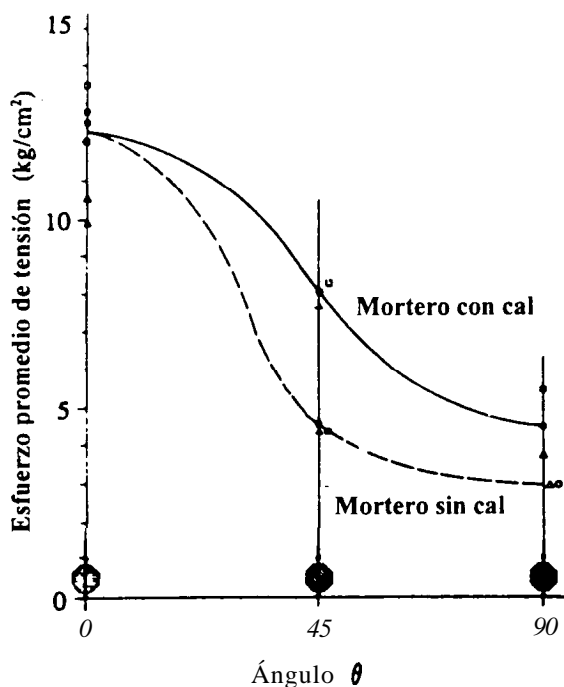


Figura 5. Resistencia a la tensión en función de la inclinación de la carga (Gallegos & Casabonne, 1980)

Modelado de la mampostería. La mayor parte de las investigaciones sobre modelado del comportamiento del material (mampostería, tabiquesbloques y mortero) se ha desarrollado para mampostería de bloques de concreto; existen algunos estudios aislados que han propuesto teorías de falla para materiales arcillosos. Page (1978) ha propuesto modelos para análisis mediante elementos finitos. Magenes (1992) hace una revisión de resultados de distintos programas experimentales sobre materiales, micro-elementos y macro-elementos, de los criterios de rotura biaxial, así como de leyes constitutivas y modelos para análisis de elementos finitos. Gallegos y Casabonne (1980) encontraron que, desde punto de vista de la resistencia, la mampostería debe considerarse como un material anisótropo (fig. 5).

DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

Los reglamentos modernos de **diseño** sísmico de estructuras de mampostería en el mundo han adoptado un formato basado en resistencia última. De acuerdo con este

$$FR R_n \leq F_C S \quad (1)$$

donde R_n es la resistencia nominal, FR es un factor de reducción de resistencia, F_C es el factor de carga y S es el efecto de la acción o carga. En general, el termino de la derecha se refiere a la sumatoria de efectos de cargas modificados por sus correspondientes factores de carga. Los factores de carga y de reducción de resistencia cumplen la función de factores de seguridad; se determinan según la consecuencia de una posible falla, así como de acuerdo con las variaciones en la resistencia, en las acciones y en las cargas.

La **acción** sísmica S_S depende de las características **dinámicas** del sismo y de la estructura. La acción del sismo, por lo general, se expresa en forma de un espectro de respuesta elástica que relaciona el periodo de la estructura (o bien el cociente entre **periodos** estructural y del suelo en el sitio de **interés**) y la demanda, expresada como aceleración. De acuerdo con las normas vigentes para **diseño** sísmico en el Distrito Federal (Departamento, 1987b)

$$S_S = a W / Q' \quad (2)$$

donde a es la ordenada del espectro de **diseño** expresada como **fracción** de la gravedad, W es el peso de la estructura arriba del nivel del terreno y Q' es un factor reductor de las fuerzas elásticas que es función del periodo T de la estructura y del factor de comportamiento sísmico Q . Este último es igual a 1,5 para piezas huecas de mampostería, e igual a 2,0 para piezas macizas. Valores similares se usan en reglamentos de otros países (Eurocode 8, 1989), aunque se ha reconocido que conducen a diseños conservadores en exceso (Tomazevic y Zarnic, 1996). Se debe considerar que mayores valores de Q , implican mayores demandas de desplazamiento en la estructura y, consecuentemente, mayor **daño**. El valor de a depende del periodo T y del tipo de suelo. Para otras poblaciones del

país, se debe usar un espectro de diseño consistente con el peligro sísmico de la zona y el factor de comportamiento sísmico que se espera con los materiales de la región.

Si se adopta un formato basado en el desempeño estructural, el ingeniero debe establecer objetivos de diseño simples o múltiples de modo de hacer compatible la demanda (acción de **diseño**) con la capacidad (relacionada con el nivel de desempeño deseado). Por ejemplo, un objetivo de diseño será que una estructura no llegue al colapso ante el sismo máximo creíble que puede ocurrir en la zona.

Con objeto de diseñar estructuras de mampostería de modo que se comporten según un nivel deseado, es necesario conocer o desarrollar modelos matemáticos (expresiones de diseño) que estén basadas en resultados experimentales que validen hipótesis teóricas. Estos modelos deben ser representativos de la respuesta real de las estructuras. En el capítulo que sigue se describen algunos modelos asociados a diferentes estados límite.

En el Distrito Federal, el diseño sísmico de estructuras de mampostería se puede realizar aplicando el **método simplificado** (Departamento, 1987b; Meli, 1994). Existen limitaciones de altura, regularidad y simetría para la aplicación del método. El método se basa en suponer que la fuerza sísmica generada se distribuye en cada entrepiso y dirección, proporcionalmente al área de cada muro. Además, considera que todos los muros son capaces de desarrollar simultáneamente su resistencia antes del colapso, es decir, pueden fluir de modo que los cortantes en los muros se redistribuyan hasta lograr un valor uniforme. La resistencia se calcula con las expresiones que se presentan en el siguiente capítulo.

Algunas hipótesis del método simplificado han sido objetadas, a saber: la distribución plástica de la resistencia en los muros, el desprecio de los momentos flexionantes en la base de muros y la falta de consideración del acoplamiento entre muros.

Respecto de la primera, la consideración de las normas vigentes del material (Departamento, 1987a) de que la resistencia de diseño corresponde a la carga de agrietamiento, despreciando la reserva de resistencia que existe (diferencia entre cargas máxima y de agrietamiento) no necesariamente conduce a que, ante deformaciones inelásticas se redistribuyan, y eventualmente, se igualen los esfuerzos resistentes en los muros. Es decir, para muros con curvas carga - desplazamiento diferentes, la redistribución plástica puede no ocurrir. Máxime que en el cálculo de la resistencia de diseño (que corresponde al nivel elástico) no se considera el efecto de la flexión. Como en el caso de estructuras de concreto reforzado, la resistencia a tensión diagonal disminuye con la flexión. Es conveniente estudiar analíticamente el mecanismo de redistribución y la respuesta ante cargas laterales mediante análisis monótonos al colapso.

Sobre los momentos flexionantes en la base de muros y el efecto del acoplamiento entre ellos, si se analiza un edificio modelado con marcos planos suponiendo columnas anchas en lugar de muros, y se considera el acoplamiento a flexión de losas, dadas y pretiles, la distribución de momentos es similar a la que se obtendría para muros empotrados en los extremos superior e inferior (con flexión en doble curvatura). Las cuantías de refuerzo en los castillos obtenidas para resistir la flexión pueden ser superiores a las mínimas requeridas por el método simplificado (Meli, 1994). Sin embargo, resultados de ensayos de sistemas de muros de uno y dos niveles, con diferentes grados de acoplamiento, han indicado que después del primer agrietamiento inclinado de la mampostería, las rotaciones del dintel son despreciables. Esto se explica porque los muros se deforman fundamentalmente por cortante, de modo que la losa actúa como una placa rígida fuera de su plano, que distribuye la carga lateral entre muros.

El comportamiento de las estructuras a base de muros de mampostería durante los sismos de 1985 fue muy satisfactorio. Sí se observaron daños, sin embargo, la mayoría de ellos se atribuyó a deficiencias constructivas graves, o bien a asentamientos diferenciales, intemperismo o humedades que deterioraron a los muros, reduciendo su capacidad (Meli, 1994).

No obstante lo anterior, a raíz de los sismos de 1985, se incrementaron los coeficientes sísmicos de diseño para las estructuras, hechas de cualquier material. Para estructuras de mampostería este incremento fue parcialmente contrarrestado por el aumento del factor de reducción de resistencia a cargas laterales (fuerza cortante) de 0,6 (vigente a partir de 1976) a 0,7. Por ejemplo, para piezas macizas, el coeficiente sísmico real aumentó en 64% en promedio para la zona II y en 58% para la zona III. El aumento de los coeficientes sísmicos se traduce en un

incremento de la cantidad de muros, medida en área transversal de éstos, lo que ha obligado a modificar los diseños de proyectos tipo de vivienda para el Distrito Federal. Con objeto de satisfacer la disposición de los muros establecida en el proyecto arquitectónico, se han sustituido muros de mampostería por muros de concreto, con el consecuente incremento en el costo de la vivienda. Apoyado en esto es que se ha evaluado experimentalmente el desempeño de alambres como refuerzo horizontal en juntas y mallas electrosoldadas adosadas a las caras de los muros, como alternativa a los muros de concreto.

COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERÍA CONFINADA

Resistencia a cargas en el plano.

Puesto que la resistencia fuera del plano de los muros no es crítica en la mayoría de los casos, en este artículo se hará referencia a los modelos de comportamiento de muros cargados en el plano.

Con base en observaciones de laboratorio y en recorridos posteriores a los sismos, se han identificado tres modos de falla en estructuras de mampostería:

- falla por deslizamiento, que generalmente se presenta a lo largo de juntas de mortero a bajos niveles de carga vertical;
- falla por cortante, cuya característica es el agrietamiento inclinado, a través de las piezas o siguiendo las juntas, cuando los esfuerzos principales exceden a la resistencia a tensión diagonal de la mampostería;
- falla por flexión, en la cual el refuerzo vertical a tensión fluye y la mampostería del extremo a compresión se aplasta.

Dentro de las fallas por cortante se puede incluir a aquellas por cortante • compresión, que ocurren cuando se usan piezas multiperforadas de pared delgada que sufren aplastamiento al llegar a la falla, y/o cuando los muros están reforzados con cuantías elevadas (sean proporcionadas con alambres horizontales o mallas electrosoldadas), generalmente superiores a 0,2%, y/o bien cuando la carga vertical es alta.

Los modos de falla dependen de la geometría del muro, condiciones de borde, magnitud y tipo de cargas actuantes, así como de la calidad de los materiales. Se han desarrollado diagramas de interacción carga axial • momento flexionante muy interesantes que definen los modos de falla (fig. 6).

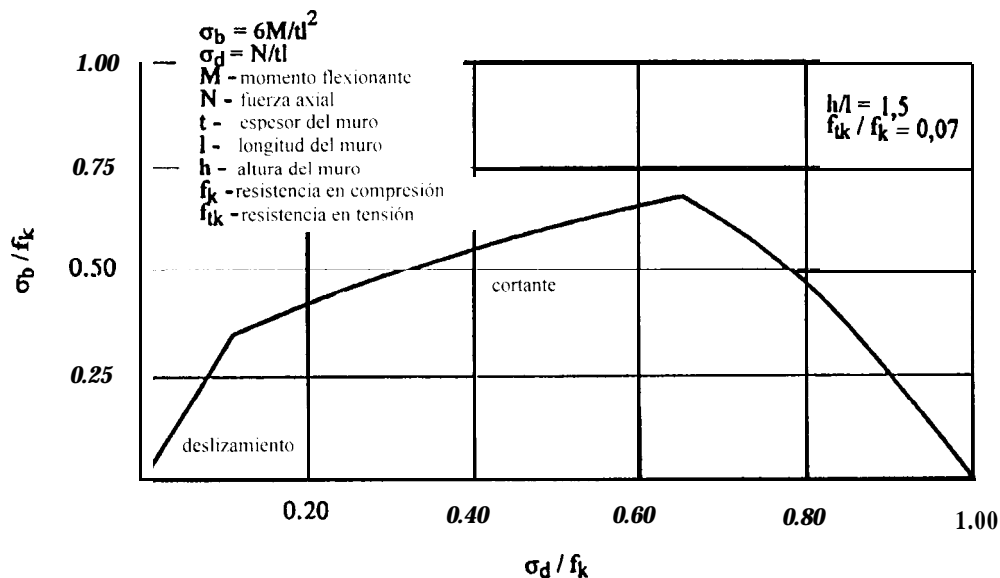


Figura 6. Diagrama de interacción adimensional momento - carga axial (Tomazevic, 1996)

Las expresiones para el cálculo de resistencia y deformabilidad se basan en ensayos de muros de mampostería simple, confinada y reforzada sometidos a cargas laterales cíclicas que simulan las inducidas por los sismos.

