

*UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE
HIDALGO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL*

**SIMULACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE
MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA CON REFUERZO
HORIZONTAL**

T E S I S

PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS

PRESENTA

JOSÉ GREGORIO GARCÍA PATIÑO

DIRECTOR DE TESIS: DR. JORGE IGNACIO CRUZ DÍAZ

MORELIA, MICHOACÁN, AGOSTO DE 2011

AGRADECIMIENTOS:

Agradezco a Dios, por mostrarme este camino y permitir seguirlo.

Expreso un sincero agradecimiento al Dr. Jorge Ignacio Cruz Díaz que desde que llegué a la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, recibí su asesoría y apoyo de manera incondicional para el desarrollo de esta tesis, mostrando siempre respeto, profesionalismo y buena voluntad.

Agradezco a mi esposa Herlinda porque siempre estuvo a mi lado y mostró en todo momento paciencia y tolerancia.

Doy gracias a mis padres que con sus consejos y buen ejemplo, me enseñaron a manifestar humildad ante los logros alcanzados.

Especialmente doy gracias a mis hermanos que fueron motivo de superación y perseverancia.

Finalmente agradezco a CONACyT por el apoyo económico brindado.

CONTENIDO:

1. INTRODUCCIÓN	7
1.1. Antecedentes	7
1.2. Objetivos	12
1.3. Organización de la tesis	13
2. ANTECEDENTES	15
2.1. Técnicas para modelar la mampostería	16
2.2. Aproximación local o Micro-modelado	17
2.3. Macro-modelado	21
2.3.1. Aproximación semi-local	21
2.3.2. Aproximación global	23
Diagonal equivalente de compresión	24
Columna ancha	28
2.4. PRUEBAS EXPERIMENTALES DE MUROS DE MAMPOSTERÍA	31
2.4.1. Malla de alambre	33
Pineda y Alcocer (2004)	33
2.4.2. Refuerzo horizontal	36
Alcocer et al. (1994a)	37
Alcocer et al. (1997)	39
Aguilar y Alcocer, (1997)	43
2.4.3. Selección del programa experimental	46
3. MODELO NUMÉRICO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA CON Y SIN REFUERZO HORIZONTAL	47

3.1.	Descripción del muro seleccionado	47
3.2.	Dispositivo de carga.....	49
3.3.	Comportamiento del muro seleccionado	51
3.4.	Modelado numérico del muro seleccionado	53
3.4.1.	Programa Castem 2000.....	54
3.4.2.	Creación del modelo numérico.....	55
3.5.	Modelos constitutivos empleados en el modelo numérico.	57
3.5.1.	Modelo de daño de Mazars.....	58
3.5.2.	Modelo constitutivo para el acero de refuerzo	60
3.5.3.	Modelo constitutivo para las juntas de mortero.....	61
3.6.	Calibración del modelo numérico.....	62
3.6.1.	Acero de refuerzo	62
3.6.2.	Concreto de dalas y castillos	63
3.6.3.	Piezas de arcilla recocida.....	64
3.6.4.	Juntas de mortero.....	65
3.6.5.	Respuesta carga lateral-distorsión modelo calibrado	66
4.	ESTUDIO PARAMÉTRICO Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	69
4.1.	Influencia del porcentaje de acero horizontal	70
4.1.1.	Porcentajes de acero de refuerzo horizontal considerados	70
4.1.2.	Análisis de resultados de la variación del porcentaje de refuerzo horizontal.	71
4.2.	Influencia de la relación de aspecto	74
4.2.1.	Relaciones de aspecto consideradas	75
-	Influencia de la relación de aspecto considerando un porcentaje de acero de refuerzo horizontal constante	75
-	Influencia del porcentaje del refuerzo horizontal en muros esbeltos y robustos ...	77

4.2.2.	Análisis de resultados de la influencia de la relación de aspecto	77
4.2.3.	Análisis de resultados de la influencia del porcentaje de refuerzo horizontal en muros esbeltos y robustos.....	80
4.3.	Distribución del acero de refuerzo.....	83
4.3.1.	Análisis de resultados de la influencia de la distribución del refuerzo horizontal.....	85
5.	PROPUESTA REGLAMENTARIA	87
5.1.	Criterios propuestos para calcular el factor de eficiencia	88
5.2.	Aplicabilidad de la ecuación 5.7 de las NTC-DF (2004) para relaciones de aspecto diferentes de la unidad	92

COMENTARIOS FINALES Y RECOMENDACIONES

REFERENCIAS

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

La mampostería es uno de los materiales que más se ha utilizado en la construcción de vivienda en el mundo y particularmente en México. La gran aceptación que tiene como sistema constructivo se debe principalmente a su bajo costo y a su fácil manejo. Estas características hacen que este sistema constructivo sea utilizado comúnmente, sin embargo, en muchos de los casos no se tiene un control ingenieril. Este hecho hace que las viviendas sean muy vulnerables ante la acción de los efectos sísmicos. Sismos recientes han evidenciado un comportamiento inadecuado de este tipo de construcciones debido principalmente a que no se tiene un apropiado confinamiento de los muros, así como de los huecos de puertas y ventanas, entre otros factores. Por otro lado, si la mampostería es confinada de acuerdo con los lineamientos de la normativa correspondiente, es capaz de comportarse adecuadamente ante la acción de los sismos, (Alcocer y Klingner, 2003).

En las últimas décadas se han desarrollado programas experimentales de muros de mampostería a escala natural con el propósito de investigar su respuesta ante cargas laterales. Los parámetros que se han estudiado son muy diversos, por ejemplo Alcocer et al. (1993) estudiaron el comportamiento experimental de un edificio tridimensional de dos niveles. En dicho estudio se encontró que la resistencia del modelo superó a la calculada con las expresiones de diseño del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal hasta entonces vigente. La resistencia sísmica del espécimen fue superior a la considerada en el reglamento. En general se puede afirmar que la estructura tuvo una respuesta satisfactoria. Asimismo, podemos mencionar otro estudio realizado por Alcocer et al. (1994)-a, en el cual se reportan los resultados de tres muros de mampostería construidos a escala natural, cada uno de ellos estaba formado por dos muros de mampostería confinada unidos entre sí mediante una viga de acoplamiento. Los resultados muestran que el modo

de falla fue dominado por deformaciones al corte en los muros de mampostería y no fue dependiente del grado de acoplamiento entre ellos. También se observó que las tres estructuras alcanzaron cortantes máximos similares, independientemente del grado de desacoplamiento. Sin embargo, el acoplamiento influyó en la distorsión para la cual se registró dicho cortante máximo. La tendencia en la degradación de rigidez durante la prueba fue similar para todos los modelos. El grado de acoplamiento tampoco tuvo efecto en las características de disipación de energía.

Otra alternativa estudiada con menos frecuencia, consiste en reforzar los muros de mampostería confinada con malla de alambre electrosoldado cubierta con mortero en las caras laterales del panel de mampostería. Esta técnica no sólo es empleada con fines de diseño sino también con fines de rehabilitación, su notorio incremento de resistencia y capacidad de deformación ha sido comprobado experimentalmente. Por ejemplo en Ruiz(1995), se reportan los resultados de un programa experimental en el cual se evaluó la rehabilitación estructural de un modelo tridimensional de dos niveles, a escala natural, de mampostería confinada con un grado de daño severo. El refuerzo consistió en una malla electrosoldada, formada por alambres lisos estirados en frío, en dicho estudio se investigó la influencia del número de anclajes en el comportamiento de los muros rehabilitados, entre otros parámetros. Algunas de las conclusiones derivadas de este estudio son las siguientes: la adición de la malla permitió distribuir el agrietamiento en forma uniforme en los muros, se incrementó en forma significativa la resistencia del modelo con malla en un 64%, el nivel de distorsión asociado a la resistencia del muro fue de 2.5 veces el nivel de distorsión asociado al modelo sin refuerzo, la eficiencia del acero horizontal, en su participación en la resistencia, fue del 64%. Asimismo, en el trabajo desarrollado por Pineda y Alcocer (2004); con fines de diseño se verificó experimentalmente la factibilidad del uso del refuerzo de muros de mampostería utilizando malla de alambre electrosoldado y recubrimiento de mortero. Para ese fin, se construyeron y ensayaron cuatro modelos de muros individuales a escala natural y sometidos a fuerzas laterales cíclicas alternadas, uno de concreto reforzado y tres de mampostería confinada de tabique macizo con refuerzo de malla de alambre soldado. Se comparó el comportamiento de los muros con un muro construido sin refuerzo en el panel, el cual fue usado como espécimen de control. Las variables en estudio fueron el calibre de los alambres de la malla y los conectores para fijar

a la misma al muro. Los resultados indican que la técnica del refuerzo con malla de alambre soldado y con recubrimiento de mortero fue efectiva para mejorar las características sísmoresistentes de la mampostería confinada.

El comportamiento observado en las construcciones de mampostería confinada, sometidas a sismos moderados, ha mostrado que una vez que se presentan grietas diagonales en los muros de mampostería, su resistencia adicional y capacidad de deformación recae directamente en los elementos confinantes, dadas y castillos (Ruiz et al., 2002). Durante sismos severos es posible que las grietas diagonales penetren en las zonas extremas de los castillos ocasionando la falla del muro. Una alternativa para incrementar la capacidad del muro, según la experiencia que se ha conseguido en los programas experimentales, consiste en agregar acero de refuerzo dentro del panel de mampostería. El acero de refuerzo dentro del panel se puede colocar horizontalmente entre las hiladas de las piezas de tabique embebido en el mortero, el acero vertical se puede colocar ubicado entre los huecos de las piezas los cuales son rellenados posteriormente con mortero. Es importante señalar que el refuerzo colocado en el interior de las piezas no incrementa la resistencia hasta el primer agrietamiento (Tena y Miranda, 2002), sin embargo colocado horizontalmente entre las juntas del mortero presenta la ventaja de distribuir los esfuerzos a cortante en toda la altura del muro.

Agregar acero corrugado de alta resistencia y de diámetro pequeño entre las juntas horizontales de mortero ha sido una de las alternativas de mayor uso para incrementar la resistencia a carga lateral y mejorar la capacidad de deformación de los muros de mampostería. En esta modalidad, sólo hay que tener cuidado de que las barras queden ancladas apropiadamente a los castillos, de este modo, su eficiencia no quedará condicionada por la adherencia de las barras con el mortero.

En trabajos experimentales previos (Aguilar y Alcocer, 1997) se estudió la influencia del acero de refuerzo colocado horizontalmente entre las juntas de mortero de muros de mampostería confinada ante cargas laterales. En ese trabajo, se llevaron a la falla cuatro especímenes con relación de aspecto igual a uno y sin aberturas. Los muros fueron

construidos con piezas macizas de arcilla. La variante de estudio fue la cuantía de refuerzo horizontal, las cuales fueron: 0.211%, 0.071% y 0.190%. Los resultados se compararon con los de un muro de mampostería confinada sin refuerzo horizontal en el panel. Algunas de las observaciones más sobresalientes de ese estudio fueron las siguientes: las barras de acero utilizadas como refuerzo a lo largo de las juntas horizontales de mortero y que fueron distribuidas en toda la altura del panel, no desarrollaron un estado uniforme de esfuerzos en cada incremento de carga y no todas alcanzaron su resistencia nominal de diseño hasta la falla del muro. De acuerdo a la evidencia experimental observada, los muros de mampostería confinada experimentan un incremento en la resistencia a cortante y en la capacidad de deformación cuando se emplea refuerzo interior colocado horizontalmente entre las juntas de mortero. Se observó que este incremento de resistencia máxima alcanzada a fuerza cortante de cada espécimen no es directamente proporcional a la cuantía de refuerzo horizontal empleada, la mayor resistencia a fuerza cortante se alcanzó en el muro que contó con la menor cuantía de refuerzo horizontal. El incremento de resistencia debido al refuerzo horizontal se toma en cuenta en la resistencia a fuerza cortante en el muro mediante la expresión $V_s = \eta p_h f_y A_T$. Esta expresión toma en cuenta el hecho de que sólo algunos alambres en la altura del muro alcanzan la resistencia nominal o bien plastifican; así, η corrige la uniformidad en la distribución de los esfuerzos y considera la variación de los esfuerzos (deformaciones) en la altura del muro. El parámetro η , que define la eficiencia del refuerzo horizontal, fue propuesto por primera vez por Ruiz (1995).

Aguilar y Alcocer (1997) propusieron un valor de η igual a $2/3$ para $p_h f_y$ hasta 0.59 Mpa (6 kg/cm^2), y una eficiencia η de $1/4$ para productos $p_h f_y$ mayores a 0.88 Mpa (9 kg/cm^2), para valores intermedios se propone interpolar linealmente. Este criterio fue adoptado por las NTC-DF (2004) con una pequeña modificación de los límites del factor de eficiencia.

Como se describió anteriormente ya se ha avanzado en el conocimiento de la contribución del refuerzo horizontal en el comportamiento de los muros de mampostería; sin embargo, aun hace falta mucho que investigar ya que los programas experimentales se realizaron en un número limitado de muros con relación de aspecto $H/L = 1$ y porcentajes de acero del refuerzo horizontal de 0.211%, 0.071% y 0.190%. Hace falta considerar la presencia de aberturas en el muro, relación de aspecto diferente de uno, distribuciones distintas del

refuerzo horizontal en toda la altura del panel, un número mayor de porcentajes de acero de refuerzo horizontal, etc.

Debido al elevado costo que resulta ensayar especímenes de mampostería a escala natural en laboratorio, resulta más económico realizar simulaciones numéricas basadas en análisis computacionales aplicando el método de los elementos finitos, en los cuales se crea un modelo numérico, calibrado con resultados experimentales para tratar, en primera instancia, de simular el comportamiento observado experimentalmente, y posteriormente, realizar predicciones de la respuesta en problemas comunes con una alta aproximación a la realidad. Uno de los problemas más comunes de trabajar con simulaciones numéricas es que no se cuenta con toda la información necesaria para alimentar el modelo numérico, esto obliga a hacer algunas simplificaciones en el modelado del fenómeno. Sin embargo, si se hace una calibración adecuada, el modelo numérico puede ser una herramienta muy confiable para hacer un estudio más extenso de algún fenómeno en particular.

Existen diferentes escalas de modelación mediante elementos finitos para modelar la mampostería, el nivel de refinamiento depende de las características propias del problema, del nivel de precisión y simplicidad deseados, (Lourenço, 1996). La primera estrategia es la micro-modelación detallada, esta estrategia consiste en modelar tanto las piezas como las juntas de mortero, ambos son discretizados en elementos pequeños y modelados con elementos continuos, mientras que la interfaz pieza-mortero puede ser modelada con elementos discontinuos; la segunda estrategia es el micro-modelado simplificado, en el cual las piezas son expandidas hasta la mitad de la junta, éstas son modeladas con elementos continuos, mientras que el comportamiento de las juntas de mortero y la interfaz pieza-mortero es concentrada en un elemento discontinuo tipo junta; finalmente el macro-modelado, en el cual la mampostería se considera como un material homogéneo anisótropo, en donde el comportamiento del material compuesto se describe en términos de esfuerzos y deformaciones promedio.

Otra alternativa para modelar las estructuras de mampostería consiste en utilizar elementos estructurales tales como elementos armadura, elementos viga y elementos placa, a los cuales se les puede asignar un comportamiento no-lineal. Esta alternativa se puede

considerar como macro-modelado la cual busca reproducir el comportamiento global de un muro o de una estructura.

1.2. Objetivos

El presente trabajo de investigación tiene como objetivo principal revisar la contribución del acero de refuerzo colocado en las juntas de mortero horizontales en la resistencia a cargas laterales de muros de mampostería confinada. A causa del enorme costo que representa el ensaye de especímenes en laboratorio, se pretende alcanzar los objetivos por medio de simulaciones numéricas seleccionando una de las técnicas de modelación descritas con anterioridad.

Con este propósito se determinó trabajar con tres variables de gran interés:

- investigar la influencia de la cuantía del refuerzo horizontal en el panel de mampostería manteniendo constante la relación de aspecto (altura entre longitud) igual a uno.
- investigar la influencia del refuerzo horizontal cambiando la relación de aspecto, e
- investigar la influencia utilizando diferentes distribuciones del refuerzo horizontal.

Es importante señalar, que en el estudio de la primera variable ya se cuenta con información resultado de los programas experimentales previos y la intención en nuestro trabajo es contar con más información producto de simulaciones numéricas que nos permita corroborar la validez del criterio utilizado en las normas (NTC-DF, 2004) para muros con relaciones de aspecto diferentes de la unidad y para otros porcentajes de acero de refuerzo. Lo anterior se justifica ya que el criterio reglamentario se basó en los estudios realizados en el CENAPRED en muros con relación de aspecto igual a uno. Finalmente cabe mencionar que el estudio numérico se realizó considerando la carga aplicada únicamente en una dirección, a diferencia del programas experimental, en el cual la carga fue cíclica reversible del tipo cuasi estático.

1.3. Organización de la tesis

Este trabajo está organizado en cinco capítulos. En el capítulo 1 se da una introducción general del trabajo realizado, en el cual se incluyen los objetivos y la importancia del estudio. En el capítulo 2, se comenta sobre las diferentes técnicas para modelar la mampostería. También se hace un resumen bibliográfico de pruebas experimentales en relación al refuerzo interior del panel de muros de mampostería. En el capítulo 3 se construye el modelo numérico con base en un programa experimental previamente seleccionado. Se describen los modelos constitutivos de comportamiento empleados en cada material que conforma el muro de mampostería. También se desglosa cómo se llegó a la calibración final del modelo numérico. En el capítulo 4, se desarrolla el estudio paramétrico y se analizan los resultados en función de las variables de estudio: cuantía del refuerzo horizontal, relación de aspecto de los muros y distribución del refuerzo horizontal. Finalmente, en el capítulo 5 se hace una propuesta reglamentaria en función de los análisis realizados en el capítulo 4.

2. ANTECEDENTES

La mampostería confinada es un material anisótropo heterogéneo compuesto por piezas y mortero, la cual cuenta con elementos horizontales y verticales de concreto de sección pequeña en su periferia, conocidos como dalas y castillos, respectivamente. La interacción entre sus distintos componentes resulta compleja, por lo que se requiere de una herramienta que nos permita comprender el comportamiento de los materiales individualmente y en conjunto; una opción consiste en realizar pruebas experimentales en laboratorio, la cual resulta por lo general costosa, sobre todo si se desea estudiar muros a escala real y cubrir un gran número de las variables que intervienen en el comportamiento. La otra opción es recurrir a la simulación numérica, ya que la ventaja más importante de esta opción en vez de desarrollar programas experimentales a escala natural, es el menor costo que representa.

El análisis no lineal mediante elementos finitos resulta una herramienta aceptable para modelar el comportamiento de muros de mampostería confinada, sin embargo es importante seleccionar la técnica adecuada ya que existen varias técnicas que van de la micro a la macro modelación. La escala del modelado depende del problema planteado y del grado de refinamiento deseado. Por otra parte, dichos modelos deben calibrarse con resultados experimentales de los materiales individuales y en conjunto.

En las siguientes secciones se discuten algunos trabajos relacionados con las simulaciones numéricas en las cuales se modela el comportamiento de la mampostería confinada mediante distintas técnicas. Por otro lado, se discuten brevemente algunos programas experimentales, los que a juicio del autor, son los más sobresalientes relacionados en algunos casos con la modalidad de refuerzo interior del panel.

2.1. Técnicas para modelar la mampostería

La mampostería se puede modelar numéricamente desde diferentes enfoques (Lourenço, 1996), dependiendo de los objetivos planteados en la investigación y del nivel de refinamiento deseado, es posible usar las siguientes escalas de modelación.

La micro-modelación o modelado local consiste en modelar cada uno de los materiales constituyentes de la mampostería, las piezas de tabique y el mortero son representados por elementos continuos mientras que la interfaz pieza-mortero se modelan con elementos discontinuos mediante elementos junta, figura 2.1 (b). En este enfoque, a cada material se le asigna una ley de comportamiento con sus propiedades mecánicas de manera independiente.

En esta técnica del micro-modelado existe la alternativa de hacer algunas simplificaciones, que consiste en modelar las piezas de tabique mediante elementos continuos, pero ahora, el comportamiento de las juntas de mortero y la interfaz pieza-mortero se representa por elementos discontinuos tipo junta. Con esta simplificación, cada junta, representa al mortero y las dos interfaces pieza-mortero. Con el fin de no afectar la geometría original de la estructura, las piezas se expanden hasta cubrir el espacio correspondiente al mortero, figura 2.1 (c).

La macro-modelación o modelado semi-local consiste en modelar las piezas, mortero e interfaz pieza-mortero con un mismo elemento continuo. En este enfoque no hay distinción entre la pieza individual y las juntas que la rodean, sino que trata a la mampostería como un continuo homogéneo anisótropo, figura 2.1 (d). En esta aproximación se utilizan las técnicas de homogenización con la idea de representar el comportamiento macroscópico del compuesto a partir de las propiedades microscópicas de la mampostería constituida en un arreglo periódico de módulos idénticos o elementos base que engloban una pieza y las juntas de mortero que la rodean.

Cuando no se requiere considerar las interacciones entre las piezas y el mortero se puede utilizar una técnica diferente de modelado, la aproximación global. En esta técnica el elemento de base engloba varias juntas y piezas, al cual se le asocia una ley de

comportamiento macro-mecánico representativa del conjunto la cual relaciona los esfuerzos y deformaciones promedio. Los parámetros de una ley de comportamiento de este tipo se obtienen a partir de pruebas experimentales de especímenes de dimensiones suficientemente grandes que engloban varias piezas y juntas, figura 2.1 (d). Este tipo de modelado tiene la ventaja de simplificar la malla del modelo y reducir el tiempo de cálculo.

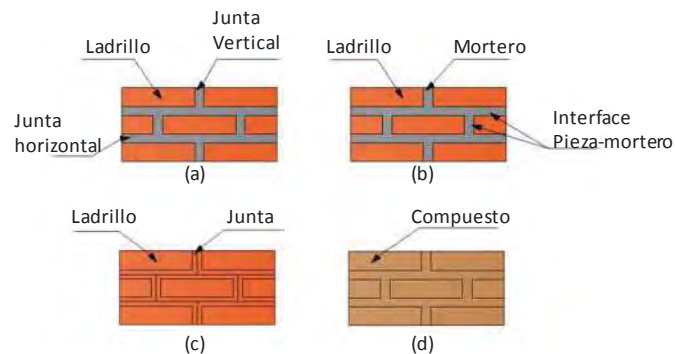


Fig. 2.1 (a) Componentes de la mampostería; (b) Micromodelación detallada; (c) Micromodelación simplificada; (d) macromodelación.

La elección entre las distintas técnicas de modelado responde básicamente al grado de refinamiento deseado y a las características propias del fenómeno que se desea estudiar; por ejemplo, si se quiere entender el comportamiento de algún material (mampostería) y se quiere entender todos los mecanismos de falla, lo más conveniente sería utilizar una aproximación local.

2.2. Aproximación local o Micro-modelado

La aproximación local o micro-modelado se utiliza comúnmente para entender el comportamiento de pequeños arreglos de la mampostería. Esta aproximación permite de considerar todos los mecanismos de falla que la caracterizan según se muestra en la figura 2.2: (a) fisuración de las juntas debido a tensión, (b) deslizamiento a lo largo de las juntas, estos modos de falla están asociados a la baja resistencia, a la cohesión y adherencia del mortero de las juntas, el mecanismo mostrado en la figura 2.2 (c) está asociado a la falla de las piezas en tensión directa, (d) fisuración diagonal de las piezas resultado de la acción

combinada de esfuerzos normales y cortantes y (e) involucra la falla de las piezas por aplastamiento (Lourenço, 1996). El problema que se ha observado es cómo introducir todos los mecanismos de falla descritos en un modelo numérico.

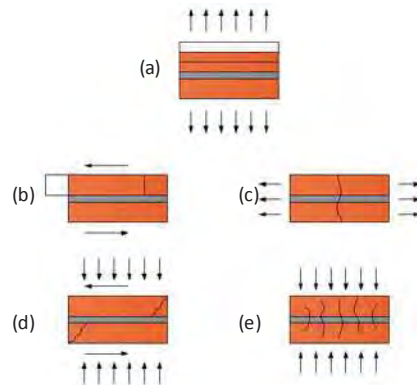


Fig. 2.2 Mecanismos de falla de la mampostería: (a) falla por tensión normal; (b) falla por deslizamiento; (c) falla de piezas por tensión directa; (d) falla por tensión diagonal, y (e) aplastamiento.

En la micro-modelación existe la alternativa de hacer simplificaciones con el fin de disminuir el número de variables en el modelo. Esto se logra al concentrar el comportamiento mecánico de dos o más componentes de la mampostería en una sola relación constitutiva esfuerzo deformación promedio. A esta técnica se le conoce con el nombre de homogenización. Un ejemplo de esta técnica es la propuesta por Lee et al., 1994, la técnica propuesta consiste en obtener las propiedades elásticas equivalentes mediante un proceso de homogenización en dos etapas. En la primera etapa la pieza de mampostería se homogeniza con las juntas verticales de mortero; obteniendo así las propiedades elásticas del arreglo formado por piezas de tabique y mortero. En una segunda etapa, el arreglo anterior se homogeniza con las juntas horizontales, obteniendo así las propiedades elásticas equivalentes del material para la mampostería. En el modelo la única fuente de no linealidad está dada por el agrietamiento a tensión, el cual también es homogenizado con la mampostería.

Otra aproximación consiste en modelar las juntas de mortero y la interfaz pieza-mortero en un elemento junta de espesor cero. A los elementos junta se les asocia una rigidez normal en compresión ligada a la del material y a una resistencia cero en tensión, el comportamiento a cortante queda descrito por la fricción entre la pieza y el mortero (ley de Coulomb) mientras que las piezas son consideradas como cuerpos rígidos elásticos (Baggio y Trovalusci, 1993).

Siguiendo la misma idea, otra alternativa consiste en conservar la junta de espesor cero (figura 2.3), por lo que las dimensiones de la pieza deben agrandarse en las dos direcciones hasta tener en cuenta el espesor del mortero. Las propiedades elásticas de la “pieza agrandada” y de la “interfaz de la junta” deben ajustarse para que representen adecuadamente las propiedades elásticas del conjunto con dimensiones originales.

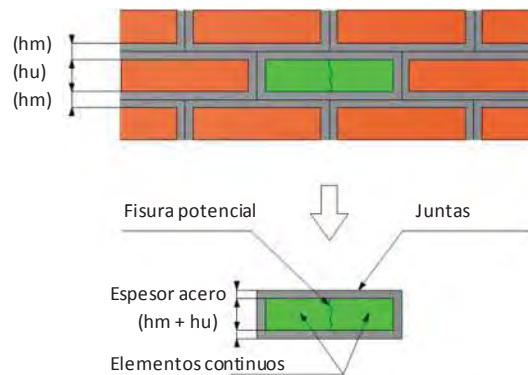


Fig. 2.3 Piezas alargadas en ambas direcciones hasta cubrir el espesor de mortero.

Debido a las dimensiones relativas de la pieza y el mortero, puede considerarse que las propiedades elásticas de la pieza permanecen sin cambio, además considerando que la pila de piezas-mortero están unidas como una conexión en serie y que la distribución de esfuerzos es uniforme tanto en el mortero como en la pieza, las componentes de la matriz de rigidez elástica pueden escribirse como (CUR, 1994):

$$k_n = \frac{E_p E_m}{h_m (E_p - E_m)} \quad (2.1)$$

$$k_s = \frac{G_p G_m}{h_m (G_p - G_m)} \quad (2.2)$$

Donde E y G son el módulo de elasticidad y módulo de cortante; p y m se refieren a la pieza y al mortero respectivamente; h_m es el espesor de la junta de mortero.

