

ANÁLISIS NO LINEAL DE MURETES ARMADOS ENSAYADOS A COMPRESIÓN DIAGONAL

Jorge Gonzalo Rosas Rodríguez

Universidad Privada Boliviana

jrosas@upb.edu

(Recibido el 15 de junio 2004, aceptado para publicación el 10 de agosto 2004)

RESUMEN

El presente trabajo de investigación se propone como objetivo principal estudiar, mediante un análisis no lineal, el comportamiento real de los materiales (unidades, mortero y acero) en muretes armados, utilizando como herramienta para el análisis dos técnicas de modelación, micro y macromodelización, desarrolladas especialmente para la mampostería, basadas en el Método de los Elementos Finitos. Para ello se ha realizado la validación de las dos técnicas del Programa computacional DIANA con ensayos realizados en muretes armados de bloques de hormigón, sometidas a esfuerzos cortantes en su plano. Las resistencias al corte por micro y macromodelo son uno por ciento menor y cinco por ciento mayor que las experimentales, respectivamente, mientras que la resistencia al corte por micromodelo es cinco por ciento menor que la del macromodelo. El micromodelo permite conseguir una aproximación razonable a la realidad experimental, que podría mejorarse si en el mismo se implementaran nuevos mecanismos de falla que no están contemplados en la versión del Programa utilizado. En el análisis numérico, el acero de refuerzo no presentó plastificación en toda la historia de cargas. En el micro y macromodelo, el acero trabaja sólo al diez y treinta y ocho por ciento, respectivamente.

Palabras Clave: Elemento Finito, Análisis No Lineal, Mampostería, Muretes Armados, Micro y Macromodelo.

1. INTRODUCCIÓN

La mampostería ha sido desde hace miles de años un material muy utilizado en la construcción. Hoy en día su uso es generalizado, en especial en edificios de mediana altura donde abundan los muros. En este contexto, se observa la necesidad de dar utilidad a los mismos de manera que no actúen como simples elementos divisorios de ambientes, sino como elementos estructurales portantes y resistentes frente a todas las acciones que los solicitan.

La palabra mampostería proviene de los vocablos *mano* y *puesto*, es decir, puesto con la mano. Hilsdorf (1972) define la mampostería como un material compuesto que exhibe propiedades mecánicas diferentes a las de sus componentes: unidades y mortero.

El uso de la mampostería como material de construcción presenta muchas ventajas con respecto a otros materiales como su bajo costo, capacidad térmica y acústica, resistencia al fuego, altas resistencias mecánicas, durabilidad, facilidad de construcción, función de cerramiento, características estéticas, disponibilidad de diferentes tipos de unidades y mezclas de material ligante, que amplían sus las posibilidades de su uso.

Sin embargo, por otra parte, los ingenieros han visto con recelo a este material, de alguna manera por la escasez de normas y métodos de diseño específicos para la mampostería, además que éstos no son muy claros y concretos. Es cierto que la mampostería se ha venido usando desde hace muchos siglos, pero su diseño era más empírico o intuitivo que racional.

Desde hace dos décadas, los investigadores han buscado como alternativa para el análisis de las estructuras de mampostería, la utilización del Método de Elementos Finitos por las grandes posibilidades que éste presenta. Es importante destacar que dentro del análisis de estructuras de mampostería están implicados un gran número de parámetros que a veces son despreciados. El Método de Elementos Finitos ha demostrado un desenvolvimiento eficiente en las diversas situaciones en que se han llevado a cabo investigaciones del comportamiento de la mampostería. La tendencia de las investigaciones actuales es profundizar cada vez más en detalle el análisis, con el fin de tornar cada vez más prácticas y fiables las predicciones teóricas del comportamiento de estructuras de mampostería. Este hecho se pone de manifiesto con el reciente desarrollo de métodos de análisis no lineal, mediante elementos finitos que permiten hacer un análisis aún más minucioso del comportamiento real de los materiales y las estructuras.

2. MARCO TEÓRICO

2. 1. Técnicas de modelación de estructuras de mampostería

A. Micromodelización

La micromodelización consiste en simular el comportamiento global de un material compuesto por medio de una discretización geométrica detallada, basada en el Método de los Elementos Finitos, y proporcionando leyes constitutivas no lineales para cada componente. Generalmente, la aplicación real de micromodelos a materiales compuestos tal como hormigón o mampostería requiere de una cantidad enorme de esfuerzo computacional debido al mallado fino y a los algoritmos de solución que se necesitan. Los micromodelos son probablemente la mejor herramienta capaz de entender el comportamiento de la mampostería. El beneficio de su utilización, como aproximación, es, sobre todo, la posibilidad de considerar diferentes mecanismos de falla (fisuración, deslizamiento, etc.).

En los micromodelos, las unidades (ladrillos o bloques de hormigón) y las juntas horizontales y verticales de mortero son simuladas por separado. Para esta técnica de micromodelización existen dos formas diferentes de encarar el problema. Dependiendo de la precisión y sencillez de la modelización, Rots [1] y Lourenço [2] distinguen:

- *Micromodelización detallada*: En esta técnica, unidades y morteros son representados por elementos continuos, mientras que la interfase unidad-mortero se representa mediante elementos discontinuos.
- *Micromodelización simplificada*: Las unidades están representados por un elemento continuo y las juntas horizontales y verticales son representadas por elementos discontinuos.

En la primera, se toman en cuenta el módulo de Young, el coeficiente de Poisson y, en caso de ser necesario, las propiedades inelásticas de las unidades y del mortero. Las interfaces representan planos de fisuras o deslizamientos potenciales con rigidez muy elevada, para evitar la penetración del elemento continuo. Para la forma simplificada, el mortero se supone inmerso en la interfase y, debido al espesor nulo del elemento de interfase, la geometría de las unidades tiene que ser expandida para incluir el espesor de las juntas.

Los micromodelos tienen su campo de aplicación en el estudio del comportamiento local de las estructuras de mampostería, Lourenço *et al.* [16]. Se aplican al estudio del comportamiento real de la interfase y al de zonas de puertas y ventanas. Este tipo de discontinuidades son generalmente determinantes en el comportamiento global de las estructuras de mampostería; en estas es típico tener muros con ventanas y puertas, y como resultado se tienen entrepaños de unas pocas unidades de largo; y éstos serán los que determinarán el comportamiento del muro.

En el presente trabajo, para el análisis de los muretes se utilizó la micromodelización simplificada, por su sencillez en la modelación.

B. Macromodelización

En macromodelización, las unidades, el mortero y la interfase unidad-mortero están englobados por un mismo elemento. Por tanto, las ecuaciones constitutivas y el criterio de falla se determinan a partir de observaciones del conjunto mampostería, estableciendo relaciones entre tensiones y deformaciones promedio.

Lourenço *et al.* [16] indican que los macromodelos son aplicables cuando la estructura está compuesta por muros sólidos de dimensiones lo suficientemente grandes de manera tal que las tensiones a lo largo de cualquier sección son prácticamente uniformes. Está claro que la macromodelización tiene una orientación más práctica, debido a que requiere de un tiempo menor y menos memoria de computador, además que el mallado es más fácil de ser generado. Este tipo de modelización tiene más valor cuando se requiere un equilibrio entre eficiencia y precisión.

Es conveniente destacar que en los micromodelos, las unidades y las juntas de mortero deben discretizarse con elementos diferentes, ya que tienen propiedades diferentes. Es por esta razón que el mallado utilizado en micromodelos se convierte en una labor tediosa, ya que hay que tener en cuenta que el tamaño relativo de unidades y juntas es pequeño en comparación con el tamaño de los muros de los cuales forman parte.

Existen modelos de hormigón que tienen una aplicación inmediata a la mampostería de bloques de hormigón, especialmente si éstos están completamente rellenos, ya que su comportamiento es bastante isótropo. Rots [1] hace uso de modelos de fisuración distribuida para el análisis global de estructuras de mampostería.

