



INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL

**ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
SECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN
UNIDAD "ADOLFO LÓPEZ MATEOS"**

AGRIETAMIENTO POR HUNDIMIENTO EN MUROS DE MAMPOSTERÍA

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL

PRESENTA

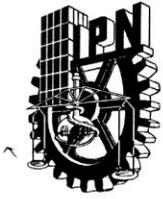
LEONEL CAMPOS RODRÍGUEZ

DIRECTORES

**DR. RAMSÉS RODRÍGUEZ ROCHA
DR. ESTEBAN FLORES MÉNDEZ**

México D.F., junio 2012





INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL SECRETARÍA DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO

ACTA DE REVISIÓN DE TESIS

En la Ciudad de México D. F., siendo las 18:00 horas del día 25 del mes de junio del 2012 se reunieron los miembros de la Comisión Revisora de Tesis, designada por el Colegio de Profesores de Estudios de Posgrado e Investigación de E.S.I.A.-U.Z. para examinar la tesis titulada:

“Agrietamiento por hundimiento en muros de mampostería.”

Presentada por el alumno:

Campos
Apellido paterno

Rodríguez
Apellido materno

Leonel
Nombre(s)

Con registro:

A	1	0	0	3	0	5
---	---	---	---	---	---	---

aspirante de:

MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL

Después de intercambiar opiniones los miembros de la Comisión manifestaron **APROBAR LA TESIS**, en virtud de que satisface los requisitos señalados por las disposiciones reglamentarias vigentes.

LA COMISIÓN REVISORA

Directores de tesis

Dr. Ramsés Rodríguez Rocha

Dr. Esteban Flores Méndez

Dr. Héctor Aureliano Sánchez Sánchez

Dr. Norberto Sánchez Ramírez

M. en C. Carlos Roberto Torres Álvarez



PRESIDENTE DEL COLEGIO DE PROFESORES
SECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN

M. en C. Pino Durán Escamilla

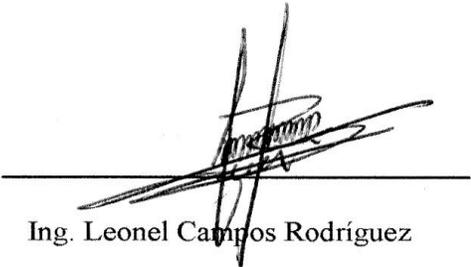


INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL
SECRETARÍA DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO

CARTA CESIÓN DE DERECHOS

En la Ciudad de México el día **25** del mes **junio** del año **2012**, el que suscribe **Leonel Campos Rodríguez** alumno del Programa de **Maestría en Ingeniería Civil** con número de registro **A100305**, adscrito a la **Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura U.Z.**, manifiesta que es autor intelectual del presente trabajo de Tesis bajo la dirección del **Dr. Ramsés Rodríguez Rocha** y el **Dr. Esteban Flores Méndez** y cede los derechos del trabajo intitulado “**Agrietamiento por hundimiento en muros de Mampostería**”, al Instituto Politécnico Nacional para su difusión, con fines académicos y de investigación.

Los usuarios de la información no deben reproducir el contenido textual, gráficas o datos del trabajo sin el permiso expreso del autor y/o director del trabajo. Este puede ser obtenido escribiendo a la siguiente dirección **leocamp_os@hotmail.com**. Si el permiso se otorga, el usuario deberá dar el agradecimiento correspondiente y citar la fuente del mismo.


Ing. Leonel Campos Rodríguez

Dedico este trabajo a
mi esposa **Guadalupe Mejía Gonzales**
a mis hijos **Ramsés, Elí, Ángel**
a mi papá **Cayetano Campos Santiago**
a mis hermanos **Alberto, Armando y José Luis**
a la congregación **“MONTE ABARIM”**
por su apoyo, paciencia, por ser lo que son
y por lo que significan en mi vida.