Lourenço(1996), reagrupó los cinco mecanismos de falla pieza-mortero descritos en la figura 2.2 en un solo elemento junta de espesor cero, a excepción del mecanismo de agrietamiento por tracción directa de la pieza, el cual se modeló por medio de una línea potencial de falla colocada en medio de cada pieza, caracterizada por un comportamiento elástico frágil en tensión. El comportamiento mecánico asociado al elemento interfaz está definido por una envolvente con tres superficies de falla. La primera válida en el plano cortante-tensión limitada por una recta vertical asociada al valor máximo en tensión “cut off”; la segunda considera un modelo Mohr-Coulomb en el plano cortante-compresión y la tercer superficie asociada a la falla por compresión por medio de una superficie elipsoidal “cap” (figura 2.4).

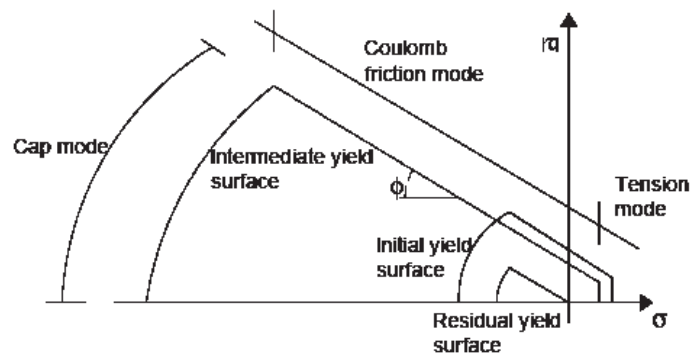


Fig. 2.4 Comportamiento de la interfaz pieza-mortero propuesto por Lourenço(1996).

Posteriormente Alfaiate y Almeida(2004), modificaron el modelo propuesto por Lourenço(1996), reemplazaron la superficie definida por el criterio Mohr-Coulomb en el plano de esfuerzos cortantes-normales por una superficie parabólica continua, consideraron una variación exponencial de la cohesión en función de la resistencia a tensión y un valor constante del ángulo de fricción (figura 2.5).

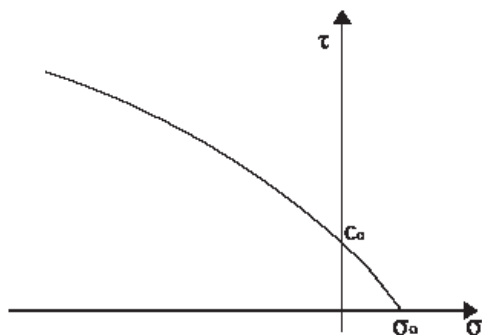


Fig. 2.5 Comportamiento de la interfaz pieza-mortero propuesto por Alfaiate y Almeida (2004).

Los modelos descritos anteriormente son sólo algunos de los micro-modelos propuestos con la idea de evaluar el comportamiento de la mampostería, existen algunos otros modelos en la literatura los cuales pueden consultarse por el lector en las referencias siguientes: Lofti y Shing(1994); Giambanco et al.(2001); Merabi y Shing(1997), y Abdou(2005).

2.3. Macro-modelado

Esta técnica de modelado, permite que con el empleo de pocos elementos se logre reproducir el comportamiento de los muros de mampostería completos. En este enfoque no hay distinción entre piezas individuales y juntas, sino que trata a la mampostería como un continuo homogéneo anisótropo. Dentro de este grupo se pueden considerar la aproximación semi-local y la aproximación global, las cuales se tratan con más detalle a continuación.

2.3.1. Aproximación semi-local

En la aproximación semi-local es común utilizar la técnica de la homogenización, la cual permite reproducir numéricamente el comportamiento macroscópico de un muro de mampostería, a partir de las propiedades microscópicas de los componentes de base. La técnica consiste en crear un arreglo o módulo de base pieza-mortero, el cual puede tener cualquier forma. En la figura 2.6 se muestran algunos arreglos propuestos en la literatura.

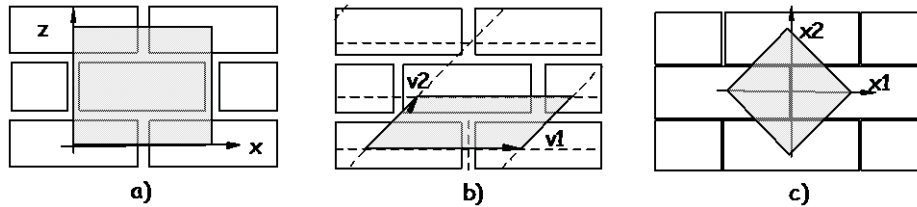


Fig. 2.6 Arreglos o módulos de base utilizados en la aproximación semi-local.

Existen dos aproximaciones de la técnica de homogenización, las que proponen la homogenización de las características elásticas de la mampostería en función de las características de los materiales de base y las que buscan homogenizar el comportamiento del módulo de base.

En el primer caso existen diferentes aproximaciones entre las que tenemos por ejemplo, la técnica de homogenización de la mampostería en múltiples capas, formando el material compuesto por capas horizontales alternadas por las piezas y mortero horizontal, el mortero colocado entre las juntas verticales no es tomado en cuenta (Maieret al., 1991). Esta técnica de modelado ha sido utilizada por varios autores entre los que se puede mencionar a Pegon y Anthoine(1997), y Mazars(1984).

La técnica también puede aplicarse a la mampostería siguiendo dos direcciones de homogenización, conocidas como homogenización xy , y homogenización yx . La primera etapa consiste en homogenizar el material en una primera etapa, según el eje x que hace intervenir a las piezas y a las juntas verticales. En la segunda etapa, se realiza una homogenización en el sentido vertical, en la cual intervienen el material previamente homogenizado y las juntas horizontales (Pande et al.[1989] y Pietruszczak[1992]). En la segunda dirección, se realiza la homogenización en orden inverso a la descrita anteriormente (Papa y Nappi, 1993).

En el segundo caso, el proceso de homogenización se basa en la compatibilidad de deformaciones y el equilibrio del arreglo de base. Una primera aproximación consiste en utilizar el paralelepípedo, mostrado en la figura 2.6, como módulo de base, en ese caso la periodicidad del elemento está caracterizada por los vectores independientes $v1$ y $v2$, los cuales no cambian durante su traslación en el medio continuo. Las fronteras del módulo de base se forman de dos caras idénticas creadas a partir de la traslación de esos dos vectores.

El campo de desplazamientos en los dos lados opuestos es idéntico para un movimiento de cuerpo rígido en traslación y rotación como se muestra en la figura 2.7 (Pegon y Anthoine, 1997).

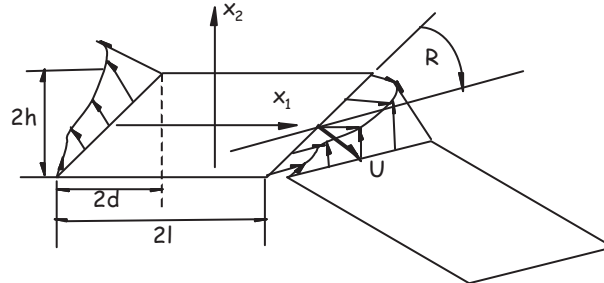


Fig. 2.7 Compatibilidad de deformaciones para el arreglo de base, Pegon y Anthoine(1997).

2.3.2. Aproximación global

Otra técnica de modelado es la conocida como aproximación global. En la actualidad, existen pocos modelos publicados que utilizan la aproximación global, esto es debido a que un modelo macroscópico completo debe representar las diferentes componentes inelásticas así como las diferentes resistencias en tensión y en compresión en cada una de las direcciones del material. Esto sin contar las dificultades técnicas para formular los algoritmos numéricos capaces de tomar en cuenta todas las particularidades del material.

Un modelo de este tipo fue propuesto por Lourenço(1996) el cual se basa en la teoría de plasticidad anisótropa, el cual considera un comportamiento distinto según los ejes del material: eje paralelo a las juntas horizontales y eje paralelo a las juntas verticales. Los criterios de plasticidad que toma en cuenta el modelo son un comportamiento para la tensión asociado a un mecanismo de falla localizada de Rankine; y otro en compresión de tipo Hill asociado a una falla en donde el agrietamiento se considera difuso.

Finalmente dentro de los modelos globales podemos mencionar los que forman cada elemento de la estructura mediante un elemento finito al cual se le asigna una ley de comportamiento unidireccional la cual relaciona los esfuerzos y deformaciones. Éstos son conocidos como modelos de diagonales equivalentes. Finalmente, otro modelo

comúnmente socorrido es el denominado de la columna ancha, en el cual los muros se modelan con elementos barra a los cuales se les asignan las propiedades de la mampostería, en los párrafos siguientes se describen esto modelos con más detalle.

Diagonal equivalente de compresión

Es común que en edificios tanto de acero como de concreto reforzado estructurados a base de trabes y columnas se les coloque muros tapón comúnmente llamados muros diafragma. Estos muros participan en la estructura aportándole rigidez y resistencia ante cargas laterales. La carga lateral puede producir la separación entre el panel de mampostería y el marco de concreto en las esquinas opuestas, diagonal de tensión, de modo que el tablero se apoya en el marco sobre la diagonal de compresión, este hecho hace que aparezcan fuerzas axiales, momentos y cortantes en trabes y columnas, en el panel de mampostería aparecen fuerzas de compresión diagonal que pueden producir fallas por compresión en las esquinas en contacto con el marco. En la dirección de la otra diagonal aparecen esfuerzos de tensión en la mampostería que pueden ocasionar agrietamiento diagonal del muro, (ver figura 2.8).

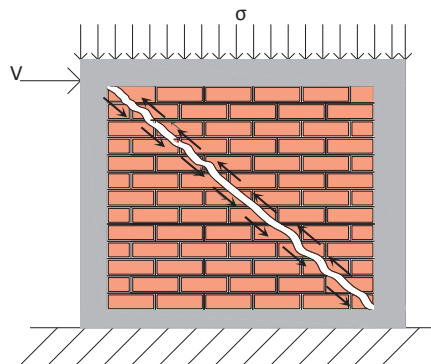


Fig. 2.8 Formación del puntal de compresión debido a cargas laterales.

Debido a lo anterior, los muros de mampostería pueden modelarse mediante una diagonal equivalente de compresión; así, los muros se sustituyen por diagonales equivalentes, figura 2.9. El problema se reduce a calcular el ancho equivalente de la diagonal de compresión, w .

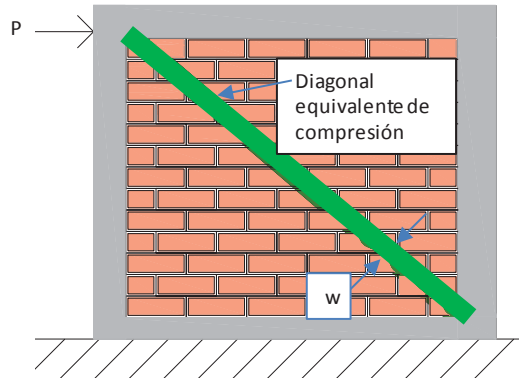


Fig. 2.9 Modelo de la diagonal equivalente de compresión.

En la literatura se pueden encontrar algunas expresiones analíticas para estimar el ancho equivalente de la diagonal de compresión, w , la cual depende de la rigidez relativa del marco y del panel de mampostería, del comportamiento esfuerzo-deformación de los materiales y del nivel de la carga. Por ejemplo Holmes(1961) propuso calcular el ancho equivalente con la siguiente expresión:

$$w = \frac{d_m}{3} \quad (2.3)$$

Donde d_m es la longitud de la diagonal equivalente.

Otra propuesta para determinar el ancho equivalente del puntal de compresión aparece en Paulay y Priestley(1975), en dicha referencia se propone usar la expresión:

$$w = 0.25d_m \quad (2.4)$$

Las expresiones anteriores proporcionan anchos equivalentes del puntal de compresión muy grandes, lo cual resulta en estructuras muy rígidas.

También existen algunas expresiones más elaboradas las cuales toman en cuenta las rigideces relativas entre panel y marco, Mainstone(1971) propone la siguiente ecuación:

$$w = 0.16 \lambda_h^{-0.3} d_m \quad (2.5)$$

$$\lambda_h = h \sqrt[4]{\frac{E_m t \sin 2\theta}{4 E_c I_c h_m}} \quad (2.6)$$

Donde t y h_m son el espesor y la altura del panel de mampostería, respectivamente; θ , es la inclinación de la diagonal equivalente; E_m y E_c son los módulos de elasticidad de la mampostería y del concreto, respectivamente; I_c , es el momento de inercia de las columnas y h es la altura medida hasta la dala de confinamiento. Asimismo, Liauw y Kwan(1984)propusieron,

$$w = \frac{0.95 h_m \cos \theta}{\sqrt{\lambda_h}} \quad (2.7)$$

Con λ_n definida por la expresión 2.8.

Decanini y Fantin, 1986, propusieron calcular el ancho equivalente del puntal de compresión considerando dos estados de la mampostería; antes y después del agrietamiento, en los dos casos w depende del parámetro λ_h ; para ello propone las ecuaciones siguientes:

Antes del agrietamiento

$$w = \left(\frac{0.748}{\lambda_h} + 0.085 \right) d_m \quad \text{si } \lambda_h \leq 7.85 \quad (2.8)$$

$$w = \left(\frac{0.393}{\lambda_h} + 0.130 \right) d_m \quad \text{si } \lambda_h > 7.85 \quad (2.9)$$

y después del agrietamiento

$$w = \left(\frac{0.707}{\lambda_h} + 0.010 \right) d_m \quad \text{si } \lambda_h \leq 7.85 \quad (2.10)$$

$$w = \left(\frac{0.470}{\lambda_h} + 0.040 \right) d_m \quad \text{si } \lambda_h > 7.85 \quad (2.11)$$

En el cálculo de λ_h se debe tener en cuenta el módulo de elasticidad de la mampostería E_m , correspondiente al estado considerado; mampostería sin agrietar o mampostería agrietada.

En nuestro país, Bazan (1980), propone calcular el ancho equivalente con la expresión:

$$w = (0.35 - 0.022\lambda)h; \quad (2.12)$$

$\lambda = \frac{E_c A_c}{G_m A_m}$ es un parámetro adimensional que toma en cuenta las rigideces relativas entre muro y marco, comprendido entre 0.9 y 11.0, h es la altura del muro, E_c y A_c el módulo de elasticidad del concreto y área transversal de los elementos verticales, respectivamente; G_m y A_m son el módulo de corte y área transversal del panel de mampostería, respectivamente.

Cuando la estructura es sometida a carga cíclica reversible o dinámica, el empleo de un solo puntal de compresión-tensión no es capaz de representar correctamente las fuerzas internas inducidas en los elementos del marco. En este caso, se deben considerar dos puntales siguiendo las diagonales principales del muro, figura 2.10. Los puntales de compresión solo son activos cuando las fuerzas de compresión se desarrollan en ellos, esta hipótesis es relativamente aceptable si consideramos que la adherencia entre el panel y el marco, así como la resistencia a tensión de la mampostería son relativamente pequeñas comparadas con la resistencia a compresión.

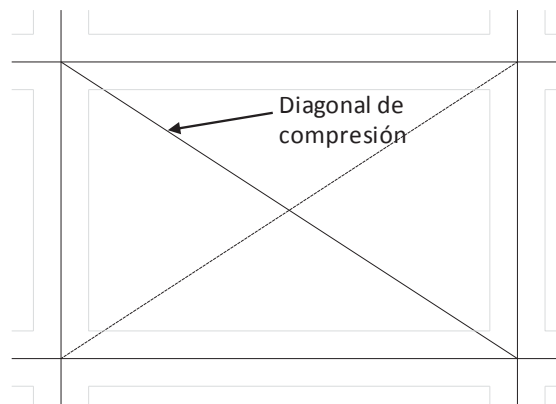


Fig. 2.10 Modelo con dos diagonales para efecto de resistir carga cíclica reversible o dinámica.

El modelo de diagonal equivalente mostrado en la figura 2.10, es capaz de representar la influencia del panel de mampostería en un sentido global. Sin embargo, no es capaz de describir el efecto local de la interacción entre el panel con el marco, de tal manera que los elementos mecánicos en el marco no son realistas, además de que no es posible predecir la formación potencial de articulaciones plásticas en el marco. Es por ello que varios

investigadores, como se ilustra en la figura 2.11, han propuesto modelos modificados de diagonal equivalente que puedan captar estos efectos.

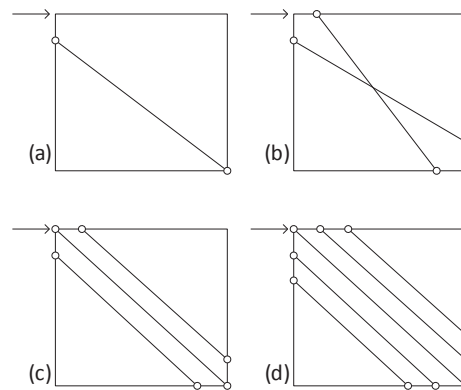


Fig. 2.11 Modificaciones del modelo de diagonal equivalente.

Zarnic y Tomazevic(1988), propusieron el modelo mostrado en la figura 2.11 (a) basado en sus observaciones derivadas de un programa experimental, en el cual observó que el daño se concentró en la parte superior del panel por debajo de la zona de la diagonal principal. En consecuencia en el modelo propuesto, el extremo superior de la diagonal equivalente no se conecta con el nodo viga-columna. El modelo podría utilizarse en casos donde la falla por cortante se desarrolle en la parte superior de las columnas. Algunas variaciones del modelo anterior (figuras 2.11 (b), (c), y (d)) toman en cuenta la posibilidad de describir el comportamiento del marco de manera más precisa (Schmidt, reportóKonig[1991], Chrysostomou[1991], tambiénSyrmakezis y Vratsanou[1986]). Por ejemplo el modelo de Chrysostomou (1991) modelo de tres diagonales, es capaz de simular las articulaciones plásticas, para ello el autor asoció a los elementos extremos un comportamiento no lineal momento-curvatura.

Columna ancha

Otro modelo utilizado para modelar las estructuras de mampostería es el de la columna ancha, este modelo es ampliamente usado en los despachos de cálculo.El modelo de columna ancha consiste en idealizar a la estructura de mampostería a través de marcos rígidos, ya sea en dos o tres dimensiones. Los muros se modelan como columnas anchas ubicadas en su centro y con propiedades a flexión y corte equivalentes a las del muro en cuestión.

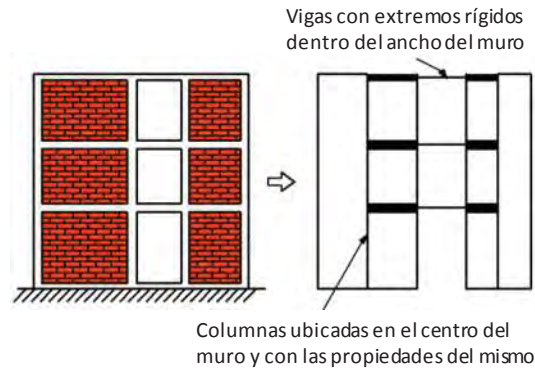


Fig. 2.12 Modelo de columna ancha.

Las vigas situadas dentro de la longitud del muro se les asignan rigidez infinita a flexión y corte. Para estimar las propiedades de las vigas que acoplan los muros, se considera la contribución de la porción de losa tributaria a las vigas (NTC-DF, 2004). Los pretiles de las ventanas suelen tomarse en cuenta a través de modelarlos como columnas anchas, tal como se haría en el caso de cualquier otro muro.

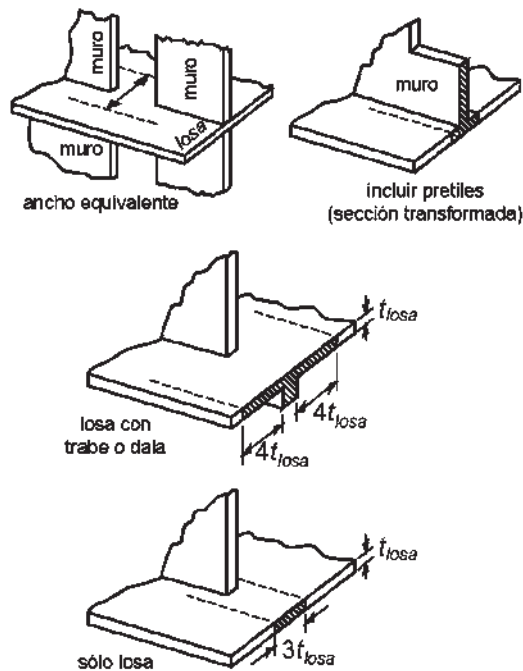


Fig. 2.13 Ancho equivalente en losas.

El momento de inercia en las losas se calcula considerando un ancho de cuatro veces el espesor de la losa a cada lado de la dala o trabe, o de tres veces el espesor de la losa cuando no exista dala o trabe, figura 2.13.

La rigidez elástica lateral de las columnas anchas equivalentes, se calcula con las expresiones de la teoría de la elasticidad

$$k = \left[\frac{h^3}{\beta EI} + \frac{h}{AG} \right]^{-1} \quad (2.13)$$

Donde h es la altura del muro, E y G son los módulos de elasticidad y cortante, respectivamente, I y A representan las propiedades geométricas en planta del muro, momento de inercia y área de corte, respectivamente. Finalmente, β es un factor que depende de las condiciones de apoyo según se muestra en la figura 2.14.

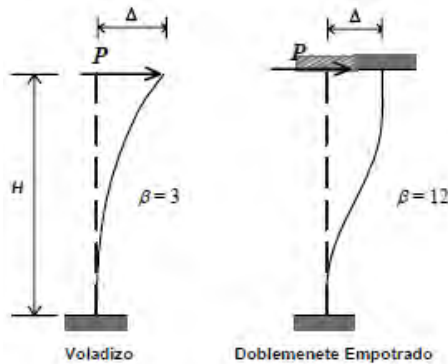


Fig. 2.14 Factor β que depende de las condiciones de apoyo.

Mediante el concepto de sección transformada, es posible determinar el momento de inercia y área de cortante equivalentes (ecuaciones 2.2 y 2.3, respectivamente). Dichas propiedades geométricas equivalentes consideran tanto las propiedades de los castillos como las del panel de mampostería.

$$I = \frac{t}{12n_E} [l^3 + 2b(n_E - 1)(3l^2 + 4b^2 - 6bl)] \quad (2.14)$$

$$A = \frac{t}{n_G} [l + 2b(n_G - 1)] \quad (2.15)$$

En las expresiones anteriores t y l son el espesor y longitud del muro, respectivamente, b la longitud de los castillos, finalmente n_E y n_G las relaciones modulares expresadas como

$$n_E = \frac{E_c}{E_m} \quad (2.16)$$

$$n_G = \frac{G_c}{G_m} \quad (2.17)$$

en donde los subíndices m y c , hacen referencia a la mampostería y concreto de los castillos, respectivamente.

Existe evidencia de que el modelo de la columna ancha representa con bastante precisión el comportamiento elástico de muros sujetos a cargas laterales (Bazan, E., 1980) como se muestra en la tabla 2.1, en la cual se resumen los valores calculados de la rigidez elástica teórica usando el concepto de sección transformada, comparados con los valores de rigidez experimental correspondientes a cuatro muros (M1, M2, M3 y M4) probados a carga lateral en las instalaciones del CENAPRED, (Aguilar y Alcocer, 1997).

Tabla 2.1 Rigidez experimental y teórica de cuatro modelos experimentales.

Espécimen	Rigidez elástica teórica (T/cm)	Rigidez experimental (T/cm)	Relación de rigidez teórica entre experimental
M1	67.24	66.51	1.01
M2	63.81	48.29	1.32
M3	46.88	45.79	1.02
M4	57.31	53.64	1.07

2.4. PRUEBAS EXPERIMENTALES DE MUROS DE MAMPOSTERÍA

En México así como en otras partes del mundo, se han desarrollado varios programas experimentales desde hace ya varias décadas sobre muros de mampostería construidos a escala real. En cada programa experimental se han perseguido distintos objetivos. Por ejemplo, sólo por mencionar algunos trabajos, en Meli y Salgado (1969), se reportan los

resultados experimentales de 34 muros de mampostería confinada sometidos a carga lateral monótona y cíclica. Los muros se construyeron con tres tipos de piezas; bloques huecos de concreto, tabiques huecos y sólidos. Otras de las variables fueron el porcentaje de acero longitudinal, en todos los casos se usó el mismo mortero para pegar las piezas. Los resultados mostraron diferentes tipos de falla, la influencia de la carga vertical y del acero longitudinal en el comportamiento de los muros, se observó que los muros con bajo porcentaje del acero longitudinal presentaron agrietamiento horizontal en la interfaz entre viga de cimentación y el panel de mampostería, al final de la prueba se presentaron grietas diagonales en el panel. Los resultados permitieron establecer un criterio para diseño sísmico. En Treviño et al.(2004), se reportan los resultados experimentales de 8 muros de mampostería confinada contruidos con bloques huecos de concreto, la variable en estudio fue el tipo de acero longitudinal de los elementos de concreto; en el primer grupo de cuatro muros se colocaron castillos contruidos con 4 varillas de 9mm de diámetro acero grado 42 y los otros cuatro con castillos prefabricados con acero de alta resistencia grado 60. El autor no encontró diferencias significativas en el comportamiento de los dos grupos de muros.

En otros programas experimentales se investigó la influencia en el comportamiento de muros confinados de mampostería con distintas alternativas de refuerzo (Meli, 1994). Por ejemplo una modalidad de refuerzo consiste en la colocación de barras o alambres de refuerzo a lo largo de las juntas horizontales de mortero; otra opción es el uso de escalerillas formadas con alambre de alta resistencia, refuerzo con malla de alambre en las paredes laterales, etc. Estas modalidades de refuerzo fueron evaluadas por diferentes autores, por ejemplo: Hernández y Meli(1976); Alcocer et al.(1994)-a, Aguilar y Alcocer(1997), entre otros.

A continuación se presenta un resumen de los resultados experimentales más sobresalientes concerniente a muros de mampostería confinada reforzada a través de malla de alambre anclada a las caras del muro y barras de acero de alta resistencia colocadas horizontalmente entre las juntas de mortero.

2.4.1. Malla de alambre

El refuerzo de muros de mampostería con malla de alambre anclada al muro y recubierta con mortero de cemento ha sido empleado con fines de rehabilitación de estructuras de mampostería. Existen algunos programas experimentales encaminados a evaluar esta técnica de refuerzo, por ejemplo Hernández (1981), ensayó 5 muros construidos con piezas extruidas y piezas macizas de barro recocido, posteriormente Ruiz (1995) evaluó la rehabilitación de un modelo tridimensional de dos niveles, a escala real, de mampostería confinada y reforzada con malla de alambre electrosoldado. A continuación se describe con detalle uno de los programas experimentales más recientes sobre muros de mampostería reforzados con malla de alambre.