Lotfi y Shing [20] realizaron algunas objeciones al uso de macromodelos con fisuración distribuida. En el trabajo se determinó que, mientras la respuesta a la flexión es exacta usando estos modelos, el mecanismo de falla frágil por cortante en la diagonal de los paneles, no se representa de una manera correcta. Esto es debido a la insuficiencia de estos modelos de fisuración distribuida, para reproducir con exactitud las condiciones de las fisuras abiertas, y los resultados dependen del tamaño de la malla, puesto que se incluye un comportamiento de ablandamiento en tracción y compresión.

2.2. Criterios de fractura para materiales cuasi-frágiles

Para que la modelización sea correcta y se realice conforme al comportamiento real de la mampostería, es de suma importancia la elección de un criterio de fractura conforme a los mecanismos de falla de la mampostería, ya que éste determinará el comportamiento no lineal del modelo.

No todos los mecanismos de falla en la mampostería son totalmente comprendidos y los criterios de fisuración no han sido del todo desarrollados, por lo que es usual utilizar criterios de plasticidad aplicados a geomateriales. Los datos experimentales han demostrado que existen ciertos criterios de fractura que funcionan bien para algunos materiales de características específicas, y no muy bien para otros materiales. Sin embargo, los micromodelos, junto con los ensayos experimentales, representan una gran herramienta para poder entender el comportamiento real de la mampostería.

Para la modelación a un micro nivel, de los mecanismos de falla por tracción y cortante, se utiliza una superficie de falla combinada: Con la superficie de falla de Rankine se incorpora el modo de tracción y con la superficie de falla de Mohr-Coulomb, el modo cortante, Lourenço y Rots [21], Figura 1.

El criterio de falla de Rankine, también conocido como el criterio de mayor tensión principal, fue desarrollado por el científico e ingeniero escocés William John M. Rankine (1820-1872), Collins [27]. Esta es la primera de las teorías de falla y una de las más simples en su concepción. Se puede resumir de la siguiente manera:

“La falla (ruptura) se predice que ocurrirá en un estado de tensión triaxial, si la máxima tensión principal en la dirección normal iguala o excede en valor a la máxima tensión normal, al momento de falla en un simple ensayo uniaxial, usando un espécimen del mismo material”.

El criterio de falla de Mohr-Coulomb fue desarrollado en 1852 por el ingeniero holandés Otto Mohr (1835-1918), como una interpretación del Círculo de Mohr para un estado de tensión triaxial, Collins [27]. La teoría de Mohr-Coulomb es una extensión del criterio de la máxima tensión tangencial (desarrollado por Tresca en 1865), análogo al criterio de Rankine, sólo que en este último criterio se utiliza la máxima tensión tangencial para predecir la falla del material. El criterio de Mohr-Coulomb predice razonablemente el estado de tensión hidrostático[†], ya que se ha determinado que no existe falla en un sólido sometido a un estado de compresión puramente hidrostático. Por otra parte, se ha determinado que el criterio de Mohr-Coulomb se adecúa para materiales que tienen resistencias a tracción y compresión bastante diferentes, como es el caso de la mampostería. Este criterio de falla también ha sido adoptado por varios códigos de diseños europeos.

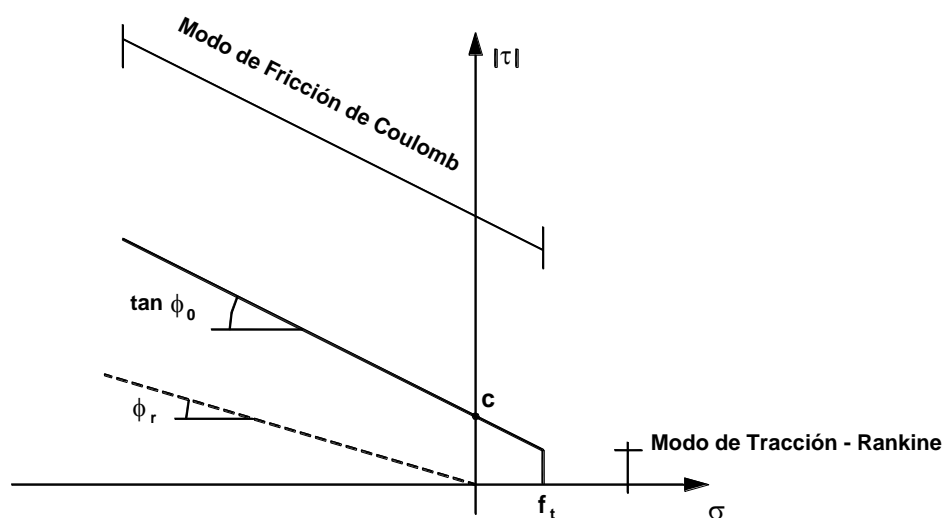


Figura 1 – Superficie de falla combinada de Mohr-Coulomb y Rankine.

[†] La tensión hidrostática se define como el estado de tensión donde todas las tensiones principales son iguales.

Para la modelación a un macro nivel se han utilizado los criterios de Rankine para la falla por tracción y el criterio de Drucker-Prager para las fallas de cortante y compresión, Figura 2. Estas teorías de falla están formuladas para materiales isotrópicos, de modo que los resultados simplemente proporcionarán una idea global del comportamiento de la estructura de mampostería.

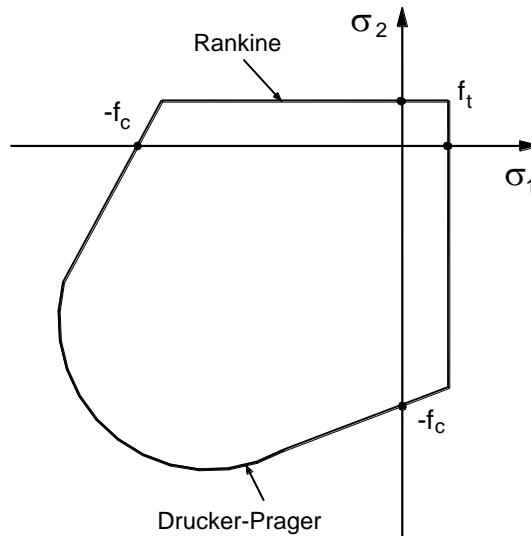


Figura 2 – Superficie de falla combinada de Drucker-Prager y Rankine (f_c es la resistencia a la compresión, f_t la resistencia a la tracción, σ_1 y σ_2 son las tensiones principales mayor y menor respectivamente).

El criterio de ruptura de Drucker-Prager es una aproximación del criterio de Mohr-Coulomb y fue formulado por D. C. Drucker y W. Prager en 1952, Collins [27]. Este criterio es muy usado en materiales granulares (friccionales), como suelos, rocas y hormigón.

2.3. Criterios de fluencia para materiales dúctiles

Para la modelación del mecanismo de falla a tracción del acero de refuerzo, se utilizó el criterio de fluencia de Von Mises. El criterio de Von Mises fue propuesto de manera casi simultánea por Maxwell, Huber y Von Mises en 1913, Collins [27]. El criterio de Von Mises es una aproximación del criterio de Tresca, en el que Von Mises reemplazó el prisma hexagonal por un cilindro circular para evitar dificultades en la aplicación de criterio en el estudio de deformaciones plásticas, Figura 3.