Resistencia a cargas laterales o resistencia a cortante.

Para estimar la resistencia de un muro de mampostería simple, que corresponde con la carga de agrietamiento de un muro confinado o reforzado, se han desarrollado dos modelos basados en hipótesis distintas: a) hipótesis de Coulomb y b) usando el concepto de esfuerzos principales.

En el primero, la resistencia se puede expresar como

$$v = v_0 + k \sigma \quad (3)$$

donde v_0 es la resistencia básica de la mampostería bajo carga vertical nula, k es una constante que define la contribución de los esfuerzos de compresión y σ es el esfuerzo vertical de compresión. Este es el formato adoptado por varios reglamentos (Departamento, 1987a; Eurocode 6, 1995; Instituto, 1996). Para el Distrito Federal, la resistencia se calcula como

$$V_R = (0,5 v^*_m + 0,3 \sigma) A_T \leq 1,5 v^*_m A_T \quad (4)$$

El término v^*_m es la resistencia de diseño obtenida de ensayos a compresión diagonal de muretes de mampostería, cuyo valor se puede tomar de los recomendados en las normas vigentes en el DF, según el tipo de pieza y mortero (Departamento, 1987a). Recientemente, resultados de ensayos de estructuras de mampostería en mesa vibradora, indicaron que la resistencia calculada con la ec. 4 y espectros de diseño convencionales, producen diseños sumamente conservadores (Alcocer, Murià-Vila y Peña, 1996).

El desarrollo de un modelo que permita calcular la resistencia de los muros de mampostería confinada, en contraste con el cálculo de la carga de agrietamiento, permitirá conocer realmente el nivel de seguridad de la estructura para el estado límite de falla. Esto no necesariamente significará una menor cantidad de muros (o menor densidad). Actualmente, el método de diseño sísmico en nuestro país no es del todo consistente: mientras que se usa un formato de resistencia última, la “resistencia” de diseño es una fracción de la resistencia real. Con un modelo de resistencia real, será necesario revisar los valores para el factor de reducción de resistencia F_R que se usan. Si es necesario, se deberán ajustar con base en información actualizada de distribuciones estadísticas de dimensiones de muros, colocación del refuerzo, resistencias de materiales, entre otras.

En nuestro país existe la práctica, ya muy establecida, de usar las mismas resistencias de diseño de materiales sugeridas en la norma del Distrito Federal para diseñar estructuras en otras poblaciones. El problema es que las propiedades mecánicas (resistencia y rigidez) de los materiales de esa zona pueden ser diferentes, y en ocasiones muy distintos, de los que se usan en el Distrito Federal y que sirvieron de base para los valores referidos. Es, por tanto, necesario que cada reglamento, es decir, que cada municipio, cuente con una estimación de los valores de resistencia de la mampostería de la región. Esfuerzos como estos se han iniciado en varios estados del país, destacando por sus alcances y calidad el desarrollado por Alarcón en el estado de Michoacán (1996).

En el segundo desarrollo, se supone que las grietas inclinadas son producidas por los esfuerzos principales de tensión que ocurren por la combinación de cargas verticales y horizontales (Tomazevic y Zarnic, 1986). Los valores de la carga de agrietamiento son similares a los calculados con la ec. 4.

Una vez que se alcanza la resistencia de un muro de mampostería simple, se produce un rápido deterioro de su rigidez y de su capacidad de carga. Con objeto de mejorar el comportamiento de la mampostería, es decir, de incrementar la resistencia y la capacidad dúctil del muro, el muro se puede reforzar con barras de acero, adoptando alguna de las modalidades señaladas al inicio.

Influencia del refuerzo horizontal. Una de las modalidades de refuerzo para mejorar el comportamiento de muros de mampostería confinada es la colocación de barras o alambres de refuerzo a lo largo de juntas horizontales de mortero. Esta opción ha sido evaluada experimentalmente en muros de tabiques de barro y de concreto (Hernández y Meli, 1976; San Bartolomé, 1990). Recientemente en México, como parte de un programa de investigación dirigido a evaluar alternativas de refuerzo de muros (Alcocer y Meli, 1995; Alcocer 1996), se evaluó el uso de

escalerillas con $f_y = 491$ MPa y alambres corrugados laminados en frío con $f_y = 589$ MPa (Díaz y Vázquez del Mercado, 1995; Aguilar et al. 1996; Aguilar, 1997).

Como parte de estos proyectos se ensayaron seis especímenes a escala natural: tres muros aislados y tres sistemas de dos muros ligados por una dala y una losa, dejando una abertura en forma de puerta. Los modelos fueron diseñados y construidos según la práctica vigente en el Distrito Federal (Departamento, 1987a), para fallar por cortante. Los muros fueron construidos con tabique de barro recocido de tipo macizo y con mortero cemento:arena con dosificación 1:3 y 1:4. Fueron confinados con castillos y dalas con espesor igual al muro y con peralte de 15 cm. Las variables estudiadas fueron el tipo y cuantía de refuerzo horizontal, así como el anclaje del refuerzo en los castillos. Un muro (M2) fue reforzado con una cuantía calculada con la expresión

$$p_{h,m\acute{a}x} = 0,3 f'_m / f_{yh} \quad (5)$$

donde $p_{h,m\acute{a}x}$ es la cuantía máxima, f'_m es la resistencia a compresión de la mampostería obtenida del ensaye de pilas y f_{yh} es el esfuerzo nominal de fluencia del refuerzo horizontal. Esta ecuación fue derivada suponiendo la formación de un puntal de compresión para resistir cargas horizontales, de modo de calcular la máxima cuantía de refuerzo horizontal que puede utilizarse antes de que ocurra el aplastamiento de la mampostería (Díaz y Vázquez del Mercado, 1995).

En la tabla 1 se resumen los resultados de los ensayos. Mientras que en los muros sin refuerzo horizontal las grietas se concentraron a lo largo de las diagonales, en los reforzados horizontalmente con alambres corrugados se observó una distribución más uniforme del agrietamiento (fig. 7). Los alambres corrugados trabajaron como pequeños cables de presfuerzo que mantuvieron en contacto las superficies de las grietas inclinadas, fomentando la trabazón del agregado y la resistencia al cortante, y mejorando la rigidez del muro a cargas laterales. La fuerza de tensión de los alambres equilibró la compresión del puntal que se formó en el muro para resistir la carga lateral. El comportamiento del muro reforzado con escalerilla fue similar al no reforzado horizontalmente. De la tabla es claro el incremento en la resistencia y en la capacidad de deformación de los muros reforzados con alambres corrugados.

Tabla 1. Características de la respuesta de muros reforzados horizontalmente (Aguilar et al., 1996)

Serie	Modelo	Esfuerzo Cortante					η	Distorsión a la resistencia [%]	Distorsión última [%]
		$p_h f_{yh}$ [MPa]	Agriet. [MPa]	Máximo [MPa]	Máximo Agriet.	Máximo Max. control			
1	0	0	0.49	0.54	1.10	1.00	-	0.60	0.60*
	E	0.52	0.53	0.61	1.15	1.13	0.40	0.50	0.50
	B	0.55	0.54	0.92	1.70	1.70	0.80	0.74	0.80
2	MO	0	0.33	0.45	1.36	1.00	-	0.44	0.70
	MI	0.43	0.43	0.58	1.35	1.29	0.70	0.61	1.00*
	h12	1.11	0.34	0.53	1.56	1.18	0.39	0.59	1.70

* Tomada de la curva envolvente como la máxima distorsión aplicada

Para evaluar la participación de los alambres en la resistencia se usó un factor de eficiencia, η . Este factor refleja la distribución no uniforme de deformaciones de los alambres en la altura del muro. Se ha observado que esta distribución depende de la anchura del agrietamiento inclinado, de la distorsión y de la relación de aspecto (altura/longitud) del muro. Los valores de η se calcularon a partir de deformaciones medidas en los ensayos. Se observa que estos valores varían con el producto $p_h f_y$ y con la distorsión. El producto $p_h f_y$ es una medida de la resistencia nominal del refuerzo horizontal. Así, mientras mayor es este producto, más elevadas son las cargas y, por ende, las deformaciones necesarias para movilizar los alambres. Esto explica las bajas eficiencias de M2, por ejemplo.

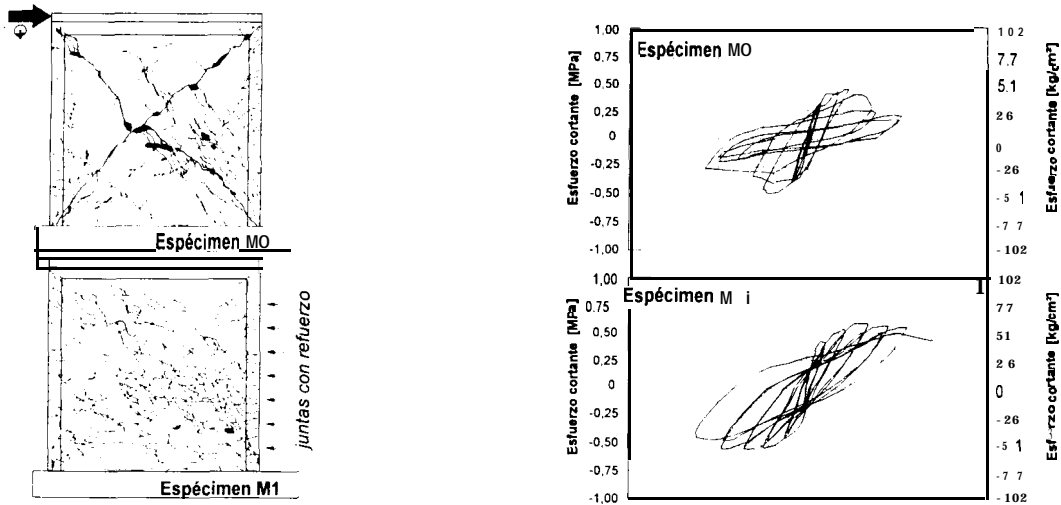


Figura 7. Patrón de agrietamiento final y curvas histeréticas de muros reforzados horizontalmente (Aguilar et al., 1996)

Los resultados de estos ensayos han permitido confirmar el método de cálculo de la resistencia para fines de diseño sumando la contribución de la mampostería, V_m , y la del acero horizontal, V_s . Se ha propuesto que V_m se obtenga de las expresiones que predicen la carga de agrietamiento inclinado de la mampostería. Por otro lado, la contribución del refuerzo horizontal se calcula como

$$V_s = \eta p_h f_y A T \quad (6)$$

donde el factor de eficiencia se determina de la relación propuesta en la fig. 8.

