

# Capítulo 6

## Comportamiento sísmicos de edificios de mampostería no reforzada

### 6.1 Introducción

La mampostería es uno de los materiales con un mayor abanico de aplicaciones en la construcción de obras civiles. Su uso se remonta a las primeras civilizaciones que poblaron la tierra. Las ruinas de Jericó (Medio Oriente, 7350 a.c), las pirámides de Egipto (2500 a.c), la gran muralla China (200 a.c a 220 d.c), las pirámides de Yucatán en México (500 d.c), las murallas de piedra de Machu Pichu en Peru (1200 a 1400 d.c) y la Taj Majal en India (1600 d.c), son sólo algunos ejemplos de construcciones que dan testimonio del uso y durabilidad de este material (San Bartolomé, 1998).

Han sido muchos los materiales utilizados a lo largo de la historia como elementos componentes de la mampostería. Con el transcurso de los años los procesos de fabricación han ido evolucionando, sin embargo, la forma de colocación de este material continua siendo a mano, y es ésta una de las variables que más incide en el comportamiento final de la mampostería. Esta variable resulta difícil de controlar y, por consiguiente, puede decirse que es uno de los principales limitantes dentro de la calidad de la obra de fábrica.

Los muros de mampostería no sólo se utilizan para estructuras, también para hacer subdivisiones de espacios, protección contra fuego, aislamiento térmico y acústico y, apariencia estética. Por lo tanto, puede decirse que la mampostería es apreciada por su color, forma, textura, disponibilidad, durabilidad, por su capacidad de aislamiento térmico y por su bajo costo, en comparación con otros materiales.

Todas las construcciones en mampostería en el pasado, fueron realizadas a partir de reglas empíricas y, diseñadas sólo para soportar acciones gravitatorias, usando la carga muerta para estabilizar las estructuras frente a cargas laterales producidas por vientos y sismos. No es hasta mediados del siglo XX, que aparecen las primeras

normativas y reglamentaciones de diseño.

La aplicación de los principios de ingeniería estructural, ha significado un avance importante en el conocimiento de las propiedades y del comportamiento de la mampostería no reforzada. Consecuentemente, ésta ha sido re-adoptada como un material ingenieril.

Los sismos fuertes que han tenido lugar hasta la fecha, han mostrado en la mayoría de los casos, que las estructuras de mampostería no reforzada han sido las más afectas y, han producido pérdidas de vidas humanas considerables, comparadas con otros sistemas estructurales. El modo de fallo de este tipo de estructuras, ha puesto en evidencia un comportamiento con muy poca ductilidad, debido a que el colapso se presenta de forma súbita. En la mayoría de los casos, este tipo de fallo ha estado relacionado con las deficiencias características de esta tipología constructiva, como son: malas conexiones, diafragmas de piso excesivamente flexibles y morteros de mala calidad, entre otros. Por otra parte, ante sismos menos intensos, las estructuras sólo se han visto afectadas ligeramente sin presentar daños de consideración. Esto podría indicar que, para zonas con una amenaza sísmica baja y moderada, utilizando una técnica adecuada de reforzamiento, podría garantizarse un buen desempeño de estas estructuras, y por lo tanto, reducir el riesgo al que se encuentran expuestas.

El amplio uso que se le ha dado a este material, tanto en países desarrollados donde la mayoría de edificios históricos y de viviendas corresponden a este tipo de sistema constructivo, como en países subdesarrollados (Latinoamérica), donde un gran porcentaje de los centros urbanos han sido construidos con este sistema y, sin ningún tipo de supervisión técnica (sistema de auto construcción), exige un mejor entendimiento de su respuesta sísmica y, el desarrollo de métodos de diseño que incorporen características propias de estas estructuras, de tal manera que, su comportamiento ante acciones sísmicas sea adecuado.

En la literatura, pocos resultados experimentales están disponibles para estructuras de mampostería no reforzada, especialmente bajo cargas sísmicas (cíclicas). Esto se debe principalmente a que estas estructuras son normalmente consideradas como poco adecuadas en zonas con una amenaza sísmica elevada y, por otra parte, su desempeño sísmico es bastante variable, esto es, en algunos casos ha resultado catastrófico y en otros se han comportado de manera excelente. La razón de esta variabilidad, se explica a partir de la relación carga-deformación: inicialmente la mampostería es rígida, mostrando poco efecto de carga, sin embargo, una vez se alcanza la deformación pico, suele fallar de manera frágil. Considerando que no existe ningún tipo de refuerzo, la redistribución de los esfuerzos máximos no es posible y, el fallo local rápidamente se convierte en un fallo global de la estructura. Así, el sistema pierde resistencia y puede colapsar. Sin embargo, cuando la respuesta de la estructura ante un movimiento sísmico, cae dentro del primer intervalo, esto es, dentro del rango elástico, su desempeño es bastante bueno. Las estructuras diseñadas para satisfacer este requerimiento, deben ser de proporciones masivas para

cualquier movimiento sísmico, es decir, que tengan una gran cantidad de muros de gran espesor en ambas direcciones en planta. Esto explica, el por qué varias estructuras antiguas de esta tipología, se han comportado adecuadamente frente a sismos de diferente intensidad, con daños muy leves.

Evaluar el desempeño sísmico de este tipo de estructuras no es una tarea fácil, debido a que el análisis está condicionado a cierto aspectos, tales como:

- El agrietamiento inicial no necesariamente corresponde al colapso de la estructura.
- La capacidad de disipación de energía después de la capacidad pico en la mayoría de los casos es limitada.

En los últimos 20 años, los daños registrados como consecuencia de un número considerable de sismos, dieron origen a un desarrollo importante en el área de reforzamiento y rehabilitación de estructuras existentes. Sin embargo, la incorporación de estas técnicas en las diferentes normativas existentes, ha avanzado más lentamente y, en algunos casos, no se cuenta aún con una propuesta aprobada dentro de las respectivas reglamentaciones.

El primer paso para determinar si es necesario intervenir una estructura y a qué nivel, consiste en un análisis ingenieril de la estructura, que permita determinar su vulnerabilidad, para las condiciones de servicio y de amenaza sísmica existente. Por lo tanto, es necesario plantear modelos simples, que permitan analizar el comportamiento global de estas estructuras ante cargas sísmicas de una manera fácil, rápida y eficiente y cuyo objetivo final sea el de incorporar funciones simples en las normativas de diseño, que permitan cuantificar el daño que se presenta en este tipo de estructuras de acuerdo a la amenaza sísmica existente en la zona.

En este capítulo se presenta una breve descripción de la propiedades de los materiales que conforman la mampostería y se analiza su comportamiento mecánico a compresión, cortante, tracción y flexocompresión y cortante. Por último, se describe el comportamiento frente a cargas cíclicas y se analizan los principales factores que condicionan la resistencia de estas construcciones y los modos de fallo que comúnmente se presentan. Se hace énfasis, en el comportamiento sísmico de la mampostería de fábrica de ladrillo, debido a que ésta se utiliza para la construcción de los edificios de mampostería no reforzada que se analizan en este trabajo.

## 6.2 Materiales de la mampostería

Por mampostería se entiende el conjunto de dos fases de materiales constituidas por bloques, ya sean en forma natural o de fábrica (como los ladrillos) y, una sucesión de juntas, eventualmente de mortero, dispuestas en forma irregular o regular. En este último caso, las juntas siguen la disposición del contorno de los ladrillos, teniendo

dos grupos principales: horizontales y verticales. En este trabajo, sólo se analiza la mampostería compuesta por ladrillos de forma rectangular. Las dimensiones de estas unidades, varían de un país a otro, con lo cual, existe en el medio una gran variedad de tamaños, materiales y formas (López et al., 1998).

La primera unidad artificial de mampostería consistió en una masa amorfa de barro secada al sol, conocida con el nombre de adobe (Ruinas de Jericó-Medio Oriente 7350 años a.C). Posteriormente se crearon las unidades artificiales de tierra y de arcilla cocida en Sumeria (Valle del Éufrates y Tigris, 4000 años a.C) y en la ciudad de Ur (3000 años a.C) respectivamente, dando paso a la masificación de las construcciones de mampostería en las primeras civilizaciones. A partir de ese momento, se levantaron enormes construcciones de ladrillos asentados con betún o alquitrán, como por ejemplo la Torre de Babel (8 pisos) (San Bartolomé, 1998).

El primer reglamento de construcción fue creado por el rey Hammurabi en Babilonia (1700 a.C), donde se especificaba que si por causas atribuibles al constructor, fallecía el propietario de una vivienda, se debía dar muerte al constructor (San Bartolomé, 1998).

La materia prima existente en cada zona, generó una amplia gama de tipos de construcciones, desde las pirámides de Giza en Egipto, construidas con morteros de yeso y arena, hasta el templo a la diosa Atenea en Grecia (Partenón), donde se utilizaron piedras asentadas con mortero de cal y revestidas con mármol. Por su parte, el mortero de cemento puzolánico fue inventado por Vitruvio (arquitecto Romano, 25 a.C), por medio de una mezcla entre arena volcánica del Vesubio, cal y agua. A partir de este instante, se construyeron cientos de estructuras, variando sus forma (arco, bóveda, etc) y tamaño.

Después de la caída del imperio Romano, el mortero puzolánico, dejó de ser utilizado, hasta que en el año 1756, el ingeniero británico Smeaton, lo utilizó para reconstruir un faro en Inglaterra.

En el siglo XVIII, paralelamente a la Revolución Industrial, empezó la industrialización en la fabricación de ladrillos, inventándose máquinas como trituradoras, mezcladoras y prensas para moldear mecánicamente el ladrillo. Sólo hasta principios del siglo XX, comenzó a estudiarse de manera racional y analítica la mampostería, a partir de unos ensayos realizados en Estados Unidos (1913) y en la India (1920) (San Bartolomé, 1998).

### 6.2.1 Unidades de mampostería

La mampostería consiste generalmente de una masa sólida producida por unidades separadas por un ligamento, que en la mayoría de los casos actuales corresponde a un mortero. A continuación se describen los principales materiales que pueden ser utilizados para su construcción.

- Piedra: en muchas de las culturas antiguas, la piedra fue el material más utilizado para la construcción, debido a su alta resistencia y abundancia en el

medio. Sin embargo, debido a su peso excesivo, el transporte de este material en la antigüedad era muy difícil, lo cual obligó a las distintas sociedades a usar los recursos locales. Esto dió como resultado, una variedad de formas y detalles, que reflejaban las limitaciones y potenciales de los materiales disponibles.

Los elementos de piedra para su uso en construcción, en función de sus medidas, procedencia y estado de elaboración pueden ser clasificados en:

- Sillares: bloques de piedra cuyo peso y dimensiones exige la manipulación mediante dispositivos especiales de suspensión y asiento, tallados por una o más caras que pueden estar provistos o no de modulaciones (Arco y Porcu, 2003).
- Sillarejo: diminutivo de sillar, pieza pequeña labrada tóscamente y sin modulación u ornamentación, pero de forma prismática aproximadamente.
- Mampuesto: su mismo nombre lo indica "puesto a mano". Corresponden a piedras cuyo peso es inferior a 25 kg, por lo tanto, es posible su manipulación sin necesidad de recurrir a aparatos de suspensión, y cuya forma es irregular, a veces tal y como sale de cantera, sin desbaste ni talla (Arco y Porcu, 2003).
- Ripio: conjunto de piedras de pequeño tamaño, muchas veces procedentes del desbaste de los mampuestos, que son utilizados para asentar, acuar y estabilizar los mampuestos en las fábricas de piedra, operación que recibe el nombre de enripiado (Arco y Porcu, 2003).
- Chapa: sillar de escaso espesor, destinado a encarar o revestir otras fábricas no pétreas, dándoles aspecto de sillería, artificio sumamente utilizado hoy día ante la dificultad y precio de la sillería auténtica, y como elemento protector de los materiales que conforman el muro ante los agentes atmosféricos (Arco y Porcu, 2003).
- Adobe: es una forma bastante antigua de construcción y puede ser la base de algunas de las unidades que se fabrican actualmente. Estas unidades son piezas formadas con tierra arcillosa, mezclada con paja, arena, estiércol u otro material, con forma paralelepédica, elaborados a mano con la ayuda de un molde sencillo de madera (gradillas), compactados de forma manual y secados al sol, y de tal manera que sus dimensiones permitan su manejo con un solo brazo. De una forma intuitiva, se puede pensar en los adobes como en ladrillos, cuyos elementos constitutivos principales son arcilla o barro, arena y agua, y que son secados al sol (Arco y Porcu, 2003).

Existen algunas recomendaciones para este tipo de construcciones (UBC 1998), no obstante, en la mayoría de los casos, este tipo de obras se ejecutan sin ningún tipo de normativa.