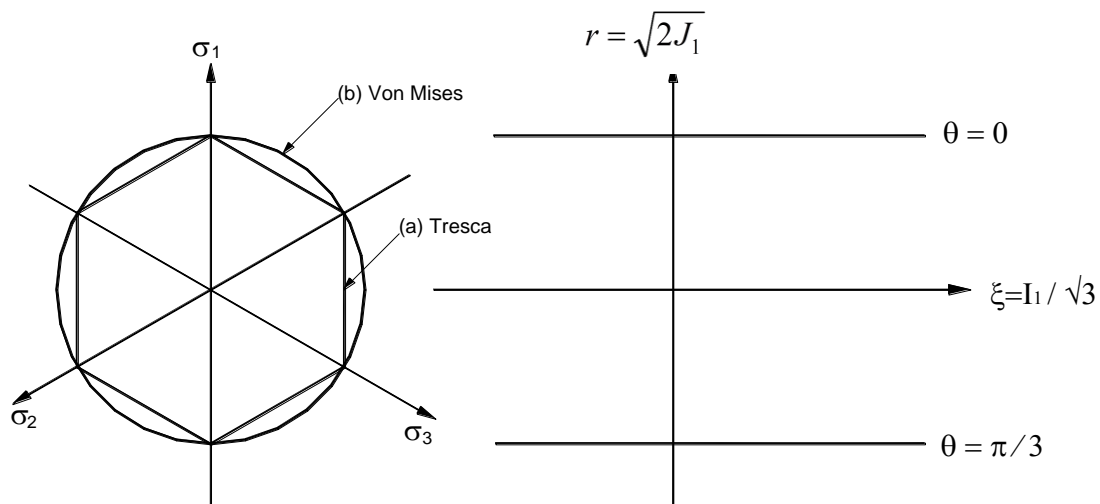


Figura 3 – Superficies de fluencia: (a) Tresca, (b) Von Mises.

El criterio de fluencia de Von Mises puede ser representado en el espacio de las tensiones principales, obteniéndose una superficie cilíndrica, alineada a lo largo del eje $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ en 3D. En 2D el criterio de fluencia vendría a ser representado por una elipse.

Cualquier estado de tensiones dentro de la superficie de plastificación, es elástico y cualquier estado por fuera, causa plastificación.

En la Figura 3 se puede observar que el cilindro de Von Mises es exterior al prisma hexagonal de Tresca. Por consiguiente, los valores de las tensiones principales que producen la plastificación son mayores (o a lo sumo iguales) cuando se utiliza el criterio de Von Mises. En otras palabras, el criterio de Tresca es más conservador que el de Von Mises.

3. DESCRIPCIÓN DE LOS ELEMENTOS UTILIZADOS EN EL MICRO Y MACROMODELO

En el *micromodelo*, para modelar las unidades se han adoptado elementos continuos cuadriláteros isoparamétricos planos de 8 nodos, Figura 4. La interpolación de este tipo de elementos es cuadrática. El polinomio de desplazamientos u_x y u_y está dado por la expresión:

$$u_i(\xi, \eta) = a_0 + a_1 \cdot \xi + a_2 \cdot \eta + a_3 \cdot \xi \cdot \eta + a_4 \cdot \xi^2 + a_5 \cdot \eta^2 + a_6 \cdot \xi^2 \cdot \eta + a_7 \cdot \xi \cdot \eta^2 \quad (1)$$

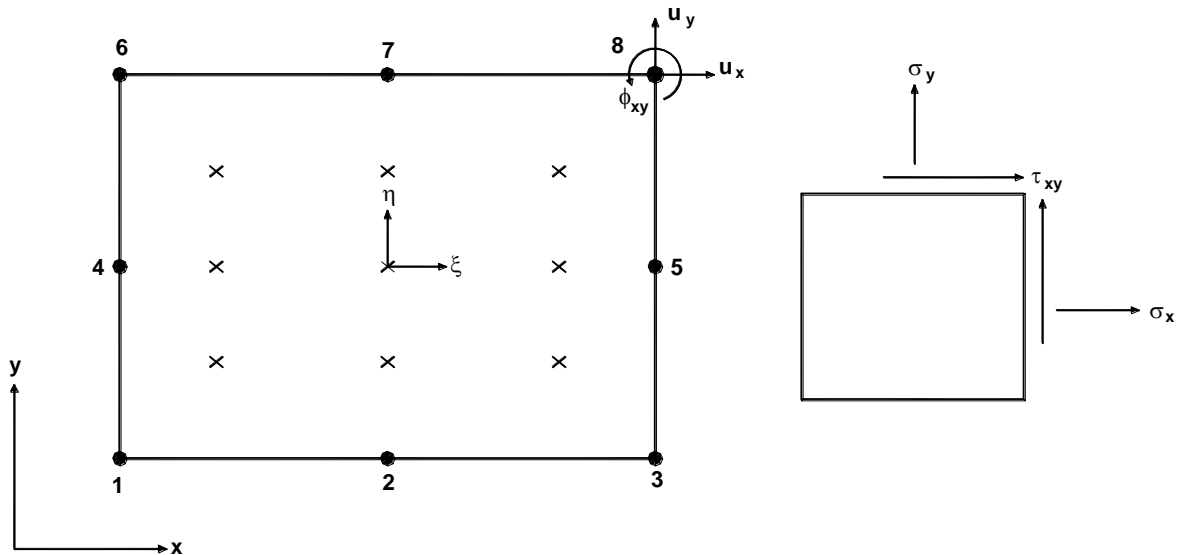


Figura 4 – Esquema del elemento continuo cuadrilátero de 8 nodos.

Este polinomio conlleva un campo de deformaciones, donde la deformación ϵ_{xx} varía linealmente en la dirección “x” y cuadráticamente en la dirección “y”, la deformación ϵ_{yy} varía linealmente en la dirección “y” y cuadráticamente en la dirección “x”. A su vez, la deformación γ_{xy} varía cuadráticamente en ambas direcciones.

Como en el micromodelo se asume que las unidades tienen un comportamiento elástico, se adopta el esquema de integración de Gauss de 2×2 , siendo éste el más habitual para este tipo de comportamiento, Rots [3].

Para la *interfase de unidad-mortero*, en el micromodelo se han utilizado elementos discontinuos, ver Figura 5. Estos elementos permiten discontinuidades en el campo de desplazamientos y su comportamiento se describe en términos de las relaciones entre tensiones t y los desplazamientos relativos Δu a lo largo de la interfase. Estos elementos son muy útiles en el método de los elementos finitos cuando los desplazamientos son discontinuos entre dos elementos, como es el caso de las juntas de mortero, donde existen aberturas por tracción y deslizamientos por cortante, ver Figuras 5 y 6.

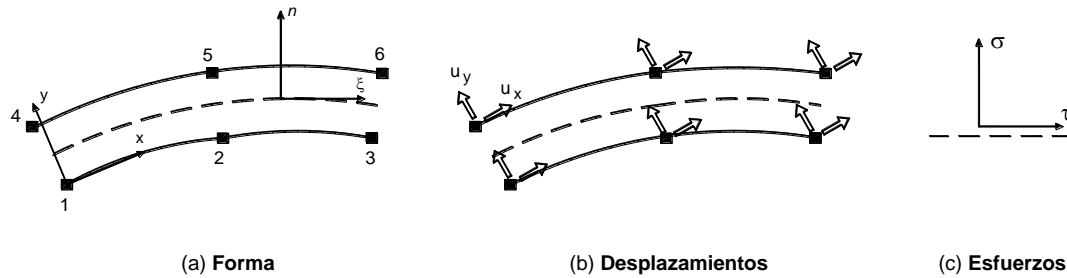


Figura 5 – Esquema del elemento de interfase.