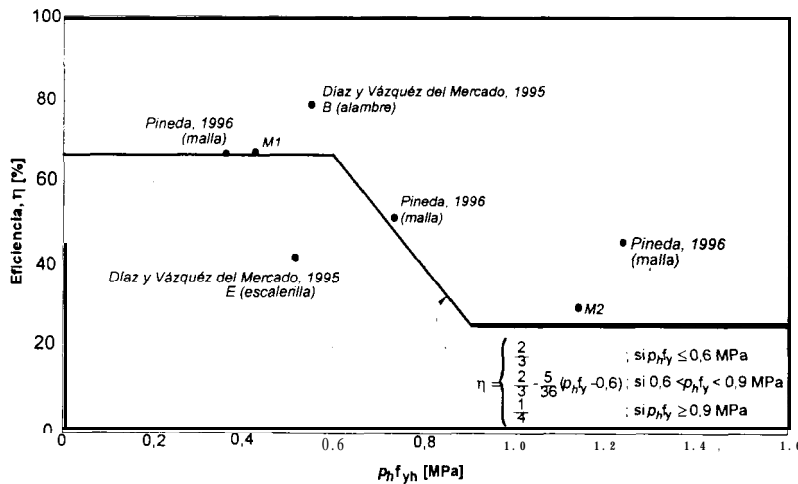


Figura 8. Factor de eficiencia del refuerzo horizontal (Aguilar, 1997)

La norma vigente en el Distrito Federal (Departamento 1987a) acepta incrementar la resistencia a carga lateral obtenida de la ec. 4 en un 25% si la cuantía de refuerzo horizontal es igual o superior a un valor mínimo establecido (0,0005). Según este enfoque, el incremento es igual si la cuantía de refuerzo horizontal es una 0 varias veces la mínima. Por tanto, en las normas no se establece alguna metodología específica para estimar la contribución del refuerzo horizontal,

De acuerdo con las normas, la hipótesis planteada es que $(V_m + V_s) = 1,25 V_m$. En la fig. 9 se presenta el cociente $(V_m + V_s) / V_m$ en función del producto $phfy$, para un esfuerzo axial de 0,29 MPa (3 kg/cm²) y diferentes resistencias de la mampostería. Fácilmente se pueden calcular curvas para otros esfuerzos axiales. Para el cálculo de V_s se usó el factor de eficiencia de la fig. 8 y $f_y = 589$ MPa. La línea horizontal gruesa corresponde al valor 1,25 aceptado por las normas. Valores superiores de 1,25 significan que la contribución del acero horizontal a la resistencia es mayor que la supuesta en la normatividad. De la gráfica es claro que para todas las abscisas, la contribución (el cociente) es superior que 1,25, e incluso, varias veces superior. Por tanto, se puede afirmar que el enfoque de las normas no refleja adecuadamente el incremento en resistencia que se puede obtener con la colocación de refuerzo horizontal con cuantías superiores o iguales a la mínima.

También se observa que para valores de v^* superiores a 0,39 MPa (4 kg/cm²), las cuantías mínimas (marcadores sólidos en forma de cuadro) son demasiado altas. Se ha observado en laboratorio que muros reforzados con cuantías tres veces menores que las que se debieron colocar según las normas (usando propiedades reales de los materiales) exhiben un excelente comportamiento.

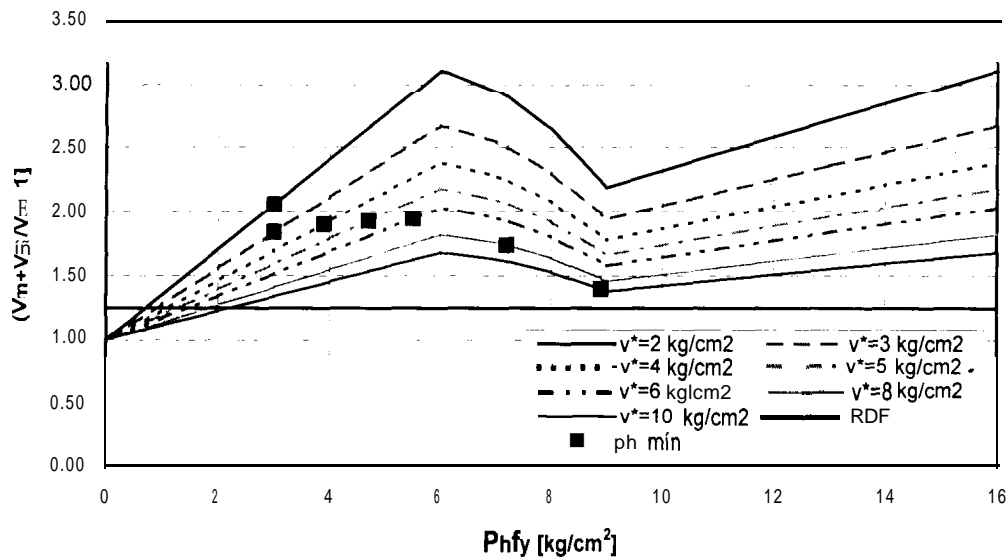


Figura 9. Relación $(V_m + V_s) / V_m$ y v^*

El enfoque descrito en los párrafos anteriores es diferente del aceptado en las normas, las cuales, como ya se dijo, consideran como resistencia de diseño a la carga de agrietamiento de la mampostería. El modelo presentado reconoce la reserva de capacidad (resistencia y deformabilidad) que poseen los muros de mampostería confinada después del primer agrietamiento inclinado. De este modo, se usa más eficientemente la resistencia de los materiales del muro (mampostería y acero horizontal), mejorando la capacidad dúctil del muro. Este criterio apegado a consideraciones de mecánica estructural, conduce a modelos más claros y precisos para evaluar la resistencia de muros de mampostería reforzados horizontalmente.

Cano (1997) discute otros enfoques para el cálculo de la resistencia lateral de muros reforzados basados en leyes constitutivas de los materiales, métodos de puntales y tensores, y en consideraciones cinemáticas. Si bien las resistencias calculadas con estos métodos son casi iguales a las medidas en laboratorio, se requiere de un mayor desarrollo aún para aplicarse en el diseño cotidiano de estructuras de mampostería.

Efecto de los castillos. Según las normas vigentes (Departamento, 1987a; Eurocode 6, 1995), en la mayoría de los casos, la contribución de los castillos (dimensiones y armados) a la carga de agrietamiento diagonal es poco significativa (Meli, 1975). Sin embargo, lo anterior no significa que no participen en la resistencia (carga máxima) del muro. Se ha argumentado que su efecto es variable y difícil de predecir; no obstante, considerar la contribución

del refuerzo vertical de los castillos trabajando a flexión (o trabajo de dovela) promete mejorar la capacidad predictiva de la resistencia.

Varios investigadores han reconocido el efecto benéfico que los castillos tienen para mantener la capacidad de deformación, la estabilidad y la reserva de resistencia (diferencia entre resistencia y carga de agrietamiento inclinado), así como para controlar el deterioro de la resistencia. Con base en estos razonamientos, se ha llegado a proponer que los extremos de los castillos sean diseñados para resistir la mitad de la resistencia demandada. Por tanto, se supone que el mecanismo resistente a carga lateral está gobernado por la formación de un puntal de compresión que reacciona horizontalmente contra los extremos de los castillos. De este modo, para un sentido dado de la acción, una cuarta parte de la demanda sería resistida por el extremo inferior de un castillo, y la otra cuarta parte por el extremo superior del otro castillo que confina al muro.

Este enfoque ha sido adoptado por algunos reglamentos de diseño (Instituto, 1996), en los cuales la cuantía de estribos de cada extremo se determina mediante acción de viga para una carga que es la diferencia entre la carga de agrietamiento inclinado del muro y la resistencia proporcionada por el concreto del castillo. La contribución de los estribos a la resistencia a carga lateral mediante acción de viga parte de la base de que los extremos de los castillos serán atravesados por grietas a 45° y que, por tanto, atravesarán varios estribos (analogía clásica de la armadura). Esta es la hipótesis básica de comportamiento que se acepta en diseño de concreto reforzado. Esta suposición implica que el acero de los estribos fluye cuando se alcanza la resistencia del muro. Sin embargo, en 18 muros de mampostería de barro, artesanal e industrializado, con y sin refuerzo horizontal, con y sin mallas electrosoldadas adosadas, que han sido ensayados en el CENAPRED no se ha registrado plastificación de estribos. En estos ensayos se han instrumentado varias decenas de estribos en los extremos de castillos.

De las observaciones derivadas de estos ensayos se ha propuesto un modelo tal que el papel de los estribos sea reducir la longitud libre no riorstrada lateralmente de las barras longitudinales de los castillos (Díaz y Vázquez del Mercado, 1995; Flores, 1995; Pineda, 1996; Aguilar 1997). Según este modelo, la resistencia proviene del trabajo de dovela del refuerzo (Dei Poli, Di Prisco y Gambarova, 1993). Cálculos preliminares de la contribución del trabajo como dovela ofrecen un futuro prometedor.

Si el mecanismo anterior es válido, la expresión (Departamento, 1987a)

$$a_s \approx 1000 s / f_y d_c \quad (7)$$

para calcular el área del estribo a_s en función de la separación, s , esfuerzo de fluencia, f_y , y peralte del castillo, d_c , debe ser revisada. Esta es una ecuación empírica calibrada para que el área del estribo fuera 0,64 cm² (dos ramas de alambro del no. 2) si la separación, esfuerzo de fluencia y peralte son iguales a 20 cm, 2 200 kg/cm² (216 MPa) y 14 cm, respectivamente. El modelo de resistencia para los extremos basado en trabajo de dovela sugeriría que más que colocar un confinamiento equivalente en el núcleo del castillo, se coloquen estribos a una separación tal que la contribución del acero vertical trabajando como dovela sea igual. Apoyando esto, Aguilar (1997) verificó el comportamiento similar de un muro con castillos reforzados longitudinalmente con cuatro barras del no. 3, con otro reforzado con una barra del no. 6 en cada castillo. Cabe notar que la resistencia de dovela es directamente proporcional al área transversal de las barras y que el área transversal de 4 no. 3 es igual a 1 no. 6.

La importancia que tienen los castillos para mantener la estabilidad a cargas verticales, aun cuando la mampostería exhiba agrietamiento inclinado, destaca como resultado de ensayos en muros a escala en mesa vibradora (Alcocer, Murià-Vila y Peña, 1996). Estos modelos fallaron completamente (colapso) cuando el agrietamiento inclinado penetró a los castillos y cizalló sus extremos. Esto sugiere que para distorsiones elevadas, en las cuales la mampostería está sumamente dañada, la capacidad de carga vertical es mantenida y garantizada por los castillos, los cuales trabajan como columnas cortas. De este modo, las grietas inclinadas de gran anchura que penetran en el castillo dislocan el extremo, plegando el acero longitudinal, y reduciendo la capacidad de carga vertical. Adicionalmente se produce un giro local que deteriora aun más la zona. Aguilar (1997) ha indicado que en la etapa elástica de comportamiento, los castillos resisten el 70% de la carga vertical, mientras que el resto lo toma la mampostería.

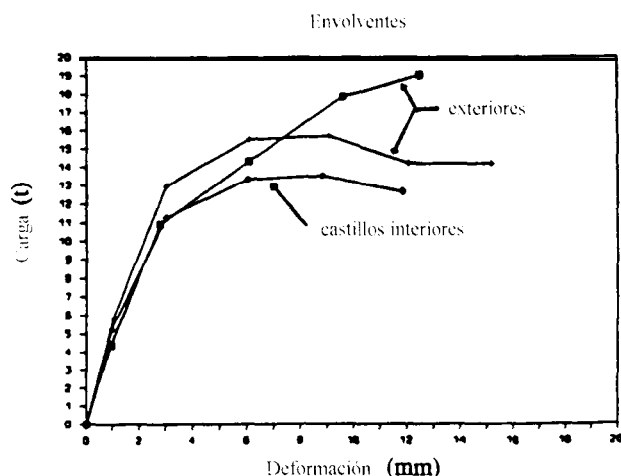


Figura 10. Influencia de castillos exteriores e interiores en el comportamiento (Astroza et al., 1992)

Otros investigadores (Hernández y Meli, 1976; Decanini y otros, 1985; Astroza et al., 1992; y Alcocer, Zepeda y Ojeda, 1997) han estudiado la eficiencia de castillos exteriores e interiores (castillos ahogados). En general, los muros confinados con castillos exteriores exhiben un comportamiento más estable, incluso a distorsiones del orden 0,5%. Para distorsiones similares, los castillos ahogados exhibieron un mayor nivel de daño que los castillos exteriores; aún más, los muros confinados interiormente mostraron una degradación de rigidez más acelerada (fig. 10).