Pineda y Alcocer (2004)

En este estudio experimental, se construyeron y ensayaron cuatro especímenes a escala natural (2.5 m de largo por 2.5 m de altura) y sometidos a fuerzas laterales cíclicas alternadas; uno de concreto reforzado con cuantía mínima denominado M-250, de 100 mm de espesor y tres de mampostería confinada de tabique macizo de arcilla con castillos de 200×125 mm y un sistema dala-losa en la parte superior, y reforzados con malla de alambre electrosoldado anclado al muro y recubierto con mortero de cemento. Los muros de mampostería fueron denominados de acuerdo con la cantidad de malla de alambre soldado empleada: M-072, M-147 y M-211 con cuantías horizontales 0.072%, 0.147% y 0.211 % respectivamente. Las variables de estudio fueron el calibre de los alambres de la malla y los conectores para fijar la misma al muro. Se comparó el comportamiento con el de un muro de mampostería confinada sin refuerzo en el panel, usado como espécimen de control.

Los objetivos del proyecto fueron:

- Estudiar la influencia del refuerzo con malla de alambre electrosoldado en muros de mampostería sometidos a cargas laterales.
- Estudiar el mecanismo resistente a carga lateral.
- Evaluar los sistemas de anclaje empleados para colocar la malla en cada cara de los muros.

- Comparar el comportamiento de los muros de mampostería reforzados con malla de alambre soldado con el muro de control.
- Valorar los costos de los muros de mampostería con malla de alambre soldado frente al costo del muro de concreto reforzado y de mampostería con y sin refuerzo horizontal.

El acero utilizado en el armado longitudinal de castillos, dadas las losas y muro de concreto fue de grado 42. El esfuerzo nominal de fluencia de los alambres de la malla fue de 5 000 kg/cm². El muro de concreto fue reforzado con cuantía mínima de 0.25% con barras grado 42.

En el modelo M-072 se colocó malla 6x6-10/10 (diámetro de alambre = 3.43 mm), en el M-147 malla 6x6-6/6 (diámetro de alambre = 4.88 mm), y en el M-211 malla 6x6-1/4 / 1/4 (diámetro de alambre = 6.35 mm). En los dos primeros la malla fue anclada con clavos comunes de 2 1/2" para madera, doblados sobre los puntos de soldadura. En el tercer muro el anclaje se hizo con fijadores Hilti de 51 mm de longitud, colocados con pistola de impacto.

El muro de control es un muro de mampostería confinada típico sin refuerzo horizontal ensayado por Aguilar y Alcocer(1997), el cual tiene las mismas características geométricas que los muros de concreto y mampostería ensayados en este proyecto.

En el muro M-072 se presentó la falla hasta el ciclo 17 y ocurrió exactamente a lo largo de una de las diagonales principales con distorsión de 1.0% y carga de 36.7 t. El comportamiento del muro estuvo determinado por algunas grietas horizontales en zonas de los castillos y especialmente por grietas inclinadas en el tablero, por lo que se puede establecer predominio de los efectos debidos a tensión diagonal. Hubo buena distribución del agrietamiento gracias al refuerzo simétrico proporcionado por la malla de alambre soldado. En general las grietas por cortante no penetraron los castillos debido al buen confinamiento de estribos.

Fue muy notable la deformación alcanzada por el muro M-147, comparada con la de los modelos M-072 y M-211. Las grietas por cortante no penetraron la zona confinada de los castillos. El cortante de agrietamiento ocurrió para una carga de 29.7 t y distorsión de

0.21%. El estado final del muro es muy aceptable, sin grandes daños en la mampostería y sin daño aparente en los alambres de la malla de refuerzo ni en los castillos.

Durante el ensaye del muro M-211, en el ciclo 15 el modelo fue llevado a 0.80% de distorsión y se alcanzó una carga de 50.1 t. Se presentó una buena distribución del agrietamiento gracias a la simetría del refuerzo proporcionado por la malla de alambre electrosoldado. Las grietas por cortante no penetraron los castillos debido al buen confinamiento de los estribos. La resistencia del muro fue de 52.4 t con distorsión de 0.58%.

En la figura 2.15, se muestra una comparativa de las envolventes de respuesta, donde se puede analizar la diferencia de comportamiento de todos los muros.

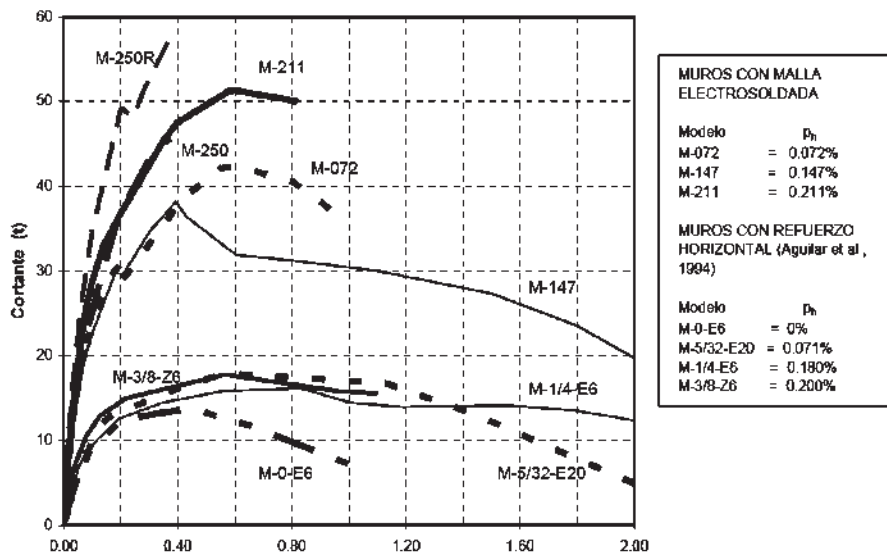


Fig. 2.15 Comparación de envolventes de respuesta de ensayos sobre muros de mampostería con distinto tipo de refuerzo.

Dados los resultados de los ensayos experimentales, a continuación se describen las conclusiones más importantes de dicho trabajo:

- La primera grieta inclinada se presentó en todos los muros de mampostería a la misma distorsión: 0.10%.

- Los muros tuvieron un comportamiento elástico lineal hasta la aparición de la primera grieta inclinada. Luego incursionaron en el rango inelástico, alcanzando mayor o menor distorsión según la cuantía horizontal de refuerzo colocado.
- El incremento en la resistencia no fue proporcional a la cuantía utilizada, debido a que la eficiencia real de la malla se redujo a medida que la cuantía fue superior.
- El empleo de mallas como refuerzo de muros da resultados más ventajosos que cualquier otro sistema convencional de refuerzo horizontal como escalerillas, alambres corrugados o barras de refuerzo. Se logra una adecuada distribución del daño en toda el área del muro y aumentan significativamente su capacidad de deformación y su resistencia ante cargas laterales.
- La cuantía de refuerzo horizontal influyó en la resistencia y la ductilidad de los muros. Su rigidez inicial dependió básicamente de la mampostería, del mortero de recubrimiento y principalmente del concreto de los castillos confinante.

2.4.2. Refuerzo horizontal

La modalidad de refuerzo de muros de mampostería con barras de acero de alta resistencia y de diámetro pequeño colocado entre las juntas horizontales de mortero ha sido muy socorrida con fines de diseño, ya que la contribución del refuerzo en la resistencia y deformación lateral es muy significativa comparada con un muro sin refuerzo, estos beneficios del refuerzo se han demostrado experimentalmente en laboratorio. Unos de los primeros intentos por estudiar experimentalmente el comportamiento de muros de mampostería a escala real con esta modalidad de refuerzo, se realizaron en el Instituto de Ingeniería de la UNAM a finales de los 70's (Hernández y Meli[1976], y Meli[1979]). Estos autores evaluaron la contribución del refuerzo horizontal en el comportamiento del muro, para ello estudiaron muros construidos con dos tipos de piezas; tabique hueco y bloque de concreto; asimismo se utilizaron dos modalidades de confinamiento, con castillos exteriores (muros confinados) y castillos interiores colados entre los huecos de los tabiques extruidos en uno o dos huecos consecutivos, una de las conclusiones más importantes derivadas de esos trabajos es que el refuerzo horizontal entre las juntas, rodeadas o no de mortero, es efectivo como refuerzo siempre y cuando esté completamente recto y correctamente anclado en los extremos del muro. Existen en la literatura otros trabajos

experimentales más recientes relacionados con esta modalidad de refuerzo, algunos de los cuales se tratan con detalle a continuación.

Alcoceret al.(1994a)

En este trabajo se reportan los resultados de una serie de muros de mampostería construidos a escala natural y reforzados horizontalmente con acero de refuerzo colocado entre las juntas de mortero, los especímenes se ensayaron ante cargas laterales alternadas. La principal variable en estudio fue el tipo de refuerzo horizontal utilizado. El primer espécimen, identificado como WBW-E, se reforzó horizontalmente con una armadura electrosoldada de alambreestirado en frío con diámetro calibre 10 equivalente a 3.43 mm y con esfuerzo nominal de fluencia de 5 000 kg/cm² (490,5 MPa). La escalerilla se colocó a cada dos hiladas a partir de la segunda junta con una cuantía de refuerzo correspondiente de 0.102%. En el segundo espécimen, identificado como WBW-B, se usaron alambres corrugados de diámetropequeño, 5/32", trabajados en fríocon esfuerzo nominal de fluencia de 6000 kg/cm² (588,6 MPa) colocados a cada 3 hiladas.La cuantía de refuerzo correspondientees igual a 0.091%. El modelo decontrol no se reforzó horizontalmente, identificado con el nombre de WBW, el cual se ensayó en una etapa anterior.

La geometría, dimensiones, acero de refuerzo longitudinal y transversal de los modelos WBW-E y WBW-B son similares a las del modelo de control WBW el cual se muestra en la figura 2.16. Los modelos estuvieron compuestos por dos muros de mampostería confinada ligados entre sí por una dala y una losa de concreto coladas en sitio, creando una abertura en forma de puerta.En todos los casos se utilizó tabique de barro artesanal.

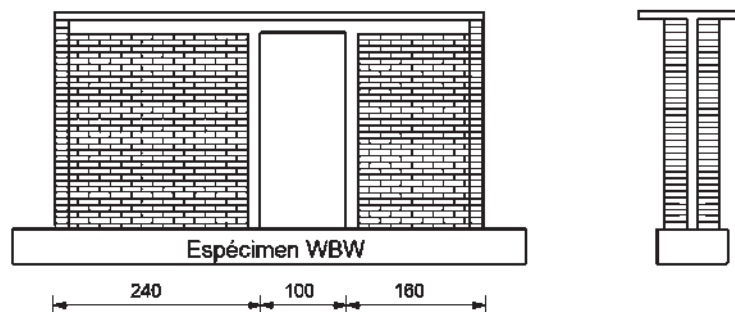


Fig. 2.16 Geometría del espécimen de control WBW

Los objetivos del estudio fueron investigar:

- El efecto de refuerzo horizontal en el comportamiento histerético de los sistemas de muros, especialmente en lo que se refiere a resistencia, y capacidades de deformación y disipación de energía.
- El mecanismo resistente a carga lateral.
- La diferencia en el comportamiento de los modelos con distintos tipos de refuerzo horizontal.
- La influencia de los elementos confinantes en la respuesta.

La aplicación de las fuerzas laterales, como se muestra en la figura 2.17, estuvo controlada por carga hasta el agrietamiento y por distorsión después del agrietamiento.

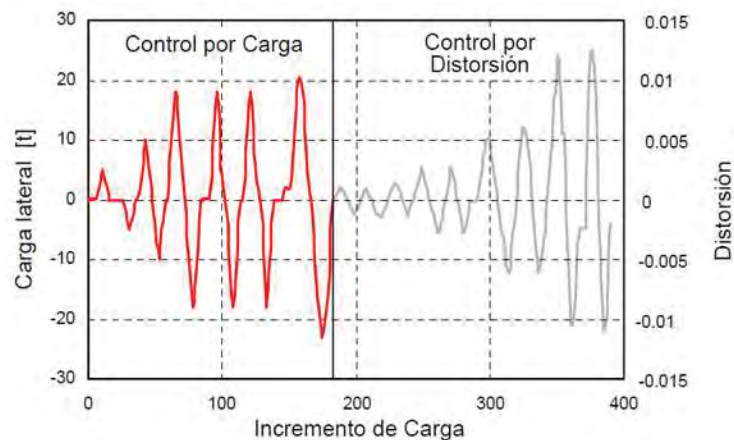


Fig. 2.17 Historia de carga aplicada a los especímenes WBW, WBW-E y WBW-B.

Las envolventes de respuesta máxima de los ciclos positivos se presentan en la figura 2.18. Las curvas correspondientes a los ciclos negativos mostraron un comportamiento similar. Para cada modelo se identifica el primer agrietamiento diagonal y la primera fluencia durante los ensayos. Se observa que la cantidad y tipo de refuerzo horizontal no tuvieron ningún efecto en la rigidez inicial de los modelos (etapa elástica de comportamiento), ni en la carga de agrietamiento diagonal. El efecto de la cantidad y tipo de acero influyó en el comportamiento en la etapa post-agrietamiento. Los dos especímenes con refuerzo horizontal resistieron cargas mayores que WBW para una misma distorsión. Las resistencias de WBW-E y WBW-B fueron 26% y 69% superiores a la de WBW, respectivamente.

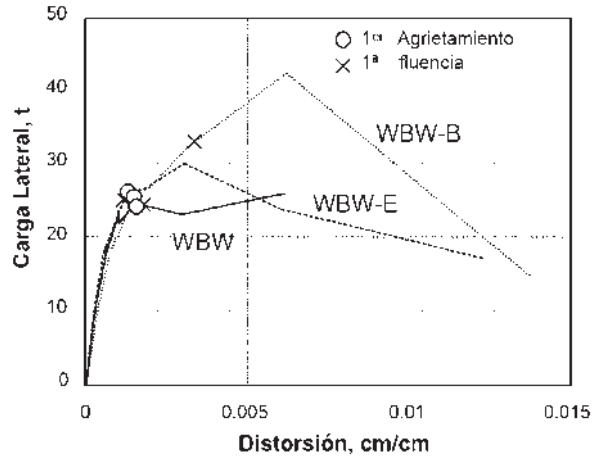


Fig. 2.18 Envolturas de respuesta de los especímenes WBW, WBW-E y WBW-B

Entre las principales conclusiones que se reportan en este estudio están:

- Las escalerillas de refuerzo horizontal no mejoraron sustancialmente el comportamiento de la estructura. La falla estuvo dominada por deformaciones al corte y fue activada por la fractura de los alambres.
- La resistencia del muro reforzado con alambres corrugados fue 69% superior a la del modelo sin refuerzo horizontal.
- La cantidad y tipo de refuerzo horizontal no afectaron la rigidez inicial de los modelos.
- El anclaje del refuerzo horizontal en los castillos mediante ganchos horizontales tuvo un buen comportamiento.
- Se recomiendan distorsiones menores del 60% para diseño de muros reforzados horizontalmente, ya que para distorsiones mayores se presenta un deterioro abrupto de la resistencia.

Alcoceret al.(1997)

Alcoceret al.(1997), ensayaron cuatro muros a escala natural fabricados con tabique tipo Multex y Vintex, con distintas cuantías de refuerzo horizontal y variantes en el refuerzo y tipo de castillos. Los modelos estuvieron sujetos a cargas cíclicas laterales y a solicitaciones gravitacionales permanentes típicas de los muros de planta baja de un edificio de vivienda económica de cuatro o cinco niveles. Los especímenes se ensayaron en voladizo. Como modelo de referencia se construyó un primer espécimen sin refuerzo horizontal y con

castillos ahogados colados en piezas de doble hueco, colocados en ambos extremos del muro. En el segundo y tercer especímenes, se utilizó una cuantía mínima de refuerzo horizontal con dos variantes: un muro con castillos ahogados y otro confinado con castillos exteriores.

Para facilitar referencias posteriores se asignó una identificación a cada espécimen: N1, N2, N3 y N4, que corresponde al orden en que se ensayaron.

Los objetivos de esta investigación fueron los siguientes:

- Determinar la contribución del acero de refuerzo horizontal en la resistencia de muros de ladrillos extruidos.
- Estudiar el mecanismo resistente a carga lateral.
- Evaluar el comportamiento ante cargas laterales cíclicas reversibles de muros con distintas cuantías de refuerzo horizontal y con diferentes disposiciones de acero transversal en los castillos.

Los especímenes consistieron en muros de dimensiones 2,50 x 2,50 m, construidos con ladrillos multiperforados (Multex) y doble hueco vertical (Vintex). En la parte superior se les construyó un sistema dala–losa. La sección de la dala fue de 12 x 25 cm. El espesor de la losa se fijó en 10 cm y el ancho en 80 cm. La geometría y dimensiones de los modelos se presentan en la figura 2.19.

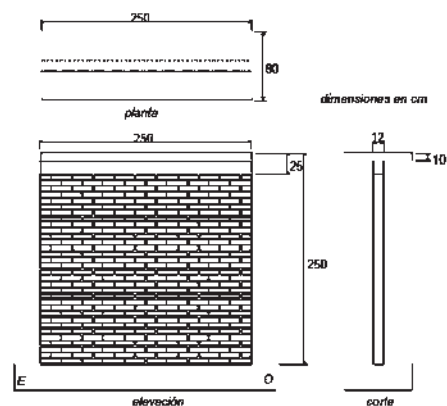


Fig. 2.19 Geometría y dimensiones de los especímenes

En la figura 2.20 se muestra la disposición del refuerzo en los castillos, losa y en el interior del panel de mampostería de los modelos. Para los especímenes N1 y N2 el refuerzo longitudinal de los castillos estuvo formado por cuatro barras corrugadas no. 5, por cuatro barras no. 6 en N3 y en N4 por ocho barras: dos no.8, dos no. 4 y cuatro de ¼ de pulgada; todas ellas continuas en la altura de los muros.

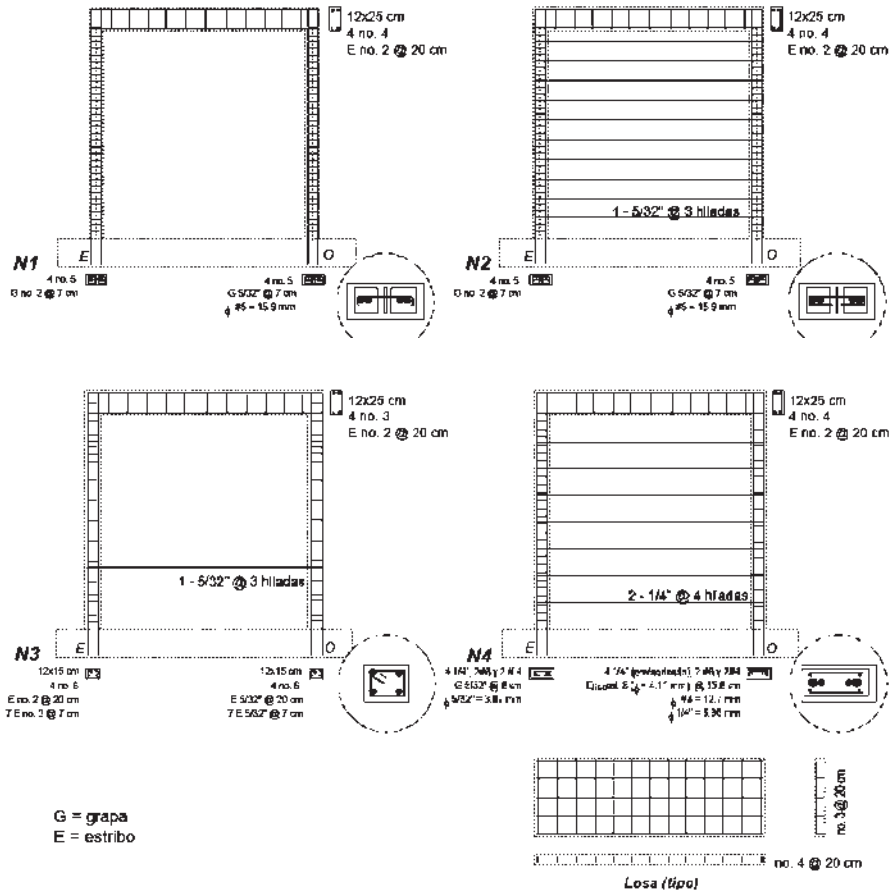


Fig. 2.20 Refuerzo de los especímenes

Los modelos se llevaron a la falla, aplicando ciclos alternados de carga lateral de modo cuasiestático controlado por desplazamiento. En la figura 2.21 se presentan las envolventes para los cuatro modelos ensayados. En la figura se ha indicado el primer agrietamiento inclinado, el agrietamiento diagonal y la resistencia máxima.

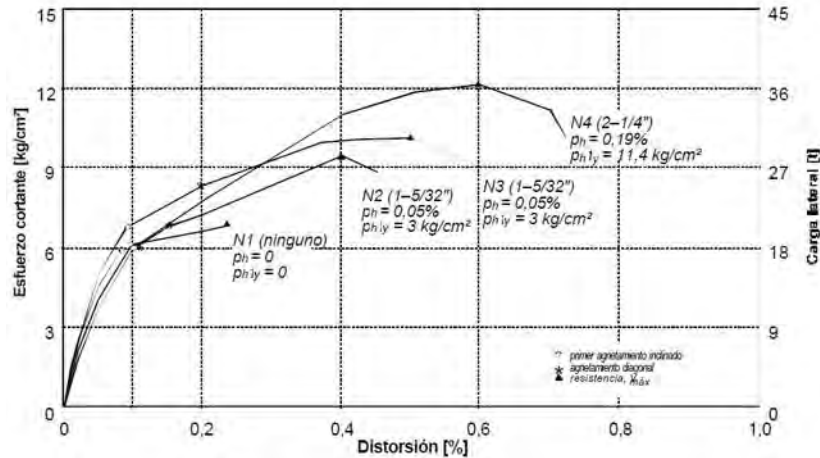


Fig. 2.21 Envolturas de respuesta de los especímenes ensayados

Las conclusiones más sobresalientes del estudio son las siguientes:

- La primera grieta de los muros ocurrió a una distorsión independiente de la cuantía de refuerzo horizontal y tipo de castillo.
- El esfuerzo cortante de agrietamiento fue similar en los muros con castillos ahogados y fue independiente de la cuantía de refuerzo horizontal.
- Las deformaciones de corte gobernaron la respuesta de todos los modelos.
- En comparación con el modelo de control sin refuerzo horizontal, los muros reforzados horizontalmente con diferentes cuantías exhibieron: mayor capacidad de deformación, resistencia superior a cargas laterales, menor degradación de resistencia lateral y una distribución de daño más uniforme en el muro y menores anchuras de grietas.
- El incremento en resistencia debido al refuerzo horizontal no es directamente proporcional a la cuantía. Conforme aumentó la cuantía, disminuyó la participación del refuerzo en el incremento en resistencia.
- En comparación con muros con castillos ahogados, los castillos exteriores contribuyeron a lograr una mayor capacidad de deformación y mayor capacidad de disipación de energía del muro, mayor resistencia y rigidez laterales.
- Los muros de tabique recocido tienen una mayor capacidad de deformación que los fabricados con tabiques multiperforados.

Aguilar y Alcocer, (1997)

En el programa experimental realizado por Aguilar y Alcocer(1997), se ensayaron cuatro muros sin aberturas todos con dimensiones 2.50 m de longitud x 2.50 metros de altura, la geometría se muestra en la figura 2.22. Los especímenes fueron sometidos a cargas laterales cíclicas y a una carga vertical constante durante el desarrollo del experimento, la carga vertical representa el peso correspondiente a los muros superiores de un edificio de cuatro niveles.

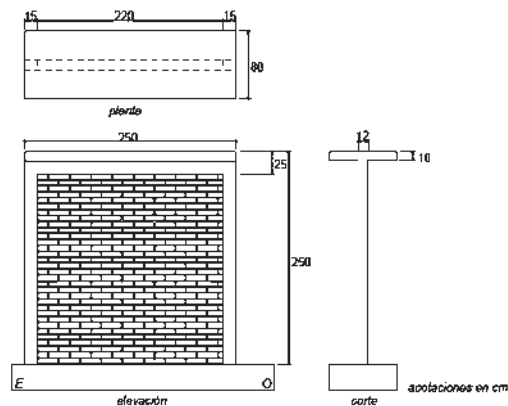


Fig. 2.22 Geometría y dimensiones de los especímenes.

Los objetivos de esta investigación son los siguientes:

- Determinar la contribución del acero de refuerzo horizontal en la resistencia de muros de mampostería confinada.
- Estudiar el mecanismo resistente a carga lateral.
- Evaluar el comportamiento ante cargas laterales cíclicas reversibles de muros con distintas cuantías de refuerzo horizontal.

Los especímenes fueron construidos con piezas de barro recocido de 24, 12 y 6 cm de largo, ancho y espesor respectivamente; fueron desplantados sobre vigas de cimentación de concreto reforzado y estuvieron confinados por dos castillos de sección rectangular y un sistema dala-losa cuya geometría, dimensiones y armado se muestran en la figura 2.23.

Como se muestra en la figura 2.23, sólo el muro M1 no llevó estribos como refuerzo transversal de los castillos, el cual consistió en una hélice de 10 cm de diámetro y 6 cm de

paso. El modelo de control no contó con refuerzo horizontal (especimen M2 en la figura 2.23).

Los modelos se llevaron a la falla mediante un ensaye cuasiestático, aplicando ciclos alternados de carga lateral en dos etapas. La primera fue controlada por carga y la segunda por distorsión a partir de la aparición del primer agrietamiento.

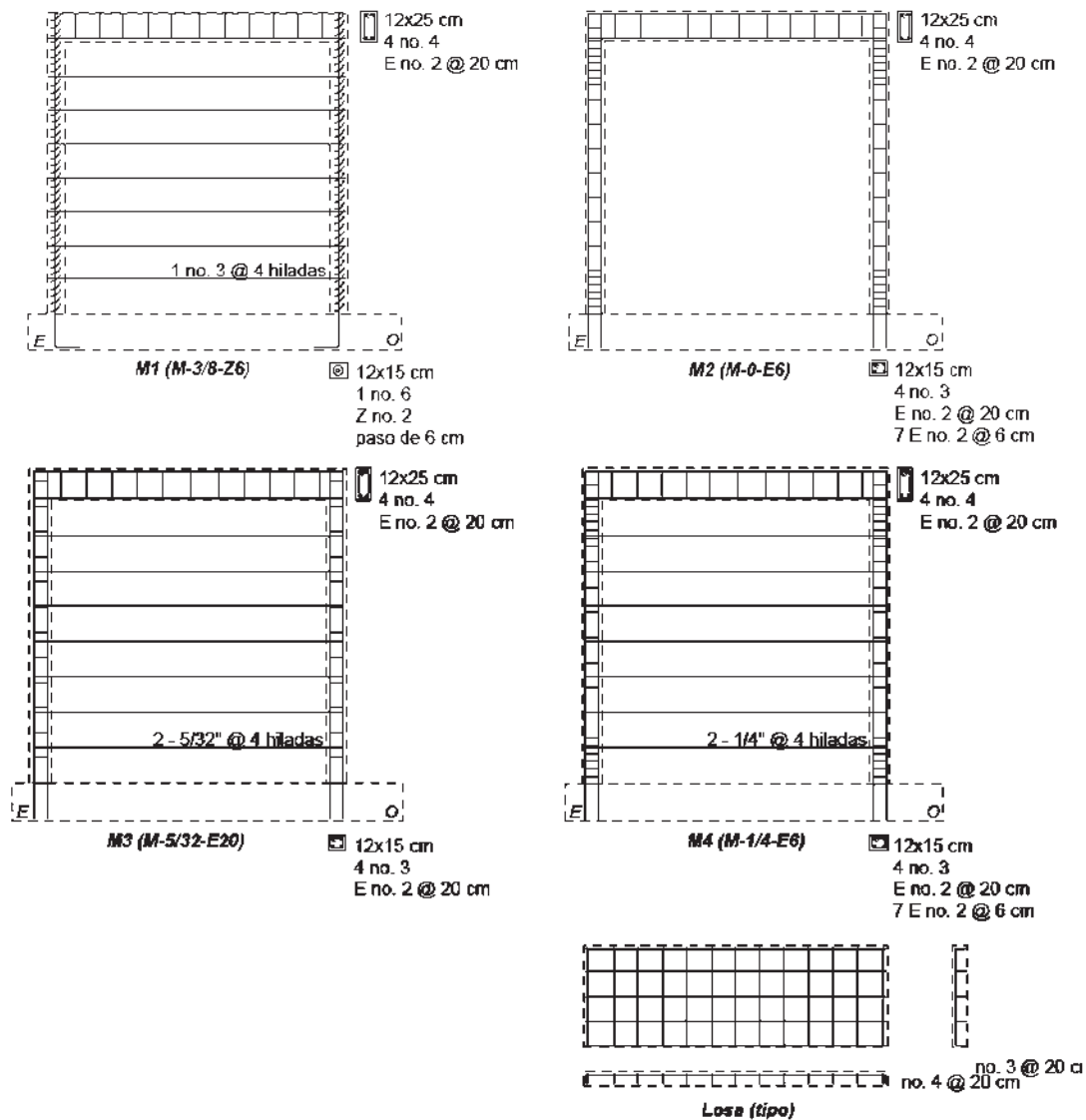


Fig. 2.23 Geometría y armado de los especímenes.