El elemento de interfase utilizado en el micromodelo tiene una configuración bi-dimensional. Este elemento describe una relación entre las tensiones de contacto t y los desplazamientos relativos Δu a través de la interfase, que son representados con las siguientes expresiones:

$$t = \{\sigma \quad \tau\}^T \tag{2}$$

$$\Delta u = \{\Delta u_n \quad \Delta u_s\}^T \tag{3}$$

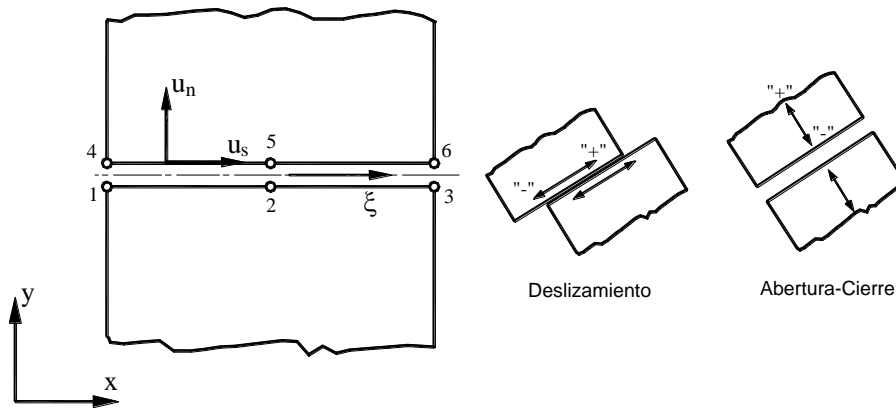


Figura 6 – Esquema del comportamiento de un elemento de interfase.

La dirección s es tangente a la interfase, y la dirección local n es perpendicular al plano de la interfase. El elemento se basa en una interpolación cuadrática y se ha utilizado un esquema de integración de tres puntos de Lobatto. Se escogió este esquema de integración dado el deficiente comportamiento con la integración de Gauss para elementos discontinuos de gran rigidez, Rots [3].

Para modelar los elementos del *macromodelo*, también se ha utilizado un elemento cuadrilátero de 8 nodos. Debido a que tienen un comportamiento no lineal, se adoptó un esquema de integración de Gauss de 3×3 . Este esquema es, además, más robusto para el análisis no lineal de materiales *cuasi-frágiles*, Rots [3].

4. MURETES ARMADOS ENSAYADOS A COMPRESIÓN DIAGONAL

4.1 Estudios experimentales

Curadelli [4], realizó varios ensayos de muretes de bloques de hormigón a compresión diagonal. El procedimiento del ensayo utilizado fue normalizado por la normativa americana ASTM E519-81. En dicha norma las dimensiones de la probeta son definidas con el criterio de ser las mínimas representativas del comportamiento de muros reales y también para permitir el uso de máquinas de ensayo habitualmente disponibles en los laboratorios.

De acuerdo a la norma ASTM E519-81, la probeta consiste en un murete de dimensiones nominales de $1200 \times 1200 \text{ mm}^2$. Su espesor es de 140 mm. En el presente caso, las dimensiones reales del murete son de $1190 \times 1190 \text{ mm}^2$ constituido por 6 hiladas, Figura 7. Las juntas horizontales y verticales tienen un espesor de 10 mm. Los bloques de hormigón utilizados en la fabricación de los especímenes son de $390 \times 190 \times 140 \text{ mm}^3$.

Para la fabricación de los muretes se ha utilizado un mortero de 1:1/2:3 (cemento:cal:arena remolida, por volumen). La consistencia, medida por asiento en el Cono de Abrams, es de 160 mm, que se encuentra dentro el rango especificado por PIET 70 [5]. Los muretes se fabricaron sobre un tablón de 50 mm de espesor, perfectamente nivelado.

La carga vertical fue suministrada por un gato hidráulico de capacidad 915kN de doble efecto. El área del cilindro fue de 26650 mm² y contaba con una carrera de 250 mm. La carga vertical, fue transmitida a través de dos cabezales de acero. El cabezal superior estaba fijado al vástago del gato hidráulico y el inferior sobre una deslizadera apoyada sobre una viga metálica. En la Figura 8, puede observarse el esquema de bases de medida.

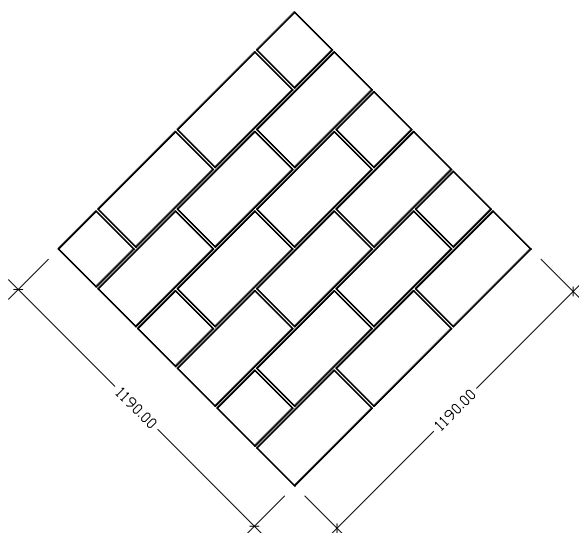


Figura 7 – Dimensiones del murete de bloques de hormigón ensayado a compresión diagonal.

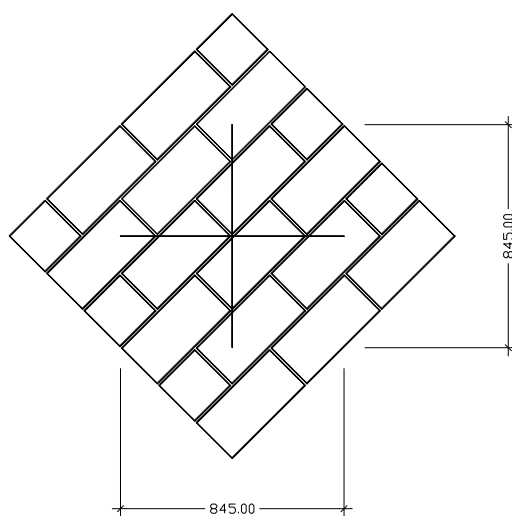


Figura 8 – Bases de medida para medir la deformación de las diagonales.

Todos los especímenes ensayados fueron instrumentados con el objeto de conocer las características de deformación del murete. Para ello se utilizaron transductores de desplazamiento del tipo VRT largos, con recorrido de ± 50 mm, calibrándose los mismos cada vez que se modificaba su instalación. La velocidad de la carga fue fijada a, $0,9 \pm 20\%$ kN/s con el objeto de producir la rotura en aproximadamente 3 minutos desde la aplicación de la carga.

Mediante este ensayo se dibujó los esquemas de fisuración de los muretes y se obtuvieron las curvas de tensión de corte neta-distorsión angular. La resistencia de corte neta y la distorsión angular fueron calculadas con las ecuaciones (4) y (5), respectivamente.

$$f_{qN} = \frac{P_{\text{máx}}}{\sqrt{2} \cdot A} = \frac{P_{\text{máx}}}{A_d} \quad (4)$$

Siendo f_{qN} la resistencia nominal al corte neta, P_{max} la carga de rotura vertical, A el área de la sección de la probeta (área de una hilera) y $A_d = \sqrt{2} \cdot A$ área de la diagonal del murete.

$$\gamma = \varepsilon_v - \varepsilon_h \tag{5}$$

ε_v y ε_h son las deformaciones específicas en las diagonales vertical y horizontal respectivamente. Se considera positivo al acortamiento, por lo que debe observarse que al ser ε_h una deformación de tracción, resulta γ de la suma de los valores absolutos de los componentes.

De los ensayos realizados por Curadelli [4], la Figura 9 muestra la disposición de la armadura en los muretes. Éstos fueron construidos con las siguientes cuantías geométricas: 0,28% para la armadura vertical y 0,09% para la horizontal. La armadura vertical dispuesta en los alvéolos es de $\phi 10$ mm. Esta armadura supera a los límites mínimos fijados por las normativas (por ejemplo 0,20% en EC6[33]). La armadura horizontal tipo MURFOR RND.4/Z, está dispuesta en todas las juntas horizontales. Tiene una cuantía por encima de los mínimos de EC6[33] y BS5628 [30] (0,05%) y del mínimo requerido por ACI [28] (0,07%).



Figura 9 - Vista de un murete con sus armaduras vertical y horizontal en las juntas, antes de que se rellenen los huecos con un hormigón de consistencia líquida.