En otros estudios se ha sugerido que se puede alcanzar un comportamiento histerético más estable y con mayores capacidades de deformación y de disipación de energía cuando se usan estribos o refuerzo transversal en elementos confinantes de acero de alta resistencia. Sin

embargo, la ausencia de deformaciones plásticas en estribos de menor esfuerzo nominal de fluencia ponen en duda dicha recomendación. Este fenómeno y el uso más frecuente de castillos electrosoldados en México obligan a estudiar este aspecto más detalladamente.

Influencia de las cargas axiales. El efecto del nivel de carga axial constante en la respuesta de un muro ante cargas cíclicas ha sido estudiado ampliamente (Meli, 1975; Shing P.B. et al., 1988; San Bartolomé, 1990). En todos los casos, la resistencia a carga lateral aumentó con el nivel de carga vertical. Para muros sin refuerzo horizontal, se ha propuesto que la carga de agrietamiento con carga axial diferente de cero se calcule superponiendo la carga de agrietamiento de la mampostería con esfuerzo axial nulo $[0,5 (f_m)^{1/2}]$, por ejemplo] y 0,25 a 0,4 veces la carga vertical.

Mientras mayor es la carga axial, más acelerado es el deterioro de rigidez y de resistencia del muro. En contraste, para muros reforzados horizontalmente y con iguales valores de carga axial, la degradación es más lenta y controlada, aun para distorsiones de 1 %. Con base en ello, se ha recomendado que muros con demandas de carga axial superiores a $0,05 f_m$ se refuercen horizontalmente con cuantías de 0,1%.

Influencia de la relación de aspecto y del acoplamiento a flexión. Con el cambio de la relación de aspecto de los muros (cociente entre la altura y longitud del muro), también cambia la importancia relativa de los esfuerzos de flexión y de cortante. A menudo, la relación de aspecto se describe en términos del factor adimensional (M/VL) , donde M y V son el momento y el cortante que actúan en la sección transversal crítica del muro, y L es la longitud del muro.

Así, en muros en voladizo, mientras mayor es M/VL , más importantes son los esfuerzos y deformaciones de flexión en el desempeño. Si estos esfuerzos no cambian el modo de falla, sí contribuyen a reducir la resistencia del muro al cortante. En contraste, en muros cargados en compresión diagonal, la resistencia al corte aumenta con el cociente M/VL . De acuerdo con lo anterior, los muros de carga se deben diseñar suponiendo que la resistencia al corte disminuye con la relación de aspecto, mientras que los muros diafragma se deben diseñar considerando que aumenta.

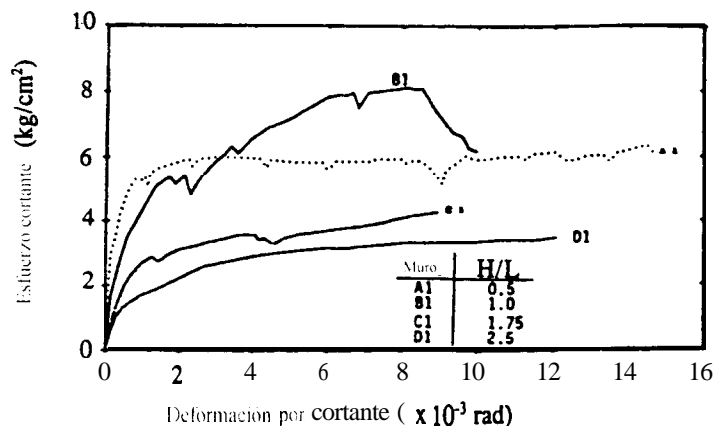


Figura II. Influencia de la relación de aspecto en el desempeño (San Bartolomé, 1990)

El efecto de la relación de aspecto de muros de mampostería simple con bajas cuantías de refuerzo en la carga de agrietamiento inclinado ha sido estudiado por varios autores (San Bartolomé, 1990; Klingner et al., 1990; Blondet et al., 1990; Alvarez y Alcocer, 1994). San Bartolomé ensayó muros con relaciones de aspecto, M/VL , iguales a 0,5, 1,0, 1,75 y 2,5. Encontró que la carga de agrietamiento no se modifica para relaciones de aspecto menores que 1,0. Sin embargo, para valores mayores, la carga de agrietamiento es menor que la correspondiente a un muro cuadrado (fig. 11).

Klingner y Blondet emplearon datos de muros chilenos y estadounidenses. El esfuerzo cortante medio de la mampostería correspondiente al agrietamiento v_0 , para carga axial nula, se estimó en función de la resistencia a compresión de la mampostería, f_m , y de la relación de aspecto del muro, (M/VL). Así, encontraron que para bloques huecos de concreto, $v_0 = (3,5 \cdot 1,75 M/VL) (f_m)^{1/2}$ (unidades inglesas) y para tabiques huecos de arcilla $v_0 = (4,2 \cdot 1,75 M/VL) (f_m)^{1/2}$ (unidades inglesas). Asimismo, se encontró que el cortante de agrietamiento aumenta con el esfuerzo axial σ siguiendo la relación, $v = [v_0^2 + (v_0 \sigma / 1.5)]^{1/2}$.

Alvarez presenta una revisión de varios programas experimentales y criterios de interacción carga de agrietamiento - relación de aspecto. Propuso que para fines de diseño, la carga de agrietamiento sea igual al valor de la carga de agrietamiento de un muro cuadrado sin carga axial v_0 multiplicada por un factor correctivo β , es decir, $v = \beta v_0$, donde $\beta = (1,35 \cdot 0,35 M/VL)$.

Las normas vigentes en el Distrito Federal (Departamento, 1987a) no consideran una posible reducción en la carga de agrietamiento inclinado con el aumento en la relación de aspecto del muro. Es decir, la carga de agrietamiento de diseño es sólo función del área transversal del muro, de la carga axial y de la resistencia a compresión diagonal de la mampostería.

Sin embargo, si se aplica el método simplificado de diseño sísmico (Departamento, 1987b), las normas piden que se reduzca la contribución a la resistencia a fuerza cortante de los muros que exceden una relación de aspecto dada. Para ello indican el factor reductor aplicable, que es función de la relación de aspecto. Esto se basa en reducir la participación en la resistencia de muros con altas relaciones de aspecto debido a su menor rigidez lateral. Si se reconoce que uno de los principios básicos del método simplificado es que las acciones laterales se distribuyen en los muros según su rigidez lateral, es claro que mientras mayor sea M/VL , menor será su contribución. En su origen, entonces, el tratamiento del método simplificado del factor reductor de resistencia a cortante considera la rigidez lateral de los muros.

En este enfoque se reducen igualmente las contribuciones de la mampostería y de la carga axial al agrietamiento inclinado (ec. 4). Sin embargo, no parece existir evidencia experimental que justifique afectar ambos términos. Así, por ejemplo, los estudios de San Bartolomé, Klingner, Blondet y Álvarez sólo consideran reducir el término de la contribución de la mampostería.

La ausencia de un tratamiento adecuado de este fenómeno es inquietante, ya que los muros de planta baja pueden tener una menor resistencia a la carga de agrietamiento inclinado que la calculada. Este efecto se agrava por el hecho de que en este entrepiso es donde las acciones (flexión, cortante y carga axial) toman intensidades máximas. Sánchez y otros (1996) midieron cargas de agrietamiento inclinado en planta baja menores a las calculadas en un ensayo destructivo ante cargas laterales de una estructura de mampostería confinada de barro recocido de dos pisos. Las propuestas no son concluyentes hasta la fecha; se requiere más estudios en esta área.

El efecto del grado de acoplamiento a flexión entre dos muros con relaciones de aspecto 1 y 1,5 fue evaluado experimentalmente (Alcocer, 1996). Con este objetivo, se construyeron tres sistemas de muros de barro recocido con diferentes relaciones M/VL : en el primero, el nivel de acoplamiento fue prácticamente nulo; en el segundo, los muros estaban conectados por una dala y losa de concreto reforzado, creando una abertura en forma de puerta; el tercero se construyó con un pretil entre los dos muros, dala y losa continuas, y un pretil en la parte superior. Los resultados indicaron que:

- la razón M/VL afectó el patrón final de agrietamiento
- el modo de falla estuvo controlado por cortante, independientemente del valor de M/VL
- el agrietamiento inclinado ocurrió para distorsiones comparables
- el comportamiento cíclico fue estable hasta distorsiones de 0,006
- después del agrietamiento inclinado, la rotación de los extremos del sistema dala - losa (viga T) disminuyó a valores despreciables. Así, el acoplamiento a flexión en la etapa postelástica del comportamiento de los muros fue bajo.

Refuerzo de muros con mallas electrosoldadas recubiertas con mortero. La eficiencia del refuerzo de muros de mampostería confinada con mallas electrosoldadas recubiertas con mortero de cemento fue evaluada mediante el ensaye de cuatro muros a escala natural (Pineda 1996; Alcocer, Pineda, Ruiz y Zepeda, 1996; Zepeda, Pineda y Alcocer, 1996). La geometría, materiales, y los criterios de diseño y construcción de los muros fueron iguales a los usados en los muros reforzados horizontalmente con alambres corrugados. Las variables estudiadas fueron la cuantía de refuerzo de la malla, así como el tipo y espaciamiento de los anclajes de la malla al muro. Los especímenes fueron reforzados con una, dos y tres veces la cuantía mínima de refuerzo horizontal (Departamento, 1987a). En el cálculo de la cuantía se incluyó el espesor de los aplanados de mortero de cemento que se colocaron por ambas caras de los muros. Las mallas fueron fijadas directamente sobre ambas caras del muro y no se dejaron separadores entre el muro y la malla. Ensayes preliminares demostraron que el uso de separadores disminuye la resistencia al corte del sistema muro-conector-malla, aumenta la flexibilidad del conector, y facilita la extracción del propio conector. En dos muros (mallas calibres 10 y 8) se emplearon clavos de 64 mm de longitud para madera; se usaron 9 y 16 clavos por m^2 . Para la malla de mayor calibre (6,4 mm de diámetro), se usaron fijadores Hilti de 51 mm de longitud con arandela, colocados con pistola neumática y con una densidad de 9 fijadores por m^2 .

Mientras que en el muro sin refuerzo horizontal las grietas se concentraron a lo largo de las diagonales, en los reforzados con mallas se observó una distribución más uniforme del agrietamiento (fig. 12). Se obtuvo un comportamiento cíclico más estable cuando los castillos se rodearon con malla electrosoldada, traslapada con la malla del muro, de modo que incrementara el confinamiento del castillo.

En la tabla 2 se resumen los resultados de los ensayos. Es claro el incremento en la resistencia y en la capacidad de deformación de los muros reforzados con mallas. El incremento de la resistencia a carga lateral debido a la malla conduce a que el costo por unidad de carga resistida sea menor que en muros confinados con o sin refuerzo horizontal.

El mortero y la malla contribuyeron a incrementar la rigidez inicial, la resistencia y la capacidad de deformación del muro. Para evaluar la participación de los alambres a la resistencia se usó el factor de eficiencia, η , descrito antes. En este factor se considera, implícitamente, la eficiencia del anclaje de la malla y la resistencia del mortero del recubrimiento. Así, a menor resistencia del mortero, menor será la contribución del refuerzo de la malla, ya que si la resistencia del mortero a la compresión es baja, se aplastará y desprenderá a bajos niveles de distorsión lo que anulará el comportamiento del muro como sección compuesta. Al igual que en el refuerzo horizontal, los valores de η variaron con el producto $phfy$ y con la distorsión.

Para fines de diseño, se ha propuesto que la resistencia se estime con el método señalado anteriormente para alambres horizontales y que el factor de eficiencia se determine de la fig. 8. Los comentarios hechos sobre el incremento de resistencia que acepta la norma vigente en el Distrito Federal (Departamento 1987a) y sobre la fig. 9 son válidos para muros reforzados con mallas. Se recomienda que la distorsión máxima de diseño sea de 0,007.