En cuanto al comportamiento general mostrado se tiene que en el modelo de control se presentó un agrietamiento con una inclinación de 45° aproximadamente. El daño se

concentró en una o dos grietas diagonales principales que penetran a los cuatro extremos de los castillos. Estas grietas definieron una región sujeta a compresión, conocida como puntal de compresión. Los modelos con refuerzo interior presentaron un patrón de agrietamiento distribuido más uniforme en el panel. Las grietas tuvieron una inclinación ligeramente inferior a los 45°, orientadas también en la región del puntal de compresión. Otras grietas, de orientación horizontal, se presentaron por el desplazamiento relativo de bloques del muro a lo largo de las juntas reforzadas. En la figura 2.24 se presentan las curvas envolventes de los cuatro modelos ensayados, en las cuales, se identifica el primer agrietamiento inclinado, la resistencia máxima a carga lateral, la primera fluencia del refuerzo longitudinal de los castillos y la primera fluencia del refuerzo horizontal en el panel.

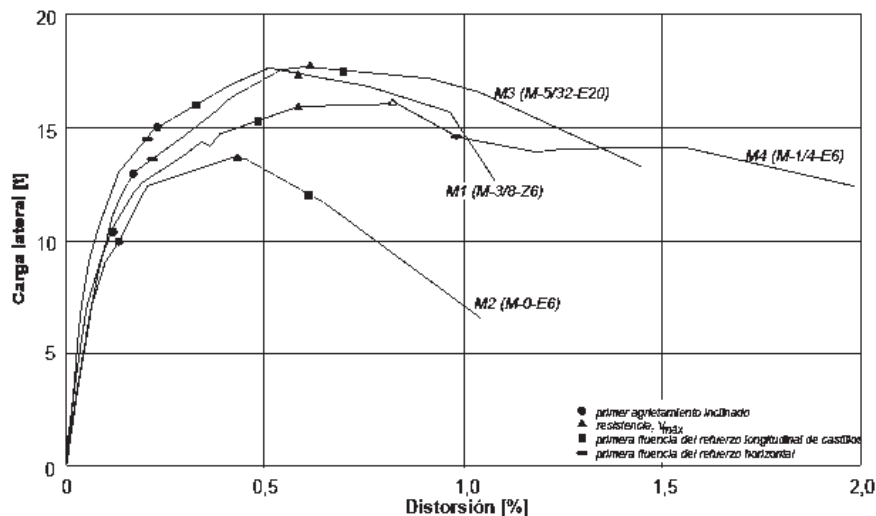


Fig. 2.24 Envolventes de respuesta de los especímenes.

A continuación se presentan las principales conclusiones del informe:

- El agrietamiento en el modelo de control mostró una inclinación de 45° aproximadamente, concentrando el daño en una o dos grietas inclinadas principales que penetraron a los cuatro extremos de los castillos.
- Los modelos reforzados horizontalmente, mostraron una distribución más uniforme del daño en el panel de mampostería, con una inclinación ligeramente inferior a 45°. La formación de un puntal de compresión para resistir la carga lateral fue más o menos evidente en todos los modelos.

- La comparación del comportamiento entre los modelos reforzados horizontalmente y el modelo de control mostró que la colocación de refuerzo horizontal redundó en un incremento en la resistencia y en la capacidad de deformación de los muros.

2.4.3. Selección del programa experimental

Entre los programas experimentales descritos anteriormente se decidió seleccionar el trabajo de Aguilar y Alcocer(1997), como el más adecuado para ser modelado numéricamente ya que los especímenes ensayados son muros individuales y las piezas utilizadas fueron macizas, lo cual facilita el modelado numérico y nos permite centrar la atención en las variables de interés en este trabajo. En el capítulo siguiente se describe con más detalle el muro seleccionado.

3. MODELO NUMÉRICO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA CON Y SIN REFUERZO HORIZONTAL

En la primera parte de este capítulo se trata con detalle el modelo experimental del muro seleccionado en donde se resaltan sus características geométricas, características mecánicas de los materiales utilizados, cargas aplicadas, etc. Asimismo se describe el comportamiento observado durante la prueba experimental; principalmente la curva carga lateral contra distorsión y patrones de agrietamiento. En la segunda parte se trata con detalle el modelo numérico así como los modelos constitutivos utilizados para los materiales constituyentes de la mampostería.

3.1. Descripción del muro seleccionado

El modelo experimental seleccionado en este trabajo es representativo de muros de mampostería tradicionalmente construidos en México para viviendas unifamiliares, dicho muro se ensayó en el CENAPRED por Aguilar y Alcocer(1997), y corresponde al muro denominado M2 en dicho trabajo; asimismo, este muro se seleccionó como muro de referencia en el programa experimental. La característica principal de este muro es que no contó con ningún tipo de acero de refuerzo dentro del panel de mampostería.

El espécimen M2 es un muro de mampostería de 2,50 x 2,50 m de dimensiones nominales, construido con piezas macizas de barro recocido de fabricación tradicional. El confinamiento consistió en dos castillos de sección rectangular de dimensiones nominales de 12 x 15 cm y un sistema dala-losa en la parte superior. La sección nominal de la dala fue de 12 x 25 cm; la losa contó con un espesor de 10 cm y un ancho de 80 cm. La geometría y dimensiones del muro se presentaron anteriormente en la figura 2.22.

Las piezas utilizadas en la construcción del panel de mampostería fueron tabiques rojos recocidos de arcilla hechos a mano, provenientes de Chalco, con dimensiones aproximadas

de largo, ancho y espesor de 24, 12 y 6 cm, respectivamente. Las piezas de tabique fueron unidas mediante juntas de mortero tipo I de 1 cm de espesor promedio. A partir de las pruebas experimentales realizadas en el mortero utilizado en la construcción del muro M2, se obtuvo una resistencia promedio a la compresión de 8,3 MPa (85 kg/cm²) y un coeficiente de variación cercano al 25%.

Las propiedades mecánicas de la mampostería se evaluaron mediante el ensaye de tres pilas y tres muretes sometidos a compresión axial y compresión diagonal, respectivamente. Los valores índice obtenidos de la resistencia a la compresión, módulo de elasticidad y resistencia a fuerza cortante, así como el módulo de cortante, se resumen en la tabla 3.1.

Tabla 3.1 Propiedades mecánicas de la mampostería del muro M2, Aguilar y Alcocer(1997).

Parámetro evaluado	Mampostería espécimen M2 MPa(kg/cm ²)
Resistencia en compresión	2.6 (27)
Resistencia a fuerza cortante	0.26 (2.6)
Módulo de elasticidad	714.7 (7285)
Módulo de cortante	475.8 (4850)

El peso volumétrico promedio del concreto empleado en el colado de los elementos confinantes fue de 19.62 kN/m³ (2,0 t/m³). La calidad del concreto se evaluó a través de un sistema de muestreo aleatorio y de pruebas estandarizadas. Los resultados del ensaye de cilindros en laboratorio, mostraron un coeficiente de variación máximo de 3%. La resistencia promedio a la compresión de cilindros de concreto de los castillos y dala correspondiente al espécimen M2 fue de 27.47 y 26.98 MPa (280 y 275 kg/cm²) respectivamente.

Los valores que caracterizan el comportamiento del acero empleado en el marco de confinamiento compuesto por castillos y dala se determinaron mediante pruebas de tensión. Los resultados promedio correspondientes a estos ensayes se encuentran en la tabla 3.2. La geometría y el armado del espécimen M2 se mostraron anteriormente en la figura 2.14.

Tabla 3.2 Propiedades mecánicas promedio del acero de refuerzo utilizado en el muro M2, Aguilar y Alcocer, (1997).

Denominación	f_y	ϵ_y	f_u
	MPa(kg/cm ²)	(%)	MPa(kg/cm ²)
# 2	232.5 (2370)	0.2	445.86 (4545)
# 3	447.34 (4560)	0.2	679.34 (6925)
# 4	434.58 (4430)	0.2	714.66 (7285)

Los castillos del espécimen M2 se reforzaron longitudinalmente por cuatro barras # 3 y transversalmente por estribos lisos de alambón # 2 con separación de 20 cm. Se colocaron siete estribos a cada 6 cm en los extremos de los castillos con el fin de evitar una falla prematura debida a corte. La dala se reforzó longitudinalmente con cuatro varillas # 4 y estribos lisos de alambón # 2 separados a cada 20 cm. Finalmente, la losa se armó con bastones # 4 a cada 20 cm en el sentido corto y cinco barras en el sentido longitudinal # 3 con la misma separación.

3.2. Dispositivo de carga

El dispositivo de carga empleado en el ensaye del modelo *M2* consistió en una estructura metálica formada por una columna y una viga anclada a la losa y muro de reacción. En la figura 3.1 se presenta la vista lateral del marco de carga.

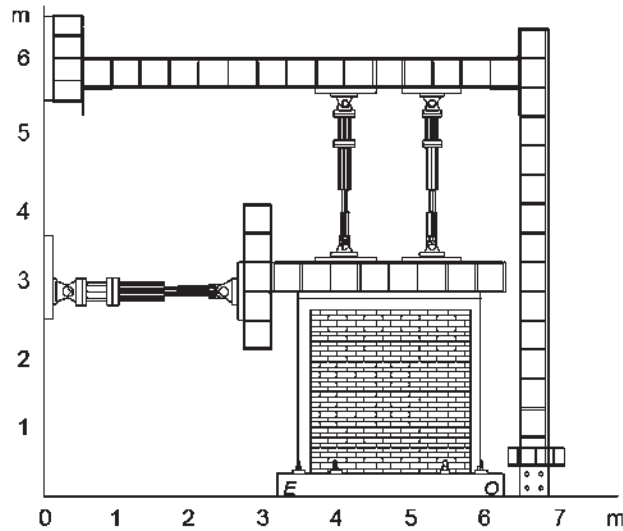


Fig. 3.1 Vista lateral del marco de carga Aguilar y Alcocer(1997).

Se utilizaron dos gatos de 490.5 kN (50 t) colocados verticalmente para simular las cargas vivas y muertas de actúan en una estructura real. Asimismo, se dispuso de un gato colocado de forma horizontal de 981 kN (100 t) de capacidad, el cual se empleó para aplicar la carga lateral cíclica al modelo experimental.

El esfuerzo vertical aplicado fue de 0.49 MPa (5 kg/cm^2), se mantuvo constante a lo largo de la prueba y es equivalente al estado de esfuerzos axiales que se presenta en una vivienda económica típica de cuatro o cinco niveles.

El modelo M2 se llevó a la falla mediante un ensaye cuasi estático, aplicando ciclos alternados de carga lateral. La historia de carga del modelo se presenta en la figura 3.2. La historia de carga que se siguió durante el ensaye se dividió en dos partes. La primera fue controlada por carga hasta presentarse el primer agrietamiento, después de éste, la prueba fue controlada por distorsión.

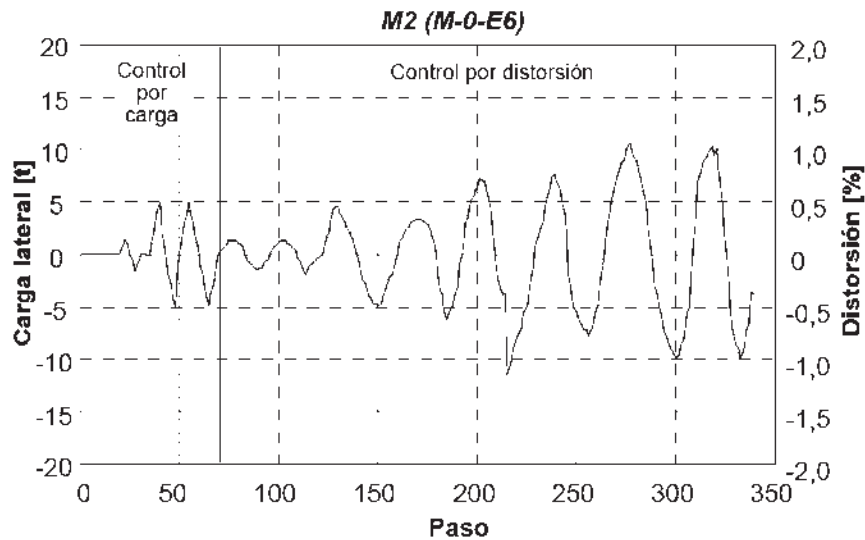


Fig. 3.2 Historia de carga aplicada al modelo M2, Aguilar y Alcocer, (1997).

3.3. Comportamiento del muro seleccionado

El comportamiento mostrado por el muro M2 es típico de muros de mampostería confinada. Se registró a lo largo del ensaye un patrón bien definido de grietas con una inclinación cercana a los 45°. Antes de la falla, estas grietas diagonales penetraron en los extremos superiores de ambos castillos, deteriorando la unión castillo-dala y la región circundante de la losa.

En la etapa inicial del ensaye, el espécimen mostró una relación elástica-lineal entre la carga lateral y la distorsión. Este comportamiento se extendió hasta el tercer ciclo, en el que apareció el primer agrietamiento inclinado en el panel. El control por distorsión de la prueba se inició en este punto y se prolongó hasta el ciclo -10 a 0,99% de distorsión (2,4 cm aproximadamente), punto en que se presentó la falla del muro.

En la figura 3.3 se presentan cuatro etapas en la evolución del daño del modelo M2. La primera corresponde al ciclo +3 a 0,13% de distorsión en el que se registró el primer agrietamiento inclinado; la segunda al ciclo +6 a 0,34% de distorsión, en la cual las grietas diagonales penetraron a los elementos confinantes dañando incluso la losa; la tercera al

ciclo +8 a 0.72% de distorsión, en la cual se inició el aplastamiento del tabique en el cruce de las grietas diagonales, y la cuarta al ciclo -10 a 0.99% de distorsión, que corresponde al patrón final de agrietamiento.

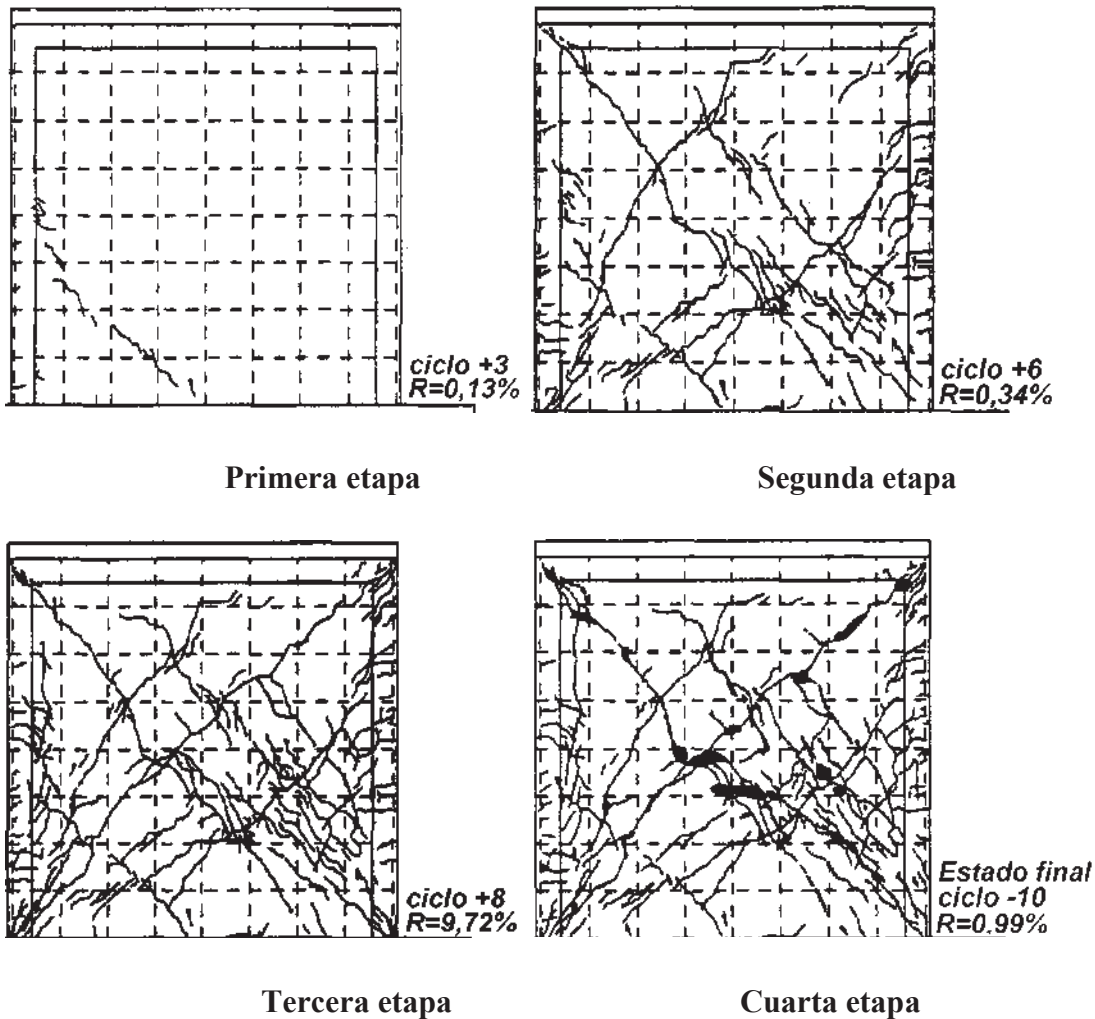


Fig. 3.3 Evolución del agrietamiento durante el ensaye del espécimen M2, Aguilar y Alcocer, (1997).

El modo final de daño del modelo M2 mostró grietas inclinadas que penetraron en las uniones de los elementos del marco de confinamiento. Ocasionalmente, las grietas diagonales se escalonaron a través de las juntas de mortero. Se presentaron otras grietas importantes en forma paralela a la interfaz castillo-panel de mampostería provocando la separación de estos elementos. Las grietas principales penetraron en las cuatro esquinas del muro, sin embargo, el daño fue más importante en las esquinas superiores. Las piezas

ubicadas en el cruce de grietas diagonales principales se deterioraron rápidamente en los ciclos finales.

En la figura 3.4 se presentan las curvas envolventes de los muros ensayados incluyendo el muro M2. Estas envolventes corresponden a los ciclos de carga positivos. Las envolventes de respuesta son curvas construidas a partir de la respuesta carga lateral contra distorsión y son de gran utilidad para comparar el comportamiento de los modelos. La curva para los ciclos negativos del muro ensayado presentó una tendencia semejante a la de la figura 3.4. En dicha figura se han indicado algunos puntos que presentaron especial interés; entre ellos están el primer agrietamiento inclinado, la resistencia y la primera fluencia del refuerzo longitudinal de los castillos. En dicha figura se han indicado algunos puntos que presentaron especial interés; entre ellos están el primer agrietamiento inclinado, la resistencia y la primera fluencia del refuerzo longitudinal de los castillos.

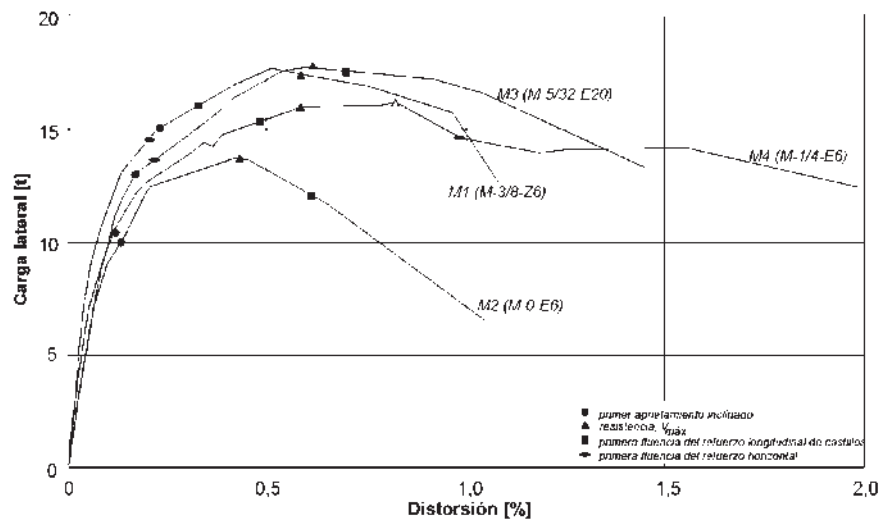


Fig. 3.4 Envolvente de respuesta del espécimen seleccionado M2, Aguilar y Alcocer, (1997).

3.4. Modelado numérico del muro seleccionado

Con el fin de poder simular numéricamente el comportamiento del muro M2, es necesario escoger por un lado el programa de análisis y por el otro, una adecuada técnica de modelación que nos permita reproducir numéricamente los resultados experimentalmente.

Así mismo se deben hacer algunas suposiciones como pueden ser el tipo de análisis que se realizará, en dos o tres dimensiones, condiciones de frontera asignadas al modelo, tipo de elementos finitos utilizados para modelar cada uno de los materiales del muro, entre otros.

3.4.1. Programa Castem2000

El modelo numérico se creó en el programa de elementos finitos Castem 2000 versión 2009. Castem 2000, trabaja de manera versátil, ya que ejecuta instrucciones individuales sin necesidad de tener un código de programación completo. Una de las ventajas es que es muy fácil de identificar los errores y de verificar que la instrucción se esté ejecutando adecuadamente.

Se resume a continuación los pasos en los que es posible generar un modelo numérico en el programa de Castem 2000:

- Se define en qué dimensión se plantea la solución y se seleccionan los tipos de elementos finitos.
- Se genera la geometría y la malla de elementos finitos del espécimen. Para este paso, el programa Castem tiene varias alternativas, la más común es insertando coordenadas, para luego crear las líneas y superficies.
- Se restringen las condiciones límite del modelo y se genera la matriz de rigidez.
- Se asigna la historia de carga, y finalmente
- Se ejecuta el programa paso a paso para que dé la solución al problema planteado.

Castem 2000, incluye intrínsecamente cargado varios modelos de comportamiento que ayudan a precisar las relaciones esfuerzo deformación de los materiales constitutivos de la estructura. También, dispone la opción de insertar alguna nueva ley de comportamiento basadas en relaciones esfuerzo deformación, en caso de que los modelos incluidos no sean representativos del comportamiento de algún material que forme parte de la estructura.

En vista de que las instrucciones se introducen de manera secuencial en Castem 2000, se creó un programa auxiliar escrito en lenguaje Fortran con el fin de generar la malla de elementos finitos más rápidamente. En este programa, se insertan las características

geométricas del muro y el grado de refinamiento de la malla de elementos finitos. Con esto nos da como resultado un archivo de texto externo que contiene las instrucciones que Castem 2000 necesita para generar la malla del muro.

Este programa fue útil para generar las mallas de elementos finitos rápidamente y poder estudiar el efecto de la cuantía del refuerzo horizontal en la resistencia lateral y capacidad de deformación de la mampostería confinada.

3.4.2. Creación del modelo numérico

Debido a que no se presentan cargas en la dirección perpendicular al plano del muro y a que todos los esfuerzos están restringidos prácticamente al plano del muro, se decide simplificar el modelo y plantear la solución en dos dimensiones en un “estado de esfuerzos planos”.

En este trabajo se realizó una simplificación de la técnica de micromodelado, las dimensiones de las piezas (longitud y altura) se expandieron hasta la mitad de la junta de mortero, las cuales son modeladas con elementos continuos, mientras que las juntas de mortero y la interfaz pieza–mortero se modelaron con un elemento discontinuo tipo junta.

Es de nuestro interés conocer el comportamiento global del muro, así como conocer qué sucede al interior del panel de mampostería sobre todo en presencia del acero de refuerzo horizontal, por tal motivo se optó por modelar el muro M2 utilizando la técnica de la micro modelación simplificada.

A continuación se describe el modelo numérico y se comentan las hipótesis usadas en dicho modelo, (ver figura 3.6):

- El modelo numérico se creó en dos dimensiones debido a que los muros de mampostería trabajan básicamente en el plano cuando son sometidos a cargas paralelas a dicho plano.
- El concreto de la losa, dala y castillos, así como los tabiques, se modelaron con elementos finitos tipo cuadrilátero de cuatro nodos QUA4.

- El acero longitudinal y transversal de los elementos confinantes dala y castillos, así como el acero longitudinal de la losa, se modelaron con elementos finitos tipo barra de dos nodos.
- Las juntas de interfaz presentes entre los elementos confinantes y el panel de mampostería, así como las juntas verticales y horizontales presentes dentro del panel del muro, se modelaron con elementos tipo junta de cuatro nodos y espesor nulo.
- Con el fin de reducir la memoria computacional y el tiempo de ejecución de las corridas en cada simulación, se decide utilizar la técnica de la micro modelación simplificada. Para tal fin, se concentró el comportamiento de las juntas de mortero y el comportamiento de la interfaz tabique – mortero en un solo comportamiento. Con el propósito de respetar la geometría original del muro de mampostería M2, las piezas de tabique son expandidas un medio del espesor del mortero en las cuatro direcciones, tal como se muestra en la figura 3.5. Cabe mencionar que las propiedades mecánicas de las piezas expandidas permanecieron iguales a las propiedades de las piezas sin expandir, dado que el ajuste se hizo en las propiedades de las juntas en cada interfaz.

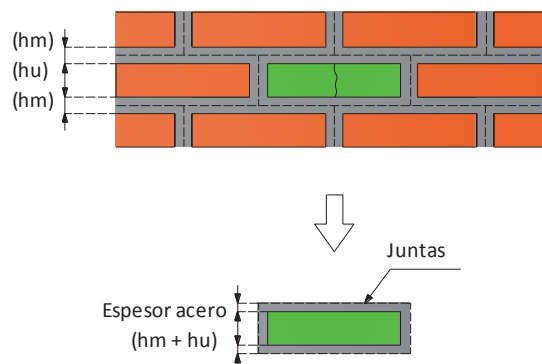


Fig. 3.5 Piezas expandidas en ambas direcciones hasta cubrir el espesor de mortero.