- Ladrillo: es un mampuesto (puesto a mano) de forma ortoédrica, fabricado con una gran variedad de materiales, tales como: el barro seco, la arcilla, la pizarra, la arcilla cocida, o la mezcla de estos. El proceso de fabricación, consiste en someter a la unidad a temperaturas entre  $750^{\circ}C$  y  $1300^{\circ}C$ , de tal forma que el agua se evapore y las partículas de arcilla se endurezcan, causando así la fusión de los componentes debido a las elevadas temperaturas. Posteriormente, tiene lugar una vitrificación parcial y la temperatura se mantiene por un tiempo preestablecido. El proceso completo puede tardar más o menos entre 40 y 150 horas, según el tamaño y volumen de los ladrillos y el tipo de horno. El enfriamiento debe ser controlado, ya que puede alterar la calidad de la unidad

En la antigüedad se realizaba una masa de arcilla que se amontonaba para dejarla pudrir y después amasarla y darle su forma definitiva con la ayuda de gradillas o con la mano encima de una mesa. El cocido se efectuaba en horno de hormiguero después de que las piezas hubieran secado al sol puestas de canto. Estas unidades son conocidas con el nombre de ladrillos de tejar. En el siglo *XIX* comienza a utilizarse maquinaria en la fabricación de ladrillos, con utilización de prensas y galleteras, origen de las actuales instalaciones de fabricación (Arcos y Porcu, 2003).

El color, la forma y las propiedades estructurales de los ladrillos, varían considerablemente entre los diferentes tipos. Los ladrillos de arcilla cocida, pueden resultar sumamente atractivos, por la variedad de apariencias que pueden ser obtenidas a partir de las combinaciones de forma de las unidades y la disposición del mortero. Las dimensiones de los ladrillos varían desde  $12.0 \times 9.0 \times 4.5$  *cm* a  $30.0 \times 18.0 \times 12.0$  *cm* y su peso específico se encuentra entre 13 y 22  $kN/m^3$ .

Los ladrillos de arcilla pueden clasificarse en dos tipos: 1) perforados, en los cuales el área neta es menor que el 75% del área bruta de la sección y, 2) sólidos o no perforados, en donde el área de las perforaciones es menor o igual al 25% del área de la sección bruta.

- Unidades de hormigón: las unidades de hormigón prefabricado han sido usadas para construcciones de mampostería durante mucho años. Sólo en años recientes, han comenzado a ser aceptadas en general, para construcciones expuestas a la vista y para ser utilizadas con fines estructurales. Estas unidades están conformadas básicamente por cemento Portland, agua y agregados minerales. Normalmente son moldeadas en muchos tamaños y formas, bajo presión y/o vibración. Otros materiales pueden ser agregados para conferir determinadas características, tales como color, textura o reducción del peso (Amrhein, 1992). Las dimensiones de las unidades varían generalmente con múltiplos de 20 cm. Los factores más importantes que afectan la resistencia de las unidades de mampostería de hormigón son: 1) la relación agua-cemento, 2) el peso de

la unidad, 3) el tipo de agregado y 4) el proceso de fraguado. Al igual que en el caso de los ladrillos, estas unidades están divididas en perforadas y no perforadas, siendo las primeras las más utilizadas para fines estructurales, debido a su menor peso.

- Otras unidades: la construcción de mampostería ha sido producida y muy probablemente lo continuará siendo, producida por otros muchos materiales de diversas formas. Entre ellos están: 1) Las unidades de vidrio en bloque, que fueron producidas hace muchos años para uso en particiones y en muros exteriores y, que llegaron a convertirse en el principal componente arquitectónico de los estilos modernos entre 1930 y 1940. Aunque las unidades de vidrio son típicamente bastante fuertes, su uso es generalmente limitado a aplicaciones no estructurales. Sin embargo, la alta durabilidad del material, lo hace bastante práctico para su exposición al exterior (Ambrose, 1991). 2) Las unidades de silicato de calcio, construidas de arena silíceo y materiales cálcicos.

### Propiedades de las unidades

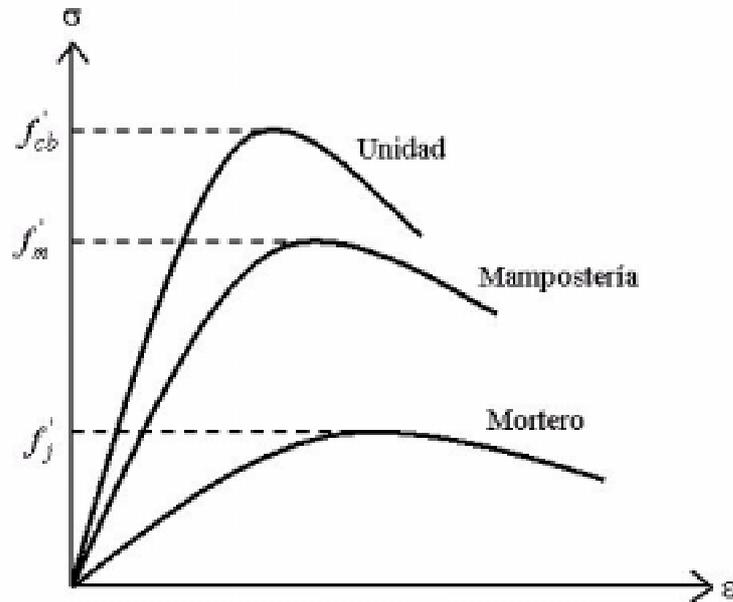
**Resistencia a la compresión** La resistencia a la compresión,  $f'_{cb}$ , muestra un intervalo de variación bastante amplio, dependiendo del material y del tipo de unidad. La Tabla 6.1 muestra los intervalos de variación de la resistencia a la compresión de diversos materiales. Todos estos valores han sido obtenidos mediante ensayos en unidades aisladas, no obstante, estos valores pueden sufrir una disminución drástica cuando se ensayan formando parte de un panel de mampostería. Este efecto se ilustra en la Figura 6.1.

Material	Intervalo $f'_{cb}$ ( $T/m^2$ )
Piedra	4.000 < $f'_{cb}$ < 10.000
Hormigón macizo	1.500 < $f'_{cb}$ < 2.500
Arcilla	500 < $f'_{cb}$ < 2.000
Hormigón aligerado	400 < $f'_{cb}$ < 600
Adobe	100 < $f'_{cb}$ < 150

**Tabla 6.1.** Resistencia a la compresión de diferentes unidades de mampostería.

No hay un conocimiento muy amplio acerca de la relación esfuerzo-deformación de las unidades de mampostería bajo compresión. Los resultados de experimentos en ladrillos de arcilla, indican que esta relación es casi lineal hasta el fallo, punto al que sigue un rápido decrecimiento de la resistencia.

El efecto de las perforaciones sobre la resistencia a la compresión, ha sido estudiado por varios investigadores (Hendry, 1990). A partir de ensayos experimentales sobre unidades de mampostería perforadas, se ha podido comprobar que esta clase de unidades, usualmente exhiben un comportamiento muy frágil y el fallo ocurre



**Figura 6.1.** Relaciones esfuerzo-deformación para el mortero, las unidades aisladas y los paneles mampostería (Paulay y Priestley, 1992).

inesperadamente. Por lo tanto, el uso de las unidades de mampostería perforadas no es recomendable para estructuras sometidas a acciones sísmicas.

**Resistencia a la tracción** Generalmente, el valor de la resistencia a la tracción uniaxial de las unidades de mampostería,  $f_{tb}$ , se obtiene en función de la resistencia a la compresión  $f'_{cb}$ . No obstante, estas expresiones son bastante sensibles a la técnica de ensayo empleada. La siguiente ecuación presenta una relación  $f'_{cb} - f_{tb}$  frecuentemente utilizada:

$$f_{tb} = c\sqrt{f'_{cb}} \quad (6.1)$$

$c$  es una constante que tiene en cuenta el tipo de ensayo, esto es:

- $c = 0.28$  para ensayo de tensión uniforme
- $c = 0.34$  para ensayo de tensión indirecta
- $c = 0.69$  para ensayo de flexión

El ensayo de tensión indirecta, parece ser el que proporciona las mediciones más realistas de la resistencia a la tensión de las unidades de mampostería sometidas a fuerzas en su propio plano.

La relación esfuerzo - deformación de las unidades de mampostería en tensión es casi elástica lineal hasta cerca al esfuerzo máximo. Cuando se sobrepasa este valor, se produce un fallo frágil.

**Módulo de elasticidad y relación de Poisson** La relación esfuerzo deformación de las unidades de mampostería depende significativamente del material constitutivo. Debido a la ausencia de información experimental, se puede suponer que los ladrillos de arcilla cocida se comportan casi como un material elástico lineal, mientras que las unidades de hormigón exhiben un comportamiento no lineal similar al observado en las placas de hormigón.

El módulo de elasticidad de las unidades de mampostería,  $E_b$ , presenta un amplio rango de variación y, básicamente depende del tipo de material y de la resistencia a la compresión,  $f'_{cb}$ . No hay un método estándar para evaluar el módulo de elasticidad. Usualmente, éste se toma como el módulo secante de elasticidad, desde el nivel cero de esfuerzo hasta un tercio de la resistencia del material.

Para ladrillos de arcilla, el módulo de elasticidad  $E_b$ , es usualmente más pequeño que el correspondiente a las unidades de hormigón. Este parámetro puede obtenerse aproximadamente como:

$$E_b = 300 \cdot f'_{cb} \quad (6.2)$$

A partir de los ensayos realizados por Sahlin (1971) se observa una buena correspondencia con los valores obtenidos a partir de la ecuación (6.2), para valores de  $f'_{cb}$  entre 20 y 50 MPa.

Kirtschig (1985) dirigió una investigación experimental en Alemania, utilizando ladrillos de arcilla perforados y propuso la siguiente expresión empírica, para calcular el módulo secante de elasticidad definido en un tercio de la resistencia a la compresión, esto es:

$$E_b = 980 \cdot f'_{cb}{}^{0.77} \quad (6.3)$$

No se cuenta con información suficiente que definir la relación de Poisson de las unidades de mampostería,  $\nu_b$ , debido a que este parámetro ha sido poco investigado. Atkinson et al. (1985) y McNary y Abrams (1985) hallaron valores de  $\nu_b$  entre 0.13 y 0.22 para tres tipos diferentes de unidades, no obstante, los materiales no fueron especificados con claridad.

**Contenido de humedad y absorción** El contenido de humedad y la absorción, son las propiedades más importantes de las unidades y tienen un efecto considerable sobre las características de la mampostería.

El contenido de humedad se define como la masa de agua por unidad de volumen, la cual puede ser expresada, en términos absolutos o en términos relativos a la densidad de la unidad cuando está seca. El intervalo típico de este parámetro es  $50 - 60 \text{ kg/m}^3$  y  $2 - 3 \%$  respectivamente.

La capacidad de la unidad para absorber agua se mide por dos parámetros: la absorción total y la tasa inicial de absorción ("Initial Rate Absorption" *IRA*). El primer parámetro representa la cantidad de agua requerida para saturar la unidad de mampostería (ésta es una medida de la porosidad), mientras que la *IRA*, o succión, es la masa de agua absorbida por unidad de área y por unidad de tiempo, medida en  $\frac{\text{kg}}{\text{m}^2 \text{min}}$ . Usualmente los valores del *IRA* varían entre 0.5 y  $1.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2 \text{min}}$ .

## 6.2.2 Mortero

El mortero está usualmente compuesto de agua, cemento y arena, no obstante en algunos casos, se adicionan otros materiales, para aumentar su capacidad de adherencia y de secado y/o hacerlo más manejable durante la construcción.

Los códigos de construcción establecen varios requerimientos para el mortero, incluyendo la clasificación y los detalles para su uso en la construcción. La calidad del mortero es muy importante para la integridad de la mampostería, ya que éste es el responsable de garantizar la adherencia y la cohesión entre las unidades (Ambrose, 1991).

Así como la integridad de las unidades de mampostería, depende del fabricante, en el caso del mortero, tanto el proceso de fabricación como de colocación (tareas realizadas por el albañil) son finalmente los que definen su calidad.

Con excepción de morteros extremadamente débiles, las propiedades mecánicas del mortero que más influyen en el comportamiento estructural de un elemento de mampostería, son su deformabilidad y su adherencia con las piezas. De la primera propiedad, dependen, en gran medida, las deformaciones totales del elemento de mampostería y, en parte, su resistencia a carga vertical. La adherencia entre el mortero y las piezas, define en muchos tipos de mampostería, sobre todo en aquellos en los que las piezas son muy resistentes, la resistencia a cortante del elemento. Adicionalmente, es importante que el mortero tenga una manejabilidad adecuada, para que pueda ser colocado en capas uniformes sobre las que asienten bien las piezas, evitándose concentraciones de esfuerzos y excentricidades accidentales.