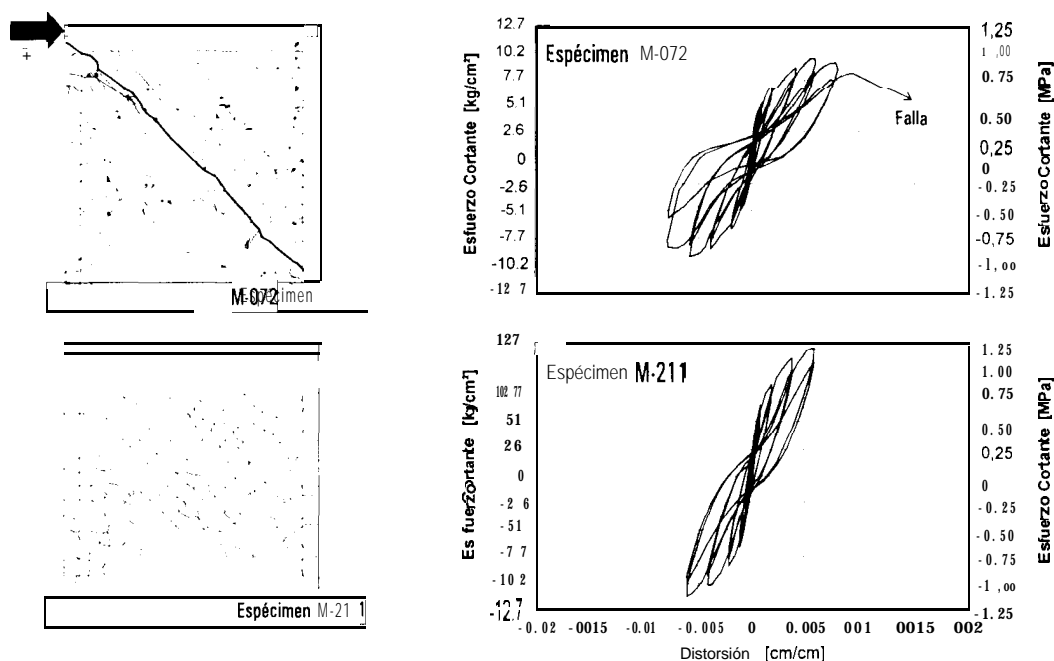


Figura 12. Patrón de agrietamiento final y curvas histeréticas de muros reforzados con mallas electrosoldadas (Alcocer, Pineda, Ruiz y Zepeda, 1996)

Tabla 2. Características de la respuesta de muros reforzados con mallas (Alcocer, Pineda, Ruiz y Zepeda, 1996)

Serie	Modelo	$P_h f_{yh}$ [MPa]	Esfuerzo Cortante				η	Distorsión a la resistencia [%]	Distorsión última [%]
			Agriet. [MPa]	Máximo [MPa]	Máximo Agriet. [MPa]	Máximo Max. control [MPa]			
3	M-072	0,35	0,64	0,94	1,5	2,09	0,67	0,60	0,96
	M-147	0,72	0,67	0,75	1,1	1,67	0,52	0,40	0,73
	M-147R	0,72	0,63	0,83	1,3	1,84	-	0,80	1,50
	M-211	1,03	0,83	1,17	1,4	2,60	0,46	0,58	1,00

Nota

En la cuantía ρ_h se consideró el espesor del recubrimiento de mortero

El refuerzo de muros con mallas ofrece una ventaja constructiva sobre el refuerzo horizontal: la facilidad de inspección y supervisión en obra. En efecto, se puede revisar fácilmente que la malla se haya colocado sobre el muro. Aunque una vez que el muro se ha cubierto con mortero, no es fácil asegurar que el anclaje se haya ejecutado adecuadamente, conviene destacar que en una estructura es probable que el número de muros reforzados con malla sea bajo, de modo que se pueda esperar una supervisión más estricta en la construcción de estos muros.

En los ensayos aquí señalados se colocó el mortero manualmente. Sin embargo, se puede lanzar siguiendo los procedimientos recomendados para concreto lanzado. Se ha observado que, con una buena ejecución, muros con recubrimiento de concreto lanzado tienen una mayor resistencia y rigidez que aquellos con mortero colocado manualmente.

Resistencia a flexión y flexocompresión. La falla por flexión se caracteriza por el agrietamiento horizontal en la zona de mayor momento, usualmente en la base del muro, asociado ya sea a la fluencia y eventual rotura del refuerzo vertical (si existe), o al aplastamiento de la cabeza a compresión del muro. En este último mecanismo, la resistencia a carga lateral se debe principalmente al trabajo a cortante de la zona a compresión; por tanto, es

frecuente que la resistencia se deteriore rápidamente conforme el daño (agrietamiento y aplastamiento) de la mampostería aumentan en esta zona. Debido al fisuramiento por flexión, la posición del eje neutro cambia y se mueve hacia la zona a compresión, de modo que las deformaciones y esfuerzos de compresión se concentran en una región relativamente de bajas dimensiones. El desconchamiento de la mampostería y la pérdida de sección, producen un incremento en las demandas de compresión en la zona, que se traduce en un mayor aplastamiento.

Según mediciones de deformaciones normales a la sección transversal del muro (deformaciones verticales), éstas no siguen una ley lineal en la longitud del muro (Sánchez y otros, 1996). Es decir, la hipótesis cinemática de Bernoulli, que considera que las secciones permanecen planas con la demanda, no se cumple. Esto es de esperarse en este tipo de muros, cuyo comportamiento está ampliamente influido por deformaciones por corte. No obstante esto, en diferentes normas [Departamento 1987a, Eurocode 6, 1995], la resistencia a flexocompresión se calcula con expresiones que suponen una distribución lineal de deformaciones normales. Parten, además, de la hipótesis que la mampostería a compresión se puede idealizar mediante un bloque equivalente de esfuerzos similar al usado en el diseño a flexión de concreto reforzado. Como se mencionó previamente, se ha verificado que los parámetros que se usan para representar el bloque equivalente de esfuerzos en concreto reforzado se pueden usar en mampostería de arcilla y de concreto. No obstante que la distribución real de deformaciones no es lineal, las predicciones con estas fórmulas arrojan buenos resultados.

Estudios analíticos. Han sido unas cuantas las investigaciones analíticas sobre el comportamiento sísmico de estructuras de mampostería. Destacan los modelos histeréticos propuestos por Meli (1975), Bazán (1980), Moroni y otros (1992), Flores (1995) y Tomazevic y Lutman (1996). Bazán propone factores de reducción de fuerzas elásticas debido a comportamiento inelástico (factores de comportamiento sísmico) de 1,5 y 2,0 para mampostería de piezas huecas y macizas, respectivamente. Estos valores son empleados en las normas vigentes del DF (Departamento, 1987b) y son iguales a los usados en reglamentos europeos (Eurocode 8, 1989).

Flores plantea un modelo histerético cuya curva envolvente, a diferencia de otros, es trilineal con degradación de resistencia en el tercer tramo (después de alcanzada la resistencia), fig. 13. Una aportación interesante es que las rigideces de las ramas ascendentes y descendentes de los ciclos son función de la distorsión máxima alcanzada en el ciclo inmediato anterior. Esta variación se basa en observaciones efectuadas en ensayos previos en los cuales la rigidez secante de los ciclos histeréticos disminuyó de acuerdo con una curva parabólica. Según esta ley, la mayor degradación de rigidez se presenta en los ciclos a bajas distorsiones, incluso menores que las asociadas al primer agrietamiento inclinado en la mampostería. Esto significa que, aun cuando el daño no es observable, la estructura pierde rigidez ante sismos de intensidad baja y moderada. La rigidez ascendente o descendente (carga o descarga) sigue la ecuación

$$R_{asc, desc} = R_{inicial} [a (\gamma_{max})^4 + b \gamma_{max} + 1]^{-1} \quad (8)$$

donde a y b son resultado de un ajuste de mínimos cuadrados (fig. 14).

El modelo matemático fue calibrado con resultados de ensayos de muros de uno y dos pisos, aislados o formando un arreglo ligado por losas y dadas, de mampostería confinada con y sin refuerzo horizontal. Los muros reforzados horizontalmente tenían alambres corrugados de acero de alta resistencia, $f_y = 589$ MPa, (Díaz y Vázquez del Mercado, 1995; Aguilar et al., 1996; Aguilar, 1997). Con este modelo se analizaron edificios de uno y tres pisos de mampostería confinada, con y sin refuerzo horizontal, sometidos a acelerogramas obtenidos en los sismos de septiembre de 1985 (registro de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes) y abril de 1991 (registro de la Diana en Acapulco) en México, de marzo de 1985 en Lolleo, Chile, y de enero de 1995 en Kobe, Japón.

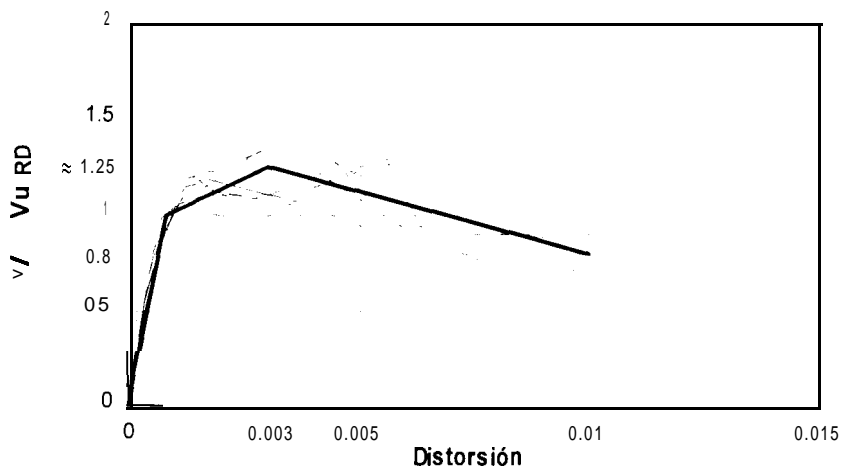


Figura 13. Envoltente trilineal del modelo propuesto por Flores (1995)

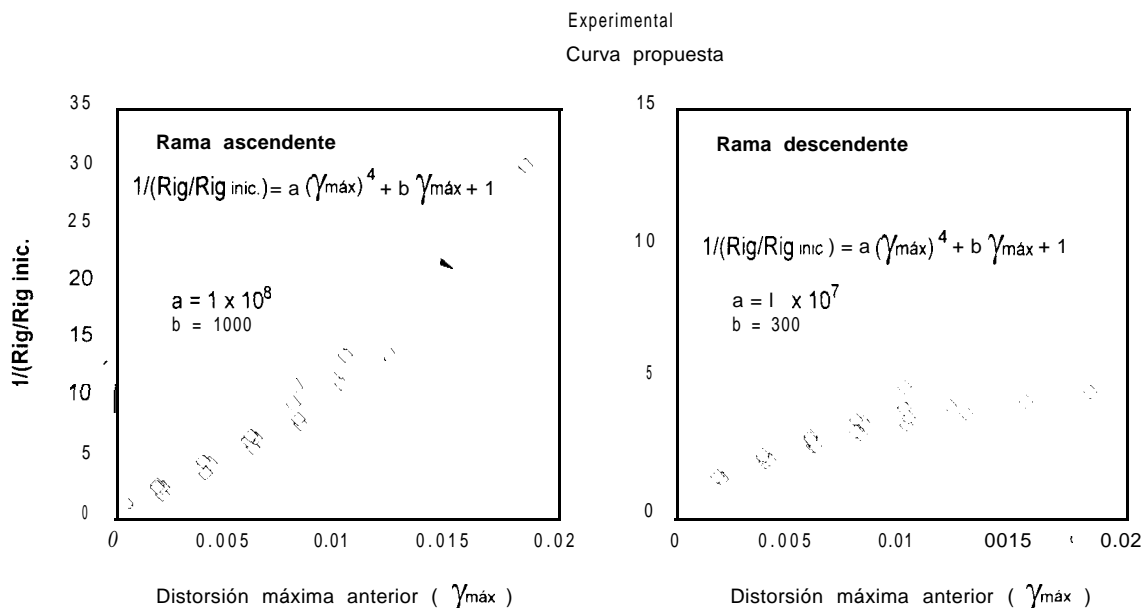


Figura 14. Degradación de rigidez para el modelo histerético de Flores (1995)

Entre los resultados más sobresalientes destaca la concordancia entre el bajo nivel de daño calculado con el registro de SCT y el observado en la ciudad de México en 1985, así como la distribución de fuerzas laterales en la altura del edificio de tres pisos que sigue una distribución uniforme, diferente de la supuesta en las normas vigentes (Departamento, 1987b). Este resultado fue confirmado posteriormente tras el estudio de la respuesta de una estructura de mampostería real desplantada en suelo blando (Durán y Miranda, 1995). Para estructuras como éstas, el uso de una distribución triangular de fuerzas laterales puede favorecer la concentración de deformaciones inelásticas y daño en planta baja.