- En todos los casos analizados, se respetaron los mismos tamaños en las divisiones del concreto, tabique y acero de refuerzo para la generación de la malla de elementos finitos. Esto fue por dos razones, la primera es que no es del interés en esta investigación refinar la malla en alguna zona en particular del muro, y la

segunda es debido a que las leyes de comportamiento utilizadas para el concreto y tabique sólo están disponibles en formulación local con el riesgo de que exista dependencia de la respuesta con la malla seleccionada. Se utilizaron el número mínimo de divisiones para cada pieza de tabique, ocho elementos finitos cuadriláteros, cuatro divisiones en el sentido horizontal y dos en el vertical. Los demás elementos, castillos, dala, losa y acero de refuerzo, se dividieron de acuerdo a las divisiones de las piezas.

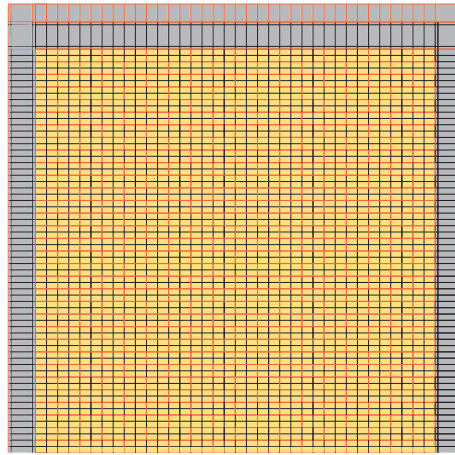


Fig. 3.6 Malla de elementos finitos del espécimen seleccionado M2.

3.5. Modelos constitutivos empleados en el modelo numérico.

Una etapa importante en el modelado numérico consiste en seleccionar los modelos constitutivos de comportamiento en términos de relaciones esfuerzo–deformación de cada uno de los materiales constituyentes de la mampostería. Lo más simple consiste en elegir modelos lineales para todos los materiales, lo cual nos llevaría a un modelo que no sería capaz de reproducir el comportamiento del modelo experimental en su totalidad, pero con un tiempo de cálculo reducido para la obtención de los resultados. A medida que se consideren no linealidades en los materiales, el modelo total será capaz de reproducir el comportamiento del muro, con un tiempo de cálculo elevado.

Las relaciones esfuerzo–deformación asignadas a los materiales del modelo numérico del muro $M2$ se calibraron de manera independiente con base en las características mecánicas disponibles en el reporte del programa experimental realizado en el CENAPRED por Aguilar y Alcocer (1997).

En esta sección se hace una descripción de las propiedades mecánicas expresadas en términos de relaciones esfuerzo–deformación de los materiales que conforman el modelo numérico.

En el caso del concreto y de las piezas de tabique se utilizó el modelo de daño de Mazars que considera el daño de los elementos en cada paso del cálculo como se describe a continuación.

3.5.1. Modelo de daño de Mazars

El modelo de comportamiento de Mazars inicialmente fue propuesto para el concreto de alta resistencia, es un modelo simple, probado y robusto, basado en la mecánica del daño, que permite describir la disminución de la rigidez del material bajo el efecto de la aparición de micro fisuras en el concreto. En el modelo aparece una sola variable interna escalar D , que describe el daño de manera isotrópica pero que toma en cuenta el daño debido a tensión y compresión. Sin embargo, no considera el fenómeno del cierre de fisuras, o en otras palabras, restauración de la grieta.

La relación esfuerzo deformación se determina con la ecuación:

$$\sigma_{ij} = (1 - D)C_{ijkl} \varepsilon_{kl} \quad (i, j, k, l \in [1,3]) \quad (3.1)$$

donde σ_{ij} y ε_{kl} son las componentes del tensor de esfuerzos y deformaciones; C_{ijkl} componentes del operador elástico y D , la variable de daño. La variación del daño está en función de la deformación equivalente $\tilde{\varepsilon}$ que se calcula como:

$$\tilde{\varepsilon} = \sqrt{\sum_{i=1}^3 (\langle \varepsilon_i \rangle_+)^2} \quad (3.2)$$

donde ε_i son las deformaciones principales y $\langle \varepsilon_i \rangle_+ = 0$ si $\varepsilon_i < 0$ ó $\langle \varepsilon_i \rangle_+ = \varepsilon_i$ si $\varepsilon_i > 0$. La evolución del daño se controla con las condiciones:

$$F(\tilde{\varepsilon}) = \tilde{\varepsilon} - k = 0 \text{ y } \dot{F}(\tilde{\varepsilon}) = 0 \quad (3.3)$$

entonces:

$$D = f(k) \text{ con } \dot{D} \geq 0 \quad (3.4)$$

de lo contrario, $\dot{D} = 0$ donde $f(k)$ es la ley de la evolución del daño. Las condiciones anteriores definen el daño elástico reversible. La variable de endurecimiento k toma como valor, el máximo entre $\tilde{\varepsilon}$ y un umbral de daño ko , interpretado como la deformación de tensión uniaxial correspondiente a la tensión pico f_t , la cual puede representarse por:

$$ko = f_t/E \quad (3.5)$$

El daño D puede ser considerado como la combinación de un daño de tensión D_t y de un daño de compresión D_c :

$$D = \alpha_t D_t + \alpha_c D_c \quad (3.6)$$

Donde α_t y α_c son los coeficientes tales que $\alpha_t = 1, \alpha_c = 0$ en tensión uniaxial y $\alpha_t = 0, \alpha_c = 1$ en compresión uniaxial. Si $k = \max(\tilde{\varepsilon}, ko)$, el daño D_t y D_c son dados por:

$$D_t = 1 - \frac{ko(1-At)}{k} - \frac{At}{\exp(Bt(k-ko))} \quad (3.7)$$

$$D_c = 1 - \frac{ko(1-Ac)}{k} - \frac{Ac}{\exp(Bc(k-ko))} \quad (3.8)$$

Para un concreto de alta resistencia, los coeficientes Ac, At, Bc, Bt admiten valores comprendidos entre: $1 < Ac < 1.5$; $10^3 < Bc < 2.10^3$; $0.7 < At < 1.2$; $10^4 < Bt < 5.10^4$. Los coeficientes α_t y α_c , adimensionales, son función de la deformación:

$$\alpha_t = \sum_{i=1}^3 \left(\frac{(\varepsilon_i^t)_+ (\varepsilon_i)_+}{\tilde{\varepsilon}^2} \right) \quad (3.9)$$

$$\alpha_c = \sum_{i=1}^3 \left(\frac{(\varepsilon_i^c)_+ (\varepsilon_i)_+}{\tilde{\varepsilon}^2} \right) \quad (3.10)$$

Las deformaciones $\varepsilon_i = \varepsilon_i^t + \varepsilon_i^c$, en las direcciones principales, son calculadas a partir de las fórmulas:

$$\varepsilon_{ij}^t = (1 - D)C_{ijkl}^{-1}\sigma_{kl}^+ \quad (3.11)$$

$$\varepsilon_{ij}^c = (1 - D)C_{ijkl}^{-1}\sigma_{kl}^- \quad (3.12)$$

En estas expresiones σ_{kl}^+ y σ_{kl}^- son las componentes del tensor de esfuerzos positivos y negativos, la descomposición es realizada en direcciones principales del tensor dependiendo del signo de los esfuerzos principales.

En la figura 3.7 se muestra la relación esfuerzo deformación esquemática del modelo de Mazars.

El modelo descrito fue desarrollado para el concreto, sin embargo, modificando los parámetros de ajuste: A_c , A_b , B_c y B_b , puede utilizarse para las piezas de mampostería.

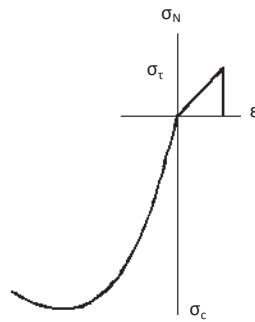


Fig. 3.7 Relación esfuerzo deformación esquemática ante esfuerzo uniaxial del tabique y ladrillo.

3.5.2. Modelo constitutivo para el acero de refuerzo

Para el acero de refuerzo longitudinal y transversal de la dala y castillos, así como el acero empleado en la losa, se utilizó un modelo bilineal, en el cual se tomó una rigidez post-fluencia proporcional al valor de la rigidez elástica.

Es importante señalar, que el acero de alta resistencia utilizado como refuerzo horizontal, también se le asignó una ley de comportamiento bilineal.

3.5.3. Modelo constitutivo para las juntas de mortero

En la figura 3.8 se muestran las leyes de comportamiento que se utilizaron para las juntas de mortero horizontales y verticales en el panel, así como para la interfaz entre el panel y la dala y castillo. En la figura 3.8 (a) se muestra la relación esfuerzo deformación uniaxial en el plano de esfuerzos normales a la junta contra deformación uniaxial, se asume un comportamiento elástico lineal tanto en tensión como en compresión, en compresión el esfuerzo límite tiende al infinito y en tensión tiende al esfuerzo límite σ_t ; en la figura 3.8 (b) se muestra la ley de comportamiento en el plano esfuerzo cortante contra deformación tangencial, el cual es elastoplástico perfecto, y finalmente en la figura 3.8 (c) se presenta el comportamiento de la junta en el plano esfuerzos normal contra cortante, el cual se asocia a un modelo Mohr Coulomb.

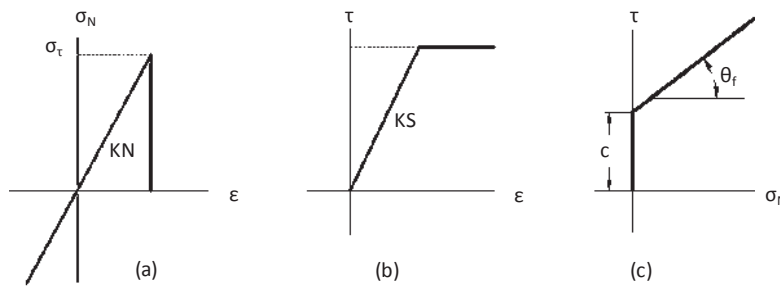


Fig. 3.8 Comportamiento de las juntas de interfaz correspondientes a diferentes estados de esfuerzo: (a) Uniaxial; (b) Cortante, y (c) Esfuerzos combinados, normal contra cortante.

En el siguiente apartado se presentan los valores de los parámetros de cada uno de los modelos constitutivos utilizados en este trabajo, los cuales se seleccionaron de tal manera que cada modelo representara el comportamiento real de los materiales lo más aproximadamente posible, teniendo en cuenta las limitaciones de dichos modelos y buscando un equilibrio entre tiempo máquina y grado de refinamiento de los modelos de los materiales.

3.6. Calibración del modelo numérico

Es de gran utilidad contar con un modelo numérico de un muro de mampostería, adecuadamente calibrado y que simule satisfactoriamente el comportamiento del muro en términos de esfuerzos y deformaciones, y que además se obtenga el modo y nivel de daño correspondiente a las distorsiones presentadas. Con un modelo de estas características, se puede desarrollar un estudio muy amplio de cualquier variable de interés, como por ejemplo estudiar el efecto de variar las propiedades mecánicas de las piezas, o bien, estudiar el efecto de cambiar la geometría del muro, etc.

El criterio que define una buena o mala calibración del modelo numérico, se obtiene comparando los resultados de los modelos numéricos y experimental y aceptando cierta diferencia en los resultados.

Es importante comentar que la simulación numérica se realizó únicamente aplicando la carga lateral en una dirección, básicamente por simplicidad.

A continuación se presenta un resumen de los valores establecidos para cada uno de los parámetros que caracterizan cada modelo constitutivo utilizado y que con ello, se logró obtener la calibración final del modelo numérico.

3.6.1. Acero de refuerzo

Como ya se comentó, para el acero se asumió un comportamiento bilineal, el cual queda definido por tres parámetros: la rigidez inicial, el límite de fluencia y la rigidez de post-fluencia. El rango lineal de comportamiento está gobernado por el valor del módulo de elasticidad, el cual es igual a 210,000 MPa (2,140,000 kg/cm²). El rango no lineal de comportamiento se define como un porcentaje del valor de la rigidez inicial, en este caso del 11% de la rigidez elástica igual a 23,100 MPa (235,470 kg/cm²). El esfuerzo de fluencia del acero empleado fue de 412 MPa (4200 kg/cm²) para el acero de refuerzo longitudinal y de 206 MPa (2100 kg/cm²) para el acero de refuerzo transversal.

Para el acero de alta resistencia se asumió un módulo de elasticidad igual al del acero refuerzo (210,000 MPa), asimismo se consideró un valor de la rigidez post-fluencia del 11% de la rigidez inicial. Sólo el esfuerzo de fluencia fue superior a los anteriores y se consideró igual a 666.6 MPa (6795 kg/cm²).

3.6.2. Concreto de dalas y castillos

Para modelar el concreto de dalas, castillos y losa se utilizó la ley constitutiva de Mazars. Los parámetros que controlan su comportamiento son A_c , A_t , B_c , B_t , k_0 , β , Y_n , U_n y dim . Los parámetros A_c y B_c controlan la resistencia a compresión; A_t , B_t y k_0 , controlan la resistencia a tensión; β , controla la resistencia a cortante; Y_n corresponde al valor del módulo de Young; dim , parámetro que se utiliza para modelar en dos dimensiones; U_n , corresponde al coeficiente de Poisson, finalmente ρ a la densidad volumétrica. En la tabla 3.3 se muestran los valores dados a cada parámetro, todos con unidades adimensionales excepto Y_n , expresado en Pa, dim en metros y ρ en N/m³.

Tabla 3.3 Parámetros del modelo de daño de Mazars para simular al concreto.

A_c	A_t	B_c	B_t	k_0	β	Y_n	U_n	dim	ρ
1.5	0.95	1800	30,000	1.144e-4	1.06	24,000e6	0.22	0.15	24e3

La ley comportamiento se calibró teniendo en cuenta las características del concreto utilizado en el modelo experimental, muro M2. En la tabla 3.3 se muestra el conjunto de parámetros de la ley de comportamiento, los cuales proporcionan el mejor ajuste en cuanto a resistencia a compresión del concreto y forma de la curva esfuerzo-deformación se refiere. La resistencia a compresión obtenida a partir del modelo numérico es igual a la resistencia promedio que se obtuvo de los cilindros de concreto en los castillos y la losa del muro M2 (27.5 MPa) como se muestra en la tabla 3.4.

Tabla 3.4 Propiedades mecánicas del concreto simple, como resultado de calibración del modelo de Mazars.

f^c	Deformación	f_t	Deformación
Mpa	Asociada a f^c	Mpa	Asociada a

(kg/cm^2)		(kg/cm^2)	ft
27.5 (280)	0.002	2.75 (28)	1.144e-4

La deformación asociada a la resistencia máxima a compresión fue de 0.002, el cual es un valor bien conocido para el concreto. Para estos valores de resistencia y deformación fue necesario utilizar un módulo de elasticidad del concreto 24,000 MPa. Para la resistencia a tensión, se consideró una resistencia del 10% de la resistencia a compresión.

3.6.3. Piezas de arcilla recocida

De manera similar al concreto, se utilizó la ley constitutiva de Mazars para las piezas de arcilla recocida, aunque el modelo fue desarrollado para el concreto de alta resistencia, es posible usarlo para las piezas de arcilla utilizando un arreglo de parámetros que permitan obtener las características mecánicas correspondientes a las piezas. En la tabla 3.5 se presenta el grupo de valores utilizados para la calibración del modelo; asimismo, en la tabla 3.6 se presentan las propiedades mecánicas de las piezas obtenidas a partir de la ley de comportamiento calibrada.

Tabla 3.5 Parámetros del modelo de daño de Mazars para simular a las piezas.

Ac	At	Bc	Bt	$k0$	$Beta$	yn	nu	dim	rho
1.8	0.625	910	30,000	1.913e-4	1.06	1,500e6	0.2	0.15	13e3

Debido a que no se contó con las características mecánicas de las piezas utilizadas. Estas características se seleccionaron entre los valores mínimos y máximos reportados en la literatura, de tal forma que la respuesta carga lateral contra distorsión del modelo numérico coincidiera con el modelo experimental del muro M2, calibración que se logró empleando la técnica de prueba y error.

Tabla 3.6 Propiedades mecánicas de las piezas, como resultado de utilizar el modelo de daño de Mazars.

$f'c$	Deformación	Ft	Deformación
Mpa	Asociada a $f'c$	Mpa	Asociada a

(kg/cm^2)		(kg/cm^2)	ft
4.22 (43)	0.004	0.29 (2.94)	1.913e-4

La primera propiedad mecánica calibrada fue el módulo de elasticidad. En la literatura se reportan valores del módulo de elasticidad correspondiente a los tabiques de barro rojo recocido entre 700 y 1,800 MPa (7,130 y 18,350 kg/cm²). El valor del módulo de elasticidad de las piezas seleccionado fue de 1,500 MPa (15,290 kg/cm²). Cabe mencionar que si mantenemos constantes las características mecánicas de los materiales de dalas y castillos, el módulo de elasticidad del tabique influye enormemente en la pendiente de la recta inicial de la curva de envolvente carga lateral contra distorsión del muro confinado.

Asimismo para piezas de tabique de barro rojo recocido con módulo de elasticidad igual a 1500 MPa (15,290 kg/cm²), el valor la resistencia a compresión oscila entre 1.96 y 4.90 MPa (20 y 50 kg/cm²). Seleccionando para fines de este trabajo una resistencia a la compresión de 4.22 MPa (43 kg/cm²) y a una deformación asociada de 0.004. Para la resistencia a tensión del tabique, se consideró como el 7% de la resistencia a compresión.

3.6.4. Juntas de mortero

En el ensaye del muro experimental M2 por Aguilar y Alcocer (1997), no se investigó el comportamiento de las juntas, ya que no se requería para alcanzar los objetivos planteados en el programa experimental, por lo cual se recurrió nuevamente a la literatura. En el trabajo de Van der Pluijm, 1992, se reporta que la resistencia a tensión en la interfaz pieza-mortero oscila entre 0.3 a 0.9 MPa; la resistencia a fuerza cortante se encuentra entre 0.4 y 1.5 MPa y la cohesión se encuentra entre 0.1 a 1.8 MPa, y el ángulo de fricción interna entre 35 y 50°. Estos valores se tomaron como punto de partida para calibrar el modelado de las juntas de interfaz en el modelo numérico. Los valores de los parámetros que mejor se ajustan a la respuesta del muro modelado con respecto al experimental M2, se presentan en la tabla 3.7.

Tabla 3.7 Valores de los parámetros del modelo constitutivo de las juntas de interfaz

σ_t	KN	KS	Cohesión, c	Fricción,
------------	----	----	---------------	-----------

<i>Mpa</i> (kg/cm ²)	<i>MPa</i> (kg/cm ²)	<i>Mpa</i> (kg/cm ²)	<i>Mpa</i> (kg/cm ²)	Φ_f Grados
1.66 (16.92)	73,800 (752,290)	9,880 (100,710)	0.83 (8.5)	35°

La rigidez normal, KN de las juntas, influye en la rama inicial del comportamiento lineal del muro *M2*, mientras que los demás parámetros de las juntas listados en la tabla 3.7, influyen básicamente después de que aparece el agrietamiento en el panel.

3.6.5. Respuesta carga lateral-distorsión modelo calibrado

Una vez calibrado el modelo numérico del muro, se realizó la simulación final, para ello se le aplicó en la parte superior una carga vertical equivalente a 0.5 MPa en 10 incrementos, la cual se mantuvo constante durante todo el análisis. En el décimo paso de integración se comenzó a aplicar pequeños incrementos de la carga lateral controlada por desplazamientos laterales. En la figura 3.9 se muestran las curvas carga lateral-desplazamiento, en rojo la curva envolvente del modelo experimental *M2* de Aguilar y Alcocer(1997), y en azul la respuesta del modelo numérico. En el eje vertical se grafica la carga lateral aplicada en la parte superior del muro en kN, y en el eje horizontal se grafica el desplazamiento lateral en mm. Como se puede observar en la misma figura, los resultados numéricos se aproximan con bastante precisión a los resultados experimentales, por lo que se considera que la calibración realizada es adecuada. La caída abrupta de la resistencia que se observa al final de la curva de la simulación numérica, puede deberse a la combinación de múltiples elementos que alcanzan la falla y producen inestabilidad numérica en el programa.

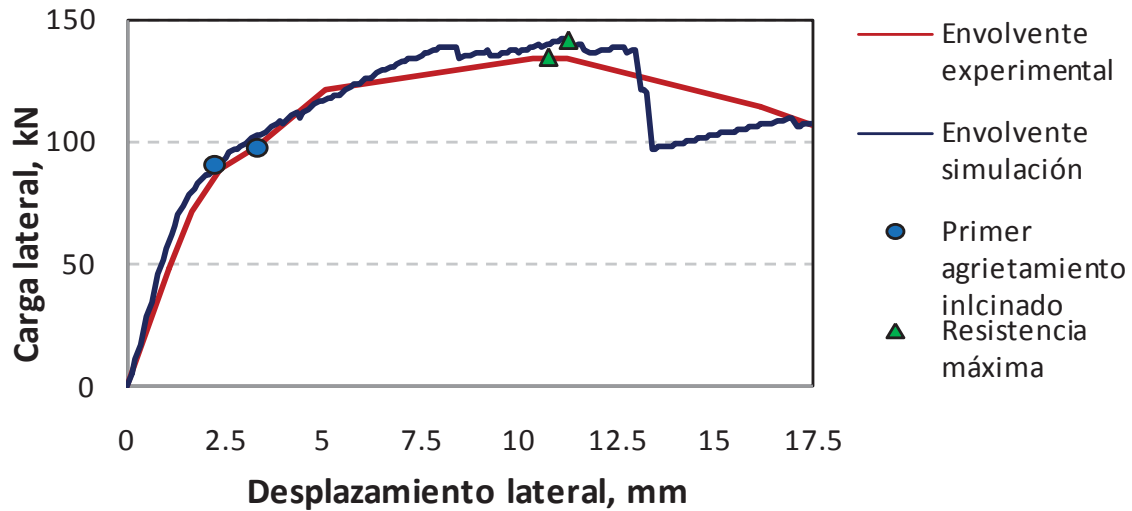
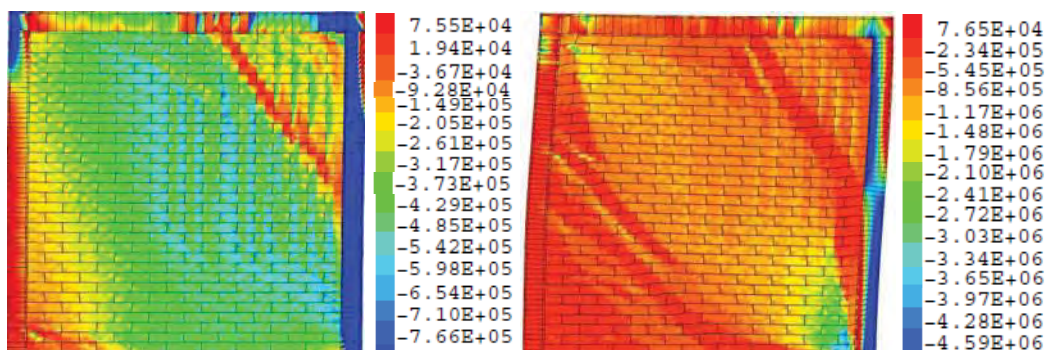


Fig. 3.9 Comparación de las curvas de envolvente obtenidas en la simulación numérica y experimentalmente

Asimismo se observa que el modelo numérico captura adecuadamente varios puntos importantes de la curva con bastante precisión, la rigidez inicial, la resistencia y desplazamiento asociados al primer agrietamiento diagonal así como los asociados a la resistencia máxima.

En la figura 3.10 se presenta el patrón de daño correspondiente a tres etapas durante la simulación numérica, la primera corresponde a la formación de la primera grieta inclinada, la cual se presentó a una distorsión de 0.09%; la segunda corresponde a la resistencia máxima, presentada para una distorsión de 0.45, y la tercera corresponde al estado final de daño, ocurrida para una distorsión de 0.71%.

En la etapa final del comportamiento, se presentó aplastamiento de la mampostería en el centro del panel así como en la esquina superior izquierda del muro como se observa en la figura 3.10 (c), lo que provocó la caída de resistencia en la simulación en forma abrupta.



(a) Distorsión: 0.09% (2.2mm)(b) Distorsión: 0.45% (11.2mm)

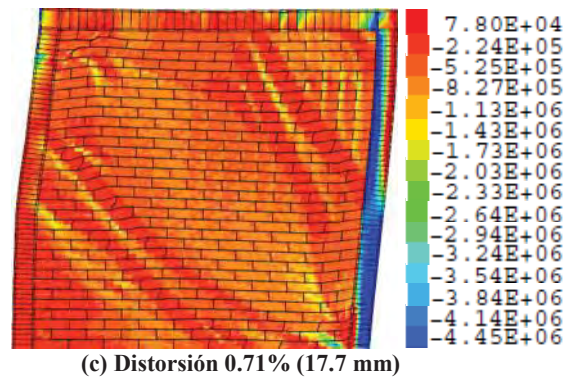


Fig. 3.10 Patrones de daño correspondientes a distintos niveles de distorsión: (a) Primer agrietamiento, (b) Resistencia máxima, y (c) Estado final de daño

El modelo numérico presentado captura aceptablemente la curva carga lateral-desplazamiento, así como los patrones de daño presentados experimentalmente. Dicho modelo numérico servirá de base para realizar el estudio paramétrico, el cual se presenta en el siguiente capítulo.

4. ESTUDIO PARAMÉTRICO Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

Recordemos que en el trabajo experimental de Aguilar y Alcocer(1997), se estudió la influencia del acero de refuerzo colocado horizontalmente entre las juntas de mortero de muros de mampostería confinada y sometidos a cargas laterales. En ese trabajo, se llevaron a la falla cuatro especímenes sin aberturas con relación de aspecto (altura entre longitud) igual a uno. La variable de estudio fue la cuantía del acero de refuerzo horizontal, las cuales fueron: 0.211%, 0.071% y 0.190%, el cuarto muro no contó con refuerzo horizontal y sirvió como muro de comparación. De los resultados de ese trabajo experimental, surgieron los valores del parámetro η empleados en las normas (NTC-DF, 2004). Dicho parámetro representa la eficiencia del refuerzo horizontal y está contenido dentro de la expresión con la cual se calcula la contribución del refuerzo horizontal en la resistencia a cargas laterales. Como se puede observar el criterio establecido se determinó a partir de pocos ensayos experimentales realizados en muros con una relación de aspecto altura/longitud igual a la unidad ($h/l=1$). Sin embargo, existe la incertidumbre si el criterio establecido es válido para otras relaciones de aspecto, otros porcentajes de acero de refuerzo horizontal, o distribuciones del refuerzo con la altura.

En este capítulo se describen los resultados de las simulaciones numéricas de cada una de las variables estudiadas; en la primera parte se presentan los resultados de la simulación tomando como variable la cuantía del refuerzo horizontal dentro del panel; en la segunda se presentan los resultados correspondientes a la relación de aspecto, altura entre longitud (h/l); finalmente, se presentan los resultados considerando como variable la distribución del refuerzo horizontal en toda la altura del muro.

Cabe mencionar que en cada una de las simulaciones, el muro fue llevado a la falla con carga monótona incremental. Prácticamente toda la carga fue controlada por desplazamientos. Los desplazamientos fueron establecidos en intervalos de 0.1 mm

4.1. Influencia del porcentaje de acero horizontal

4.1.1. Porcentajes de acero de refuerzo horizontal considerados

Con el fin de estudiar la influencia del refuerzo horizontal en el comportamiento de los muros de mampostería, se seleccionaron veinte valores diferentes de cuantías de refuerzo horizontal, se incluyeron valores fuera de los límites considerados en las normas mexicanas vigentes (NTC-DF, 2004), dichos porcentajes de acero se resumen en la tabla 4.1 En la misma tabla los valores en negritas, coinciden con los valores de cuantías de refuerzo horizontal utilizadas en los tres muros ensayados en el CENAPRED por Aguilar y Alcocer(1997).