La resistencia a la compresión del mortero,  $f'_j$ , no tiene, dentro de un intervalo bastante amplio, una influencia preponderante en el comportamiento estructural de la mampostería; sin embargo, el control de calidad del mortero, se basa en la determinación de esta propiedad, a través de ensayos de cubos de 5 cm de lado. La razón para esta elección, está en la facilidad de la prueba y en el hecho de que muchas otras propiedades, como por ejemplo la adherencia, su módulo de elasticidad y su resistencia a la tracción, pueden relacionarse en forma indirecta con la resistencia a la compresión. De las clasificaciones especificadas por las diferentes normativas, la más empleada y referenciada es la publicada por el "American Institute for Testing and Material", ASTM C270 (Ver Tabla 6.2)

Designación	Resistencia	Resistencia a la de compresión *	
		(psi)	(MPa)
M	Alta	2500	17.2
S	Alta media	1800	12.4
N	Media	750	5.17
O	Baja media	350	2.41
K	Baja	75	0.52
*Resistencia promedio a los 28 días.			

**Tabla 6.2.** Clasificación de los tipos de mortero de acuerdo a su resistencia (ASTM C270).

### Componentes del mortero

Los principales componentes del mortero son:

- **Cemento:** su función es proporcionar resistencia a la mezcla. Usualmente se utiliza cemento portland tipo I y excepcionalmente el tipo II (resistente a sulfatos). Su densidad es aproximadamente de  $1500 \text{ kg/m}^3$ .
- **Arena:** es la encargada de proporcionar estabilidad volumétrica a la mezcla y atenuar la contracción por secado, por lo tanto, se recomienda no usar arena fina y lavar la arena gruesa cuando tenga polvo. Por otra parte, es preferible que los granos de arena sean redondeados y de una granulometría completa, es decir, con variedad en el tamaño de las partículas que permita rellenar fácilmente los vacíos. La arena de mar no debe usarse, debido a que las sales que ella contiene producirían la eflorescencia de la unidad.
- **Agua:** el agua que se utiliza para la mezcla, debe ser potable, libre de partículas orgánicas y de sustancias deletéreas (aceite, ácidos, etc). Su función es darle trabajabilidad a la mezcla e hidratar al cemento. El uso de agua de mar produce eflorescencia en los ladrillos por las sales que contiene.
- **Cal hidratada normalizada:** de emplearse cal en el mortero, ésta debe ser hidratada y normalizada; la razón por la cual la cal debe ser normalizada se debe a que pueden existir partículas muy finas, que en vez de funcionar como aglomerante lo hacen como residuos inertes. La densidad de la cal es del orden de  $640 \text{ kg/m}^3$ . Cuando se emplea cal en el mortero, ésta (a diferencia del cemento) endurece muy lentamente al reaccionar con el anhídrido carbónico

del ambiente, en un proceso llamado carbonatación, el cual es beneficioso para el mortero por dos razones: 1) las fisuras se sellan a lo largo del tiempo al formarse cristales de carbonato de calcio, que proveen una resistencia adicional a la del cemento y, 2) al endurecer lentamente favorecen la retentividad de la mezcla. El concepto de retentividad se define a continuación.

### Propiedades del mortero

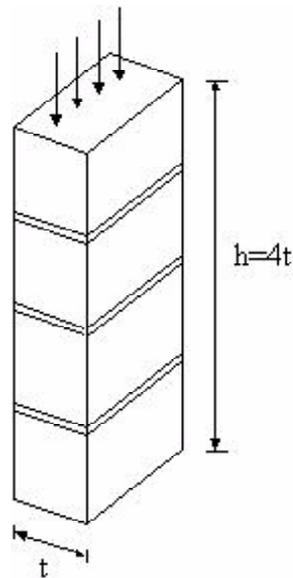
Entre las principales propiedades del mortero se tiene:

1. La adherencia unidad-mortero: ésta se logra cuando los solubles del cemento son absorbidos por la unidad, cristalizándose como agujas en sus poros. La adherencia se ve favorecida cuando el mortero penetra en las perforaciones y rugosidades de la unidad, formando una especie de llave de corte entre las hiladas.
2. Consistencia: se define como la capacidad que tiene la mezcla de poder fluir o ser manejable utilizando los instrumentos adecuados para ello.
3. Retentividad: consiste en la capacidad de la mezcla de mantener su consistencia o de continuar siendo manejable después de un lapso de tiempo.

## 6.3 Comportamiento mecánico de la mampostería en compresión

La mampostería de fábrica de ladrillo es un material que presenta un comportamiento óptimo cuando está sujeta a esfuerzos de compresión. Su comportamiento y los modos de falla ante cargas axiales, dependen de la interacción de piezas y mortero; ésta puede interpretarse en la siguiente forma: las piezas y el mortero tienen características esfuerzo-deformación diferentes (ver Figura 6.1); por lo tanto, al ser sometidos a un mismo esfuerzo, se produce una interacción entre ambos, que consiste en que el material menos deformable, las piezas en general, restringe las deformaciones transversales del material más deformable (el mortero), introduciéndole esfuerzos de compresión de dirección transversal. Por el contrario, en el material menos deformable, se introducen esfuerzos transversales de tracción, que disminuyen su resistencia respecto a la que se obtiene en el ensayo de compresión simple del material aislado.

El ensayo que se utiliza para determinar la resistencia a la compresión de la mampostería,  $f'_m$ , se hace sobre muretes, es decir, sobre una pila de piezas superpuestas unidas por mortero, con una relación altura/espesor ( $h/t$ ) aproximadamente igual a 4 (ver Figura 6.2). Se utilizan estas condiciones en particular, debido a la relativa



**Figura 6.2.** Ensayo de un murete para determinar la resistencia a la compresión de la mampostería.

facilidad de construcción y ensayo del murete, con el cual, se reproducen razonablemente los modos de fallo observados en los muros a escala natural. Adicionalmente, en un murete de estas dimensiones, las restricciones a las deformaciones transversales introducidas por las cabezas de la máquina de ensayo, no influyen de manera importante en su comportamiento (Fundación ICA, 1999).

El tipo de fallo más común en este tipo de ensayo, es la formación de grietas verticales en las piezas, producidas por las deformaciones transversales. Generalmente, el daño se concentra en las unidades del centro, ya que es allí, donde el efecto del confinamiento inducido por las celdas de carga, es menos significativo. No obstante, otros tipos de fallo pueden presentarse, como consecuencia de las posibles combinaciones que se generan al variar la calidad y las propiedades de las unidades y el mortero, como es el caso del fallo por aplastamiento en unidades de baja resistencia. Por lo tanto, la resistencia a la compresión de la mampostería  $f'_m$  depende tanto de las propiedades mecánicas de los materiales constitutivos como de la forma como éstos se combinan para formar la mampostería. A continuación se describen algunos de estos factores:

- Tipo y geometría de las unidades de mampostería: la resistencia a la compresión varía con el porcentaje del área perforada o aligerada de las unidades. Si esta área es menor del 20 % del total de la sección transversal y para diferentes formas de perforación (poligonales o circulares), la resistencia de la unidad es la misma que la del panel. Para el caso de perforaciones rectangulares, la resistencia del panel puede disminuir debido a la concentración de esfuerzos que

se presentan en las esquinas internas. Si se sobrepasa el límite mencionado, la relación entre la resistencia del panel a la resistencia de la unidad, disminuye hasta valores del 38 al 43 %. Por otra parte, se ha podido comprobar que la resistencia de las unidades aumenta cuando disminuye su altura.

- Características del mortero de unión: diversos ensayos de laboratorio realizados sobre mampostería de piedra y ladrillo, han permitido concluir que la resistencia de aplastamiento del mortero, no influye notablemente en el valor de la resistencia a compresión del panel, pero sí en sus propiedades de deformabilidad y adherencia, ya que ejerce un efecto de restricción de la deformación lateral de las unidades, induciendo un estado triaxial de esfuerzos de compresión, mejorando así su resistencia. Así mismo, dada la importancia que tiene la deformabilidad del elemento de unión, también resulta importante la relación entre el espesor de la junta de mortero y la altura de la unidad de mampostería; si dicha relación es alta, la tendencia al fallo será hacia el deslizamiento en la junta, mientras que, si presenta valores bajos, la resistencia a compresión del panel y la resistencia de la unidad son aproximadamente iguales.
- La humedad y absorción de la unidad de mampostería: es muy importante que las unidades estén saturadas para que no absorban el agua del mortero, produciendo una alteración de las características del mismo e impidiendo incluso que se produzcan las reacciones químicas de algunas partículas de cemento por falta de agua.

La Tabla 6.3 resume algunos de los principales factores de las unidades, el mortero y de la propia mampostería, que afectan su resistencia a la compresión.

Características Unidades	Características Mortero	Paneles de Mampostería
Resistencia Absorción Humedad Relación altura-espesor Geometría	Resistencia Espesor Relación agua-cemento Características de deformación Retentividad de agua	Colocación Hechura Dirección de carga Adherencia

**Tabla 6.3.** Factores que afectan la resistencia a la compresión.

En la actualidad existe un número considerable de expresiones que relacionan la resistencia a la compresión de la mampostería  $f'_m$  con las propiedades fundamentales de los materiales componentes. Básicamente existen dos métodos diferentes de evaluar la resistencia:

1. Ecuaciones empíricas derivadas de análisis estadístico de datos experimentales, que sólo son válidas, estrictamente hablando, para las mismas condiciones y materiales considerados durante los ensayos y, no deben ser utilizadas en sentido general. Una de las expresiones más completas es la propuesta por Hendry (1990), esto es:

$$f'_m = C_m \cdot \psi \cdot (C_f \cdot f'_{cb})^{0.75} (f'_j)^{0.25} \quad (6.4)$$

$C_m$  es un factor que depende de la continuidad de la mampostería (por ejemplo  $C_m = 0.45$  para mampostería continua a todo lo alto del panel y  $C_m = 0.35$  para los casos en los cuales existe alguna junta longitudinal),  $\psi$  es un factor que permite resistencias bajas de mampostería, siendo igual a la unidad en la mayoría de los casos,  $C_f$  es un factor de forma,  $f'_{cb}$  y  $f'_j$  son la resistencia a la compresión de las unidades y del mortero, respectivamente.

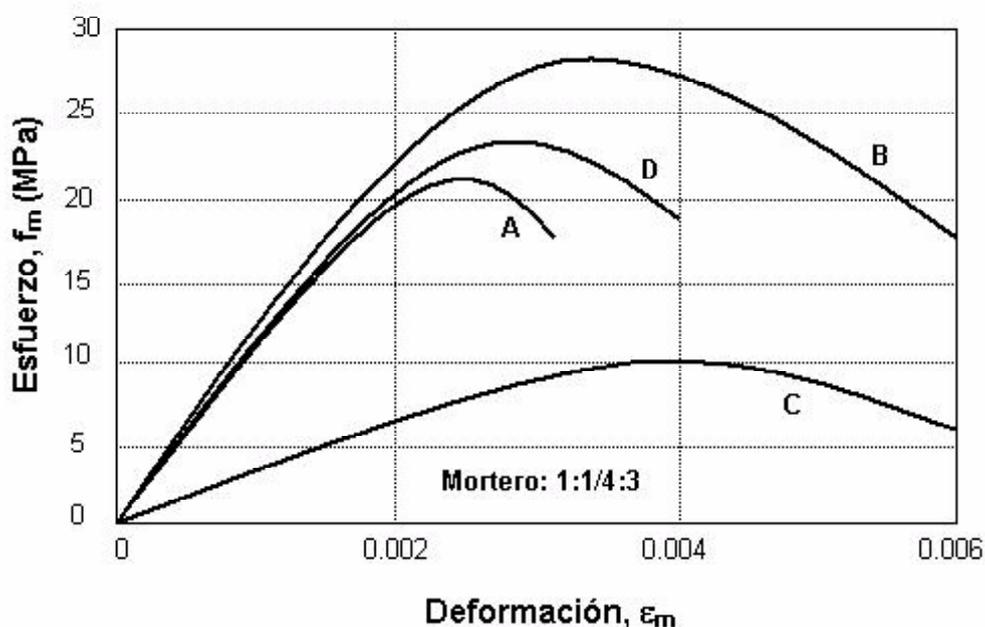
Otras expresiones muy similares a ésta, han sido propuestas por Kirtschig (1985), Chuxian (1985), Mehlmann y Oppermann (1988), entre otros.