Para sismos con alto contenido de frecuencias, la distribución de fuerzas fue triangular y la planta baja fue el piso más dañado. Fue claro el aumento en resistencia y capacidad de deformación de los modelos reforzados con alambres horizontales (Flores y Alcocer, 1996).

ANÁLISIS SÍSMICO

Las normas de diseño sísmico están orientadas a lograr estructuras que satisfagan los requisitos del estado límite de servicio durante sismos de intensidad moderada y que impidan su colapso durante sismos severos, permitiendo que éstas incurrieren en el intervalo de deformaciones inelásticas.

Como ya se mencionó, uno de los métodos para analizar y diseñar estructuras de mampostería es el método simplificado (Departamento, 1987b). Sin embargo, este método, como está establecido, no permite revisar los estados de servicio y de falla de las estructuras indicados arriba. Es necesario analizar y diseñar el edificio mediante métodos más refinados y detallados.

Para ello, el modelo matemático de la estructura de mampostería debe representar adecuadamente la rigidez lateral de todo el sistema; por tanto, debe incluir la deformabilidad a acciones de flexión, corte y carga axial de los muros. Si en el diseño así se garantiza, se puede considerar al diafragma de piso como rígido en su plano. Como se dijo antes, si se modela el edificio mediante marcos (con columnas anchas) se debe considerar el acoplamiento que ofrecen dinteles y parapetos. Si la resistencia de los muros a flexión no se alcanza, o es muy baja, es posible que no se logre movilizar la resistencia de losas y dadas, de modo que el acoplamiento a flexión será bajo, y la losa sólo hará compatibles los desplazamientos horizontales del diafragma.

Si se emplean métodos de análisis elástico-lineales, se podrá redistribuir el cortante sísmico actuante de modo de reducir un 30% y aumentar un 50% como máximos (Eurocode 8, 1989). Se deberá asegurar el equilibrio del edificio ante acciones laterales cuando se redistribuyan los cortantes. En estudios experimentales se ha observado que los muros de mampostería experimentan una degradación de rigidez lateral muy considerable (superior al 50% de la inicial) aun a niveles de distorsión inferiores a la asociada al primer agrietamiento inclinado. En la fig. 14 se muestra la degradación de rigidez en función de la distorsión para muros ensayados en México con diferentes geometrías y cuantías de refuerzo horizontal. Es claro la tendencia similar independientemente de las variables. Estas curvas sugieren que para diseñar una estructura de mampostería por desplazamientos (o bien revisar los desplazamientos en un diseño convencional) se use una fracción de la rigidez lateral inicial. Este último valor se puede calcular con precisión aceptable si se conocen los módulos reales de rigidez axial y cortante de la mampostería. Se ha recomendado que se consideren distorsiones máximas de 0,003 y 0,007 para muros sin refuerzo y con refuerzo horizontal.

Respecto a este último punto, es frecuente que en la práctica de diseño en nuestro país se considere que la distorsión máxima de una estructura a base de muros de carga de mampostería confinada sin refuerzo sea igual a 0,006, y que se compare con la distorsión obtenida del análisis (modificada previamente por el factor de comportamiento sísmico o de amplificación de desplazamientos correspondiente). El valor 0,006 se ha tomado del artículo 209 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (Departamento, 1993). Conviene precisar que esta distorsión es extremadamente alta para estructuras de mampostería; como han indicado los experimentos, para desplazamientos laterales de esta magnitud, la capacidad para resistir acciones laterales de la mampostería es un 60% de la resistencia. Esta distorsión está asociada a la rama descendente de la resistencia, que se caracteriza por un acelerado deterioro de rigidez lateral, de la habilidad para disipar energía y, peor aún, de la estabilidad a cargas verticales. Aclarando, el espíritu del artículo 209 es evitar daños excesivos en los muros diafragma (o de relleno en marcos de acero y concreto) ante sismos de servicio y, reconoce implícitamente, que el comportamiento de este tipo de muros es diferente de los muros de carga. Como es conocido, el comportamiento de muros diafragma se caracteriza por la incompatibilidad de deformaciones con el marco, siendo las de los primeros de corte y las del segundo por flexión. Esto conduce a que las distorsiones para las cuales se alcanza la resistencia sean muy distintas de las de los muros de carga.

De acuerdo con la filosofía moderna de los reglamentos, un procedimiento de diseño adecuado sería el siguiente:

- analizar la estructura a través de un modelo elástico lineal con un espectro reducido de aceleraciones;
- estimar la resistencia del edificio a través de un análisis estático no lineal, con el fin de verificar los niveles requeridos de resistencia del paso anterior y que la secuencia de falla sea apropiada; y
- verificar que el sistema estructural sea capaz de alcanzar los desplazamientos demandados por sismos severos, sin comprometer la estabilidad y sin presentar agrietamiento en sismos moderados.

Con base en las inspecciones del daño efectuadas después de sismos, así como en resultados experimentales y analíticos, es claro que el daño se concentra en la planta baja de los edificios. Esto sugiere que el comportamiento de toda la estructura depende de la capacidad sísmica de los muros de esa planta. Es aquí donde los muros están sometidos a las mayores demandas (cargas axiales, cortantes y momentos flexionantes). De este modo, se puede aceptar que la envolvente de la respuesta de la estructura seguirá la curva cortante - desplazamiento de la planta baja.

Según esto, bastará comparar esta envolvente (capacidad) con la demanda sísmica (resistencia y desplazamiento lateral de diseño) para conocer el nivel de seguridad de la estructura. Para construir la envolvente se debe considerar la contribución individual de los muros en función de su desplazamiento. Se supondrá que los muros poseen la suficiente ductilidad para redistribuir las fuerzas laterales. En terreno competente, se debe considerar una distribución lineal de fuerzas en la altura (característico de la respuesta en primer modo de vibración), mientras que en terreno blando, una distribución uniforme es más apropiada. Así, la envolvente del entrepiso será la superposición de las respuestas de los muros en la dirección de análisis. El análisis se hará por control de desplazamientos de manera de obtener la rama descendente de la envolvente.

Es conveniente conducir estudios analíticos para determinar las demandas de desplazamiento que imponen registros sísmicos reales a edificios de mampostería confinada, y para relacionarlos con las demandas de ductilidad de sistemas de un grado de libertad y con espectros de desplazamientos o ductilidad para esos registros. En los análisis se puede utilizar el modelo propuesto por Flores (1995). Estos análisis permitirán calibrar factores de reducción de comportamiento sísmico.

REHABILITACIÓN DE MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA

En lo que sigue, se usará el término *rehabilitación* como referencia al proceso de reparación (restitución de la capacidad original de un elemento dañado) y de refuerzo (incremento de la capacidad sobre los niveles originales) de muros. En este concepto se incluyen modificaciones a la resistencia, rigidez, capacidades de deformación y de disipación de energía; usualmente todas las modificaciones se asocian a un incremento de la propiedad estructural.

Las cinco técnicas de rehabilitación más empleadas en estructuras de mampostería son:

- inyección de grietas
- reemplazo de piezas o de concreto
- encamisado de muros
- inserción de barras de refuerzo
- adición de elementos confinantes de concreto reforzado.

Inyección de grietas. Las grietas que ocurren en muros de mampostería por efectos de los sismos (y obviamente debido a otras acciones), se pueden rellenar mediante la inyección de resinas epóxicas, morteros epóxicos o morteros fluidos de cemento (con consistencia de lechada). Esta técnica es aplicable en muros con bajo número de grietas que, además, estén bien definidas. Este es el caso de muros sin refuerzo horizontal (o sin mallas) o con baja cuantía de refuerzo horizontal y vertical. Como se mencionó, el patrón de agrietamiento de muros con cuantías de refuerzo iguales o superiores a las mínimas reglamentarias exhiben una distribución uniforme en el tablero, caracterizado por un alto número de fisuras de anchura pequeña; para este caso la inyección de grietas sería difícil y costosa.

Inyección de resinas y morteros epóxicos. La viscosidad de la resina por usar es función de la anchura de las fisuras. Las resinas poseen altas resistencias a la tensión (30 a 50 MPa) y a la adherencia con las piezas lo que obliga a que las nuevas grietas que se formen sean paralelas a las existentes; es decir, no se abren las existentes. El proceso de inyección es similar al que se sigue en estructuras de concreto reforzado. La anchura mínima para rellenar grietas a presión es de 0,05 mm, y por gravedad 0,30 mm. En caso de que las piezas tengan una alta absorción, conviene recurrir a resinas espumantes con aditivos estabilizadores de volumen (de tipo expansivo). Con esta técnica, si se ejecuta adecuadamente, se restituye entre el 70 y 90% de la resistencia, 30 a 80% de la rigidez y del 75 al 90% de la capacidad de deformación del muro original (Hidalgo y otros, 1991).

Inyección de morteros de cemento. Las lechadas o morteros fluidos de cemento deben ser inyectables y estables (Atkinson y Schuller, 1993). La primera característica se refiere a la facilidad para fluir a través de grietas y vacíos,

mientras que la segunda se refiere a que tenga baja segregación, sangrado controlado y una reducida contracción plástica. Atkinson y Schuller recomiendan mantener la relación agua/cementantes entre 0,75 y 1,0 para cemento portland tipo I, usar aditivos superfluidificantes y estabilizadores de volumen, así como microsílca para mejorar la estabilidad e incrementar las resistencias (tensión y adherencia). Sugieren dosificar el superfluidificante en 2% del peso de materiales cementantes. Encontraron que el método de velocidad de pulso (ultrasónico o mecánico) es útil para evaluar la calidad de la inyección. Muros que han sido reparados mediante inyección de morteros de cemento han recuperado, e incluso mejorado, su resistencia (80 a 120% de recuperación), rigidez (50 a 100%) y capacidad de deformación (80 a 90%) con respecto a las propiedades originales.

Reemplazo de piezas o de concreto. Generalmente esta técnica se aplica en muros con zonas muy dañadas; su eficiencia depende de la calidad de la ejecución. A menudo se aplica en combinación con alguna de las técnicas señaladas en esta sección. Para el correcto reemplazo, es frecuente la necesidad de apuntalar y renivelar la estructura, así como usar morteros o concreto con aditivos estabilizadores de volumen. Con lo último se pretende disminuir la contracción por fraguado y las fisuras que ocurren por las restricciones a la retracción.

Encamisado de muros. Los muros se pueden rehabilitar adosando mallas metálicas al muro y recubriéndolas con mortero de cemento colocado a mano o bien lanzado. Además, se pueden encamisar (aumentar su sección) con ferrocemento, con un aplanado de concreto lanzado con fibras metálicas o con materiales sintéticos. Sin duda alguna, la técnica más confiable, eficiente y económica es la colocación de mallas, preferentemente electrosoldadas, adecuadamente ancladas a los muros y recubiertas con 3 cm o más de mortero. Ruiz (1995) demostró que el comportamiento de muros con daño muy severo (agrietamiento de 2 cm de anchura y aplastamiento del concreto en los extremos de los castillos) reparados con mallas y recubrimiento de mortero fue incluso superior a la de la estructura original en términos de resistencia y capacidad de deformación (fig. 15). La rigidez de la estructura reparada fue 2/3 veces la original. Sugiere que se considere una resistencia remanente de la mampostería igual a una fracción de la carga de agrietamiento y que esta fracción sea igual a 0,8. Propone que en el cálculo de la contribución de la malla a la resistencia se considere un factor de eficiencia igual a 0,5. Este valor es menor al propuesto para muros sin daño. Hace énfasis en el tratamiento de la superficie del muro antes de colocar la malla y aplicar el mortero. Se debe retirar todo recubrimiento del muro, los fragmentos y piezas sueltas de la superficie de la mampostería; remover el polvo y las partículas en el interior de las grietas mediante chorro de agua. Se debe saturar la superficie del muro antes de aplicar el mortero. Los comentarios sobre el anclaje de la malla y confinamiento de castillos hechos anteriormente son válidos. Con esta técnica se pueden esperar incrementos en resistencia, rigidez y capacidad de deformación originales superiores al 50, 20 y 100%, respectivamente.