Tabla 4.1 Cuantías de refuerzo horizontal utilizadas en el modelo numérico.

Simulación	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10
ρ_h	0.001	0.005	0.018	0.032	0.045	0.059	0.072	0.086	0.099	0.113
Simulación	S11	S12	S13	S14	S15	S16	S17	S18	S19	S20
ρ_h	0.126	0.140	0.153	0.167	0.180	0.194	0.207	0.221	0.234	0.248

En la figura 4.1 se muestra la malla de elementos finitos en el cual se incluye el acero de refuerzo horizontal. En estas simulaciones se mantuvo constante la distribución de acero de refuerzo horizontal en toda la altura del panel, se decidió colocar el refuerzo horizontal a cada cuatro hiladas de tabique atendiendo las recomendaciones de las NTC-DF, 2004. Asimismo se mantuvo constante la relación de aspecto h/l , la cual fue igual a uno en las veinte simulaciones numéricas.

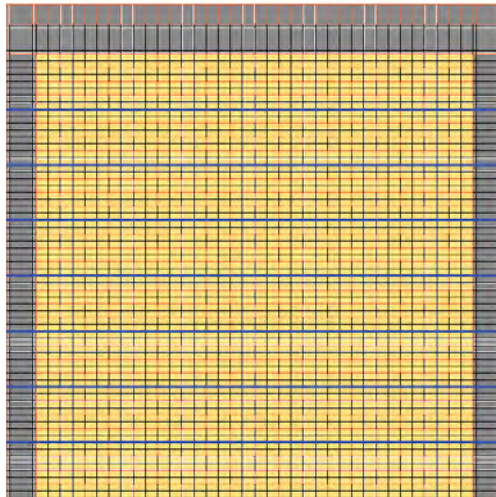


Fig. 4.1 Malla del modelo numérico con refuerzo horizontal.

4.1.2. Análisis de resultados de la variación del porcentaje de refuerzo horizontal

El análisis de resultados se realiza comparando la fuerza cortante máxima resistida del muro confinado y con refuerzo horizontal, V_{RHS} normalizada con respecto a la fuerza cortante máxima resistida del muro de mampostería confinado sin contar con refuerzo horizontal, V_{RS} , ambas resistencias V_{RHS} y V_{RS} obtenidas a partir de las simulaciones numéricas. Así la relación V_{RHS}/V_{RS} es una medida de la resistencia lateral que el muro reforzado horizontalmente gana con la presencia del refuerzo horizontal. En la figura 4.2 se grafican en el eje vertical la relación V_{RHS}/V_{RS} y en el eje horizontal el producto $\rho_h f_{yh}$ que es una medida del porcentaje de acero, ρ_h es el porcentaje de acero del refuerzo horizontal y f_{yh} representa el esfuerzo de fluencia del acero.

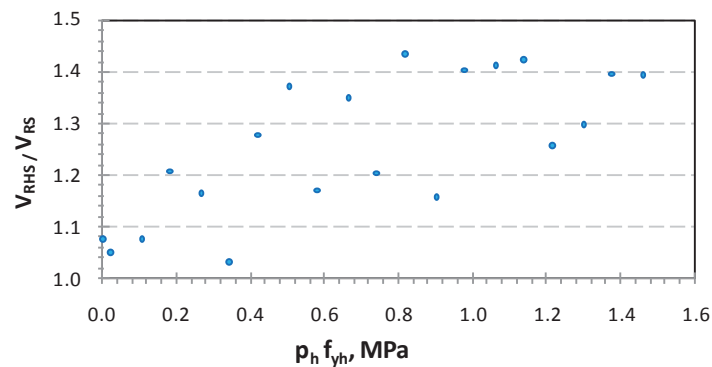


Fig. 4.2 Resistencia a carga lateral de muros modelados con refuerzo horizontal.

Los puntos en la misma figura representan los resultados de cada una de las simulaciones *S1* hasta *S20* (ver tabla 4.1).

En la figura 4.2 se puede observar que la ganancia en la resistencia del muro con refuerzo horizontal tiende a incrementarse a medida que se utiliza un mayor porcentaje de refuerzo horizontal. Sin embargo, para valores de $\rho_h \cdot f_{yh}$ superiores a 0.8 MPa, se aprecia una pequeña disminución de la ganancia en resistencia de los muros reforzados.

En la figura 4.3 se observa que para cualquier porcentaje de refuerzo horizontal, la fuerza cortante resistente en el momento en que aparece la primera grieta es de 90 kN (9.2 t) y el desplazamiento lateral asociado medido en la parte superior del muro fue de 2.2 mm, que corresponde a una distorsión igual a 0.088%. Lo anterior nos permite afirmar que la fuerza cortante resistente medida cuando se presenta el primer agrietamiento no depende del porcentaje de refuerzo horizontal. Esta observación ha sido confirmada anteriormente por varios autores, por ejemplo en el trabajo de Tena y Miranda (2002).

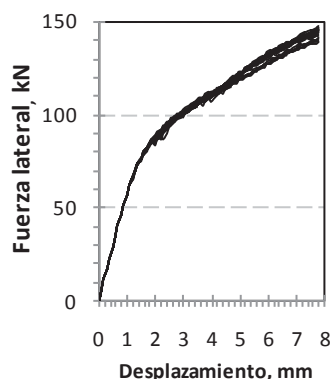


Fig. 4.3 Gráficas fuerza cortante contra desplazamiento de muros modelados con distintos porcentajes de refuerzo horizontal

En la figura 4.4, se muestran los diagramas de isovalores de esfuerzos principales de compresión para el muro con porcentaje de refuerzo horizontal igual a 0.099%, simulación *S9*, para dos niveles de distorsión; en la figura 4.4 (a) se muestra el muro con una distorsión igual a 0.45% (11.3mm), la cual está asociada a la resistencia, y en la figura 4.4(b) se presenta el estado final con una distorsión de 1.21% (30.3mm). El conjunto de grietas (color más intenso) está orientado a 45° aproximadamente. Sólo se formaron en una

dirección debido a que la carga se aplicó únicamente en una dirección. Todos los muros modelados presentaron este patrón de isovalores.

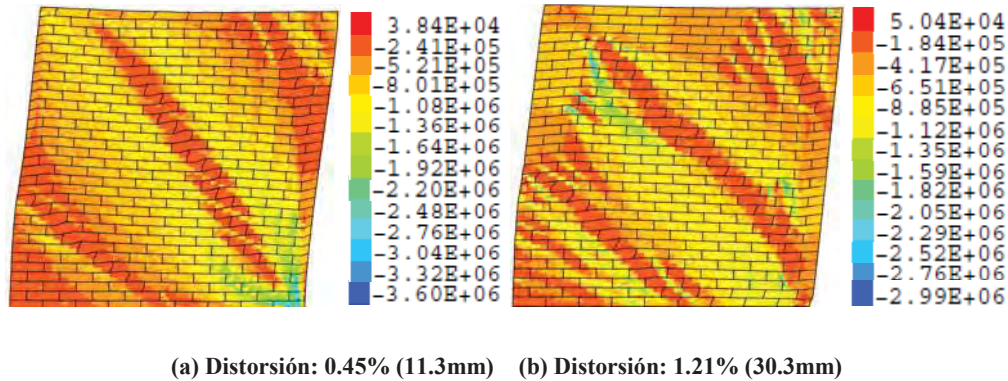


Fig. 4.4 Estados de daño del muro modelado con cuantía 0.099%. (a) Resistencia máxima y (b) estado final de daño.

En algunos muros, sobre todo para cuantías pequeñas, se presentó mayor daño en las esquinas superior izquierda e inferior derecha. Los patrones de daño descritos corresponden satisfactoriamente a los obtenidos experimentalmente por Aguilar y Alcocer(1997), (ver figura 4.5 en estados de daño de los muros).

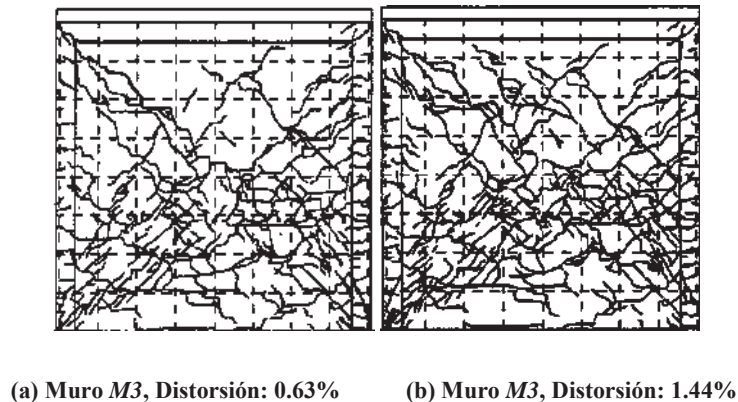


Fig. 4.5 Estados de daño del muro experimental M3 con cuantía 0.071%, Aguilar y Alcocer (1997). (a) Resistencia máxima y (b) estado final de daño.

Además de analizar los resultados globales del muro, también es de nuestro interés saber que ocurre con el comportamiento del acero de refuerzo horizontal. En la figura 4.6 se grafica en el eje horizontal el producto $p_h f_{yh}$, y en el eje vertical la fuerza de tensión promedio de las barras de acero, la cual se obtuvo para la deformación asociada a la resistencia máxima de cada muro. Como se esperaba, la tendencia observada es muy

similar a la mostrada en la figura 4.2, la fuerza de tensión en el acero se incrementa a medida que se suministran mayores porcentajes de refuerzo horizontal p_h , y para valores de $p_h f_{yh}$ mayores de 1.0 MPa se presenta una pequeña disminución de la fuerza de tensión.

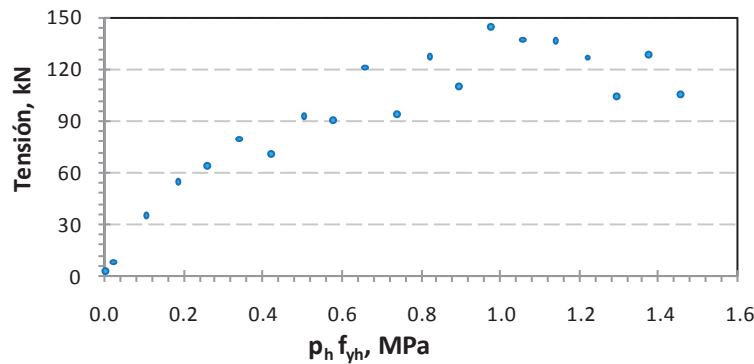


Fig. 4.6 Fuerza de tensión en el acero de refuerzo horizontal

Las gráficas anteriores muestran que el incrementar el porcentaje del refuerzo horizontal incide directamente en la fuerza de tensión promedio del acero horizontal registrado en la simulación de cada muro, pero esto es válido hasta valores de la relación $p_h f_{yh}$ igual a 1.0 MPa, para valores mayores la fuerza de tensión promedio no se incrementa, al contrario experimentan una disminución del orden del 30% para porcentajes del acero de refuerzo horizontal muy grandes. La caída de la fuerza de tensión promedio registrada en el acero, se debe a que éste comienza a ser menos eficiente para grandes cuantías de refuerzo.

4.2. Influencia de la relación de aspecto

La mayoría de los programas experimentales desarrollados para investigar el comportamiento de los muros de mampostería sujetos a cargas laterales, se han desarrollado en muros con relación de aspecto (h/l) igual a uno. En particular, el estudio experimental de Aguilar y Alcocer(1997), en el cual se estudió la influencia que tiene el acero de refuerzo horizontal en la resistencia a cortante de los muros, se realizó precisamente en muros con relación h/l igual a la unidad. Por lo que es de gran interés

conocer si las conclusiones derivadas de ese trabajo y las obtenidas en el capítulo anterior, siguen siendo válidas para otras relaciones h/l .

En esta sección se describen las simulaciones numéricas realizadas con el fin de estudiar la eficiencia del refuerzo horizontal tomando como variable la relación de aspecto de los muros de mampostería.

4.2.1. Relaciones de aspecto consideradas

Se entiende como relación de aspecto a la relación de la altura dividida entre la longitud del muro. Tanto la altura como la longitud se pueden variar para estudiar dicho parámetro. Debido a que la altura típica de los muros de mampostería en las construcciones es de aproximadamente 2.5 m, en este estudio se decide dejar la altura como constante y variar la su longitud.

Con el propósito de investigar la influencia del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería confinados, tomando como variable la relación de aspecto, se desarrollaron dos series de simulaciones numéricas las cuales se describen a continuación.

- Influencia de la relación de aspecto considerando un porcentaje de acero de refuerzo horizontal constante

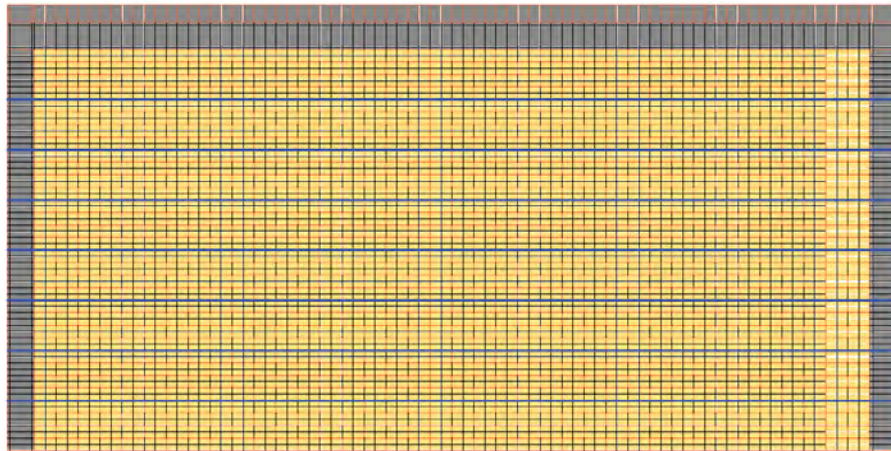
En esta primera serie de simulaciones numéricas se mantuvo constante la cuantía del refuerzo horizontal igual a 0.072%, cuantía aproximada correspondiente al mínimo permitido por las normas vigentes (NTC-DF, 2004). Se eligió un valor pequeño, debido a que en estudios experimentales previos (Alcocer et al.[1997], así como en Aguilar y Alcocer[1997]), se demostró que la eficiencia del refuerzo horizontal es mayor utilizando cuantías pequeñas.

Se seleccionaron 16 relaciones de aspecto diferentes, $RA1$ hasta $RA16$, se mantuvo la altura constante igual a 2.5 m y se varió la longitud de tal manera que la relación de aspecto variara de 0.5 a 2 aproximadamente. Los valores se muestran en la tabla 4.2. En este intervalo, se construyen la mayoría de los muros en las edificaciones.

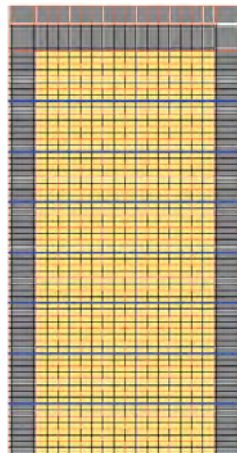
Tabla 4.2 Valores de relación de aspecto utilizados en la primera serie de simulaciones.

Simulación	RA1	RA2	RA3	RA4	RA5	RA6	RA7	RA8
Relación h/l	0.503	0.529	0.558	0.590	0.059	0.626	0.714	0.769
Simulación	RA9	RA10	RA11	RA12	RA13	RA14	RA15	RA16
Relación h/l	0.831	0.905	0.994	1.102	1.236	1.407	1.633	1.945

Asimismo, en la figura 4.7 se muestra la malla correspondiente a dos muros, en la figura 4.7 (a) aparece el muro más robusto utilizado en estas simulaciones al que le corresponde una relación de aspecto igual a 0.503 y en la figura 4.7 (b) se muestra el muro más esbelto, al cual le corresponde una relación de aspecto de 1.945. Los 16 modelos de muros cuentan con 7 líneas de acero de alta resistencia como refuerzo horizontal.



(a) Muro con relación de aspecto igual a 0.503



(b) Muro con relación de aspecto igual a 1.945

Fig. 4.7 Malla del modelo numérico del muro.

- **Influencia del porcentaje del refuerzo horizontal en muros esbeltos y robustos**

En la segunda serie de simulaciones numéricas, se estudio la eficiencia del refuerzo horizontal para dos muros: el primero para un muro robusto con relación $h/l=0.558$ y el segundo para un muro esbelto con relación $h/l=1.633$. Para cada relación de aspecto se seleccionaron 7 valores de cuantía de refuerzo horizontal. En total se realizaron 12 simulaciones numéricas. En la tabla 4.3 se muestran los valores de las cuantías de acero de refuerzo horizontal empleadas.

<i>Simulación $h/l=0.558$</i>	<i>R1</i>	<i>R2</i>	<i>R3</i>	<i>R4</i>	<i>R5</i>	<i>R6</i>	<i>R7</i>
ρ_h	0.0045	0.045	0.072	0.099	0.153	0.194	0.234
<i>Simulación $h/l=1.633$</i>	<i>E1</i>	<i>E2</i>	<i>E3</i>	<i>E4</i>	<i>E5</i>	<i>E6</i>	<i>E7</i>
ρ_h	0.0045	0.045	0.072	0.099	0.153	0.194	0.234

Tabla 4.3Valores de cuantías de refuerzo utilizados en la segunda serie de simulaciones.

4.2.2. Análisis de resultados de la influencia de la relación de aspecto

El análisis de resultados se realiza comparando la fuerza cortante máxima resistida de los muros reforzados horizontalmente V_{RSR} normalizada con respecto a la fuerza cortante máxima resistida del muro reforzado interiormente con relación $h/l=V_{RSRI}$, ambas resistencias V_{RSR} y V_{RSRI} obtenidas a partir de las simulaciones numéricas. Así la relación V_{RSR}/V_{RSRI} indica que tanto cortante resiste un muro con una determinada relación h/l comparado con el muro con relación $h/l=1$.

En la figura 4.8 se grafica en el eje horizontal la relación de aspecto h/l y en el eje vertical la relación V_{RSR}/V_{RSRI} . Como era de esperarse, la resistencia a cortante de un muro robusto, relación h/l pequeña, es más grande que la obtenida para un muro con relación $h/l=1$, ya que la sección transversal es más grande. A medida que la sección transversal es más pequeña, muro esbelto con relación h/l grande, la resistencia a cortante es inferior que la del muro de referencia.

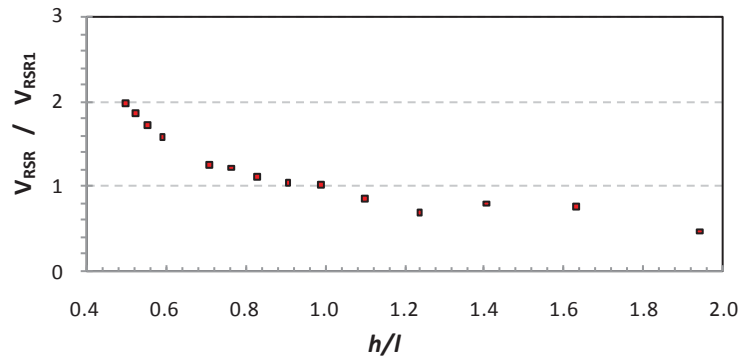


Fig. 4.8 Fuerza cortante resistente para distintas relaciones de aspecto.

Esta misma tendencia se observa claramente en el trabajo experimental desarrollado por Pérez et al. (2009) y que se muestra en la figura 4.9. En la figura se presentan las envolventes de respuesta de siete muros con diferente relación de aspecto y que fueron llevados a la falla con carga cíclica reversible. El principal parámetro de estudio fue la relación de aspecto.

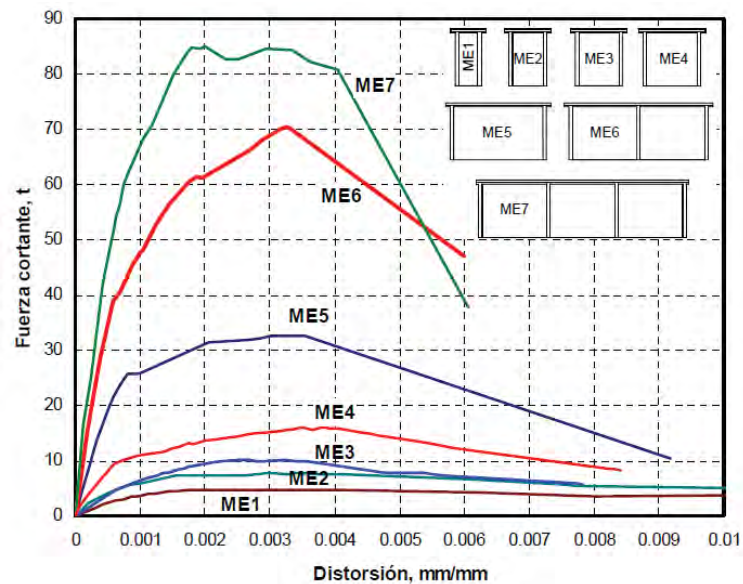


Fig. 4.9 Envolventes de respuesta de siete muros con diferente relación de aspecto, Pérez et al. (2009).

Por otro lado, la figura 4.8, no proporciona información respecto a la contribución del acero de refuerzo en la resistencia a cortante del muro, por lo que es necesario investigar el cortante que toman por separado el panel de mampostería y el refuerzo horizontal.

La figura 4.10, muestra precisamente la cantidad de fuerza cortante resistente en el acero de refuerzo, $V_{RS-REFUERZO}$ y en el panel, $V_{RS-PANEL}$ en relación a la resistencia máxima del muro, $V_{RS-TOTAL}$. En el eje horizontal se grafica la relación de aspecto h/l y en el eje vertical se grafican las relaciones de resistencias $V_{RS-PANEL}/V_{RS-TOTAL}$ y $V_{RS-REFUERZO}/V_{RS-TOTAL}$. En la misma figura se observa que la aportación de $V_{RS-REFUERZO}$ en la resistencia total del muro es más importante para muros esbeltos, relación h/l mayores que 1.25.

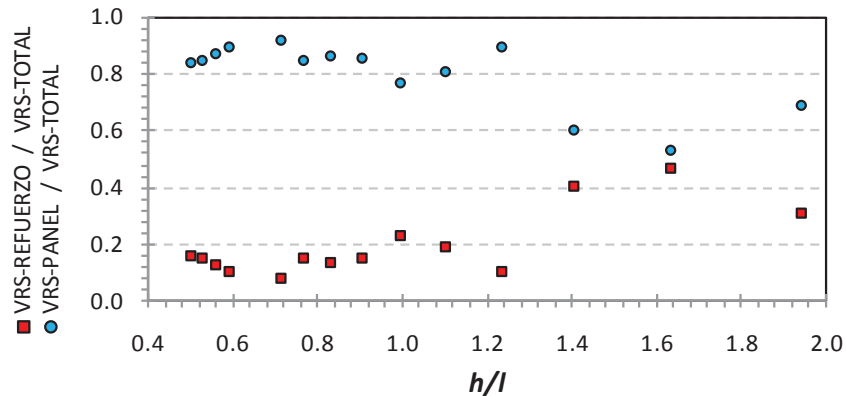


Fig. 4.10 Aportación del panel y del refuerzo en la resistencia total de los muros modelados.

Otra forma muy conveniente de presentar los resultados es mediante el factor de eficiencia calculado a partir de las simulaciones numéricas η_s propuesto en Ruiz (1995), el cual se determinó como la relación $A_{sh} \cdot \Sigma f_{si}$ dividida entre $\rho_h f_{yh} A_t$; el primer término representa la fuerza efectiva medida en el refuerzo horizontal, dada por el área de acero del refuerzo A_{sh} y los esfuerzos promedio registrados en la simulación numérica en las barras horizontales Σf_{si} . El segundo término corresponde al producto del término $\rho_h f_{yh}$, multiplicado por el área de la sección transversal del muro A_t . Los valores f_{si} se leyeron a una distorsión igual a 0.6% (15 mm), distorsión para la cual se presentó el cortante resistente máximo en los muros ensayados experimentalmente en el CENAPRED por Aguilar y Alcocer (1997).

Bajo esta perspectiva, en la figura 4.11, se grafica en el eje horizontal la relación h/l y en el eje vertical la relación de eficiencias η_s dividida entre η_1 . La relación η_s/η_1 es una medida de la eficiencia de un muro con relación h/l respecto a la eficiencia de un muro cuadrado η_1 . Los resultados muestran que la eficiencia del refuerzo horizontal es más importante para muros esbeltos, aproximadamente para relaciones h/l mayores que 1.25.

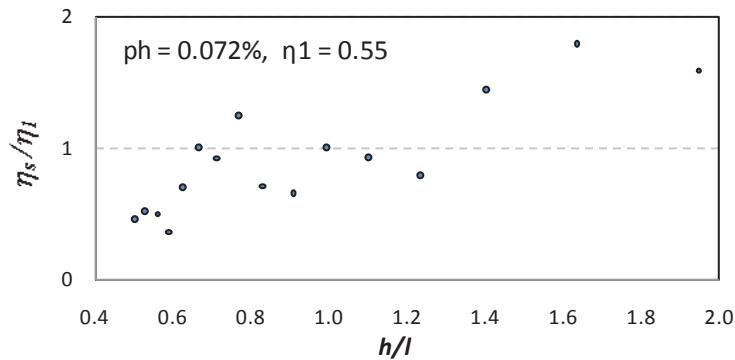


Fig. 4.11 Eficiencia de los muros modelados con distinta relación de aspecto.

Los resultados anteriores muestran que existe una diferencia importante en la contribución de la resistencia del refuerzo horizontal dependiendo si los muros son esbeltos o robustos, es por ello que en el siguiente apartado se investiga la influencia del porcentaje de refuerzo horizontal en la resistencia de dos muros con relación h/l correspondiente a un muro esbelto y a otro robusto.

4.2.3. Análisis de resultados de la influencia del porcentaje de refuerzo horizontal en muros esbeltos y robustos

En esta sección se muestran los resultados considerando dos muros uno robusto, relación pequeña $h/l=0.558$ y otro esbelto, relación grande $h/l=1.633$, y diferentes cuantías del acero de refuerzo horizontal.

En la figura 4.12, se grafica en el eje horizontal la relación h/l , y en el eje vertical la relación de eficiencias η_s/η_1 para 7 cuantía de refuerzo horizontal y para las dos relaciones h/l mencionadas anteriormente. Asimismo, en la misma figura se muestran los resultados correspondientes al muro con relación $h/l=1$ (puntos en la gráfica) comentado en la figura 4.11.

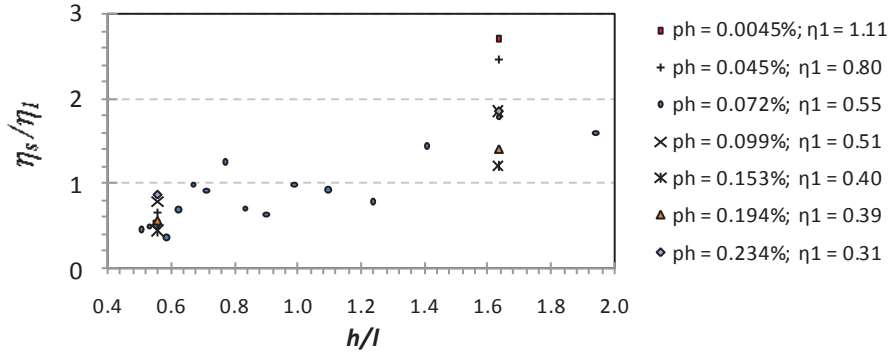


Fig. 4.12 Eficiencia del refuerzo de muros modelados utilizando siete valores de cuantía.