2. Modelos analíticos para el comportamiento de la mampostería como un material compuesto: varias propuestas teóricas han sido desarrolladas para evaluar la resistencia de la mampostería a compresión, a partir de las observaciones experimentales y de una serie de hipótesis sobre el tipo de fallo y la interacción de los componentes de la mampostería (Hilsdorf, 1969; Francis et al., 1971; Khoo y Hendry, 1982; Atkinson et al., 1985; McNary y Abrams, 1985). La mayoría de estos modelos, expresan la resistencia a la compresión de la mampostería en función de: a) la resistencia a la compresión del mortero  $f'_j$  y las unidades  $f'_{cb}$ , b) la resistencia a tracción de las unidades  $f'_{tb}$ , c) el ancho de la junta del mortero  $j$ , d) la altura de las unidades de mampostería  $b$  y e) los módulos de elasticidad del mortero  $E_j$  y las unidades  $E_b$ .

### 6.3.1 Relación esfuerzo - deformación

La relación esfuerzo-deformación para la mampostería (ver también Figura 6.1) ha sido estudiada ampliamente en los últimos años. Se ha observado que esta relación depende de las características de los materiales constitutivos, esto es; las deformaciones y los esfuerzos varían considerablemente de un tipo de unidad a otra. La Figura 6.3 muestra cuatro curvas para diferentes tipos de ladrillos (A: ladrillos perforados, B, C y D: ladrillos sólidos) y una misma proporción de mezcla utilizada para fabricar el mortero (proporción cemento: limo: arena = 1 : 1/4 : 3). Claramente se observa que, no existe una relación directa entre las deformaciones y esfuerzos obtenidos, lo cual permite afirmar que hay una considerable variación en las deformaciones.

Varios tipos de ensayos han sido realizados para definir la forma de la curva esfuerzo-deformación (Hendry, 1990) utilizando diferentes proporciones de la mezcla



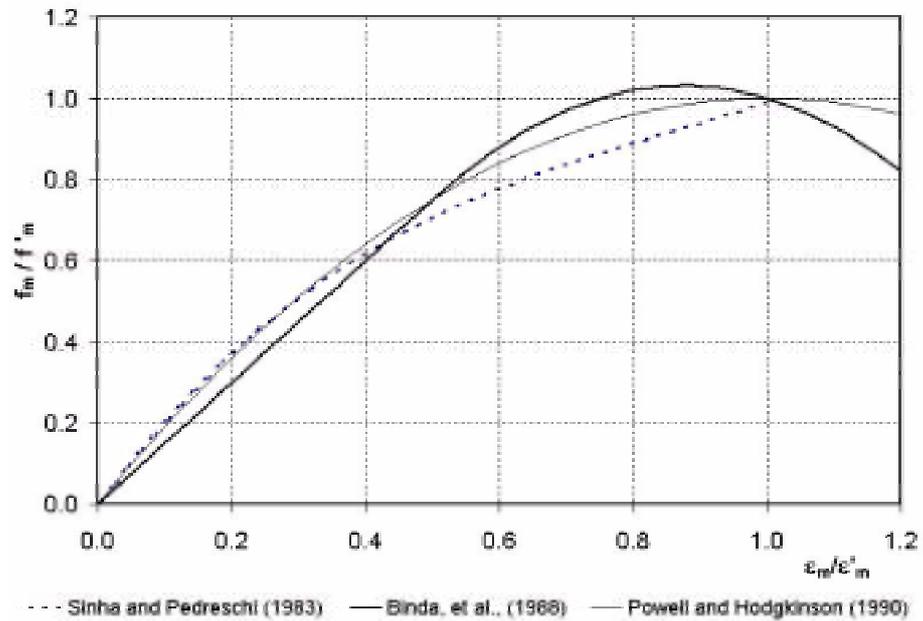
**Figura 6.3.** Relaciones esfuerzo-deformación para la mampostería en compresión (Hendry, 1990). Ver explicación en el texto.

para el mortero y, en algunos casos, incluso variando el tipo de unidad. Lo anterior ha permitido observar, que la mayoría de curvas obtenidas, conservan una misma tendencia, siempre y cuando se normalicen los esfuerzos y las deformaciones por los valores correspondientes al esfuerzo máximo a compresión  $f'_m$  y su deformación correspondiente  $\epsilon'_m$ , como se aprecia en las tres curvas normalizadas de la Figura 6.4.

### 6.3.2 Módulo de elasticidad de la mampostería $E_m$

Se han utilizado varias definiciones para evaluar el módulo de elasticidad de la mampostería,  $E_m$ . En algunos casos, se define como el módulo secante en el nivel de esfuerzos del 30 % o el 75 % de la resistencia máxima a la compresión  $f'_m$ . Amrhein (1992) utiliza el método secante, en el cual, la pendiente de la línea se toma desde el punto correspondiente a un esfuerzo igual a  $0.05 f'_m$  hasta un punto sobre la curva en  $0.33 f'_m$ . En muchos otros casos, no se han descrito los métodos considerados para definir el módulo de elasticidad. Sin embargo, para niveles de esfuerzos bajos y medios, las diferencias obtenidas usando varias definiciones, pueden ser consideradas como pequeñas para efectos prácticos, para un mismo tipo de unidad.

Considerando que la mampostería es un material compuesto de unidades y mortero, cada uno con propiedades de deformación diferentes, resulta razonable



**Figura 6.4.** Relaciones analíticas esfuerzo-deformación propuestas por diferentes autores (Crisafulli, 1997).

desarrollar un modelo analítico para calcular el módulo de elasticidad basado en las propiedades de deformación de estos dos elementos. De esta forma, varios investigadores (Sahlin, 1971; Ameny et al., 1983; Binda et al., 1988; Drysdale et al., 1994) han desarrollado la misma expresión, suponiendo un comportamiento elástico lineal para ambos materiales e igualando la deformación de compresión de la mampostería a la suma de la deformación de los ladrillos y de las juntas de mortero, esto es:

$$E_m = E_b \frac{\frac{b}{j} + 1}{\frac{b}{j} + \frac{E_b}{E_j}} \quad (6.5)$$

$E_b$  es el módulo de elasticidad de la unidad,  $b$  es la altura de la unidad,  $j$  es el espesor de la junta del mortero y  $E_j$  es el módulo de elasticidad del mortero. Esta expresión indica que el módulo de elasticidad de la mampostería, siempre será más pequeño que el módulo de la unidad cuando el mortero es más deformable ( $E_b < E_j$ ), como usualmente ocurre. Adicionalmente, esta ecuación predice que  $E_m$  aumenta cuando el mortero es más rígido y cuando el espesor de la junta de mortero es más pequeño. Otras propuestas empíricas, de gran aplicación práctica, han sido desarrolladas por diferentes autores, a partir de una gran cantidad de ensayos de laboratorio. La mayoría de estas propuestas varían entre:  $400 f'_m < E_m < 1000 f'_m$ . La Tabla 6.4 resume algunas de las propuestas más utilizadas.

<b>Autores</b>	<b>Valor de <math>E_m</math></b>
Paulay y Priestley, 1992	$750 f'_m$
San Bartolome, 1990	$500 f'_m$
Sinha y Pedreschi, 1983	$1180 f'_m{}^{0.83}$
Hendry, 1990	$2116 \sqrt{f'_m}$

**Tabla 6.4.** Expresiones empíricas para el módulo de elasticidad de la mampostería.

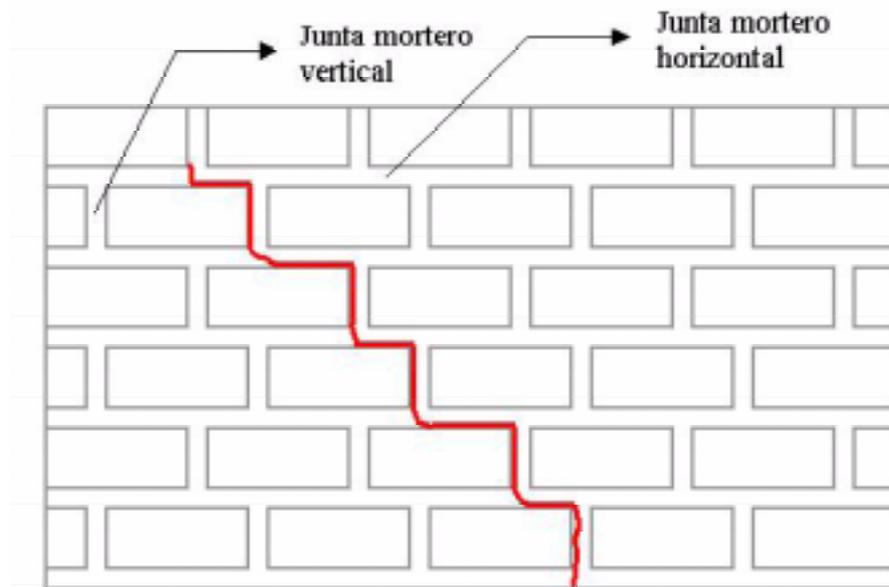
## 6.4 Comportamiento de la mampostería a cortante

Para el diseño de estructuras de mampostería no reforzada, sometidas a cargas laterales inducidas por viento o por movimientos sísmicos, es necesario evaluar adecuadamente la resistencia a cortante. Generalmente, los esfuerzos de cortante son combinados con los esfuerzos de compresión producidos por cargas gravitatorias u otras acciones. Consecuentemente, el caso puro de cortante no tiene aplicación práctica y, por lo tanto, la resistencia a cortante de la mampostería se investiga considerando el efecto de los esfuerzos de compresión en la dirección normal a las juntas horizontales. En otros casos, el estado de esfuerzos en la mampostería es más complejo (esfuerzos biaxiales) y es necesario utilizar un criterio de fallo general para evaluar la resistencia de la mampostería.

### 6.4.1 Modos de fallo

El comportamiento de la mampostería se caracteriza por dos efectos importantes: 1) la respuesta frágil de las unidades de mampostería en tracción y 2) la debilidad introducida por las juntas de mortero. Por lo tanto, los modos de fallo resultan a partir de la combinación de grietas de tensión diagonal cruzando las unidades y las grietas a lo largo de las interfaces mortero-unidad. Los resultados experimentales de varios paneles de mampostería ensayados bajo la combinación de esfuerzos, muestran que pueden ocurrir diferentes tipos de fallo de acuerdo con la magnitud relativa de los esfuerzos normales,  $f_n$  (en la dirección perpendicular a las juntas horizontales) y de los esfuerzos de cortante. Por lo tanto, se consideran tres tipos de fallo:

- **Fallo Fricción-Cortante:** este tipo de fallo ocurre para esfuerzos normales de compresión bajos y se produce por la unión débil de las interfaces mortero-unidad, dando lugar a esfuerzos cortantes deslizantes en las juntas horizontales. La Figura 6.5 muestra la distribución escalonada de las grietas asociadas a este tipo de fallo, las cuales se forman a partir de los extremos de las juntas verticales, que constituyen planos de debilidad en la mampostería, debido a



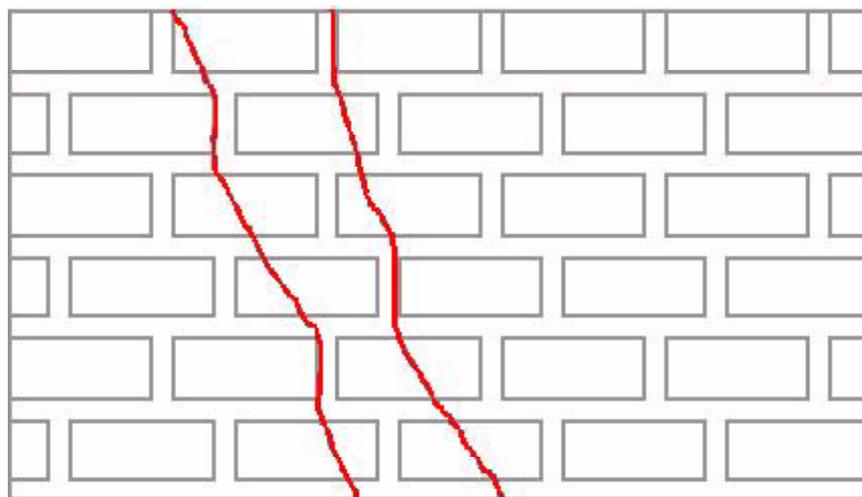
**Figura 6.5.** Agrietamiento escalonado diagonalmente producido por un fallo de fricción-cortante.

que su resistencia a la adherencia disminuye por causa de la contracción y de los vacíos existentes.