La armadura tipo MURFOR RND.4/Z está constituida por dos alambres corrugados longitudinales que se mantienen separados y unidos entre sí mediante un alambre diagonal en zigzag, soldado en su mismo plano. Para el muro de espesor de 140 mm, esta armadura horizontal tiene las siguientes características: Separación entre armaduras es de 100 mm, diámetro del alambre longitudinal 4 mm, diámetro del alambre diagonal 3,75 mm, distancia entre soldaduras 406 mm y la sección de los dos alambres longitudinales de 25 mm². En la Figura 10 puede observarse el esquema de fisuración durante los ensayos. Los resultados de los estudios experimentales se presentan de manera resumida en la Tabla 1.

TABLA 1 – RESULTADOS EXPERIMENTALES DE MURETES CON ARMADURA VERTICAL Y HORIZONTAL ENSAYADOS A COMPRESIÓN DIAGONAL

Probeta	Carga de Fisuración kN	Distorsión angular de Fisuración o / oo	Tensión de Fisuración N/mm ²	Tensión al Corte Media ^(*) N/mm ²
MDG-R-ALJ (1)	264,07	0,22	1,12	1,25
MDG-R-ALJ (2)	323,66	0,48	1,37	
MDG-R-ALJ (3)	296,58	0,36	1,25	

Fuente: Curadelli [4].

(*) Respecto a la sección bruta del murete.



Figura 10 – Vista de la falla de un murete armado sometido a compresión diagonal.

4.2. Propiedades de los materiales para el micromodelo

Las propiedades mecánicas de los componentes individuales de la mampostería de bloques de hormigón, obtenidas en ensayos por Curadelli [4] se resumen en la Tabla 2.

TABLA 2 – PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES OBTENIDAS EN ENSAYOS

RESISTENCIA A COMPRESIÓN NETA MEDIA DE BLOQUES DE HORMIGÓN BN-14 N/mm^2	RESISTENCIA A COMPRESIÓN MEDIA DE MORTERO (1:1/4:3) N/mm^2
19,25	21,9

Fuente: Curadelli [4].

A. Propiedades de los bloques de hormigón

Durante los ensayos realizados por Curadelli [4], no fue evaluado el módulo de elasticidad de los bloques de hormigón. Para efectos de calibración del modelo, se adoptó un valor aproximado calculado con la siguiente expresión $E_b = 750f_c \text{ N/mm}^2$, Abrams [6]. Siendo f_c la resistencia a compresión del bloque de hormigón.

Las propiedades elásticas de los bloques de hormigón: módulo de Young, E , módulo de elasticidad transversal, G y coeficiente de Poisson, ν , se presentan en la Tabla 3.

En el análisis se emplearon elementos de interfase verticales en la mitad de cada bloque. Para modelar las fisuras potenciales por tracción, se utilizó un modelo simple de falla del Modo I, con ablandamiento exponencial por tracción y una inmediata actualización a cero de las tensiones de cortante. Para este modelo, se presenta en la Tabla 4 la resistencia a tracción, de los bloques de hormigón, paralela a las juntas horizontales f_t^I y la energía de fractura por tracción G_f^I . Las rigideces k_n y k_s de los elementos de interfase para las fisuras potenciales se asumieron bastante elevadas para simular la alta rigidez de los bloques de hormigón.

TABLA 3 – PROPIEDADES ELÁSTICAS DE LOS BLOQUES DE HORMIGÓN

Propiedades	Valores
E	16 700 N/mm^2
ν	0,20
G	6 958 N/mm^2

TABLA 4 – PROPIEDADES PARA LAS FISURAS POTENCIALES EN LOS BLOQUES DE HORMIGÓN.

Propiedades	Valores
f_t	2,0 N/mm^2
G_f^I	0,08 Nmm/mm^2
k_n	$1,0 \times 10^6 \text{ N/mm}^3$
k_s	$1,0 \times 10^6 \text{ N/mm}^3$

En los ensayos realizados por Curadelli [4] tampoco se conoce la resistencia a tracción de los bloques de hormigón. Para el presente estudio se adoptó un valor aproximado igual al 10% de su resistencia a compresión, Tabla 2. Este valor fue sugerido por Hughes *et al.* [7].

B. Propiedades de la Interfase Bloque-Mortero

En los ensayos realizados por Curadelli [4], no se disponen de propiedades inelásticas. A través de estos ensayos sólo se encontró la carga de rotura máxima y con ella la tensión de corte máxima y luego la distorsión angular. Por esta razón, los parámetros necesarios fueron extraídos de los datos obtenidos experimentalmente por Raijmakers y Vermeltoort [8], en micro-ensayos para caracterizar el comportamiento de la interfase ladrillo-mortero y en muros de cortante para analizar su comportamiento (Se adoptaron estas propiedades inelásticas para la mampostería de bloques de hormigón, obteniéndose con estos valores una mejor concordancia), Tabla 6. En particular, este estudio puso en evidencia la gran importancia de propiedades antes ignoradas, como el ablandamiento, la energía de fractura y el ángulo de dilatación, van der Pluijm [9].

Las propiedades elásticas del mortero se resumen en la Tabla 5. Para el módulo de elasticidad del mortero se adoptó un valor aproximado a los valores encontrados mediante ensayos realizados por Riddington y Ghazali [10].

TABLA 5 – PROPIEDADES ELÁSTICAS DE LAS JUNTAS DE MORTERO

Propiedades	Valores
E	7 000 N/mm^2
ν	0,15
G	3 043 N/mm^2

Para representar el comportamiento de la unión bloque-mortero mediante los elementos de interfase, se requieren las siguientes propiedades para la superficie compuesta de Mohr-Coulomb y Rankine: La resistencia a la tracción de la interfase f_t , las energías de fractura del Modo I G_f^I y del Modo II G_f^{II} , la cohesión c , el ángulo de fricción interna inicial ϕ_0 , el ángulo de fricción interna residual ϕ_r y los componentes de la matriz de rigidez elástica de los elementos de interfase k_n y k_s , Tabla 6.

TABLA 6 – PROPIEDADES PARA LOS ELEMENTOS DE LA INTERFASE BLOQUE-MORTERO

Propiedades	Valores
f_t	0,50 N/mm^2
G_f^I	0,018 Nmm/mm^2
G_f^{II}	0,00 Nmm/mm^2
c	0,70 N/mm^2
$\tan \phi_0$	0,75
$\tan \phi_r$	0,75
$\tan \psi$	0,30
k_n	1 200,00 N/mm^3
k_s	524,00 N/mm^3

De los datos de Raijmakers y Vermeltoort, no se posee un valor para la cohesión. Por tanto, se ha tomado el valor sugerido por Lourenço [11] de $c=1,4 \cdot f_t$. De igual manera, siguiendo a Lourenço, para análisis rigurosos con micromodelos, el ángulo de fricción interna, ϕ_0 , y el ángulo de dilatación, ψ , no se consideran constantes conforme a observaciones realizadas en ensayos. Para propósitos como los del presente trabajo, según Lourenço es suficiente considerar $\tan \phi_0 = 0,75$ y $\tan \psi = 0$, independientemente del tipo de mortero y unidad utilizada. Sin embargo, en el presente análisis se consideró el ángulo de dilatación $\tan \psi = 0,30$ debido a que el murete no está sometido a una precompresión. Los componentes de la matriz de rigidez elástica fueron calculados a partir de las siguientes ecuaciones:

$$k_n = \frac{E_b \cdot E_m}{t_m \cdot (E_b - E_m)} ; k_s = \frac{G_b \cdot G_m}{t_m \cdot (G_b - G_m)} \quad (6)$$

donde E_b y E_m son los módulos de Young, G_b y G_m son los módulos de cortante, respectivamente, para la unidad y mortero, y t_m es el espesor de la junta. La Tabla 6 presenta de manera resumida las propiedades necesarias para los elementos de la interfase bloque-mortero.