En la figura 4.12 se puede observar que la eficiencia está más concentrada para muros robustos ($h/l=0.558$) que para muros esbeltos ($h/l=1.633$), lo anterior indica que la eficiencia depende en menor medida de la cuantía del refuerzo horizontal para muros robustos. Asimismo, si unimos con una línea el punto $h/l=0.558$ y $\rho_h=0.0045$ con $h/l=1.633$ y $\rho_h=0.0045$ se puede observar que la eficiencia tiene mayor dependencia de la relación de aspecto para cuantías pequeñas que para cuantías grandes.

Estas dos observaciones se pueden corroborar en la figura 4.13 para los dos casos extremos de h/l ; muro robusto (h/l pequeña), la cuantía del refuerzo horizontal influye muy poco en la eficiencia ya que está por debajo de la unidad, y ésta varía entre 0.52 y 0.87 el valor de la eficiencia del muro con relación de aspecto igual a uno. El otro caso es para un muro esbelto, (h/l grande), la cuantía del refuerzo tiene una influencia más importante en la eficiencia ya que se encuentra por arriba de la unidad, y varía entre 1.10 y 2.69 veces con respecto a la eficiencia del muro con relación de aspecto igual a uno.

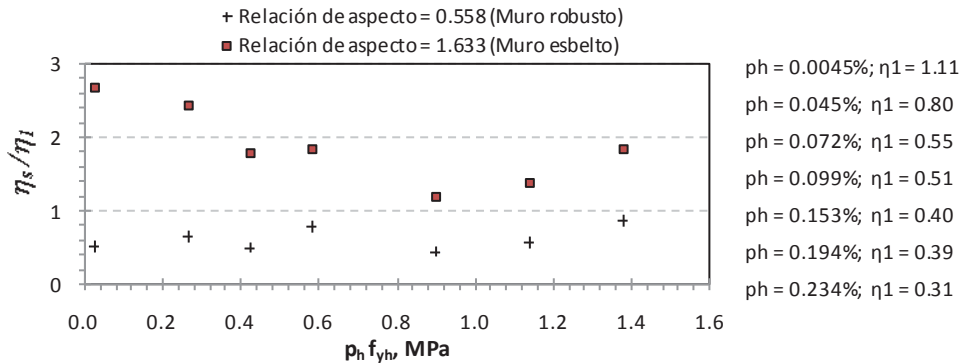


Fig. 4.13 Eficiencia del refuerzo en función de la cuantía para dos casos extremos de relación de aspecto.

En la figura 4.14 se grafica en el eje horizontal la relación de aspecto de los muros y en el eje vertical la relación V_{RSR}/V_{RSRI} . En la figura se muestra que independientemente del valor de la cuantía de refuerzo, la tendencia de la resistencia es la misma.

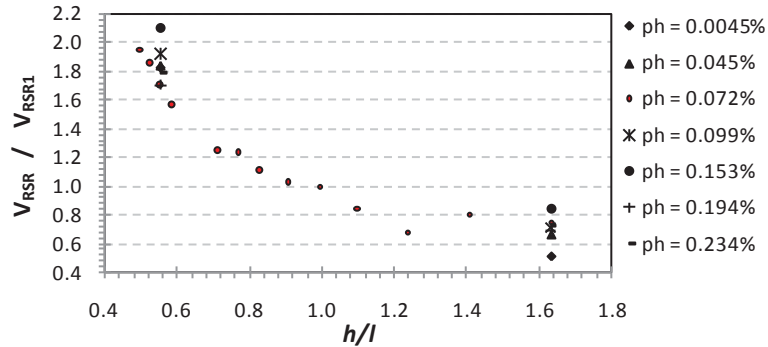


Fig. 4.14 Resistencia de muros modelados utilizando varios valores de cuantía.

En la figura 4.15, se grafica en el eje horizontal la cuantía del refuerzo horizontal y en el eje vertical se grafica la relación V_{RSR}/V_{RSRI} . En la figura se presentan los dos casos extremos $h/l=0.558$ y $h/l=1.633$. En el caso del muro esbelto, la resistencia se encuentra por debajo de la unidad varía entre 0.5 y 0.8 de la resistencia del muro con relación de aspecto igual a uno, y en el caso del muro robusto, la resistencia varía entre 1.7 y 2.1 del valor de la resistencia del muro con relación de aspecto igual a uno.

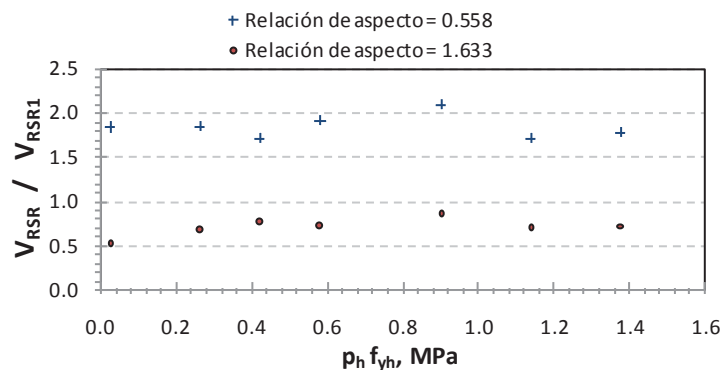


Fig. 4.15 Resistencia de muros modelados utilizando varios valores de cuantía.

Como era de esperarse, no obstante que la variación es aproximadamente la misma en ambos casos, el cortante es más importante en el muro robusto. Dado que las resistencias están presentadas en relación al muro cuadrado, no es posible identificar la contribución del acero de refuerzo horizontal en la resistencia del muro. Para ello es necesario presentar los

resultados como se muestra en la figura 4.16, en esta figura se grafica en el eje horizontal el producto $\rho_h f_{yh}$ y en el eje vertical la relación del V_{RS} del panel y del refuerzo dividido entre $V_{RS-TOTAL}$.

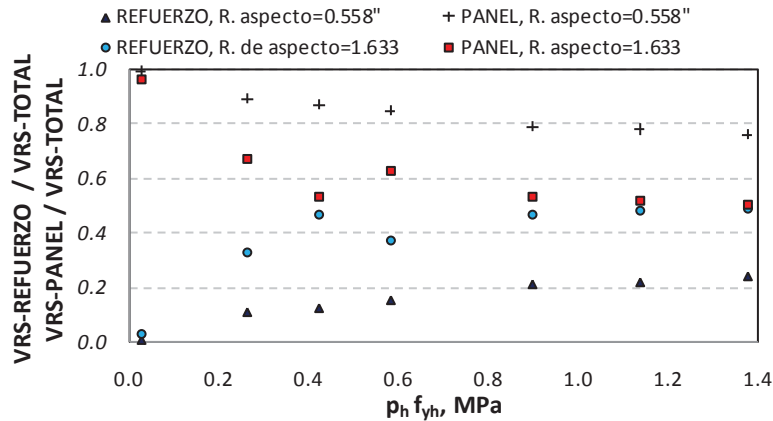


Fig. 4.16 Aportación del panel y del refuerzo horizontal en la resistencia para dos valores extremos de relación de aspecto y variando la cuantía del refuerzo horizontal.

En la figura 4.16 se observa que la aportación de $V_{RS-PANEL}$ en la resistencia a fuerzas cortantes es mayor en los muros robustos (marcas en cruz en la figura) que en los muros esbeltos (marcas en cuadro en la figura); asimismo, se observa que en la medida que la cuantía del refuerzo horizontal es menor, la aportación del panel es más importante. En el caso extremo de utilizar un muro muy esbelto y emplear cuantías de refuerzo en las que el producto $\rho_h f_{yh}$ sea mayor a 0.4 MPa, se observa que las aportaciones de $V_{RS-PANEL}$ y de $V_{RS-REFUERZO}$ en la resistencia total son aproximadamente del mismo orden.

4.3. Distribución del acero de refuerzo.

Otro parámetro de importancia para el estudio del comportamiento de los muros de mampostería confinados y reforzados con barras de alta resistencia colocadas en las juntas horizontales de mortero, es la distribución del refuerzo en la altura del panel. Los pocos programas experimentales que han trabajado con el refuerzo horizontal, no han estudiado

este parámetro. En esta sección se presenta un resumen de simulaciones numéricas con diferentes distribuciones del acero de refuerzo.

Una manera sencilla de estudiar el efecto de la distribución del acero en el comportamiento de muros de mampostería, es variar la separación entre las líneas del acero de refuerzo manteniendo constante la cuantía. En este estudio, se establecieron las siguientes separaciones entre cada línea de refuerzo: 0.07, 0.14, 0.28 y 0.49 metros. Estas separaciones son equivalentes a colocar acero de refuerzo a cada: 1, 2, 4 y 7 hiladas de tabique respectivamente.

En la figura 4.17, se muestran los 4 modelos numéricos creados con diferente distribución de acero de refuerzo. Los 4 modelos cuentan con la misma cuantía de refuerzo horizontal y con la misma cantidad de acero en todo el muro.

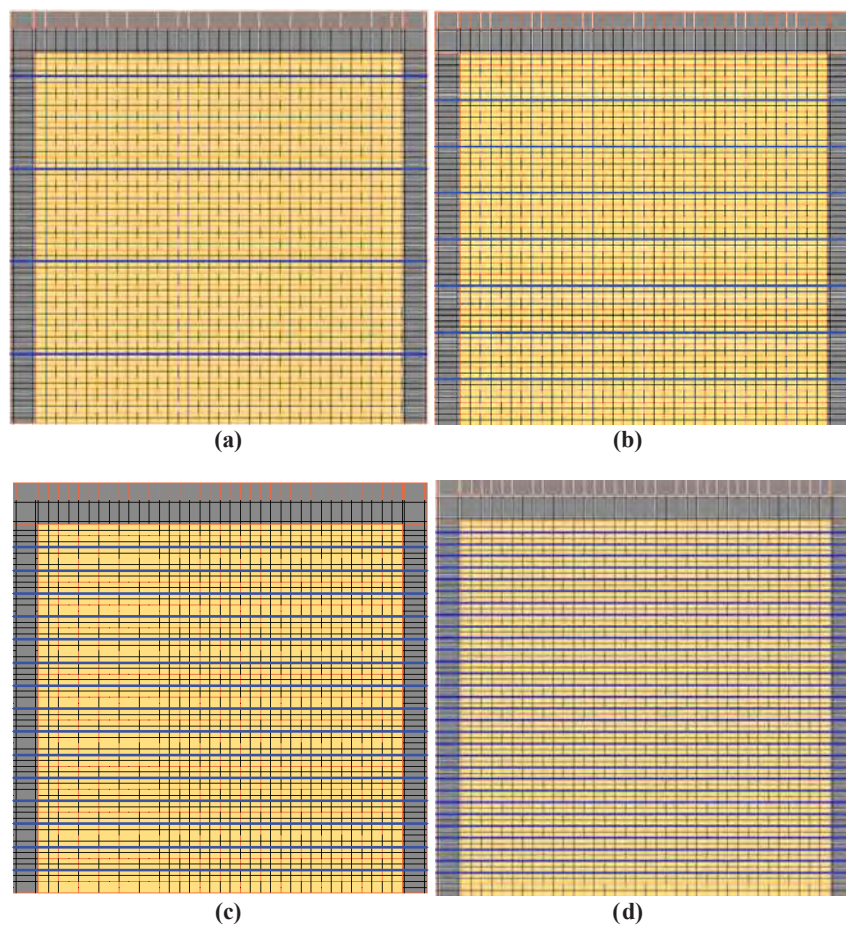


Fig. 4.17 Modelo numérico de muros con diferente distribución acero de refuerzo, (a) colocado a cada 0.49 m, (b) colocado a cada 0.28 m, (c) colocado a cada 0.14 m, y (d) colocado a cada 0.07 m.

También se observa en los cuatro modelos de la figura 4.17 que la relación de aspecto utilizada fue igual a la unidad. Con el fin de tener un estudio más completo, se hizo la simulación numérica utilizando los modelos de la figura 4.17 empleando dos valores de cuantía de refuerzo, 0.072% y 0.194% cercanos al valor mínimo y máximo respectivamente que se permite utilizar en las normas NTC-DF, 2004.

4.3.1. Análisis de resultados de la influencia de la distribución del refuerzo horizontal

En esta última sección se revisa la influencia del acero de refuerzo en el comportamiento de muros de mampostería confinados y sometidos a cargas laterales tomando como variable la distribución de dicho refuerzo en la altura del panel conservando el porcentaje del acero de refuerzo como constante, se analizan dos cuantías del refuerzo horizontal.

En las figuras 4.18 se muestran en el eje vertical las relaciones V_{RSD}/V_{RS-D28} y η_D/η_{D28} para dos cuantías del refuerzo horizontal, 0.072 y 0.194%, figura 4.18(a) y figura 4.18(b), respectivamente, y en el eje horizontal se grafican la separación del refuerzo horizontal. La relación V_{RSD}/V_{RS-D28} corresponde a la fuerza cortante resistente de un muro con una cierta separación del refuerzo, V_{RSD} , respecto a la de un muro con una separación de 28cm, V_{RS-D28} asimismo, la relación η_D/η_{D28} representa la eficiencias de un muro con una separación del refuerzo horizontal cualquiera, η_D y la eficiencia correspondientes a un muro con una separación de 28cm, η_{D28} .

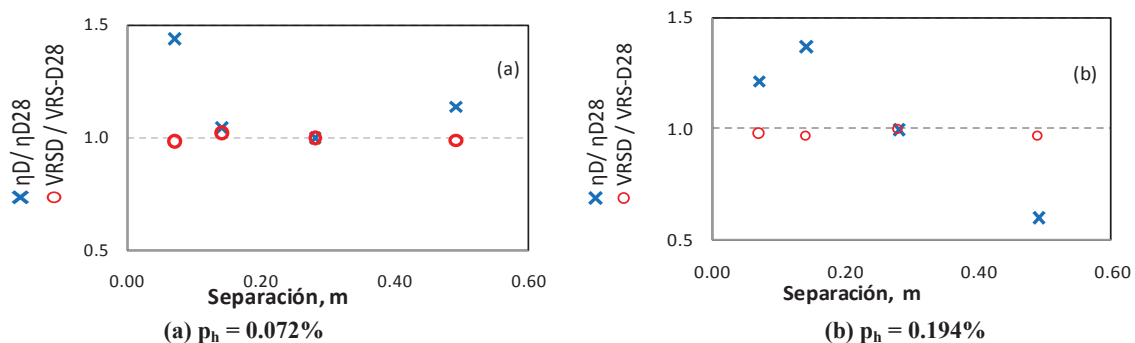


Fig. 4.18 Influencia de la distribución en la eficiencia y resistencia sobre muros modelados de mampostería reforzados horizontalmente.

De ambas gráficas, se puede observar que la resistencia a fuerza cortante no depende de la distribución del acero de refuerzo en la altura del panel para una cuantía del refuerzo horizontal dada. En el caso de la eficiencia, se observa que ésta es más importante para separaciones del refuerzo pequeñas.

En las NTC-DF, 2004 el efecto de la separación del refuerzo horizontal se toma en cuenta limitándola a 60cm o 6 hiladas, lo que resulte menor. Sin embargo, para un mismo porcentaje de acero se usaría el mismo factor de eficiencia independientemente de la separación del refuerzo horizontal.

5. PROPUESTA REGLAMENTARIA

Con fines de diseño, es necesario determinar la participación del refuerzo horizontal en la resistencia a carga lateral de los muros de mampostería. El criterio general utilizado en las normas mexicanas (NTC-DF, 2004), consiste en sumar la contribución del acero de refuerzo y la contribución del panel de mampostería mediante la ecuación 5.7 de las NTC-DF (2004), la cual se reescribe en la ecuación 5.1.

$$V_R = F_R [(0.5v_m^* A_T + 0.3P) + \eta \cdot P_h \cdot f_{yh} \cdot A_T] \quad (5.1)$$

El primer término $0.5v^* A_T + 0.3P$, permite calcular la contribución del panel tomando en cuenta la resistencia a cortante de la mampostería y la contribución de la resistencia por fricción debida a la carga axial; el segundo término, $\eta \cdot P_h \cdot f_{yh} \cdot A_T$, permite considerar la contribución en la resistencia del acero de refuerzo horizontal. El término η es menor que la unidad y toma en cuenta que no todos los alambres plastifican, el término $P_h \cdot f_{yh} \cdot A_T$ supone una distribución uniforme de esfuerzos en todos los alambres del muro.

En el programa experimental de Aguilar y Alcocer (1997), se utilizó la expresión 5.2 para calcular la eficiencia del refuerzo horizontal, la cual está dada por relación entre la resistencia efectiva desarrollada por el refuerzo y la resistencia nominal del refuerzo horizontal (Ruiz, 1995).

$$\eta = \frac{A_{sh} \cdot \sum f_{si}}{p_h \cdot f_{yh} \cdot A_T} \quad (5.1)$$

Para calcular experimentalmente el parámetro η es necesario conocer la resistencia efectiva en el refuerzo horizontal, para tener acceso a los esfuerzos efectivos en los alambres se registraron las deformaciones durante el ensaye.

De acuerdo a los resultados experimentales obtenidos, en Aguilar y Alcocer (1997), se propuso un valor de η igual a $2/3$ para $p_h \cdot f_{yh}$ hasta 0.59 MPa (6 kg/cm²), y una eficiencia η de $1/4$ para productos $p_h \cdot f_{yh}$ mayores a 0.88 MPa (9 kg/cm²), para valores intermedios propone interpolar linealmente. Este criterio fue adoptado por las NTC-

DF(2004) modificando los límites superior e inferior, 2/3 y 1/4, los cuales fueron sustituidos por los valores, 0.6 y 0.2 respectivamente (figura 5.1).

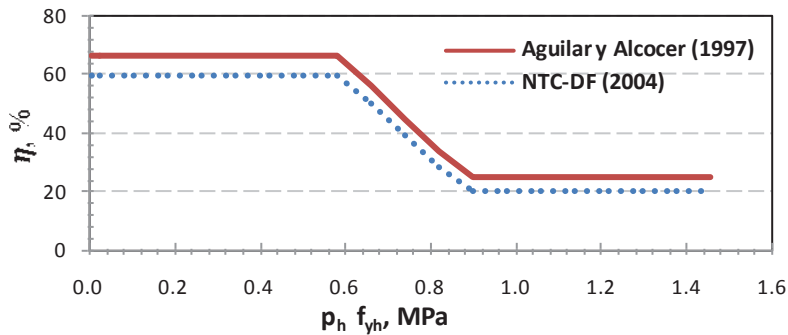


Fig. 5.1 Criterios para establecer el valor de η

Una estrategia similar se siguió en este trabajo para determinar la eficiencia medida numéricamente, se registró directamente los esfuerzos en el refuerzo horizontal y se aplicó la expresión 5.2

5.1. Criterios propuestos para calcular el factor de eficiencia

Con el objetivo de poder comparar las eficiencias calculadas experimentalmente, se determinaron las eficiencias para los muros simulados numéricamente en la sección 4.1.2. La eficiencia η , se calculó para cada modelo numérico empleando la ecuación 5.2. Como ya se comentó anteriormente el esfuerzo efectivo fue leído para una distorsión igual a 0.6% (15 mm), que corresponde a la distorsión en la cual se presentó el cortante resistente en los muros ensayados experimentalmente por Aguilar y Alcocer(1997). Los resultados se presentan en la figura 5.2. En el eje horizontal se muestra el producto $p_h \cdot f_{yh}$ y en el eje vertical la eficiencia del refuerzo horizontal η . Las cruces en la figura indican la eficiencia determinada experimentalmente por Aguilar y Alcocer (1997), en el CENAPRED de los tres muros reforzados; con línea continua, la eficiencia de diseño establecida en las normas mexicanas vigentes, y por último los puntos representan la eficiencia resultado de las simulaciones numéricas.

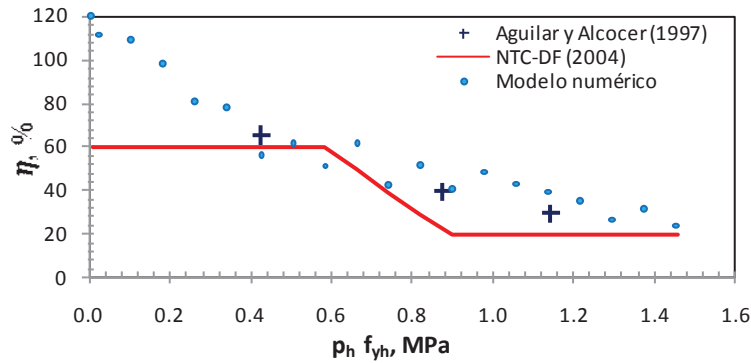


Fig. 5.2 Comparación de la eficiencia obtenida experimentalmente, mediante simulaciones numéricas y la eficiencia de las NTC-DF(2004).

En la figura 5.2 se observa como la eficiencia tanto experimental como resultado de la simulación numérica se integran adecuadamente en una misma tendencia, lo anterior nos indica que la simulación numérica realizada es aproximadamente confiable. También se puede observar que la eficiencia η , disminuye a medida que se aumenta el valor de la cuantía del refuerzo horizontal. En este punto cabe recordar que en secciones anteriores se observó que la fuerza de tensión medida en el acero aumentaba para cuantías de acero grandes (figura 4.6). El incremento de la fuerza de tensión en el acero que se refleja al aumentar el valor de $\rho_h \cdot f_{yh}$, no es lo suficientemente grande como para hacer crecer los correspondientes valores de eficiencia.

Si damos por hecho que los resultados de eficiencia derivados de las simulaciones son buenos, se puede observar que la eficiencia η , establecida en las NTC-DF (2004) es adecuada; sin embargo, puede ser perfeccionada ya que la actual propuesta sobrestima la eficiencia para valores de $\rho_h \cdot f_{yh}$ entre 0.4 y 0.7 MPa, en otros casos la subestima, sobre todo para valores de $\rho_h \cdot f_{yh}$ entre 0.8 y 1.2 MPa. Debido a esta observación se hacen dos propuestas: la propuesta 1 considera sustituir el criterio trilineal por una línea curva que se ajuste más a las eficiencias tanto experimental como a las de los muros modelados (figura 5.3a). Una segunda propuesta sería trabajar sobre la propuesta reglamentaria y hacerle algunos ajustes de tal manera que todos los puntos experimentales y simulados queden por encima, línea punteada en la figura 5.3b.

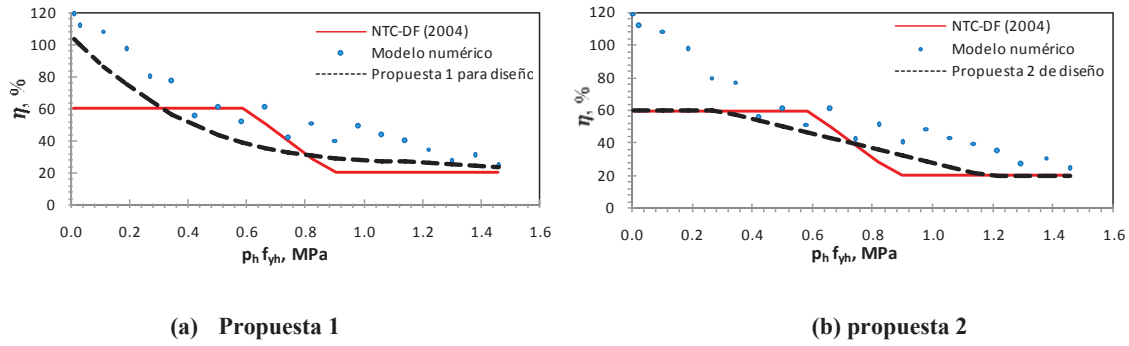


Fig. 5.3 Nueva propuesta para cálculo de eficiencia η , para diseño,

La propuesta 1 se ajustó con la ecuación 5.3, cuidando que las eficiencias tanto experimentales como simuladas quedaran por encima de la curva para todas las cuantías de refuerzo horizontal. El mejor ajuste se logró con una ecuación de tercer grado, en esta ecuación f_{yh} en MPa.

$$\eta = -0.042(p_h \cdot f_{yh})^3 + 1.5(p_h \cdot f_{yh})^2 - 18.5(p_h \cdot f_{yh}) + 105 \quad (5.3)$$

La ventaja de la propuesta 2 radica en que es muy parecida a la propuesta reglamentaria, los límites de la eficiencia se conservan, solo cambia la pendiente de la recta central así como los límites de la relación $p_h \cdot f_{yh}$, los cuales se modificaron para el límite inferior de 0.6 a 0.3 MPa, y para el límite superior de 0.9 a 1.2 MPa.

El la figura 5.4 (a), se grafica en el eje horizontal el producto $p_h \cdot f_{yh}$ y en el eje vertical la relación V_{RHS}/V_{RH-NTC} , donde V_{RHS} es la fuerza cortante resistente máxima de los modelos numéricos con refuerzo horizontal y V_{RH-NTC} es la fuerza cortante resistente usando F_R igual a la unidad y empleando el criterio para determinar η según las NTC-DF(2004); en la figura 5.4 (b) se grafica en el eje horizontal el producto $p_h \cdot f_{yh}$ y en el eje vertical la relación V_{RHS}/V_{RHP} , donde V_{RHP} es la fuerza cortante máxima calculada utilizando el factor de eficiencia con el criterio de la propuesta 1 (la ecuación 5.3).

En estas figuras se observa una mayor dispersión de la resistencia cuando se emplea el criterio de las NTC-DF(2004), asimismo para valores de la relación $p_h \cdot f_{yh}$ entre 0.4 y 0.8 MPa la resistencia está por debajo de la unidad, se está sobrestimando la resistencia a cargas laterales de los muros. En el caso de la propuesta 1, las resistencias están alrededor o

por arriba de la unidad, la resistencia se sobrestima ligeramente y queda del lado de la seguridad.

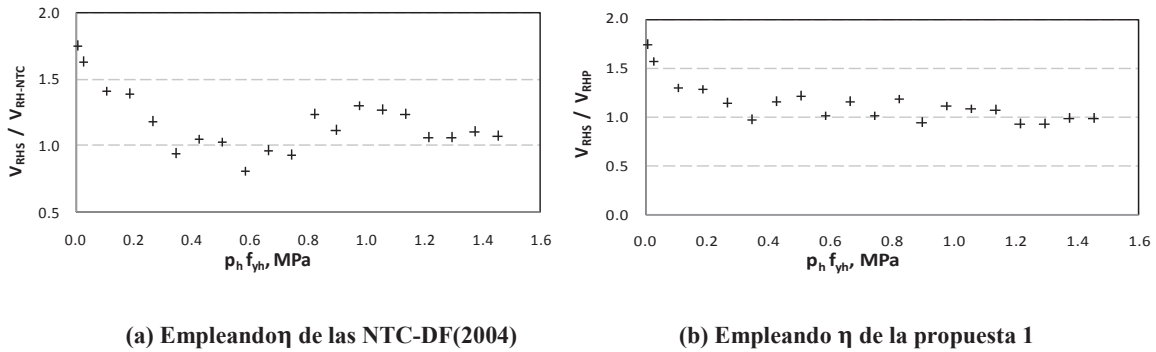


Fig. 5.4 Predicción de la fuerza cortante resistente.