- Fallo por tensión diagonal: se produce directamente sobre las unidades de mampostería para valores de esfuerzos normales de compresión moderados. La resistencia a cortante de las juntas de mortero, se incrementa debido al efecto de los esfuerzos normales de compresión. Por lo tanto, las grietas se producen en las unidades, como resultado de los esfuerzos de tracción inducidos por el estado de esfuerzos de compresión y cortante. La Figura 6.6 muestra la distribución de las grietas que siguen la dirección de las juntas verticales y, pasan a través de las unidades con una inclinación que depende de la orientación de los esfuerzos principales en la unidad.
- Fallo a compresión: este tipo de fallo se presenta para valores muy altos de esfuerzo normal  $f_n$  en comparación con los esfuerzos cortantes  $\tau$ . Mann y Müller (1982) proponen, a partir del análisis de resultados experimentales, la siguiente expresión como condición límite para que se produzca este tipo de fallo:

$$f_n > 8\tau \quad (6.6)$$

En este caso, el fallo es similar al que se produce bajo compresión directa, aunque el efecto del esfuerzo cortante causa una reducción en la resistencia a la compresión de la mampostería. Las grietas se forman por las deformaciones



**Figura 6.6.** Agrietamiento de las unidades de mampostería producido por un fallo de tensión diagonal.

verticales y se incrementan por el efecto de las deformaciones del mortero en las juntas. Estas grietas se propagan verticalmente y atraviesan las unidades de mampostería, llegando en algunos casos a comprometer la estabilidad del elemento y a producir el fallo del mismo (ver Figura 6.7).

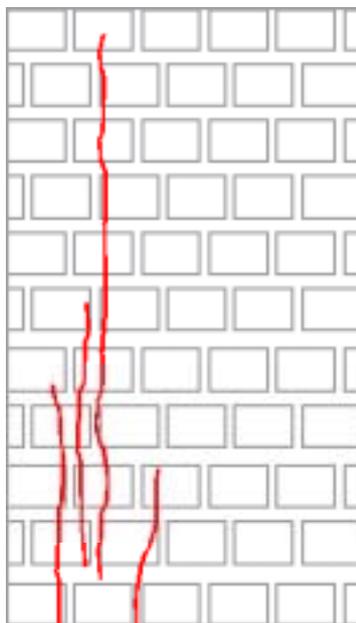
#### 6.4.2 Resistencia a cortante de la mampostería

Varios investigadores han demostrado experimentalmente que la resistencia a cortante de las juntas de mortero, se incrementa con la presencia de esfuerzos de compresión aplicados a la mampostería. Este efecto se explica, considerando que la resistencia a cortante resulta de la combinación de dos mecanismos diferentes: 1) la resistencia a la adherencia y 2) la resistencia a la fricción entre las juntas de mortero y las unidades. Por lo tanto, la resistencia a cortante de la mampostería  $\tau_m$  puede expresarse como:

$$\tau_m = \tau_0 + \mu \cdot f_n \quad (6.7)$$

$\tau_0$  es la resistencia a cortante inicial,  $\mu$  es el coeficiente de fricción interna y  $f_n$  es el valor absoluto de los esfuerzos de compresión normal en la dirección perpendicular a las juntas horizontales. Estos parámetros pueden ser evaluados a partir de un ensayo de cortante directo. Por otra parte, usualmente los códigos de diseño adoptan valores conservativos para  $\tau_0$  y  $\mu$ , debido a la gran variación existente en las propiedades de los materiales y, en los numerosos factores que afectan la resistencia a cortante.

Un amplio rango de valores de resistencias de adherencia  $\tau_0$  han sido calculados por diferentes investigadores (Paulay y Priestley, 1992; Shrive, 1991; Hendry, 1990;



**Figura 6.7.** Fallo por agrietamiento vertical excesivo producido por esfuerzos de compresión.

Atkinson et al., 1989; Stöckl y Hofmann, 1988). A partir de estos resultados, es posible definir un intervalo de variación típico de  $\tau_0$ , esto es:  $0.1 < \tau_0 < 1.5 \text{ MPa}$ . Para efectos prácticos, Paulay y Priestley (1992) proponen calcular el valor medio de  $\tau_0$  como:

$$\tau_0 = 0.03 \cdot f'_m \quad (6.8)$$

En cuanto al valor del coeficiente de fricción  $\mu$ , no se conoce bien cuáles son los factores que afectan este coeficiente, lo cual ha conducido al informe de resultados contradictorios (Crisafulli, 1997). A partir de los resultados experimentales obtenidos por diferentes investigadores (Paulay and Priestley, 1992; Hendry, 1990; Stöckl y Hofmann, 1988; Sahlin, 1971), se define el intervalo de variación de  $\mu$  como:  $0.1 < \mu < 1.2$ . Para propósitos de diseño, Paulay y Priestley (1992) recomiendan tomar  $\mu = 0.3$ .

La ecuación (6.7) ha sido adoptada por la mayoría de los códigos de diseño como una expresión general, independiente del mecanismo de fallo. Este criterio puede conducir a una evaluación insegura de la resistencia del panel de mampostería (Crisafulli, 1997). Por lo tanto, lo ideal es obtener una expresión que considere el mecanismo de fallo. Mann y Müller (1982) propusieron una curva envolvente que

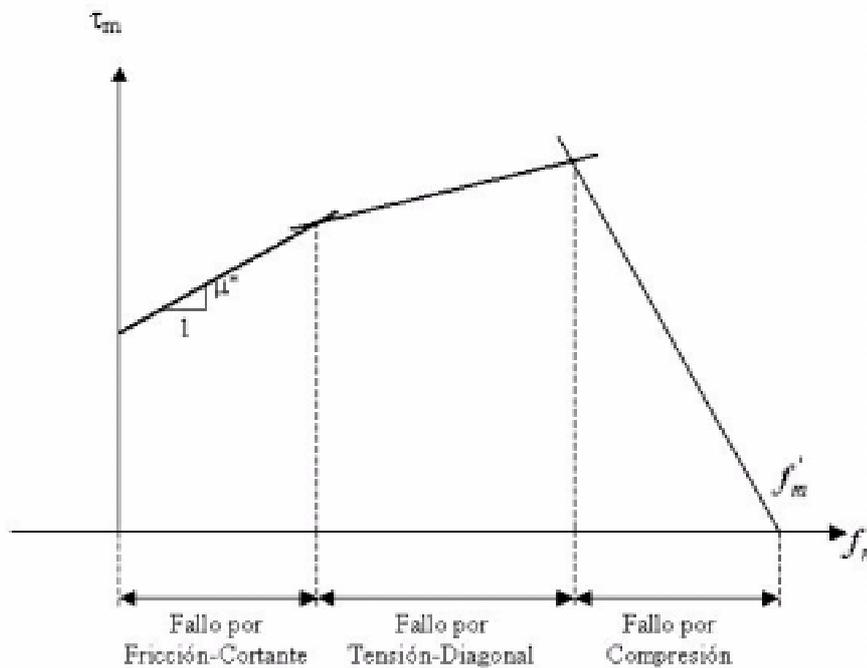
relaciona  $\tau_m$  con  $f_n$  (ver Figura 6.8), definida por la siguiente ecuación:

$$\begin{aligned} \tau_m &= \tau_0^* + \mu^* f_n && \text{Fallo fricción-cortante} \\ \tau_m &= \frac{f'_{tb}}{2.3} \sqrt{1 + \frac{f_n}{f'_{tb}}} && \text{Fallo tensión diagonal} \\ \tau_m &= (f'_m - f_n) \frac{d}{2b} && \text{Fallo compresión} \end{aligned} \quad (6.9)$$

$f_n$  esfuerzo normal de compresión,  $f'_{tb}$  es la resistencia a tracción de las unidades,  $f'_m$  es la resistencia a la compresión de la mampostería,  $b$  y  $d$  son la altura y el ancho de la unidad,  $\tau_0^*$  y  $\mu^*$  son respectivamente la cohesión y el coeficiente de fricción, esto es:

$$\tau_0^* = \frac{\tau_0}{1 + \mu \frac{2b}{d}} \quad (6.10)$$

$$\mu^* = \frac{\mu}{1 + \mu \frac{2b}{d}} \quad (6.11)$$



**Figura 6.8.** Curva envolvente de acuerdo a la teoría de fallo propuesta por Mann y Müller (1982). Ver explicación en el texto.

### 6.4.3 Factores que afectan la resistencia de adherencia

Existen numerosos parámetros que pueden afectar la resistencia de adherencia entre las unidades y el mortero, no obstante, su influencia e interrelación no está aún completamente definida. Los factores más importantes, relacionados con las características de los materiales son:

- Unidades: porosidad, tasa inicial de absorción de agua, la rugosidad de la superficie, el contenido de humedad y la reactividad química.
- Mortero: características de la arena, la relación limo-cemento, la retentividad de agua, el contenido de agua y la presencia de aditivos.

No hay información cuantitativa suficiente que permita evaluar el efecto de cada uno de los factores mencionados, no obstante, es posible identificar cuales de ellos son beneficiosos para la resistencia de la adherencia. Así por ejemplo, incrementos en el contenido de humedad de las unidades, sin llegar al estado de saturación y, la presencia de limos en la mezcla utilizada para el mortero, aumentan la resistencia de la adherencia entre el mortero y las unidades (Sinha, 1983; Hendry, 1990).

### 6.4.4 Propiedades deformacionales

Los ensayos realizados sobre muretes hechos de diferentes tipos de unidades, indican que la mampostería no reforzada puede experimentar pequeñas deformaciones plásticas bajo esfuerzos de cortante. No obstante, es importante notar que las propiedades de deformación medidas a partir de pequeños muretes, construidos con dos o tres unidades, no pueden ser consideradas como válidas para un panel completo de mampostería, debido a que estos muretes sólo representan el comportamiento de las juntas horizontales, sin tener en cuenta las juntas verticales y la trabazón entre las unidades.

El módulo de cortante de la mampostería,  $G_m$ , puede calcularse a partir de las mediciones de la deflexión realizadas sobre paneles de mampostería. Se ha observado que este módulo de cortante depende de: 1) el tipo de unidad, 2) la clase de mortero y 3) el contenido de humedad de las unidades cuando se colocan (Stöckl y Hofmann, 1988). Para cálculos aproximados, se puede suponer que la mampostería se comporta como un material isotrópico (en términos de propiedades deformacionales), así:

$$G_m = \frac{E_m}{2(1 + \nu_m)} \quad (6.12)$$

$E_m$  y  $\nu_m$  son el módulo de elasticidad y la relación de Poisson de la mampostería, respectivamente. Esta expresión indica que la relación  $G_m/E_m$  varía entre 0.40 y 0.45 para los valores usuales de la relación de Poisson ( $0.10 < \nu_m < 0.25$ ). Los trabajos experimentales realizados por Dhanasekar et al. (1982) y Hendry (1990) confirman que la ecuación (6.12) concuerda razonablemente con los valores medidos.

## 6.5 Comportamiento de la mampostería a tracción

La resistencia a la tracción de la mampostería está principalmente controlada por la resistencia a la adherencia desarrollada en las interfaces mortero-unidad. Los ensayos realizados por Decanini y Ochat (1986) muestran que la resistencia de los paneles de mampostería no se ve afectada por la resistencia a la compresión ni del mortero ni de las unidades, mientras que la absorción de agua de las unidades de mampostería tiene una fuerte influencia.

Sinha (1983) investigó la relación entre la resistencia de cortante inicial  $\tau_0$  y la resistencia a tracción  $f'_{t0}$  y, propuso la siguiente expresión empírica:

$$\tau_0 = 0.80 \cdot f'_{t0}{}^{0.56} \quad (6.13)$$

válida para  $f'_{t0} \leq 0.6$  MPa. Los autores observaron una buena correspondencia de la ecuación (6.13) con los resultados experimentales y con otras expresiones sugeridas por varios autores.