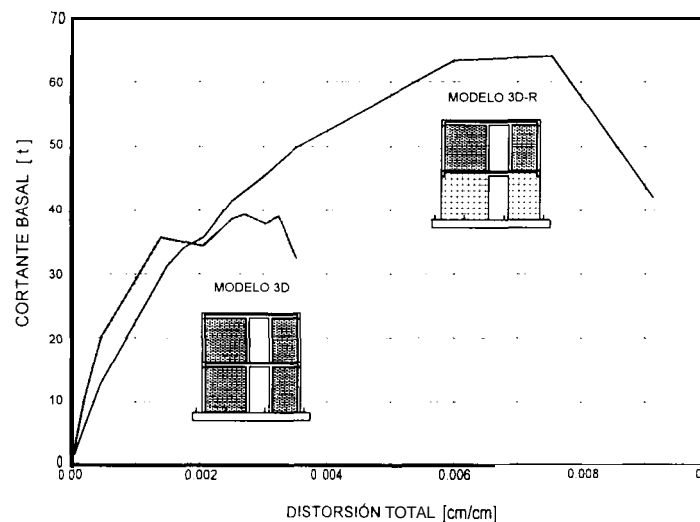


Figura 15. Envolventes de respuesta de una estructura de mampostería original y reparada con mallas recubiertas con mortero (Ruiz, 1995)

Recientemente se han venido aplicando encamisados (totales o parciales) de muros de mampostería con materiales sintéticos (compuestos) (Ehsani y Saadatmanesh, 1996). Estos son fibras largas y continuas, ya sea de vidrio, carbón, *kevlar* u otro material, que están unidas mediante una matriz epóxica. Las fibras se adhieren a la superficie del muro con resinas y pastas epóxicas, y se orientan en la dirección que interesa incrementar la resistencia. Las fibras a tensión exhiben un comportamiento elástico lineal hasta la rotura, misma que se alcanza a esfuerzos de 3450, 3 620, 3 800 y 2 760 MPa para fibras de vidrio, *aramid*, carbón de alta resistencia y carbón de baja resistencia, respectivamente. Sus módulos de elasticidad a tensión varían entre 72,4 y 345 GPa según el material de la fibra. En contraste, la resistencia y módulo de elasticidad a tensión de barras de refuerzo de acero son iguales a 620 MPa y 200 GPa, respectivamente. La resistencia transversal de las fibras es muy baja.

Las ventajas de las fibras son su excelente durabilidad, y las altas relaciones de *resistencia/peso* y *rigidez/peso*. Aunque son vulnerables a humedad y temperatura altas, se han desarrollado nuevas resinas más resistentes a estos agentes. Las de carbón son vulnerables a la radiación ultravioleta, de modo que cuando están expuestas directamente a la luz solar, se deben recubrir.

La colocación de fibras de materiales sintéticos (compuestos) para rehabilitar estructuras de mampostería, permiten:

- incrementar el confinamiento de muros, lo que se traduce en mejores resistencias y deformabilidad
- aumentar la resistencia a flexión fuera del plano
- mejorar la resistencia a corte en el plano
- aumentar la masa del edificio y el espesor de muros en cantidades despreciables
- no modificar la cimentación
- rapidez en la construcción, ya que las fibras se cortan en obra y no se requiere desalojar el edificio
- facilidad en la construcción, puesto que no es necesario colocar pernos de anclaje.

Dadas sus ventajas, el futuro de esta técnica es prometedor; su uso dependerá de que los costos actuales de la tecnología se reduzcan.

Inserción de barras de refuerzo. Otra técnica de rehabilitación consiste en colocar barras de refuerzo a lo largo de las juntas de mortero del muro. Para alojarlas, se requiere ranurar longitudinalmente la junta y practicar barrenos transversales al muro a ciertos intervalos para amarrar a las barras entre sí. Una vez colocadas las barras, generalmente una en cada lado del muro, se recubren con mortero de cemento o tipo epóxico. Las barras se deben anclar en los extremos de los muros, preferentemente mediante ganchos estándar a 90° en los elementos confinantes, si existen. Aunque con esta técnica se alcancen recuperaciones aceptables de resistencia, rigidez y capacidad de deformación, exige un procedimiento muy laborioso y con buena supervisión.

Otra alternativa es engrapar las fisuras del muro (San Bartolomé, 1990). Este método es práctico si el número de grietas es pequeño. Consiste en alojar barras de refuerzo con ganchos a 90° en sus extremos (de forma de una grapa para papel) en sendos barrenos y ranuras practicadas en el muro. Estos últimos se rellenan con mortero de cemento o, preferiblemente, epóxico. Las grapas se deben colocar ortogonalmente a la grieta de modo que resistan las tensiones que se producen cuando la grieta tiende a abrirse durante un sismo. Resultados de laboratorio han indicado un pobre comportamiento de muros reparados con grapas debido al pandeo de las grapas inclinadas cuando el sentido de aplicación de la acción se invierte y las grapas tienen que trabajar a compresión.

Adición de elementos confinantes de concreto reforzado. Con objeto de mejorar el comportamiento de toda la estructura, y no nada más de ciertos muros, es a menudo necesario construir castillos y dadas, ya sea porque no existen o bien porque sus dimensiones, ubicación o detallado no son adecuados. En su diseño y construcción se deben satisfacer los requisitos de las normas del material. Para un desempeño satisfactorio es indispensable asegurar que el sistema mampostería - confinamiento sea monolítico.

RECOMENDACIONES GENERALES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

Los siguientes son principios básicos de diseño y construcción que es conveniente seguir para alcanzar un mejor comportamiento sísmico de estructuras de mampostería (Cobum y otros, 1995). Esta lista no pretende ser exhaustiva y se puede complementar con los conceptos presentados anteriormente.

- La edificación debe tener una forma robusta, caracterizada por simetría y regularidad en planta y elevación, áreas de aberturas lo más pequeñas posibles, así como por arreglos similares de muros en pisos subsecuentes.
- Los muros de mampostería deben estar interconectados. Grapas o conectores de acero, así como castillos, promueven un comportamiento dúctil de las conexiones.
- Se debe asegurar una adherencia adecuada entre acero y mampostería, ya que con ello se reduce la degradación cíclica de la resistencia y rigidez, así como la posibilidad de daño.
- La dimensión de la sección transversal (espesor) de un muro que cumpla una función estructural debe ser lo más grande posible. Las normas vigentes en el Distrito Federal establecen 10 cm; en contraste, el Eurocode 8 indica un valor de 24 cm. Espesores tan reducidos como los del Distrito Federal dificultan la correcta construcción de los confinamientos verticales. Así, para el espesor mínimo, se tendrán castillos de 10 cm de lado, armados longitudinal y transversalmente con altas cuantías; no es difícil imaginar las dificultades en la colocación y compactación del concreto. Parece conveniente que en la futura revisión de las normas del material se considere aumentar la dimensión mínima del muro, así como las dimensiones mínimas de castillos para edificios de tres pisos o más; se sugiere pensar en dimensiones mínimas de 12 cm para espesores de muros y para lados de castillos.
- Se debe asegurar la continuidad del refuerzo longitudinal de castillos y dadas; se recomienda usar empalmes iguales a 60 diámetros.
- Las cimentaciones deben ser sólidas y continuas, y deben protegerse de la saturación del subsuelo.
- Se deben emplear materiales de calidad reconocida por normas nacionales.
- Las aberturas deben:
 - ⇒ ser del menor tamaño posible
 - ⇒ estar alejadas de las esquinas
 - ⇒ estar espaciadas para dejar muros resistentes entre ellas
 - ⇒ estar confinadas en sus lados
 - ⇒ tener una longitud tal que no exceda la mitad de la longitud del muro.
- Las estructuras deben contar con dadas. Estas facilitan la transmisión al muro de fuerzas inducidas por el sismo, rigidizan la parte superior del muro, y evitan el agrietamiento prematuro del mismo. El refuerzo de la dala se calcula de modo que resista el puntal de compresión que se desarrolla en el muro.
- Se debe ejecutar un programa de mantenimiento periódico ya que la humedad, la vegetación, la corrosión del acero de refuerzo, el agrietamiento de muros por asentamientos diferenciales y daños por temblores previos, disminuyen la capacidad del muro para sobrevivir a los sismos.
- Los planos deben tener notas claras y completas sobre las resistencias de diseño de piezas, mortero y mampostería (compresión en pilas, compresión diagonal en muretes).
- En zonas de alta sismicidad, se recomienda reforzar los extremos de los castillos con estribos cerrados colocados al menor de cada hilada o medio peralte del castillo (medido en el plano del muro), en una longitud de tres veces el peralte del castillo. Con este refuerzo se pretende confinar el concreto en esta zona, incrementar la resistencia a dovela del castillo y proteger al castillo de agrietamiento prematuro.
- Se debe tener especial cuidado en el diseño de la mezcla del concreto de los elementos confinantes de modo de asegurar la resistencia de proyecto, así como durante la colocación y compactación.
- Es conveniente que se empleen conexiones dentadas entre la mampostería y el castillo. Esta técnica promueve la transmisión de cortante entre los materiales y, por tanto, el comportamiento monolítico a grandes desplazamientos. Se debe poner atención a la colocación y compactación del concreto debajo de los salientes de las piezas dentadas, No conviene que los salientes sean muy grandes ya que pueden fracturarse con el golpe del vibrador; una longitud de 5 cm parece razonable.
- Como lo indican las normas vigentes en el Distrito Federal (1987a), se deben saturar las piezas de barro antes de su colocación. Con esta disposición se persigue un curado natural del mortero evitando su agrietamiento al retardarse el fraguado con el agua existente en el núcleo del tabique, así como una adecuada succión de la pieza del cementante del mortero.
- Las piezas sílico-calceas o de concreto se deben colocar secas para evitar agrietamientos prematuros del muro debido a contracciones. Para mejorar la trabajabilidad del mortero, se puede recurrir a un poco de cal hidratada.
- Puesto que la resistencia a compresión diagonal de la mampostería depende de la calidad del mortero, es indispensable que se supervise la fabricación del mortero; de preferencia, se debe recurrir a

mezcladoras eléctricas en puestos centrales que elaboren el mortero para los diferentes frentes de trabajo.

- Se deben usar morteros con una cantidad de agua tal que los haga trabajables. La cantidad de agua no debe ser excesiva de modo de evitar la segregación y la falta de consistencia en la hilada. Se debe prestar atención a retemplados (agregar agua antes que seque la mezcla) cuando el mortero ha alcanzado el fraguado inicial. Si se ha alcanzado esta etapa, se debe desechar el mortero.
- Es recomendable que el mortero se prepare en un recipiente no absorbente.
- No conviene usar arena muy fina, ya que aumenta la contracción por secado y porque, debido al tamaño uniforme de los granos, se forman espacios vacíos difíciles de llenar con el cementante.
- Se debe evaluar el uso de un poco de cal hidratada, ya que se logran morteros más plásticos y con mayor retentividad.
- Para evitar problemas de concentración de esfuerzos y zonas de debilidad en la mampostería, se recomienda que los tubos para instalaciones tengan un recorrido vertical.

CONCLUSIONES

En los últimos años, y en diferentes países, se han llevado a cabo amplios programas de investigación sobre el comportamiento sísmico de estructuras de mampostería. En este artículo se ha tratado de presentar algunos avances que han permitido formular metodologías de análisis y diseño sísmico, así como mejorar modalidades de refuerzo y construcción de estructuras de mampostería confinada. Se considera que los procedimientos actuales de diseño son más cercanos a los fenómenos que pretenden describir.