*“No temas, porque yo estoy contigo;
no desmayes,
porque yo soy tu Dios que te esfuerzo;
siempre te ayudaré,
siempre te sustentaré con la diestra de mi justicia”*
Isaías 41:10

*¡Cuán preciosos me son, oh Dios, tus pensamientos!
¡Cuán grande es la suma de ellos!
Te alabaré; porque formidables, maravillosas son tus obras;
Estoy maravillado,
Y mi alma lo sabe muy bien.
Salmo 139:17 -139:14*

RESUMEN

Uno de los problemas más comunes en casas de interés social en la ciudad de México es el agrietamiento en los muros de mampostería provocados por los hundimientos diferenciales del suelo. El hundimiento puede ocasionar la disminución de la capacidad de los elementos estructurales, aparición de grietas y el incumplimiento del estado límite de servicio poniendo en riesgo su funcionalidad. Lo anterior puede ocasionar, además, pérdidas económicas valuadas hasta en cientos de millones de pesos [<http://www.nextfor.com>]. Por lo tanto, existe la necesidad de estudiar la relación entre el hundimiento y el agrietamiento en los muros de mampostería para prevenir daños y pérdidas de vidas humanas y económicas.

El objetivo de este trabajo es determinar la ubicación del agrietamiento inicial en muros de mampostería confinados, utilizados en casas habitación. Para esto se definió un modelo numérico utilizando un programa de elemento finito comercial y se calibró con datos numéricos y experimentales (de la literatura). Se consideraron dos tipos de geometría y cuatro condiciones de carga.

Con el modelo calibrado se estudiaron nuevas geometrías con diferentes relaciones altura-longitud y diferentes propuestas para geometrías típicas en las casas habitacionales de la ciudad de México, sometidas a condiciones de hundimientos típicos. Adicionalmente se corroboraron los patrones de agrietamiento típico por hundimiento.

Los resultados demuestran la eficacia del modelo numérico para muros de mampostería por hundimiento.

ABSTRACT

One of the most common problems in social housing in Mexico City is cracking in the masonry walls caused by differential settlements of soil. Settlements may decrease the structural elements, cracking and failure of the serviceability limit state threatening its functionality. This can cause further economic losses valued up to hundreds of millions of pesos [<http://www.nextfor.com>]. Therefore, there is a need to study the relationship between settlements and cracking in the masonry walls to prevent damage and economic and human losses.

The aim of this study was to determine the location of the initial cracking in confined masonry walls, used in houses. For this a numerical model was defined using a commercial finite element program and calibrated with numerical and experimental data (from literature). Two types of geometry and four load conditions, were considered.

With the calibrated model new geometries were studied with different height-length relationships and different typical geometries for residential houses in Mexico City, with typical settlements conditions.

Additionally, typical cracking patterns under settlements were corroborated. Results demonstrate the effectiveness of the numerical model for masonry walls under differential settlements.

CONTENIDO

RESUMEN	ii
ABSTRACT	iii
CONTENIDO.....	1
CAPÍTULO 1	3
1. INTRODUCCIÓN	3
1.1 Antecedentes.....	3
1.1.1 Modelo de homogeneización de Adrian W. Page	4
1.1.2 Modelo de Pietruszczak	4
1.1.3 Teoría de mezclas	4
1.1.4 Modelo homogeneizado de Armelle Anthoine	4
1.1.5 Modelo homogeneizado de Lourenco	5
1.2 Problema	5
1.3 Objetivo	5
1.4 Justificación.....	5
1.5 Alcances.....	5
CAPITULO 2	7
2. MAMPOSTERÍA.....	7
2.1 Descripción general de la mampostería	7
2.1.1 El ladrillo y el mortero	7
2.2 Fisuración de la mampostería	8
2.2.1 Fisuración por tensión	8
2.2.2 Fisuración por cortante	8
2.3 Propiedades mecánicas de la mampostería	9
2.3.1 Compresión uniaxial.....	9
2.3.2 Tensión uniaxial	9
2.3.3 Comportamiento biaxial	10
2.3.4 Modelo constitutivo de la mampostería.....	10
2.3.5 Calibración para la energía de fractura de la mampostería.....	11
2.4 Aspectos generales de las NTC de la mampostería.....	13
2.4.1 Tipos de muros de mampostería	13
2.4.2 Modos de falla de la mampostería.....	15
2.4.3 Acero de refuerzo e influencia de las aberturas en los muros.....	18
CAPITULO 3	20
3. MODELOS NUMÉRICOS	20