### 6.5.1 Modos de fallo

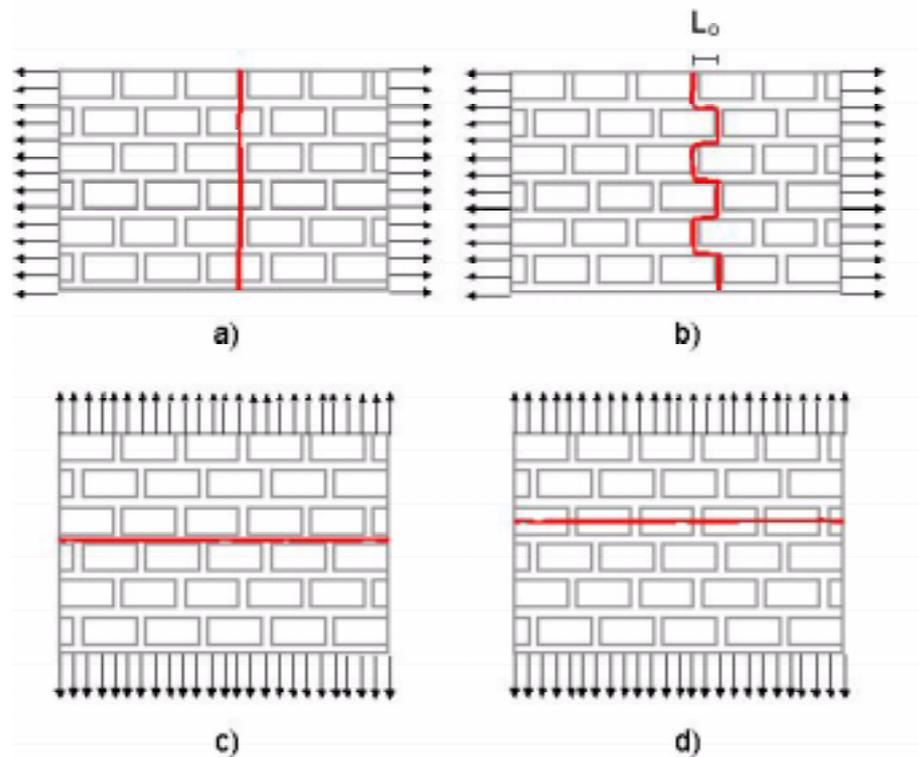
Diferentes tipos de fallo pueden ocurrir de acuerdo con: 1) la dirección de la carga de tracción y 2) la magnitud relativa de la resistencia de adherencia y la resistencia a la tracción de las unidades de mampostería (Schubert, 1988). Cuando los esfuerzos de tracción son paralelos a las juntas horizontales de mortero, se pueden presentar dos tipos de agrietamiento: a) grietas completamente verticales que atraviesan las unidades (ver Figura 6.9 a.), donde la resistencia está controlada por la resistencia a tracción de las unidades de mampostería y, b) grietas que no afectan las unidades y sólo se presentan a lo largo de las juntas de mortero (ver Figura 6.9 b.), donde los factores más determinantes son la resistencia a cortante y la longitud de traslapo<sup>1</sup>,  $L_0$ .

Por otra parte, cuando los esfuerzos de tracción actúan perpendicularmente a las juntas de mortero horizontal, los modos de fallo usualmente ocurren por separación de las interfaces mortero-unidad (ver Figura 6.9 c.). Sin embargo, también puede presentarse el fallo por tensión de las unidades, como se muestra en la Figura 6.9 d.

## 6.6 Comportamiento de la mampostería a flexo-compresión y cortante

Cuando los paneles de mampostería están sujetos a cargas de compresión y a cargas laterales, se generan esfuerzos de compresión, de cortante y adicionalmente aparecen

<sup>1</sup>Traslapo: parte de un ladrillo cubierta por otro.



**Figura 6.9.** Modos de fallo de la mampostería sujeto a tensión directa. Ver explicación en el texto.

esfuerzos de flexión, lo que produce un cambio en la mecánica del comportamiento de la mampostería y, por tanto, la evaluación de la resistencia de edificios de mampostería no reforzada se vuelve más compleja. El problema se magnifica, tanto por las incertidumbres asociadas a la estimación de las resistencias a cortante y flexión de los paneles, como por una incompleta descripción de su comportamiento inelástico y, más aún, por la naturaleza de la redistribución del cortante de piso hacia los diversos elementos de un sistema estructural tridimensional. Debido a estas incertidumbres y a la falta de información, los elementos de mampostería suelen ser considerados frágiles, limitándose su resistencia lateral a los esfuerzos admisibles, sin tomar consideraciones de comportamiento inelástico (Crisafulli, 1997). Por esta misma razón, los códigos de diseño describen un sistema de fuerzas de cortante estáticas equivalentes, actuando en la base de los edificios de mampostería y, consideran que la estructura no tiene capacidad de deformación inelástica. Un ejemplo claro es el factor de ductilidad que imponen los códigos, sugiriendo valores de 1 o de 2 para este tipo de edificios, mientras que para edificios de hormigón armado, dicho factor puede llegar a 8 y, a veces, hasta 10. Todos estos aspectos, pueden minimizar la capacidad de resistencia lateral de los edificios de mampostería. No obstante, estudios recientes han demostrado que los paneles de mampostería no reforzada,

presentan una capacidad considerable de deformación después de la aparición de las primeras fisuras y por lo tanto, pueden disipar cierta cantidad de energía (Zhuge et al., 1996; Abrams, 1996).

### 6.6.1 Modos de fallo

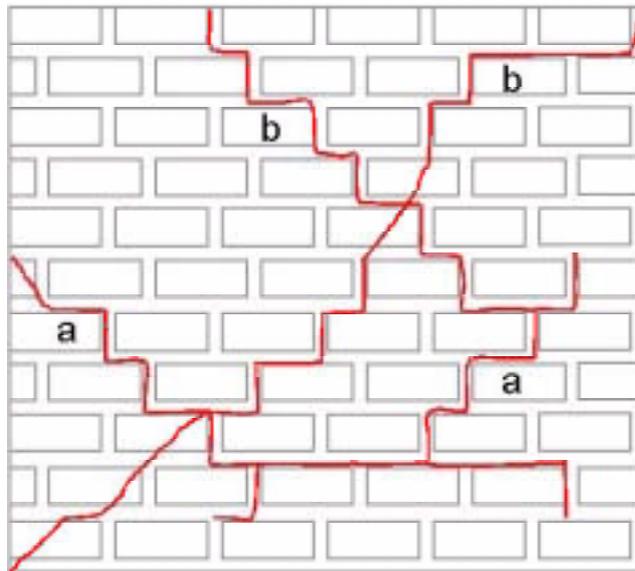
A partir de una gran cantidad de ensayos experimentales tanto pseudo-dinámicos como dinámicos, realizados sobre paneles de mampostería, sometidos respectivamente a cargas monotónicamente crecientes y a movimientos sísmicos reales o simulados sobre mesa vibradora, se han observado básicamente dos tipos de fallo: por cortante y por flexión.

A pesar de que en las estructuras de mampostería no reforzada, sólo la carga vertical es la que proporciona la resistencia a flexión de los muros, la cual es notoriamente menor a la capacidad de cortante, la mayoría de los fallos observados en este tipo de estructuras, han sido fallos por cortante. Algunas de las razones que pueden explicar este comportamiento, son las siguientes:

- La deformación por cortante predomina sobre la de flexión, ya que la mayoría de las veces, los muros son de baja altura, es decir que tienen una relación de aspecto (longitud/altura) grande y, por tanto, el momento de inercia de su sección transversal es elevado. Así, la deformación que prevalece en el primer entrepiso, es la distorsión angular por fuerza cortante con baja curvatura por flexión. Esta distorsión angular,  $\gamma$ , es la que origina esfuerzos principales de tracción diagonal en la mampostería, dando origen a las típicas grietas en forma de cruz de San Andrés "X". La experimentación muestra que el agrietamiento diagonal ocurre cuando se alcanza una pequeña distorsión, aproximadamente del orden de  $1/800$ , incluyendo los desplazamientos por flexión y cortante.
- Si se agrega el efecto de los muros transversales, al flectarse el muro, éste debería levantar al muro perpendicular, lo que es muy difícil de lograr. Esto disminuye aún más las deformaciones por flexión.
- Los experimentos muestran que la resistencia a cortante, crece más lentamente con el incremento de la carga axial que la resistencia a flexión y, en los muros esbeltos, la resistencia a cortante disminuye en proporción a la relación altura-longitud.

#### Fallo por cortante

Este tipo de fallo se presenta principalmente en los paneles de mampostería que poseen la mayor relación de aspecto (longitud/altura) y la mayor carga pre-compresiva. El fallo consiste en que se producen grietas diagonales-longitudinales, aproximadamente al 62 % de alcanzar la carga máxima (grieta "a" de la Figura 6.10) y, posteriormente, aparece una segunda grieta "b" diagonal, característica del fallo por



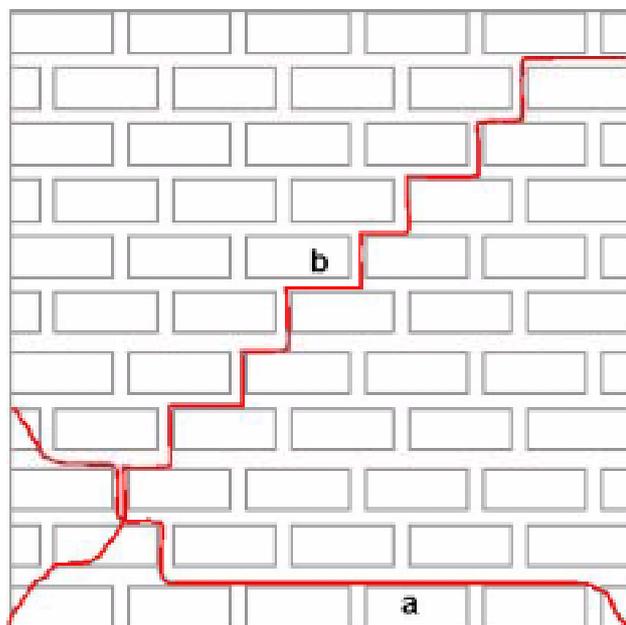
**Figura 6.10.** Agrietamiento por fallo a cortante en muros de mampostería no reforzada. Ver explicación en el texto.

cortante, justamente cuando se alcanza el valor de carga horizontal máxima. Con el cambio de sentido de la fuerza lateral, aparece idénticamente, el mismo tipo de agrietamiento de la primera mitad del ciclo inicial, lo cual parece indicar que el daño causado por la primera mitad, tiene poco que ver con el comportamiento subsiguiente. Este fenómeno puede explicarse por el hecho que las fisuras se cierran cuando la carga se vuelve reversible, emulando un comportamiento no agrietado. Posteriormente, se tritura la región central de la mampostería y los extremos del muro, produciéndose finalmente una degradación severa de su resistencia.

### Fallo por flexión

El fallo por flexión, comienza con la formación de grietas horizontales localizadas en la parte inferior del muro, sobre la junta horizontal más cercana al apoyo interior. La longitud de esta grieta es, aproximadamente, dos tercios de la longitud total del panel (grieta "a" de la Figura 6.11). Cuando la fuerza lateral se vuelve reversible, la grieta por flexión vuelve a ocurrir, pero en el lado opuesto, esta vez, continua a todo lo largo del panel (grieta "b" de la Figura 6.11).

En las estructuras de mampostería no reforzada, la capacidad resistente a flexión está condicionada por la magnitud de la carga vertical actuante sobre el muro (incluyendo la carga tributaria del muro transversal). Así pues, a mayor carga vertical, mayor es la resistencia a flexión de la estructura.



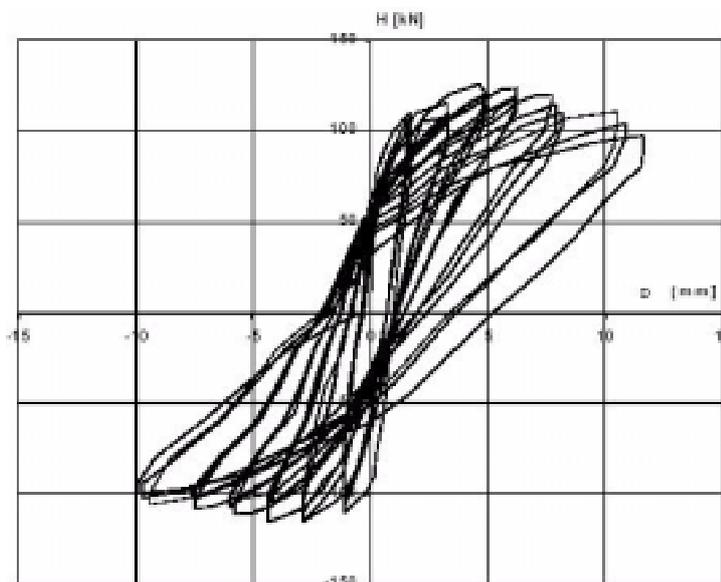
**Figura 6.11.** Agrietamiento por fallo a flexión de muros de mampostería no reforzada. Ver explicación en el texto.

## 6.7 Comportamiento bajo cargas cíclicas y dinámicas en el plano

La respuesta dinámica de las estructuras de mampostería no reforzada, es un fenómeno complejo que depende de la resistencia, la rigidez y la ductilidad de los paneles de mampostería, del tipo de diafragma de piso, de sus conexiones y finalmente de la magnitud de las cargas verticales de compresión del sistema. En la literatura técnica, existen pocos resultados experimentales para las estructuras de mampostería no reforzada, especialmente bajo cargas sísmicas (cíclicas). Esto se debe particularmente, a que este tipo de estructuras no se consideran apropiadas para zonas de sismicidad moderada y alta. Sin embargo, muchas de las estructuras existentes en estas zonas pertenecen a esta tipología (Zhuge et al., 1996).