También se observa que en los dos criterios se subestima demasiado la resistencia a cargas laterales para valores de $p_h \cdot f_{yh}$ menores a 0.2 MPa. Recordemos que en las NTC-DF(2004), no se permite utilizar cantidades de refuerzo para productos $p_h \cdot f_{yh}$ menores a 0.3 MPa ni mayores a 1.2 MPa. De acuerdo a los resultados de los modelos numéricos, se observa que es conveniente seguir respetando estos límites, ya que para valores muy pequeños de $p_h \cdot f_{yh}$ (menores a 0.2 MPa), la resistencia a cargas laterales que toma el refuerzo horizontal es muy pequeña. En el caso de valores grandes de $p_h \cdot f_{yh}$ (mayores de 1.2 MPa), se observó (ver figuras 4.2) que la ganancia de resistencia tiende a disminuir lo que hace más costoso el muro y menos eficiente.

Finalmente no hay que olvidar que los resultados y propuestas realizadas en párrafos anteriores, son válidas para muros con relación de aspecto igual a la unidad. Si recordamos, en el capítulo 4 se puso en evidencia que la eficiencia depende de la relación de aspecto, por lo cual es necesario evaluar la aplicabilidad de la ecuación 5.1 para relaciones de aspecto diferentes de la unidad.

5.2. Aplicabilidad de la ecuación 5.7 de las NTC-DF(2004) para relaciones de aspecto diferentes de la unidad

A continuación se evaluará la aplicabilidad de la ecuación para relaciones de aspecto diferentes de la unidad para determinar con fines de diseño la resistencia ante cargas laterales de los muros de mampostería reforzados horizontalmente. No hay que olvidar que se mantuvo la cuantía de acero constante igual a 0.072%.

En la figura 5.5 se grafica en el eje horizontal la relación de aspecto de los muros y en el eje vertical las relaciones $V_{RSP-TOTAL}/V_{RS-TOTAL}$, $V_{RSP-PANEL}/V_{RS-PANEL}$ y $V_{RSP-REFUERZO}/V_{RS-REFUERZO}$. En donde $V_{RSP-TOTAL}$ es la resistencia máxima del muro calculada según la ecuación 5.7 de las NTC-DF (2004), $V_{RS-TOTAL}$ es la resistencia máxima calculada numéricamente, $V_{RSP-PANEL}$, $V_{RS-PANEL}$ son la resistencia aportada por la mampostería determinada según las NTC-DF(2004) y resultado de la simulación, respectivamente, finalmente $V_{RSP-REFUERZO}$ y $V_{RS-REFUERZO}$ son las resistencias aportadas por el refuerzo horizontal según las NTC-DF (2004) y resultado de la simulación numérica, respectivamente. Así las relaciones anteriores muestran la predicción de las resistencias considerando la eficiencia de la propuesta 1, ecuación 5.3.

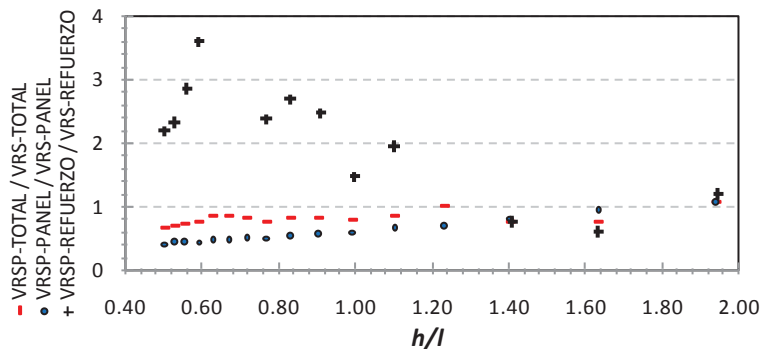


Fig. 5.5 Predicción de la fuerza cortante resistente de los muros modelados.

En la figura 5.5 se puede observar que el término $\eta \cdot P_h \cdot f_{yh} \cdot A_T(V_{RSP-REFUERZO})$ contenido en la ecuación 5.5 de las NTC-DF(2004), sobrestima la resistencia del refuerzo para valores de relación de aspecto menores a 1.1 (muros robustos). Para relaciones de aspecto mayores a 1.1, el término $\eta \cdot P_h \cdot f_{yh} \cdot A_T$, predice de manera adecuada la resistencia aportada por el

refuerzo horizontal. Por otro lado, el término $0.5v_m * A_T + 0.3P(V_{RSP-PANEL})$, subestima la fuerza cortante resistida por el panel de mampostería para valores de relación de aspecto inferiores 1.2. Para los demás valores de relación de aspecto, se observa que predice suficientemente bien la resistencia aportado por el panel. Por último, la predicción del $V_{RS-TOTAL}$, es adecuada para todos los valores de relación de aspecto. Los valores de la relación $V_{RSP-TOTAL} / V_{RS-TOTAL}$, caen por debajo de la unidad lo que ayuda a que los diseños resulten por el lado de la seguridad. No obstante que la predicción es adecuada, se observa que el criterio del reglamento aplicado para muros robustos, no predice adecuadamente las aportaciones en la resistencia del muro debidas a la mampostería y al refuerzo horizontal por separado.

En el trabajo experimental desarrollado por Pérez et al. (2009), en el cual se trabajó con muros con distinta relación de aspecto, también se detecta que para muros robustos es necesario revisar el criterio reglamentario de las NTC-DF, (2004) para calcular la fuerza cortante resistida por el panel, pues se observa que para estos muros se subestima la resistencia.

Los resultados muestran que para pequeñas cuantías de refuerzo horizontal, como es el caso de estudio (0.072%), se podría prescindir del acero de refuerzo horizontal en muros muy robustos (relación de aspecto pequeña), dado que el refuerzo tiene muy poca participación en la resistencia a cargas laterales y además el criterio de las NTC-DF (2004) sobrestima su aportación a la resistencia total. Por otro lado, en el caso de relaciones de aspecto grandes (muros esbeltos), se observa que el refuerzo contribuye en gran porcentaje a la resistencia total a cargas laterales y además en el criterio de las NTC-DF(2004) predice adecuadamente la resistencia.

Como se comentó anteriormente, las observaciones realizadas son válidas para los muros con una cuantía de acero de refuerzo pequeña (0.072%). Con el fin de corroborar si ocurre el mismo comportamiento si utilizamos otros porcentajes de acero, se analizan bajo la misma perspectiva los resultados de los muros esbelto y robusto discutidos en la sección 4.2.3.

En la figura 5.6 se revisa la predicción de la resistencia $V_{RS-REFUERZO}$. En el eje vertical se grafica la relación $V_{RSP-REFUERZO}/V_{RS-REFUERZO}$. En primer lugar se observa que a medida que la relación h/l es más pequeña, se sobrestima el valor de $V_{RS-REFUERZO}$ independientemente de la cuantía de refuerzo horizontal utilizados. Para relaciones de aspecto grandes (muros esbeltos), la influencia de la cuantía en la predicción de $V_{RS-REFUERZO}$ es menor. Para valores pequeños de cuantía de refuerzo horizontal, se sobrestima aun más el valor de $V_{RS-REFUERZO}$. En cambio, para muros con relaciones de aspecto superiores a 1.2, la predicción de $V_{RS-REFUERZO}$ en la resistencia es adecuada.

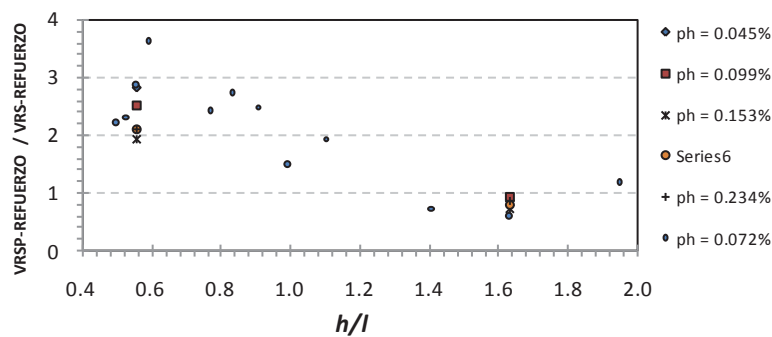


Fig. 5.6 Predicción de la fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo.

Finalmente, se analiza la predicción de $V_{RS-TOTAL}$ en la figura 5.7. En el eje horizontal se grafica la relación de aspecto y en el vertical se grafica la relación $V_{RSP-TOTAL}/V_{RS-TOTAL}$. La mayoría de los puntos caen por debajo de la unidad independientemente de la cuantía que se utilice, lo que indica que la expresión 5.1 subestima la resistencia $V_{RS-TOTAL}$. Pensando que está por el lado de la seguridad, puede ser aceptable. No obstante que la predicción del $V_{RS-REFUERZO}$ no es buena para relaciones de aspecto pequeña, este hecho no influye en la predicción del $V_{RS-TOTAL}$, debido a que tiene poca participación el acero de refuerzo para esos muros (ver figura 4.16).

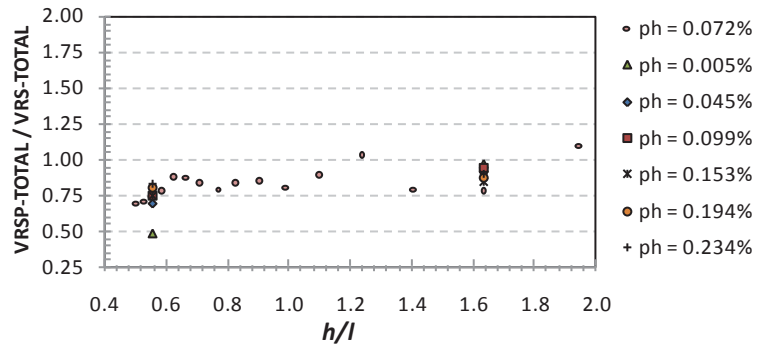


Fig. 5.7 Predicción de la fuerza cortante total resistida por el muro completo.

COMENTARIOS FINALES Y RECOMENDACIONES

En este último apartado se presentan las principales conclusiones y recomendaciones derivadas de las revisiones en los capítulos 4 y 5.

Las conclusiones se dividieron en tres partes dependiendo de las variables que se estudiaron en el modelo numérico: cuantía del refuerzo horizontal, relación de aspecto y distribución del refuerzo en el panel.

CUANTÍA DEL REFUERZO HORIZONTAL:

1. La ganancia en la resistencia del muro con refuerzo horizontal tiende a incrementarse a medida que se utiliza un mayor porcentaje de refuerzo horizontal. Sin embargo, para valores de $\rho_h \cdot f_{yh}$ superiores a 0.8 MPa, se aprecia una pequeña disminución de la ganancia en resistencia de los muros reforzados.
2. Para cualquier porcentaje de refuerzo horizontal, la fuerza cortante resistente en el momento en que aparece la primera grieta es de 90 kN (9.2 t) y el desplazamiento lateral asociado medido en la parte superior del muro fue de 2.2 mm. Lo anterior nos permite afirmar que la fuerza cortante resistente medida cuando se presenta el primer agrietamiento no depende del porcentaje de refuerzo horizontal. Esta observación también fue realizada en el trabajo experimental de Aguilar y Alcocer(1997).
3. La fuerza de tensión en el acero se incrementa a medida que se suministran mayores porcentajes de refuerzo horizontal p_h , y para valores de $p_h f_{yh}$ mayores de 1.0 MPa se presenta una pequeña disminución de la fuerza de tensión.
4. La eficiencia η , disminuye a medida que se aumenta el valor de la cuantía del refuerzo horizontal.
5. La eficiencia del refuerzo horizontal tanto experimental (Aguilar y Alcocer, 1997) como resultado de la simulación numérica se integran adecuadamente en la misma tendencia descrita en el punto anterior.
6. El incremento de la fuerza de tensión en el acero que se refleja al aumentar el valor de $p_h \cdot f_{yh}$, no es lo suficientemente grande como para hacer crecer los

correspondientes valores de eficiencia. Al final da como resultado que las tendencias de la eficiencia del refuerzo y la fuerza de tensión, sean inversas.

7. Con fines de diseño, se concluyeron dos propuestas para el cálculo de la eficiencia η , la propuesta 1 considera sustituir el criterio trilineal por una línea curva que se ajuste más a las eficiencias tanto experimental como a las de los muros modelados. La ecuación: $\eta = -0.042(p_h \cdot f_{yh})^3 + 1.5(p_h \cdot f_{yh})^2 - 18.5(p_h \cdot f_{yh}) + 105$, define la curva de eficiencia para diseño. La segunda propuesta se asemeja a la propuesta reglamentaria, solo cambia la pendiente de la recta central así como los límites de la relación $p_h \cdot f_{yh}$, los cuales se modificaron para el límite inferior de 0.6 a 0.3 MPa, y para el límite superior de 0.9 a 1.2 MPa.
8. Se observa una mayor dispersión de la resistencia cuando se emplea el criterio de las NTC-DF(2004), para valores de la relación $p_h \cdot f_{yh}$ entre 0.4 y 0.8 MPa, se está sobrestimando la resistencia a cargas laterales de los muros. En el caso de utilizar las eficiencias de los criterios de propuesta 1 o 2, las resistencias se acercan más al valor obtenido en las simulaciones.
9. También se observa que empleando cualquiera de los tres criterios de eficiencia, se subestima demasiado la resistencia a cargas laterales para valores de $p_h \cdot f_{yh}$ menores a 0.2 MPa.
10. Las NTC-DF(2004), no permiten utilizar cantidades de refuerzo para productos $p_h \cdot f_{yh}$ menores a 0.3 MPa ni mayores a 1.2 MPa. De acuerdo a los resultados de los modelos numéricos, se observa que es conveniente seguir respetando estos límites, ya que para valores muy pequeños de $p_h \cdot f_{yh}$ (menores a 0.2 MPa), la resistencia a cargas laterales que toma el refuerzo horizontal es muy pequeña. En el caso de valores grandes de $p_h \cdot f_{yh}$ (mayores de 1.2 MPa), se observó que la ganancia de resistencia tiende a disminuir lo que hace más costoso el muro y menos eficiente.

RALACIÓN DE ASPECTO:

1. Como era de esperarse, la resistencia a cortante de un muro robusto, relación h/l pequeña, es más grande que la obtenida para un muro con relación $h/l=1$, ya que la

sección transversal es más grande. A medida que la sección transversal es más pequeña, muro esbelto con relación h/l grande, la resistencia a cortante es inferior que la del muro de referencia.

2. La aportación de $V_{RS-REFUERZO}$ en la resistencia total del muro es mayor para muros esbeltos, relación h/l mayores que 1.25. Así mismo, la eficiencia del refuerzo horizontal es mayor para muros esbeltos, aproximadamente para relaciones h/l mayores que 1.25.
3. La eficiencia del refuerzo horizontal depende en menor medida de la cuantía del refuerzo horizontal para muros robustos que para muros esbeltos.
4. Independientemente del valor de la cuantía de refuerzo, la tendencia de la resistencia tiende a disminuir a medida que se incrementa la relación de aspecto. La cuantía del refuerzo influyesolamente en que la tendencia mostrada, sea en una mayor o menor escala.
5. La aportación de $V_{RS-PANEL}$ en la resistencia a fuerzas cortantes es mayor en los muros robustos que en los muros esbeltos; en la medida que la cuantía del refuerzo horizontal es menor, la aportación del panel es mayor todavía.
6. En el caso extremo de utilizar un muro muy esbelto y emplear cuantías de refuerzo en las que el producto $\rho_h \cdot f_{yh}$ sea mayor a 0.4 MPa, se observa que las aportaciones de $V_{RS-PANEL}$ y de $V_{RS-REFUERZO}$ en la resistencia total son aproximadamente del mismo orden.
7. El término $\eta \cdot P_h \cdot f_{yh} \cdot A_T(V_{RSP-REFUERZO})$ contenido en la ecuación 5.5 de las NTC-DF-2004, sobrestima la resistencia del refuerzo para valores de relación de aspecto menores que 1.1 (muros robustos). Para relaciones de aspecto mayores que 1.1, el término $\eta \cdot P_h \cdot f_{yh} \cdot A_T$, predice de manera adecuada la resistencia aportada por el refuerzo horizontal.
8. Por otro lado, el término $0.5v_m^* A_T + 0.3P(V_{RSP-PANEL})$, subestima la fuerza cortante resistida por el panel de mampostería para valores de relación de aspecto inferiores a 1.2. Para los demás valores de relación de aspecto, se observa que predice suficientemente bien la resistencia aportado por el panel.
9. La predicción del $V_{RS-TOTAL}$, es adecuada para todos los valores de relación de aspecto. No obstante, se observa que el criterio del reglamento aplicado para muros

robustos, no predice adecuadamente las aportaciones en la resistencia del muro debidas a la mampostería y al refuerzo horizontal por separado.

10. Los resultados muestran que para pequeñas cuantías de refuerzo horizontal, se podría prescindir del acero de refuerzo horizontal en muros muy robustos (relación de aspecto pequeña), dado que el refuerzo tiene muy poca participación en la resistencia a cargas laterales y además el criterio de las NTC-DF (2004) sobrestima su aportación a la resistencia total.
11. Por otro lado, en el caso de relaciones de aspecto grandes (muros esbeltos), se observa que el refuerzo contribuye en gran porcentaje a la resistencia total a cargas laterales y además en el criterio de las NTC-DF(2004) predice adecuadamente la resistencia.
12. A medida que la relación h/l es más pequeña (muros robustos), la influencia de la cuantía en la predicción de $V_{RS-REFUERZO}$ es grande, aun así, se sobrestima el valor de $V_{RS-REFUERZO}$ independientemente de la cuantía de refuerzo horizontal utilizados.
13. Para relaciones de aspecto grandes (muros esbeltos), la influencia de la cuantía en la predicción de $V_{RS-REFUERZO}$ es menor, sin embargo, la predicción de $V_{RS-REFUERZO}$ en la resistencia es adecuada.
14. Para valores pequeños de cuantía de refuerzo horizontal, se sobrestima aun más el valor de $V_{RS-REFUERZO}$ en el caso de muros robustos.
15. Finalmente, en la predicción de $V_{RS-TOTAL}$ se observa que la expresión 5.1 de las NTC-DF (2004), subestima la resistencia $V_{RS-TOTAL}$. Pensando que está por el lado de la seguridad, puede ser aceptable. No obstante que la predicción del $V_{RS-REFUERZO}$ no es buena para relaciones de aspecto pequeña, este hecho no influye en la predicción del $V_{RS-TOTAL}$, debido a que tiene poca participación el acero de refuerzo para esos muros.

DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO EN EL PANEL

1. La resistencia a fuerza cortante no depende de la distribución del acero de refuerzo en la altura del panel para una cuantía del refuerzo horizontal dada.
2. En el caso de la eficiencia, se observa que ésta es más grande para separaciones del refuerzo pequeñas.

REFERENCIAS

Abdou, L., 2005, “Modélisation du comportement mécanique des murs en maçonnerie charges dans leur plan“, Thèses du Doctorat. Paris, Université de Marne La Vallée, 173 p.

Abrams, D. P., 1992, “Strength and behavior of unreinforced masonry elements”, University of Illinois at Urbana-Champaign, III, USA.

Aguilar, G. y Alcocer, S. M., 1997, “Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería confinada ante cargas laterales”, CENAPRED, México.

Alcocer, S. M, Aguilar, G., Flores, L., Bitrán, D., Durán, R., López, O. A., Pacheco, M. A., Reyes, C., Uribe, C. M., y Mendoza, M. J., 1999, “El Sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999”, CENAPRED, México.

Alcocer, S. M. y Klingner, R. E., 2003, “El sismo de Tecomán, México del 21 de enero de 2003”, Earthquake Engineering Research Institute, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.

Alcocer, S. M., Sánchez, T. A., y Meli, R., 1993, “Comportamiento de la estructura tridimensional de mampostería confinada de dos niveles del CENAPRED”, México.

Alcocer, S. M., Zepeda, J. A. y Ojeda, M. Z., 1997, “Estudio de la factibilidad técnica del uso del tabique vintex y multex para vivienda económica”, CENAPRED, México.

Alcocer, S.M., Sánchez, T.A., Vázquez del Mercado y Díaz, R.R., 1994-b, "Comportamiento ante cargas laterales de sistemas de muros de mampostería confinada con distintos tipos de refuerzo horizontal", Cuaderno de investigación no. 17, CENAPRED, México.

Alcocer, S. M., Meli, R., Sánchez, T. A. y Flores, L. E., 1994-a, "Comportamiento ante cargas laterales de sistemas de muros de mampostería confinada con diferentes grados de acoplamiento a flexión", Cuaderno de investigación no. 17, CENAPRED, México.

Alfaiate, J. y De Almeida, J., 2004, “Modelling discrete cracking on masonry walls, Masonry International, 2004, Vol. 17 no 2, p. 83-93.

Baggio C., y Trovalusci P., 1993, Discrete models for jointed block masonry walls. Proc. 6th North American Masonry Conf., 1993, Philadelphia, Pennsylvania, pp 939-949.

Bazan, E., 1980, "Muros de mampostería ante cargas laterales: estudios analíticos", Tesis Doctoral, Facultad de Ingeniería, UNAM, p. 94.

Chrysostomou C. Z., 1991, "Effects of Degrading Infill Walls on the Nonlinear Seismic Response of Two Dimensional Steel Frames", Ph. D. Thesis, Cornell University

Crisafulli, F. J., 1997, "Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills". University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, Tesis doctoral.

CUR, 1994, "Structural masonry: a experimental/numerical basis for practical design rules (in Dutch)", Report 171, CUR, Gouda, the Netherlands.

Decanini, L. D. y Fantin, G. E., 1986, "Modelos simplificados de la mampostería incluida en pórticos. Características de rigidez y resistencia lateral en estado límite", Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural, Buenos Aires, Argentina.

Flanagan, R. D., Tenbus, M. A. y Bennett, R. M., 1994, "Numerical Modeling of Clay Tile Infills", Proceedings from the NCEER Workshop on Seismic Response of Masonry, San Francisco, California.

Giambanco, G., Rizzo, S., y Spallino, R. 2001, "Numerical analysis of masonry structures via interface models", Computer methods in applied mechanics and engineering, Vol. 190, no 49, p. 6493-6511.

Hernández, O., 2002, "Modalidades de refuerzo de la mampostería en México", Capítulo 5: edificaciones de mampostería, Segunda edición, fundación ICA, México.

Hernández, O. y Meli, R., 1976, "Modalidades de refuerzo para mejorar el comportamiento sísmico de muros de mampostería", Universidad Nacional Autónoma de México.

Holmes, M., 1961, "Steel Frames with Brickwork and Concrete Infilling", Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 19.

Konig, G., 1991, "The State of the Art in Earthquake Engineering Research", Experimental and Numerical Methods in Earthquake Engineering, Edited by J. Donea and P. M. Jones.

Lee, J. S., Pande, G. N., Middleton, J. y Kralj, B., 1994, "Numerical Modelling of brick masonry panels subject to lateral loadings", University of Wales Swansea.

Liau, T. C. y Kwan, K. H., 1984, "Nonlinear Behaviour of Non-Integral Infilled Frames", Computers & Structures Vol. 18

Lofti, H. y Shing, B. 1994, "Interface model applied to fracture of masonry structures", Journal of Structural Engineering, Vol. 120, no 1, p. 63-80.

Lourenço, P. B., 1996, "Computational strategies for masonry structures", Universidad tecnológica Porto, Portugal.

Maier G., NAPPI A., y PAPA E. 1991, "Damage models for masonry as a composite material: a numerical and experimental analysis", Constitutive laws for Engineering materials. New York : ASME Press, 1991.

Mainstone, R. J., 1971, "On the Stiffnesses and Strengths of Infilled Frames", Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Supplement IV.

Mazars J., 1984, "Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structures". Thèse de Docteur en Sciences, Université de Paris VI, 1986.

Meli, R. y Salgado, G. 1969, "Comportamiento de muros de mampostería sujetos a carga lateral. México, Editorial II-UNAM, 102 p.

Meli, R., 1979, "Comportamiento sísmico de muros de mampostería". Universidad nacional autónoma de México.

Meli, R., 1994, "Mampostería estructural la práctica, la investigación y el comportamiento sísmico observado en México". Cuaderno de Investigación no. 17, CENAPRED, México.

Merabi, A. y Shing, B. 1997, "Finite element modeling of masonry-infilled RC frames. Journal of Structural Engineering, 1997, Vol. 123, no 5, p. 604-613

NTC-DF, 2004, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México.

Paulay, T. y Priestley, M. J. N., 1975, "Reinforced Concrete Structures", John Wiley & Sons Inc., New York.

Pande G. N., Liang J. X., Middleton J., (1989), "Equivalent elastic moduli for brick masonry". *Com. Geo.*, Vol. 8, p. 531-546.

Papa, E. y Nappi, A., 1993, "Numerical approach for the analysis of masonry structures. *Masonry International*", Vol. 7, p. 18-24.

Pegon P., y Anthoine A., 1997, "Numerical strategies for solving continuum damage problems with softening: application to the homogenization of masonry". *Computers & Structures*, 1997, vol. 64, no. 1-4, pp 623-642.

Pérez, J. J., Flores, L.

Pietruszczak S., Nu, X., 1992, "A mathematical description of macroscopic behavior of brick masonry", *Int. J. Solids Structures*, Vol. 25(9), p. 531-546.

Pineda, J. A. y Alcocer, S. M., 2004, "Comportamiento ante cargas laterales de muros de mampostería confinada reforzados con malla de alambre soldado", CENAPRED, México.

Polyakov, S. V., 1960, "On the interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loaded in the plane of the wall", *Translations in Earthquake Engineering*, Earthquake Engineering Research Institute, San Francisco.

Ruiz García, Jorge, 1995, "Reparación y refuerzo de una estructura tridimensional de mampostería confinada de dos niveles a escala natural", Tesis de Maestría, DEPMI, UNAM, noviembre, 252pp.

Ruiz, J., Sánchez, T. y Miranda, E., 2002, "Observaciones sobre el comportamiento y diseño de edificaciones de mampostería en zonas sísmicas", Capítulo 6, Segunda edición edificaciones de mampostería, fundación ICA, México.

Simms, L. G., 1965 "The shear strength of some storey – height brickwork and blockwork walls", CPTB Technical Notes, Vol 1, No 5, Londres.

Syrmakezis, C. A. y Vratsanou, V. Y., 1986, "Influence of Infill Walls to R.C. Frames Response", Proceedings of the Eighth European Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal.

Tena, A y Miranda, E., 2002, "Comportamiento mecánico de la mampostería", Capítulo 4, Segunda edición, edificaciones de mampostería, fundación ICA, México.

Treviño, E., Alcocer, S., Flores, L., Larrua, R., Zarate, J. y Gallegos, L., 2004, "Investigación experimental del comportamiento de muros de mampostería confinada de bloques de concreto sometidos a cargas laterales cíclicas reversibles reforzados con acero de grados 60 y 42", XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Ed. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. Acapulco, Gro.

Williams, D., 1971 "Seismic behavior of reinforced masonry shear walls", University of Canterbury, Christchurch, Nueva Zelanda.

Zarnic, R. y Tomazevic, M., 1988, "An experimentally Obtained Method for Evaluation of the Behaviour of Masonry Infilled R/C Frames", Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, Vol. VI.

Zúñiga, C., 2005, "Evaluación analítica de la respuesta sísmica de las edificaciones de mampostería". Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Azcapotzalco, México, Tesis de maestría.