3.1 Micromodelos	20
3.2 Macromodelos	20
3.3 Modelo constitutivo homogeneizado de la mampostería.....	21
CAPÍTULO 4	22
4. <i>METODOLOGÍA PROPUESTA</i>	22
4.1 Calibración del modelo homogeneizado.....	22
4.1.1 Modelo constitutivo de la mampostería.....	22
4.1.2 Calibración del modelo homogeneizado.....	23
4.1.3 Conclusiones.....	30
CAPITULO 5	31
5. <i>CASOS DE ESTUDIO</i>	31
5.1 Patrones típicos de agrietamiento.....	31
5.1.1 Conclusiones:.....	31
5.2 Casos de estudio propuestos	32
5.2.1 Muros con vados (ventanas)	32
5.2.2 Muro sin vados	34
5.2.3 Muros con vados (puerta).....	35
5.2.4 Caso de estudio típico para una casa de interés social.....	36
5.2.5 Caso de estudio real	39
CONCLUSIONES.....	40
REFERENCIAS	41
APENDICE	43

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCION

El hundimiento es un movimiento descendente irreversible del suelo. Éste es continuo en la ciudad de México y se puede originar por el tipo de suelo, cimentación, peso estructural, geometría de la estructura y a la extracción de agua.

La Cd. de México es una de las ciudades con el subsuelo más complejo, tanto en sus características físicas, mecánicas y químicas; por tal motivo es vulnerable, y un pequeño cambio en sus propiedades, transforma su entorno y todo lo que dependa de él. Por ejemplo; el exceso de humedad, la extracción de agua en el subsuelo, la consolidación de estratos y grandes oquedades en el subsuelo (minas) originan cambios, los cuales van desde asentamientos diferenciales imperceptibles, hasta el volcamiento parcial o total de una estructura. En el caso de otras obras civiles, no es la excepción, carreteras, puentes, drenaje, agua potable, edificios y pequeñas viviendas, todas dependen del cambio en el suelo y originan afectaciones que pueden llevar al colapso de una estructura.

Una señal que no puede pasar desapercibida es la aparición de grietas; en mampostería.

1.1 ANTECEDENTES

La mampostería es un material que presenta direccionalidad en sus propiedades debido a que las juntas del mortero actúan como planos de debilidad en el material. En general, la aproximación hacia una modelización numérica puede ser enfocada con micromodelos, los cuales discretizan de forma detallada y separada ladrillos y junta. Por otra parte, existe la posibilidad de hacer un tratamiento como Macromodelo donde se trata a la mampostería como un material compuesto. Dependiendo del nivel de detalle deseado es posible utilizar las siguientes formas de modelación (Lourenco, 1996; López et al., 1998).

- Micromodelación detallada: ladrillos y morteros son representados por elementos continuos, mientras que el comportamiento de la interfase mortero-ladrillo es representada por elementos discontinuos.
- Micromodelación simplificada. En este caso, los materiales están representados por un elemento continuo donde el comportamiento de las juntas de mortero y la interfase ladrillo-mortero está separada por discontinuidades.
- Macromodelación: los ladrillos, mortero e interfase ladrillo-mortero están englobados por un mismo elemento.