A partir de ensayos pseudo-dinámicos y dinámicos, es posible determinar su comportamiento histerético, el cual se representa por medio de ciclos reversibles de carga y descarga, denominados ciclos histeréticos. La Figura 6.12 muestra la relación entre la fuerza horizontal aplicada,  $H$ , y la deflexión en el primer nivel,  $D$ , de un edificio de mampostería no reforzada de dos niveles, obtenida mediante un ensayo estático de cargas cíclicas laterales y reversibles (Irimies y Bia, 2000).

Los ensayos realizados por varios investigadores (Qamaruddim y Chandra, 1991; Abrams, 1992; Costley y Abrams, 1995; Zhuge et al., 1996; Irimies y Bia, 2000)



**Figura 6.12.** Respuesta histerética de un muro de mampostería no reforzada (Irimies y Bîa, 2000). Ver explicación en el texto.

sobre paneles de mampostería, muestran que el comportamiento bajo cargas cíclicas y dinámicas de las estructuras de mampostería no reforzada, está estrechamente ligado a la resistencia propia de la mampostería y a la magnitud de los esfuerzos de compresión vertical inducidos por las cargas del sistema estructural. El efecto de estos esfuerzos se compara con la función que desempeña el refuerzo. Por lo tanto, con un nivel de cargas de compresión vertical moderado, los muros de mampostería no reforzada tienen una mayor capacidad para resistir cargas laterales y disipar energía, una vez producido el primer agrietamiento en las juntas verticales. Este comportamiento puede atribuirse a la fricción actuando a lo largo de las juntas horizontales debido a los esfuerzos de compresión vertical constantes. De igual forma, los resultados muestran una disminución de la rigidez a medida que crece el número de ciclos.

### 6.7.1 Modos de fallo

Estos resultados, no deben hacer perder de vista, el modo de fallo, frágil y explosivo, observado durante sismos recientes, debido a que la respuesta de un panel, en el caso de la mampostería no reforzada, no garantiza que el comportamiento de todo el conjunto de muros, sea similar. Adicionalmente, en la mayoría de los casos, la magnitud de los esfuerzos de compresión en los últimos niveles de las estructuras de mampostería no reforzada, son bajos, lo que reduce drásticamente su capacidad de experimentar grandes deformaciones una vez producido el agrietamiento y, por lo

tanto, se producen fallos de tipo frágil.

Los principales mecanismos de fallo observados durante las últimas catástrofes sísmicas, no están relacionados con la resistencia propia del muro, sino con el comportamiento global de la estructura. En la siguiente sección, se describen algunos de los principales mecanismos de fallo que han sido detectados e investigados durante los movimientos sísmicos.

## 6.8 Principales mecanismos de fallo

Los daños observados en las estructuras de mampostería no reforzada producidos por los sismos, han dejado una gran cantidad de escenarios que varían de una zona a otra, dependiendo de diversos factores, entre los cuales se pueden destacar: 1) la magnitud del sismo, 2) las características geológicas y geotécnicas de la zona y 3) la calidad de las construcciones. La combinación de todos estos factores, unida a la incertidumbre implícita del fenómeno, arrojan un amplio espectro de posibles escenarios de daño. El colapso de muchas de las estructuras, ha ocasionado un gran número de muertes y, por lo tanto, el objetivo principal del diseño impuesto por las diferentes normativas, de preservar las vidas de las personas que habitan o utilizan las estructuras, se ha visto seriamente desvirtuado.

A continuación, se describen los principales factores que influyen en los diferentes tipos de fallo que se presentan en las estructuras de mampostería no reforzada. Cada uno de estos factores, tiene un peso dentro de la seguridad de la estructura, no obstante, este peso está relacionado con los demás factores, por lo tanto, es poco probable poder establecer un peso único e independiente para cada uno de ellos. La interacción dinámica de cada uno de estos factores, es finalmente la responsable de los escenarios de daño que se presentan como consecuencia de un sismo. Por lo tanto, es indispensable que para cada zona, se haga una evaluación rigurosa de los parámetros que condicionan la resistencia de las estructuras frente a cargas de tipo sísmico, para que puedan identificarse los principales causantes del daño y las estrategias de reforzamiento a seguir, para disminuir el riesgo al que están expuestas dichas construcciones y sus habitantes.

### 6.8.1 Fallos fuera del plano

Este tipo de fallo es bastante común en las estructuras de mampostería no reforzada, incluso para movimientos sísmicos de magnitud moderada. Se produce por la falta de anclaje de los muros a los diafragmas de piso y techo, o por una excesiva flexibilidad de los diafragmas. El fallo fuera del plano es explosivo y pone en peligro la capacidad del sistema resistente de cargas gravitatorias.

La Figura 6.13 muestra un ejemplo de colapso fuera del plano de dos muros de un edificio en Santa Cruz (Estados Unidos), producido por el sismo de Loma Prieta

en California, el 17 de Octubre de 1989.



**Figura 6.13.** Fallo fuera del plano de dos muros de un edificio médico dental en Santa Cruz - Sismo de Loma Prieta (<http://nisee.berkeley.edu>).

Otro ejemplo de fallo fuera del plano, es el fallo de los parapetos, que se considera como fallo fuera del plano, debido a que este tipo de elementos no estructurales, se comportan, si no están restringidos o bien anclados, como muros en voladizo extendidos más allá de la línea de techo. Por estar localizados en la parte superior de los edificios se ven sometidos a mayores amplificaciones del movimiento sísmico, que inducen fácilmente al fallo por flexión fuera del plano (ver Figura 6.14). Los parapetos han sido reconocidos como una amenaza seria para la vida de las personas durante los sismos y, por lo tanto, algunas de las últimas regulaciones de reforzamiento sísmico han ido dirigidas, directamente, hacia la reducción de estas amenazas. Otras posibles fuentes de amenaza son las chapas y demás elementos de ornamentación que no tengan un buen soporte o anclaje, frente a cargas laterales.

### 6.8.2 Fallos en el plano

Los fallos en el plano pueden producirse por esfuerzos excesivos de cortante o de flexión, dependiendo de la relación de aspecto (longitud/altura) de los elementos de mampostería no reforzada. Por lo tanto, para valores bajos de la relación de

aspecto, el fallo se produce por flexión y para valores medios, el fallo se produce por cortante.



**Figura 6.14.** Fallo de parapetos en una casa de dos niveles durante el sismo de Loma Prieta (<http://nisee.berkeley.edu>).

### Fallos en el plano por cortante

Se trata de un tipo de agrietamiento en doble diagonal en forma de cruz (X), que puede presentarse en diferentes partes de la estructura. Este tipo de fallo, ha sido identificado como una de las principales causas del colapso de las estructuras de mampostería no reforzada, cuando las grietas se forman en los muros del sistema resistente de cargas laterales, debido a que no existe la suficiente densidad de muros en una dirección determinada del edificio y, por lo tanto, las fuerzas inducidas por el sismo exceden la resistencia a cortante (Bruneau, 1994). Cuando el tamaño de estas grietas llega a ser excesivo, la resistencia y la rigidez de los muros se degradan rápidamente, debido a que no existe un refuerzo que controle el tamaño de las grietas y, por lo tanto, la estructura falla de forma frágil. Para grietas pequeñas y poco profundas, el sistema resistente de cargas verticales no se ve comprometido y, por tanto, la estructura continua siendo estable.

Este tipo de agrietamiento en forma de cruz de San Andrés o X, también se produce en las fachadas de los edificios de mampostería no reforzada que tienen un

gran número de ventanas y puertas. En este caso, las grietas se forman en la parte del muro que está limitada por estas aberturas o directamente sobre los dinteles (ver Figura 6.15).



**Figura 6.15.** Grietas formadas por tensión diagonal entre las ventanas de un edificio de mampostería no reforzada - Sismo de Whittier Narrows, California - Estados Unidos, 1 de Octubre de 1987 (<http://nisee.berkeley.edu>).

### Fallos en el plano por flexión

Las grietas producidas por esfuerzos excesivos de flexión, son generalmente horizontales y se forman en la parte superior e inferior de las columnas o pilares de mampostería, conocidas en la literatura inglesa como "piers". La Figura 6.16 muestra los daños en las columnas de una casa de dos niveles producidos por el sismo de Loma Prieta.

El balanceo ("rocking") o el deslizamiento sobre las grietas de flexión horizontal, puede ser una forma efectiva de absorber deformaciones y, al mismo tiempo, limitar las fuerzas generadas en el interior de una estructura.



**Figura 6.16.** Fallo por flexión de las columnas de mampostería no reforzada ("piers") en Santa Cruz - Sismo de Loma Prieta (<http://nisee.berkeley.edu>).

### 6.8.3 Fallos de anclaje o conexión

Existe una práctica constructiva deficiente, que generalmente se asocia con las estructuras de mampostería no reforzada, y que consiste en no garantizar las conexiones competentes entre los mismos elementos de mampostería (muros, parapetos, dinteles, etc) o entre estos elementos y los diafragmas de piso y techo. Esta condición es esencial para un buen desempeño de la estructura, de tal forma que exista una buena transmisión de las cargas verticales y horizontales a los elementos del sistema resistente. Muchas de las construcciones antiguas presentan conexiones inadecuadas o impropias, razón por la cual, se originan fuertes daños e incluso el colapso, cuando se ven sometidas a movimientos sísmicos.

En la ciudad de los Angeles, durante la década de los 80, se reforzaron y rehabilitaron un gran número de estructuras de mampostería no reforzada y, se pudo comprobar, durante sismos posteriores, que es posible prevenir el fallo por anclaje o conexión e incluso el colapso de estas estructuras con técnicas de reforzamiento bastante simples.

El fallo por anclaje más común se presenta en, o cerca de, la parte superior de los muros, donde no hay un anclaje adecuado entre los muros y los techos, y adicionalmente, la magnitud de la sobrecarga es pequeña. Generalmente, las vigas y las viguetas de los techos, se encuentran simplemente apoyadas sobre la parte superior de los muros o simplemente se utiliza un mortero débil para sujetar las vigas al muro. Por lo tanto, ante la ausencia de un anclaje adecuado, los muros exteriores se comportan como vigas en voladizo sobre toda la altura del edificio.

El riesgo de que se produzca un fallo fuera del plano debido a esfuerzos de flexión excesivos en la base del muro, obviamente se incrementa con la altura, y aún más importante, puede ocurrir un fallo estructural global por desprendimiento de las vigas desde su soporte. La Figura 6.17 muestra el fallo de un muro en la parte superior de un edificio debido a una mala conexión entre el techo y el muro.



**Figura 6.17.** Fallo de un muro en la parte superior de un edificio por mala conexión entre el techo y el muro - Sismo de Chile, 25 de Mayo de 1960 (<http://nisee.berkeley.edu>).

Es importante notar, que para sismos de baja magnitud, es posible que la fuerza de fricción nominal existente contribuya a prevenir el fallo, no obstante, esta resistencia no se tiene en cuenta en el diseño y no justifica la omisión de unos buenos anclajes.

Por otra parte, las malas conexiones entre los muros, producen grietas verticales en las esquinas y en los empalmes, que ocasionan su separación y, por lo tanto, aumentan su vulnerabilidad. La Figura 6.18 muestra el fallo hacia fuera de los muros de adobe de una casa, producido por una conexión inadecuada en las esquinas de los muros exteriores. La foto corresponde al sismo de Guerrero el 14 de Septiembre de 1995 en México.



**Figura 6.18.** Fallo de un muro de adobe debido a conexiones inadecuadas en las esquinas de los muros - Sismo de Guerrero - México, 14 de Septiembre de 1995 (Juárez et al., 2000).

#### **6.8.4 Flexibilidad de los diafragmas y resistencia**

Los diafragmas de pisos y techos experimentan solicitaciones dinámicas en su propio plano y, su flexibilidad tiene un impacto considerable sobre la respuesta de los edificios de mampostería no reforzada. No obstante su comportamiento es bastante complejo.

En muchos casos, los daños en los diafragmas de piso, pueden no deteriorar su capacidad para resistir cargas gravitacionales. Sin embargo, considerando que los diafragmas de piso flexibles, se comportan como vigas profundas extendidas entre los muros de mampostería no reforzada, las rotaciones en sus extremos pueden inducir daños en las esquinas de los muros. La ausencia de una buena transferencia entre los diafragmas y los muros de carga, también puede producir grietas en las esquinas de los muros, especialmente en edificios estrechos y largos, en los cuales, las fuerzas de cortante en el plano de los diafragmas, debidas a la flexión en la dirección larga, no pueden ser transmitidas sobre la longitud corta del muro y por lo tanto, el diafragma encontrará su soporte empujando a los muros en la dirección transversal (Bruneau, 1994).