Sin embargo, en nuestro país, el continuo desarrollo de productos y sistemas, así como la creciente presión del sistema social para reducir los costos de los edificios de mampostería destinados a vivienda, demandan la implantación de investigaciones sistemáticas, coordinadas. Varios son los aspectos de comportamiento que deben aclararse; algunos, incluso, son particulares de ciertas regiones. Se requiere, por tanto, hacer un óptimo uso de la infraestructura humana y física del país. Se debe promover la colaboración entre universidades e institutos de una región para resolver su problemática.

El creciente déficit de vivienda en el país, ha obligado al sector financiero a reducir el monto de créditos para vivienda. Obviamente esto se traduce en estructuras más pequeñas, pero, muy frecuentemente, en edificios con menores densidades de muros que permitan reducir costos. Una menor cuantía de muros, y quizá una calidad en la ejecución inadecuada en ocasiones, reducen el nivel de seguridad de las viviendas a valores desconocidos. Es importante que la profesión exponga éste y otros problemas a las autoridades encargadas de la promoción de vivienda de interés social. De otro modo, la presión financiera derivará en viviendas vulnerables a sismo.

REFERENCIAS

Aguilar G. (1997) "Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería confinada ante cargas laterales," Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F., 181 pp.

Aguilar G., Meli R., Díaz R. y Vázquez del Mercado R.R. (1996) "Influence of horizontal reinforcement on the behavior of confined masonry walls," Memorias de la II^a. Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Acapulco, México, junio, art. no. 1380.

Alarcón P.J. (1996) "Características mecánicas de la mampostería en el estado de Michoacán," Informe de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.

Alcocer S.M. y Klingner R.E. (1994) "Masonry research in the Americas," American Concrete Institute, capítulo del libro *Masonry in the Americas*, Detroit, EUA, 127- 170 pp.

Alcocer S.M. y Meli R. (1995) "Test program on the seismic behavior of confined masonry structures," *The Masonry Society Journal, The Masonry Society*, vol. 13, No. 2, febrero, pp. 68-76.

Alcocer S.M. (1996) "Implications derived from recent research in Mexico on confined masonry structures," Memorias del CCMS Symposium, *American Society of Civil Engineers*, abril, pp. 82-92.

Alcocer S.M., Pineda J.A., Ruiz J. y Zepeda J.A. (1996) "Retrofitting of confined masonry walls with welded wire mesh," Memorias de la 11". Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Acapulco, México, junio, art. no. 1471.

Alcocer S.M., Murià-Vila D. y Peña I. (1996), "Ensayos en mesa vibradora de sistemas de muros de mampostería confinada a escala 1:3," X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Mérida, México, noviembre, pp. 859-869.

Alcocer S.M., Zepeda J.A. y Ojeda M. (1997) "Estudio de la factibilidad técnica del uso del tabique Vintex y Multex para vivienda económica," Centro Nacional de Prevención de Desastres, informe No. IEG/01/97, julio, 133 pp.

Alvarez J.J. y Alcocer S.M. (1994) "Influencia del refuerzo horizontal y de la relación de aspecto en muros de mampostería confinada," Memorias de IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, vol. II, Zacatecas, México, octubre - noviembre, pp. 815-827.

Astroza M., Delfín F. y Fernández G. (1986) "Estudio experimental de la resistencia al corte de la albañilería de unidades cerámicas del tipo rejilla con huecos," Cuartas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Viña del Mar, Chile, abril, pp. H60-H73.

Astroza M., Delfín F. y Escudero P. (1987) "Propiedades mecánicas de prismas de albañilería contruidos con diferentes unidades con huecos y materiales de relleno," Segundo Congreso Nacional de la Construcción, Antofagasta, Chile, noviembre, 12 pp.

Astroza M. et al. (1992) "Evaluación del comportamiento al corte de muros de albañilería de bloques de hormigón," IX Jornadas Chilenas del Hormigón, La Serena, Chile, octubre, pp. 135-149.

Atkinson R.H. y Kingsley G.R. (1986) "Comparison of the behavior of clay and concrete masonry in compression," Memorias del Cuarto Simposio Canadiense de Mampostería, New Brunswick, Canadá, junio.

Atkinson R.H. y Schuller M.P. (1993) "Evaluation of injectable cementitious grouts for repair and retrofit of masonry," en el libro *Masonry - Design and Construction, Problems and Repair*, American Society for Testing and Materials, STP 1180, pp. 355-388.

Bazán E. (1980) "Muros de mampostería ante cargas laterales; estudios analíticos," Tesis doctoral, Facultad de Ingeniería, UNAM, septiembre, 94 pp.

Beall C. (1993) "Masonry design and detailing for architects, engineers and contractors," 3ª edición, McGraw-Hill.

Blondet J.M., Mayes R.L., Villablanca R. y Klingner R.E. (1990) "Masonry structures in the Chilean earthquake of March 3, 1985: implications for US design practice," Memorias de la 5ª Conferencia Norteamericana de Mampostería, Universidad de Illinois en Urbana-Champaign, junio.

Cano G. (1997) "Revisión del comportamiento de muros de bloque de concreto ante cargas laterales," Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F., 323 pp.

Centro Nacional de Prevención de Desastres (1997a) "Proyecto de Norma Mexicana para la determinación de la resistencia a la compresión y del módulo de elasticidad de pilas de mampostería de barro y de concreto," México, D.F., 7 pp.

Centro Nacional de Prevención de Desastres (1997b) "Proyecto de Norma Mexicana para la determinación de la resistencia a la compresión diagonal y de la rigidez a cortante de muretes de mampostería de barro y de concreto." México, D.F., 8 pp.

Cobum A., Hughes R., Pomonis A y Spence R., (1995) "Technical principles of building for safety," Intermediate Technology Publications, pp. 28-40.

- Decanini L., et al. (1985) "Investigación experimental sobre el comportamiento sismorresistente de prototipos a escala natural de muros de mampostería confinada," *Colloquia* 85, Buenos Aires, Argentina, vol. VI, octubre, pp. 1541-1572.
- Dei Poli S., Di Prisco M. y Gambarova P.G. (1993) "Cover and stirrup effects on the shear response of dowel bar embedded in concrete," *ACI Structural Journal, American Concrete Institute*, julio - agosto, pp. 441-450.
- Departamento del Distrito Federal (1987a) "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería," *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México, D.F.*, 18 pp
- Departamento del Distrito Federal (1987b) "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo," *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México, D.F.*, 19 pp
- Departamento del Distrito Federal (1993) "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal," *Diario Oficial de la Federación*, agosto, 80 pp.
- Díaz R. y Vázquez del Mercado R.R. (1995) "Respuesta sísmica de muros de mampostería confinada reforzados horizontalmente," Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, 2 1.5 pp.
- Durán R. y Miranda E. (1995) "Respuesta sísmica de edificios de mampostería desplantados en suelos blandos," Centro Nacional de Prevención de Desastres, Cuaderno de Investigación No. 23, México, DF, noviembre.
- Ehsani M. y Saadatmanesh H. (1996) "Seismic retrofit of URM walls with fiber composites," *The Masonry Society Journal*, vol. 14, no. 2, diciembre, pp. 63-72.
- Eurocode 6. (1995) "Design of masonry structures. Part 1.1: General rules for buildings. Rules for reinforced and unreinforced masonry," ENV. Bruselas.
- Eurocode 8. (1989) "Structures in seismic regions - Design -," Commission of the European Communities, Bruselas.
- Flores L.E. (1995) "Estudio analítico de estructuras de mampostería confinada," Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, agosto, 106 pp.
- Flores L.E. y Alcocer S.M. (1996) "Calculated response of confined masonry structures," *Memorias de la 11ª Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Acapulco, México, junio*, art. no. 1830.
- Gallegos H., y Casabonne C. (1980) "Resistencia a la tracción de albañilería de arcilla y sílico-calcárea," *Revista El Ingeniero Civil*, No. 8, Lima, Perú, pp. 22-4 1.
- Hamid A.A., Assis G.F. y Harris H.G. (1988) "Material models for grouted block masonry," *Informe TCCMAR 1.2(a)- 1*, agosto.
- Hernández O. y Meli R. (1976) "Modalidades de refuerzo para mejorar el comportamiento sísmico de muros de mampostería," Instituto de Ingeniería, UNAM, Serie Azul No. 382, México, D.F., diciembre, 35 pp.
- Hidalgo P., Lüders C. y de la Llera J.C. (1991) "Diseño y recuperación de edificios estructuras con muros," *Informe DIE 9 1-2*, Pontificia Universidad Católica de Chile, enero, 115 pp.
- Instituto Nacional de Normalización (1996) "Norma Chilena NCh2123-1996 Albañilería confinada - Requisitos de diseño y cálculo," Santiago, Chile, 27 pp.
- Klingner R.E., Villablanca R., Blondet M. y Mayes R.L. (1990) "Masonry structures in the Chilean earthquake of March 3, 1985: behavior and correlation with analysis," *Revista de la Sociedad de Mampostería*, vol. 9, nól. 1, agosto, pp. 20-25.

Magenes G. (1992) "Comportamento sísmico di murature di mattoni: resistenza e meccanismi di rottura di maschi murari," tesis doctoral (en italiano), Universidad de Pavia, febrero.

Meli R. (1975) "Comportamiento sísmico de muros de mampostería," Instituto de Ingeniería, UNAM, Serie Azul No. 352. México, DF, abril, 114 pp.

Meli R. (1994) "Mampostería estructural. La práctica, la investigación y el comportamiento sísmico observado en México," Centro Nacional de Prevención de Desastres, Cuaderno de Investigación No. 17, México, DF, julio, pp. 3-24.

Moroni M.O., Astroza M., y Gómez J. (1992) "Seismic force reduction factor for masonry buildings," Memorias de la 10ª. Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Madrid, España, julio, vol. 8, pp. 452 1-4524.

Page A. W. (1978) "Finite element model for masonry," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 104, No. ST8, agosto, pp. 1267- 1285.

Pineda J.A. (1996) "Comportamiento ante cargas laterales de muros de mampostería confinada reforzados con malla electrosoldada," Tesis de maestría, UNAM, México, D.F, enero, 171 pp.

Ruiz J. (1995) "Reparación y refuerzo de una estructura tridimensional de mampostería confinada de dos niveles a escala natural," Tesis de maestría, UNAM, México, D.F, 251 pp.

San Bartolomé A. (1990) "Albañilería confinada," Colección del Ingeniero Civil, Libro no. 4, Colegio de Ingenieros Civiles del Perú, Lima, diciembre, pp. 35-55.

Sánchez, T.A., Alcocer SM., Flores L.E.. (1996) "Estudio experimental sobre una estructura de mampostería confinada tridimensional, construida a escala natural y sujeta a cargas laterales," X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Mérida, México, noviembre, pp. 909-918.

Shing P.B. et al. (1988) "Seismic performance of reinforced masonry shear walls," Memorias de la 9ª. Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Tokio, Japón, vol. 6, pp. 103-109.

Tena A. (editor) (1997), "Volumen especial sobre el sismo de Manzanillo del 9 de Octubre de 1995," Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica y Universidad de Colima, octubre.

Tomazevic M. y Zamic R (1986) "The behaviour of horizontally reinforced masonry walls subjected to cyclic lateral in-plane load reversals," Memorias de la 8ª. Conferencia Europea de Ingeniería Sísmica, Lisboa, Portugal, vol.4, pp. 7.6/1-7.6/8.

Tomazevic M. y Lutman M. (1996) "Seismic behavior of masonry walls: modeling of hysteretic rules," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, vol. 122, no. 9, septiembre, pp. 1048-1054.

Tomazevic M. (1996) "Recent advances in earthquake-resistant design of masonry buildings: European prospective," Memorias de la 11ª. Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Acapulco, México, junio, art. no. 2012.

Zepeda J.A., Pineda J.A. y Alcocer SM. (1996) "Comportamiento ante cargas laterales de muros de mampostería confinada reforzados con malla electrosoldada," X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Mérida, México, noviembre, pp. 919-925.