En una aproximación, el módulo de Young, la relación de Poisson y, opcionalmente, las propiedades inelásticas de ambos materiales se deben tener en cuenta para cualquier tipo de modelo que se utilice. La interfase junta-ladrillo representa una superficie de fisuración potencial con una rigidez ficticia inicial con tal de evitar la interpenetración del continuo. Esto produce la acción combinada de ladrillo, mortero e interfase. En una segunda aproximación, cada junta consistente en mortero y dos interfases mortero-ladrillo se unen en una interfase que recoge estos tres elementos con el fin de simplificar el problema sin cambiar la geometría. La mampostería es, por ello considerada como un conjunto de bloques elásticos separados por superficie potenciales de fractura en las juntas. La precisión se pierde en el momento que no se toma en cuenta la relación de Poisson del mortero no se incluye. La tercera aproximación no hace distinción entre ladrillos individuales y juntas, ya que trata la

mampostería como un continuo homogéneo y anisótropo. Una de estas estrategias de modelación no puede ser preferible por encima de otras, ya que el campo de aplicación es diferente para el caso de micromodelos que para el de macromodelos.

1.1.1 MODELO DE HOMOGENIEZACION DE ADRIAN W. PAGE

EL MODELO DE HOMOGENIEZACION DE ADRIAN W. PAGE (1978) (PAGE, 1978) éste modelo analiza los muros de mampostería sujetos a carga en su plano. Este tipo de carga es el más usual al que está sometida la mampostería como un ensamble de bloques y mortero con propiedades semejantes.

Page crea un modelo en el que puede representar el comportamiento no lineal de la mampostería la cual se considera como un material formado por dos fases consistente en un bloque elástico dentro de una matriz de mortero inelástica. El fallo ocurre en las juntas si la tensión de compresión o de tensión, o bien, el esfuerzo cortante superan un cierto nivel que hace perder el vínculo entre bloque y mortero. El modelo de Page se basa en el estudio mediante el método de elementos finitos no lineal que tiene en cuenta la progresiva fisuración de las juntas de la matriz que forma el mortero. Para la validación del método se trabajó con parámetros mecánicos basados en resultados experimentales.

1.1.2 MODELO DE PIETRUSZCZAK (1992) (LÓPEZ Y OÑATE, 1998)

El presente modelo considera que un panel de mampostería, a nivel de macroescala (macromodelos), puede ser considerado como un compuesto bifase consistente en unidades de ladrillos interceptadas por dos conjuntos ortogonales de juntas de mortero. Su aportación es importante por la formalidad de su formulación, sin embargo no presenta los resultados deseados.

1.1.3 TEORIA DE MEZCLAS (LÓPEZ Y OÑATE, 1998)

Fue estudiada por Truesdell y Toupin (Truesdell, 1960) quienes dieron las bases para los trabajos de Ortiz y Popov (Ortiz, 1982) realizados años más tarde.

La teoría de mezclas se fundamenta en las siguientes hipótesis:

- Cada volumen infinitesimal de la mezcla está compuesto por un número finito de materiales componentes.
- Cada componente participa en el comportamiento total del compuesto en la misma proporción de volumen total.
- Todas las sustancias componentes experimentan las mismas deformaciones
- El volumen ocupado por cada una de las sustancias componentes es menor que el volumen total del compuesto.
- Distribución homogénea de todas las sustancias en una cierta región del compuesto.

En resumen la Teoría de Mezclas no es la técnica adecuada para el análisis de mampostería ya que la disposición y orientación de sus elementos es decisivo para obtener su comportamiento, mientras que en esta los componentes están uniformemente distribuidos en el elemento de volumen.

1.1.4 MODELO HOMOGENEIZADO DE ARMELLE ANTHOINE (1995) (LÓPEZ Y OÑATE, 1998)

En este modelo se analiza comparativamente el comportamiento de la mampostería haciendo un estudio de homogeneización plano y tridimensional. El modelo trabaja

con elementos planos y elementos tridimensionales. El caso plano se basa en asumir la hipótesis de tensión plana y deformación plana de la mecánica del medio continuo. La mampostería permite la generación de la malla a partir de un elemento y repetirlo a partir de una translación a lo largo de dos direcciones de periodicidad. Sin embargo, la ley constitutiva que desarrolla este modelo es de daño.