4.3. Propiedades para el macromodelo

La resistencia a compresión media neta y el módulo de elasticidad secante de prismas rellenos ensayados en laboratorio por Curadelli [4], son de 14,53 N/mm^2 y 14700 N/mm^2 respectivamente.

Para la calibración del modelo se utilizaron las propiedades de la Tabla 7. Para la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad se tomaron unos valores algo inferiores ($\approx 82\%$) a los experimentales, ya que con estas propiedades se observó una buena correlación con los muretes ensayados.

Los parámetros necesarios para el macromodelo son: Las propiedades elásticas de la mampostería, caracterizadas por el módulo de Young y el coeficiente de Poisson, la resistencia a la compresión de la mampostería f_m , la resistencia a la tracción de la mampostería f_t , la energía de fractura por compresión G_{fc} , la energía de fractura por tracción G_f^I y los parámetros corregidos para un estado biaxial, requeridos por el criterio de Drucker-Prager, $\text{sen} \phi_0$, $\text{sen} \psi$ y la cohesión \bar{c} . En la Tabla 7 se tiene los valores para estos parámetros.

La resistencia y la energía de fractura para las fallas por tracción fueron obtenidas a partir de las expresiones:

$$f_t = 0,1 \cdot f_m \text{ N/mm}^2 \quad (7)$$

$$G_f^I = 0,1 \cdot f_t \text{ Nmm/mm}^2 \quad (8)$$

propuestas por Lourenço. Pero estos valores calculados han sido disminuidos en un 25% para calibrar el modelo. La energía de fractura por compresión, puede estimarse con la fórmula que propone el Código Modelo 90 (CEB-FIP, 1991) [32] para hormigón, Lourenço [12]:

TABLA 7 – PROPIEDADES DE LA MAMPOSTERÍA DE BLOQUES DE HORMIGÓN PARA EL MACROMODELO

Propiedades	Valores
E	11 850,0 N/mm ²
v	0,18
f _m	10,0 N/mm ²
f _t	0,75 N/mm ²
G _k	18,94 Nmm/mm ²
G _f ^I	0,075 Nmm/mm ²
c	3,68 N/mm ²
senφ ₀	0,296
senψ	0,00

$$G_k = 15 + 0,43 \cdot f_m - 0,0036 \cdot f_m^2 \tag{9}$$

El ángulo de fricción interna y la cohesión fueron ajustados con las siguientes fórmulas:

$$\text{sen}\phi_0 = \frac{3\alpha_f}{2 + \alpha_f} = \frac{3a - 3}{5a - 3} \tag{10}$$

$$c = f_c \frac{1 - \text{sen}\phi_0}{2 \cos\phi_0} \tag{11}$$

tomando el parámetro *a* como 1,39, a partir de las envolventes de falla en estado de tensión biaxial de la mampostería de ladrillos, obtenidas por Page [13] y [14], ya que, para mampostería de bloques de hormigón no se dispone las envolventes de falla en estado de tensión biaxial.

Las propiedades mecánicas del acero de refuerzo que requiere el criterio de fluencia de Von Mises, se presentan en la Tabla 8.

TABLA 8 – PROPIEDADES DEL ACERO DE REFUERZO

Propiedades	Valores
E	210 000 N/mm ²
v	0,30
f _y	500 N/mm ²

5. ANÁLISIS Y COMPARACIÓN ENTRE RESULTADOS EXPERIMENTALES Y NUMÉRICOS

En la Figura 11, se presentan las curvas tensión de corte-distorsión angular, numéricas y experimentales, de los muretes armados de bloques de hormigón ensayados a compresión diagonal. Los resultados numéricos muestran un buen acuerdo con los experimentales.

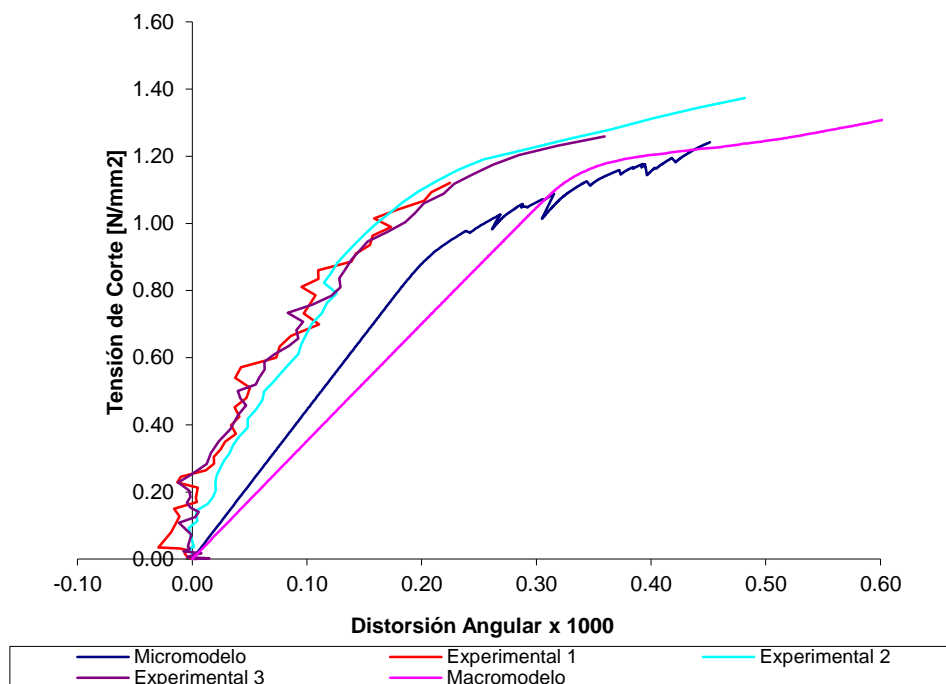


Figura 11 – Muretes armados de bloques de hormigón ensayados a compresión diagonal: Comparación de curvas de tensión de corte bruta-distorsión angular, Numérico-Experimental.

La Tabla 9 muestra la comparación de resultados numéricos (micro y macromodelo) y experimentales. La resistencia al corte por micromodelo es 1% menor que la experimental, mientras que la resistencia al corte por macromodelo es un 5% mayor que la experimental.

TABLA 9 – MURETES ARMADOS A COMPRESIÓN DIAGONAL: COMPARACIÓN DE RESULTADOS NUMÉRICOS (CON MICRO Y MACROMODELO) Y EXPERIMENTALES

EXPERIMENTAL		NUMÉRICO				Relación Exp/Micro	Relación Exp/Macro
Carga de Fisuración kN	Resistencia al Corte Media N/mm^2	Carga Rotura Micro kN	Resistencia al Corte Micro N/mm^2	Carga Rotura Macro kN	Resistencia al Corte Macro N/mm^2		
294,77	1,25	292,50	1,24	308,00	1,31	1,01	0,95

La curva del análisis numérico por micromodelo puede ser mejorada si se incrementan los módulos de elasticidad de las unidades y de las juntas. También puede mejorarse la curva obtenida por macromodelo, incrementando el módulo de elasticidad de la mampostería, para que las resistencias al corte, experimentales y numéricas sean aproximadamente iguales. No obstante, el incrementar los módulos de elasticidad de las unidades, de las juntas y de la mampostería implica un aumento de la carga de rotura.

La resistencia al corte experimental es de fisuración. De acuerdo a los informes de los ensayos, las cargas de rotura son mayores. En el análisis numérico (micromodelo) no se pudo llegar a cargas mayores, ya que la convergencia se hizo muy difícil por el incremento de las fisuras.

En la Figura 12 se presentan los resultados para la carga de rotura mediante el *micromodelo*. Las fisuras se produjeron en las juntas, en forma escalonada en la diagonal central. Los bloques no presentan ninguna fisura pese, a que se modeló las fisuras potenciales en la mitad de éstos. Sin embargo, puede observarse en la Figura 10, que la falla en el laboratorio ha sido combinada por fisuración en las juntas y en los bloques de hormigón. Para la carga de rotura la tensión máxima de tracción en el acero de refuerzo es de 48,22 N/mm^2 , lo cual indica que el acero de refuerzo trabaja al 9,6% con respecto a su límite de fluencia (500 N/mm^2).