#### **6.8.5 Daños por impacto**

El impacto entre edificios adyacentes no aislados mediante juntas sísmicas, puede producir el colapso parcial o total de los muros de una estructura, particularmente cuando los niveles de pisos y techos no están alineados. Esto se debe a que este tipo de choques producen una carga que no ha sido contemplada en el análisis sísmico. Por ejemplo, el desplazamiento horizontal del forjado de un edificio, puede producir un impacto sobre un muro del edificio adyacente, que puede hacerlo colapsar. Las opciones para reducir esta fuente de daño, para el caso de estructuras existentes, son bastante limitadas y están orientadas hacia esquemas de reforzamiento de los

edificios para mitigar los impactos. A veces, construir viviendas unidas unas con otras ha sido beneficioso porque entre ellas se confinan; sin embargo, de colapsar una de ellas, el resto puede fallar de forma simultánea.

La Figura 6.19 muestra grietas en la parte superior de un edificio causadas por el martilleo del edificio vecino, producido durante el sismo de Loma Prieta.



**Figura 6.19.** Daños producidos por el martilleo entre dos edificios vecinos - Sismo de Loma Prieta (<http://nisee.berkeley.edu>).

### 6.8.6 Fallos de fundación y deformaciones permanentes

Los fallos de fundación deben ser considerados en las zonas donde los suelos son particularmente propensos a la licuefacción. Por otra parte, los desplazamientos y rotaciones de una fundación, incrementan considerablemente la vulnerabilidad de los muros de mampostería no reforzada ante un movimiento sísmico, debido a que basta con unos cuantos milímetros de deformación para que este material que es frágil, se agriete.

Estos fallos pueden presentarse cuando los muros son muy alargados; cuando el suelo de cimentación es arena suelta, susceptible de densificarse ante la acción de los sismos; o, cuando se cimenta sobre arcillas expansivas. La Figura 6.20 muestra la proyección de una grieta a través de una calle y su efecto sobre una casa de mampostería no reforzada. Este efecto se debe a la licuefacción del suelo producida por el sismo de Chimbote (Perú).



**Figura 6.20.** Fallo de una casa de mampostería no reforzada por licuefacción del suelo. (<http://nisee.berkeley.edu>). Sismo Chimbote - Perú, 31 de Mayo de 1970. .

### 6.8.7 Fallos inducidos por configuración

Las formas regulares tanto en planta como en elevación, reducen considerablemente la vulnerabilidad de cualquier tipo de estructura. Por ejemplo, el comportamiento de un edificio de planta cuadrada es mucho mejor que un edificio de planta irregular. A continuación, se describen los principales problemas relacionados con la configuración en planta y en elevación de las estructuras de mampostería no reforzada.

- Problemas de torsión producidos por una distribución inadecuada de los muros en la planta del edificio o por los cambios en la sección del muro debido a los vanos en las ventanas, que dan lugar a la formación de muros de poca altura (columna corta), los cuales son sumamente rígidos y, por lo tanto, absorben un gran porcentaje de la fuerza cortante total. La Figura 6.21 muestra el fallo de columna corta en un muro de un edificio de la Universidad Nacional San Agustín de Arequipa, durante el sismo del 23 de Junio de 2001.
- Mala transmisión de esfuerzos desde los muros superiores hacia los inferiores, por la falta de continuidad vertical en los muros. Este problema es muy común en viviendas unifamiliares de 2 niveles.
- Reducción de la resistencia a cortante, problemas tipo  $P-\delta$  y fallos por pandeo que se producen en los muros esbeltos, y que son típicos de los edificios antiguos con altura de entrepiso muy elevada.
- Discontinuidad en elevación de los muros de mampostería y/o alturas de entre piso diferentes producen la formación de un piso débil o blando, en el cual generalmente se concentra el daño. En el caso de estructuras antiguas, el



**Figura 6.21.** Daño típico de columna corta - Universidad Nacional de Arequipa. Sismo de Arequipa - Perú, 23 de Junio de 2001 (<http://www.pucp.edu>).

primer nivel generalmente tiene una altura mucho mayor que los demás. Adicionalmente, muchos de los muros que se encuentran en los niveles superiores, desaparecen por completo en este nivel, buscando espacios mucho más diáfanos. Esto produce una concentración grande de esfuerzos y ocasionan daños severos en este nivel, debido a la disminución de la rigidez con respecto a los otros niveles.

- Empuje de escaleras contra muros que se emplean como apoyos del descanso, lo que origina un fallo por punzonamiento del muro. En estos casos se recomienda que el empuje sea absorbido por columnas colocadas en los extremos del descanso.

### 6.8.8 Amplificaciones de suelos blandos

El efecto de los suelos blandos sobre las características de las vibraciones sísmicas e intensidades, han sido investigados amplia y exhaustivamente durante los últimos años, avanzando considerablemente en el entendimiento del fenómeno.

Las estructuras de mampostería no reforzada, son particularmente vulnerables a los efectos de amplificación del suelo. En el sismo de Loma Prieta el incremento en los daños a los edificios de esta tipología en la ciudad de San Francisco, debido a los suelos blandos, fue hasta de un factor de 10.

### 6.8.9 Calidad del mortero y de los ladrillos

Los morteros de mala calidad, particularmente deteriorados y/o morteros de limo erodados, han sido identificados universalmente como un factor de contribución significativa al daño sísmico en estructuras de mampostería no reforzada. La calidad del mortero es especialmente importante en la parte superior de los muros y para los anclajes en el techo, donde la magnitud de las sobrecargas es demasiado pequeña como para permitir que la mampostería resista las cargas impuestas fuera del plano.

### 6.8.10 Edad de la construcción

La edad de las construcciones está relacionada de forma indirecta con muchos de los daños observados durante los sismos. Así por ejemplo, en los edificios de mampostería no reforzada, el deterioro de los ladrillos y el mortero por la erosión causada por el clima y por su degradación con el paso de los años, es más que evidente. Por otra parte, un gran porcentaje de las normativas de diseño sismorresistente, datan de menos de 50 años, con lo cual, construcciones anteriores a esta época, fueron diseñadas sin ningún tipo de consideración sismorresistente.

La Figura 6.22 muestra el colapso de un edificio de mampostería no reforzada de 3 niveles sin diseño sismo resistente durante el sismo del Quindío del 25 de Enero de 1999.



**Figura 6.22.** Colapso de un edificio de mampostería no reforzada en la ciudad de Armenia - Sismo del Quindío - Colombia.

## 6.9 Resumen y discusión

La mampostería ha sido uno de los materiales históricamente más utilizados en la construcción de obras civiles. La variedad de unidades y tipos de mortero utilizados,

así como las diferentes técnicas empleadas para la construcción de este sistema estructural, se refleja en los diferentes tipos de estructuras existentes.

La mampostería se define como el conjunto de dos fases de materiales, esto es; unidades y mortero, que se combinan manualmente de forma regular o irregular. Existen diferentes tipos de unidades y morteros, los cuales tienen un amplio rango de propiedades mecánicas y geométricas. El material resultante, la mampostería, presenta una gran variación en sus características y un comportamiento diferente a los elementos que la conforman. Por esta razón, es difícil calibrar modelos analíticos o expresiones empíricas generales siendo preciso analizar en detalle cada tipo de mampostería.

Así pues, para analizar el comportamiento sísmico de las estructuras de mampostería no reforzada, es indispensable tener claro el comportamiento de este material compuesto (unidad-mortero) bajo diversas condiciones de solicitaciones y esfuerzos. Inicialmente, la mampostería es un material concebido para resistir cargas verticales, es decir, que uno de los principales factores que debe ser considerado en el diseño, es la resistencia a la compresión. No obstante, estas estructuras se ven afectadas por otro tipo de acciones, tales como las cargas de viento y los sismos, que finalmente se traducen en fuerzas horizontales que deben ser soportadas por la estructura, lo cual exige considerar la resistencia a cortante y a tracción de la mampostería. Estas propiedades usualmente se relacionan con la resistencia a la compresión mediante expresiones empíricas o analíticas.

Los trabajos experimentales han proporcionado información valiosa, para entender el comportamiento de la mampostería y para determinar sus parámetros de resistencia. Numerosas ecuaciones empíricas han sido propuestas de acuerdo a los resultados de los ensayos, aunque estas expresiones, sólo son válidas para las mismas condiciones y materiales utilizados. Por lo tanto, éstas deben ser utilizadas con precaución.

La mampostería presenta un comportamiento óptimo cuando está sujeta a compresión. El valor de la resistencia a compresión de todo el panel de mampostería, depende de la calidad de las unidades, del mortero y de su interacción. Factores tales como; el porcentaje de área perforada de las unidades, la humedad, la capacidad de absorción y la adherencia con el mortero, influyen considerablemente en la resistencia de un panel. En cuanto al comportamiento a cortante, puede decirse que es mucho más complejo, debido a las diferentes propiedades mecánicas de los materiales constitutivos. Por lo tanto, las teorías de fallo utilizadas para materiales homogéneos no son válidas. Diferentes tipos de fallo pueden ocurrir, dependiendo de las propiedades de los materiales y del estado de esfuerzos, principalmente, de la magnitud del esfuerzo de compresión perpendicular a las juntas horizontales de mortero. Básicamente se distinguen tres modos: 1) fallo a cortante a lo largo de las juntas de mortero, para esfuerzos de compresión bajos, con grietas que se distribuyen en forma escalonada y a través de los planos de debilidad que conforman la interface unidad-mortero, 2) fallo por tensión diagonal para esfuerzos de com-

presión moderados, donde las grietas se distribuyen en forma de "X" atravesando las unidades y 3) fallo a compresión para esfuerzos de compresión altos, con grietas que se propagan verticalmente y atraviesan las unidades de mampostería. En otros casos, el fallo final es una combinación de estos tres modos básicos.

La resistencia a cortante de la mampostería depende básicamente de: a) la resistencia a la adherencia, b) la resistencia a la fricción entre las juntas de mortero y las unidades y c) el nivel de los esfuerzos de compresión.

El comportamiento de la mampostería a tracción está controlado por la resistencia a la adherencia, desarrollada en las interfaces mortero-unidad y existen algunas propuestas que la relacionan con la resistencia inicial de cortante. Los modos de fallo por tracción, dependen de la dirección de la carga, esto es: 1) para esfuerzos de tracción paralelos a las juntas horizontales, las grietas se propagan verticalmente atravesando las unidades o en forma escalonada a lo largo de las juntas de mortero y 2) para esfuerzos de tracción en la dirección de las juntas verticales, las grietas se distribuyen horizontalmente por las juntas o atravesando las unidades.

Las estructuras de mampostería pueden estar sometidas simultáneamente a cargas de compresión y cargas laterales, por lo tanto, se generan esfuerzos de flexo-compresión y cortante. El comportamiento bajo esta combinación de esfuerzos es mucho más complejo, debido a las incertidumbres asociadas a la estimación de las resistencias de flexión y cortante. Los dos tipos de fallo más comunes que se presentan bajo estas condiciones de esfuerzos son: fallo por cortante y fallo por flexión, siendo el primero de ellos, el que más se ha observado durante los levantamientos de daño después de ocurrido un sismo. El tipo de fallo está estrechamente ligado a la relación de aspecto (longitud/altura) de los paneles de mampostería. Así, normalmente para relaciones de aspecto mayores se presentan fallos por cortante y para valores menores, el fallo es por flexión.

La respuesta dinámica de las estructuras de mampostería no reforzada depende tanto de la resistencia, la rigidez y la ductilidad de los paneles, como del tipo de diafragma de piso, conexiones y de la magnitud de la carga vertical. Esta última, proporciona una mayor capacidad de deformación después de que se produce el agrietamiento y, por consiguiente, permite que el sistema disipe cierta cantidad de energía. Investigaciones recientes sobre paneles de mampostería no reforzada, han puesto en evidencia, la mejora sustancial en el comportamiento frente a cargas cíclicas y dinámicas, cuando los niveles de carga vertical son moderados.

A partir de los levantamientos de daño realizados después de ocurrido un sismo, se han podido identificar algunos de los principales factores que contribuyen al aumento de la vulnerabilidad sísmica de las estructuras de mampostería no reforzada, estos son entre otros: elementos excesivamente esbeltos, baja densidad de muros en planta, deficiencias en los anclajes de los muros a los diafragmas de piso y techo, malas conexiones entre los distintos elementos, flexibilidad en los diafragmas de piso, ausencia de separación entre los edificios adyacentes, deformaciones permanentes de los suelos de fundación e irregularidades en la distribución en planta y altura de las

estructuras.