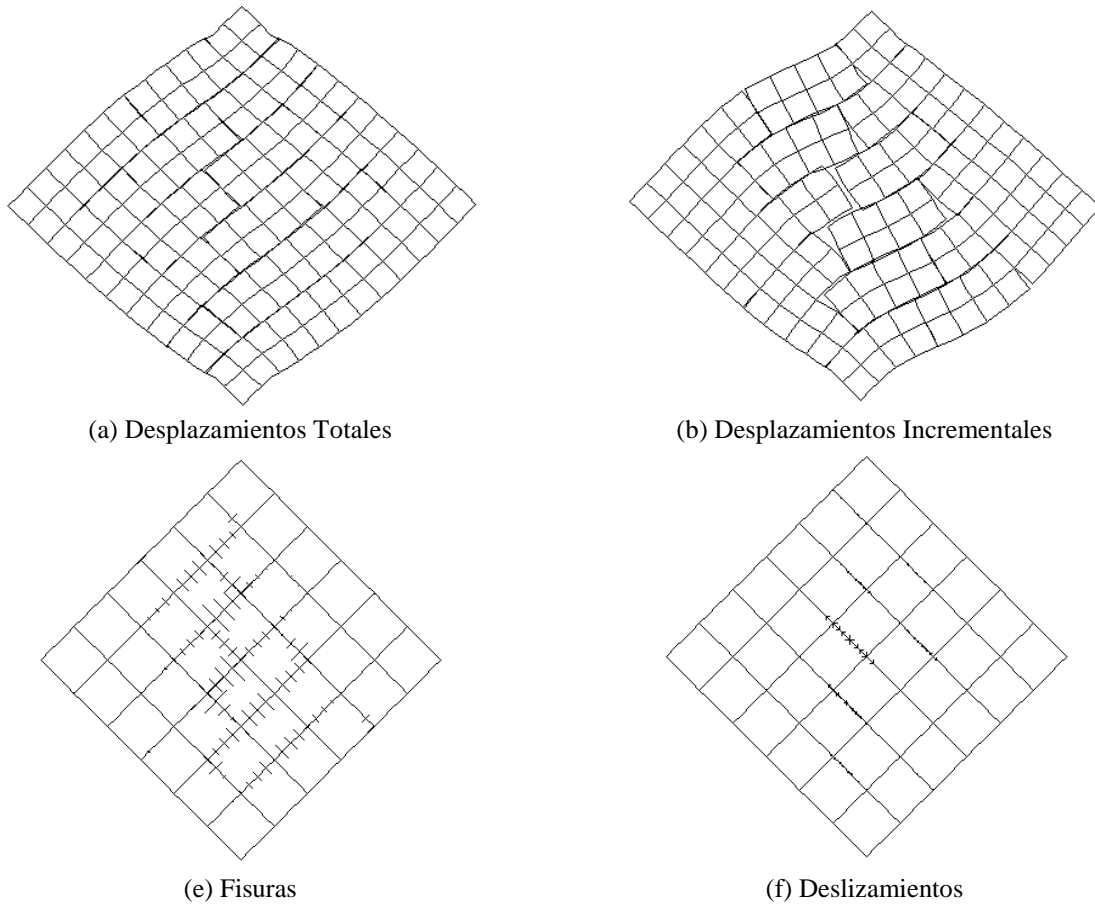
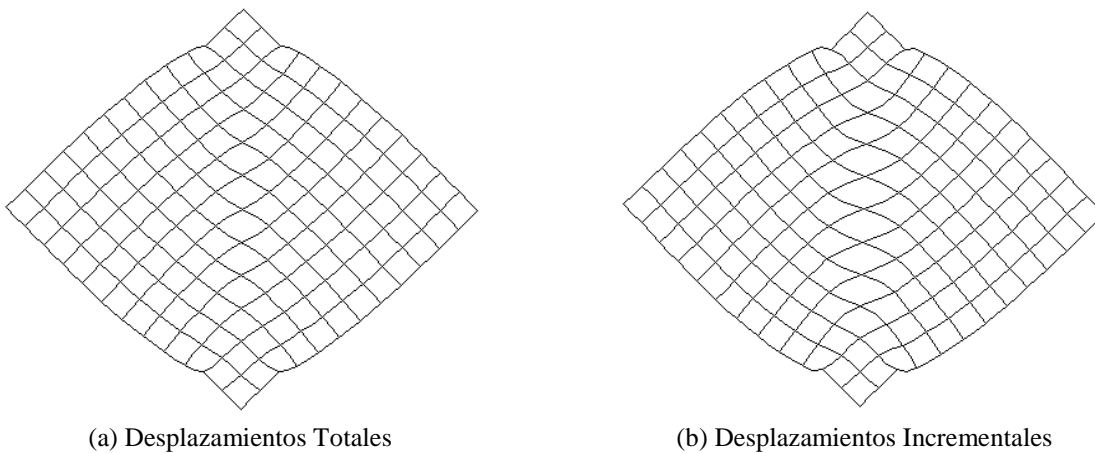


Figura 12 – Murete armado de bloques de hormigón ensayado a compresión diagonal: Resultados del micromodelo para la carga de rotura, $P = 292,50 \text{ kN}$.

En la Figura 13 se presentan los resultados para la carga de rotura obtenida mediante el *macromodelo*. Puede observarse que la zona más crítica es la diagonal central del murete, donde aparecen fisuras por tracción diagonal. En la diagonal central, el acero de refuerzo se encuentra sometido a tracción, siendo la tensión máxima en el mismo de $190,20 \text{ N/mm}^2$. En este caso el acero de refuerzo trabaja al 38,04% con respecto a su límite de fluencia. En otras zonas, el acero se encuentra sometido a compresión con una tensión de $98,46 \text{ N/mm}^2$. Las curvas tensión de corte-distorsión angular, Figuras 11, muestran que los muretes armados presentan, en la fase final de carga, un comportamiento dúctil.



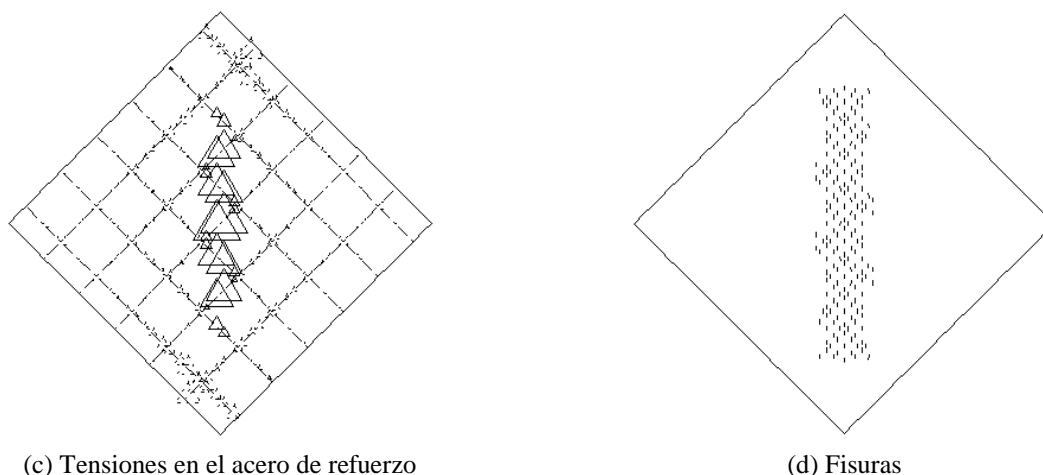


Figura 13 – Murete armado de bloques de hormigón ensayado a compresión diagonal: Resultados del macromodelo para la carga de rotura, $P = 308,00 \text{ kN}$.

6. CONCLUSIONES

En relación a las cargas verticales que conducen a la rotura de los muretes por compresión diagonal, la aproximación entre los resultados numéricos (de micro y macromodelo) y experimentales es muy buena. La resistencia al corte por micromodelo es 1% menor que la experimental, es decir, prácticamente igual, mientras la resistencia al corte por macromodelo es un 5% mayor que la experimental.

Las curvas tensión de corte bruta – distorsión angular son similares según los resultados experimentales y numéricos (de micro y macromodelo). La resistencia al corte por micromodelo es un 5% menor que la resistencia al corte por macromodelo. Además, las curvas de los muretes armados parecen presentar un comportamiento dúctil.

Las gráficas de desplazamientos totales de los muretes armados que suministra el micromodelo, se aproximan a la realidad experimental que ocurre en el laboratorio.

En los muretes armados, el análisis numérico (de micro y macromodelo) permitió observar que la armadura no se ha plastificado en toda la historia de cargas. En el micro y macromodelo el acero trabaja al 9,6% y 38,04%, respectivamente. Estos resultados indican que las cuantías geométricas recomendadas por las normativas EC6, BS5628 y ACI son del lado de la seguridad.

7. AGRADECIMIENTOS

El autor quiere expresar su agradecimiento al Dr. Walter Rolando Curadelli, quien proporcionó los datos de laboratorio para la realización del presente estudio.

8. REFERENCIAS

- [1] J. Rots. *Numerical Simulation of Cracking in Structural Masonry*, Heron, vol. 36, no. 2, 1991, pp. 49-63.
- [2] P. B. Lourenço. *Analysis of Masonry Structures with Interface Elements: Theory and Applications*, Report No. 03.21.22.0.01, 1994, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands.
- [3] P. B. Lourenço et al. "Continuum Model for Masonry: Parameter Estimation and Validation", *Journal of Structural Engineering* – ASCE, vol. 124, no. 6, 1998, pp. 642-652.
- [4] W.R. Curadelli. *Estudio Teórico-Experimental de Fábricas de Bloques de Hormigón, Simples y Rellenas, Sometidas a Esfuerzos Cortantes en su Plano*, Tesis Doctoral, 1994, Universidad de Cantabria, Santander-España.
- [5] PIET 70. *Prescripciones del Instituto Eduardo Torroja – Capítulo Obras de Fábrica*. Instituto Eduardo Torroja, 1971, España.
- [6] D. P. Abrams. *A Set of Classnotes for a Course in: Masonry Structures*, The Masonry Society Publications, 1991, Colorado, USA.

- [7] T. G. Hughes et al. *Tensile Strengths of Masonry Components*, Bulletin Masonry International, vol. 13, no. 2, 2000, pp. 39-43.
- [8] T. M. J. Raijmakers and A.T. Vermeltoort. “*Deformation Controlled Meso Shear Tests on Masonry Piers*”, Report B-92-1156, 1992, TNO-BOUW/TU Eindhoven, Build. And Constr. Res., Eindhoven, The Netherlands (in Dutch).
- [9] R. van der Pluijm. *Shear Behaviour of Bed Joints*, Proc. 6NAMC, Eds. A.A. Hamid an H.G. Harris. TMS, Boulder, CO, 125, 1993.
- [10] J.R. Riddington and M.Z. Ghazali. *Hypothesis for Shear Failure in Masonry Joints*, Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2, Paper 9489, 1990, pp. 89-102.
- [11] P. B. Lourenço. *Computational Strategies for Masonry Structures*, Ph.D. Thesis, 1996a, Delft University of Technology, Delft University Press.
- [12] P. B. Lourenço. *A User/Programmer Guide for the Micro-modeling of Masonry Structures*, Report N° 03.21.1.21.35, 1996b, Delft University of Technology, Delft, Holland.
- [13] A.W. Page. *The Biaxial Compressive Strength of Brick Masonry*, Proc. Instn. Civil Engrs., Part 2, vol. 71, 1981, pp. 893-906
- [14] A.W. Page. “The Strength of Brick Masonry Under Biaxial Tension Compression”, *International Journal of Masonry Construction*, vol. 3, no. 2, 1983, pp. 26-31.
- [15] J. G. Rosas. *Aplicación de los Modelos Numéricos al Estudio del Comportamiento de Muros de Cortante en Estructuras de Fábrica, Simples y Armadas, con o sin Aberturas*, Tesis Doctoral, 2001, Universidad de Cantabria, España.
- [16] P.B. Lourenço et al. “Understanding the Tensile Behaviour of Masonry Parallel to the Bed Joints: A Numerical Approach”, *Journal Masonry International*, vol. 12, no. 3, 1999, pp. 96-103.
- [17] A.W. Page. “Finite Element Model for Masonry”, *Journal of Structural Engineering – ASCE*, vol. 104, no. ST8, 1978, pp. 1267-1285.
- [18] S. Chiostrini and A. Vignoli. *Application of a Numerical Method to the Study of Masonry Panels with Various Geometry under Seismic Loads*, Structural Repair and Maintenance of Historical Buildings, Computational Mechanics Publications, 1989, pp. 309-317.
- [19] S. Ali and A.W. Page. “Finite Element Model for Masonry Subjected to Concentrated Loads”, *Journal of Structural Engineering – ASCE*, vol. 114, no. 8, 1988, pp. 1761-1784.
- [20] H.R. Lotfi and P.B. Shing. “Interface Model Applied to Fracture of Masonry Structures”, *Journal of Structural Engineering – ASCE*, vol. 120, no. 1, 1994, pp. 63-80.
- [21] P.B. Lourenço and J.G. Rots. “Multisurface Interface Model for Analysis of Masonry Structures”, *Journal of Engineering Mechanics – ASCE*, vol. 123, no. 7, 1997, pp. 661-668.
- [22] I. Carol and C. López. “Analysis of Quasi-brittle Materials Using Interface Elements”, *Mechanics of quasi-brittle materials and structures*, Hermes Science Publications, 1999, Paris.
- [23] W. Samarasinghe et al. *A Finite Element Model for the In-Plane Behaviour of Brickwork*, Proc. Instn Civil Engrs, vol. 71, no. 2, 1982, pp. 171-17.
- [24] U. Andreus. *A 3-D Finite Element Model for the Analysis of Masonry Structures*, Proceedings of the Eighth International Brick and Block Masonry Conference, Republic of Ireland, 1988, pp.1405-1416
- [25] J. G. Rots. “Computational Modelling of Concrete Fracture”, *Dissertation*, 1988, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands.
- [26] A. T. Vermeltoort et al. *Shear Tests on Masonry Walls*, Proceedings, 6th North American Masonry conference, Philadelphia, 1993, pp. 1183-1193.
- [27] J. A. Collins. *Failure of Materials in Mechanical Design: Analysis, Prediction, Prevention*, John Wiley & Sons, Inc. – Second Edition, 1993, New York-EE.UU.
- [28] ACI 530-99/ASCE 5-99/TMS 402-99, “*Building Code Requirements for Masonry Structures*”, Masonry standards Joint Committee, 1999, New York – EE.UU.
- [29] BS 5628. *British Standard Code of Practice for Use of Masonry*, Part 1: Structural Use of Unreinforced Masonry, 1978, UK.
- [30] BS 5628. *British Standard Code of Practice for Use of Masonry*, Part 2: Structural Use of Reinforced and Prestressed Masonry, 1985, UK.
- [32] CEB-FIP. *Bulletin D’Information, CEB-FIP Model Code 1990*. Comité Euro-International du Béton, 1991.
- [33] EUROCODIGO 6. *Proyecto de estructuras de fábrica*, PARTE 1-1: Reglas Generales para Edificios. Reglas Generales para Fábrica y Fábrica Armada, UNE-ENV, 1996, España.