1.1.5 MODELO HOMOGENEIZADO DE LOURENCO (1992) (LÓPEZ Y OÑATE, 1998)

Este modelo se basa en la consideración de la mampostería como un material compuesto por una sucesión de capas que posteriormente son homogeneizadas. Lourenco, en su modelo, hace un desarrollo diferenciado entre la formulación elástica y la formulación elasto-plástica.

El modelo está construido a partir de la consideración de la mampostería como un sistema paralelo de capas, las cuales en este caso se consideran con propiedades elásticas e isotropas. Esta hipótesis puede ser considerada como una simplificación. Este modelo aunque es homogeneizado, sus elementos se acercan más a lo que es la teoría de mezclas. Además, es un modelo desarrollado tridimensionalmente, lo que lo convierte en una herramienta con alto costo computacional tanto a nivel de cálculo como a nivel de generación de malla.

1.2 PROBLEMA

Uno de los problemas más comunes en casas de interés social de la ciudad de México es el agrietamiento en los muros de mampostería provocados por los hundimientos diferenciales del suelo. El hundimiento puede ocasionar la disminución de la capacidad de los elementos estructurales, aparición de grietas y el incumplimiento del estado límite de servicio poniendo en riesgo su funcionalidad. Lo anterior puede ocasionar, además, pérdidas económicas valuadas hasta en cientos de millones de pesos [<http://www.nextfor.com>].

1.3 OBJETIVO

El objetivo de este trabajo es determinar la ubicación del agrietamiento inicial en muros de mampostería confinados, utilizados en casas habitación. Para esto se definió un modelo numérico utilizando un programa de elemento finito comercial y se calibró con datos numéricos (de la literatura) y experimentales.

1.4 JUSTIFICACIÓN

La necesidad de estudiar los efectos de los hundimientos diferenciales en las estructuras de mampostería ayudará a desarrollar modelos numéricos que permitan analizar su comportamiento bajo distintas condiciones de carga y así brindar estructuras confiables. Por lo tanto, existe la necesidad de determinar la relación entre el hundimiento y el agrietamiento en los muros de mampostería para prevenir daños y pérdidas de vidas humanas y económicas.

1.5 ALCANCES

Se presenta un modelo calibrado con 2 geometrías diferentes y cuatro condiciones de carga, los casos de estudio analizados son muros sin vados, muros con puerta al centro de 1000 mm x 2100 mm y muros con ventanas con dos geometría diferentes,

se hace variación en su relación H/L de 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, solo se varia longitud dejando H= 2400 mm sometidos a las 4 condiciones de carga, el propósito es localizar la ubicación física donde se inicia la grieta y el desplazamiento mínimo que la origina.

CAPITULO 2

2. MAMPOSTERÍA

2.1 DESCRIPCION GENERAL DE LA MAMPOSTERÍA

La mampostería es la unión de bloques o ladrillos de arcilla o de concreto con un mortero para conformar sistemas monolíticos tipo muro, que pueden resistir acciones producidas por las cargas de gravedad o las acciones de sismo o viento.

Inicialmente la mampostería se hizo con piedra labrada que se unía mediante una "argamasa" de cal o aún "al tope". Este material fue ampliamente usado en la antigüedad por los romanos para construir sus puentes y acueductos. En el conocido acueducto de Segovia en España, los bloques de piedra, cortados al detalle se unen sin argamasa.

Modernamente, se aprovechan los ladrillos de arcilla y los bloques de concreto de gran resistencia, unidos mediante morteros de cemento. El muro así ensamblado se considera un elemento monolítico, siempre y cuando las uniones de las juntas puedan garantizar la transmisión de esfuerzos entre las piezas individuales, sin fallas o deformaciones considerables.

En forma más técnica la mampostería es un material que presenta diferentes propiedades en función de la dirección en la que estén orientadas las juntas de mortero. Éstas constituyen planos de debilidad. El fallo de las estructuras de mampostería va precedido generalmente por un desarrollo masivo de fisuración en dichas juntas, por lo que éstas son las limitantes en la capacidad resistente final.

Las propiedades de los materiales son determinadas a partir de ensayos experimentales individualizados de cada una de las partes que conforman la mampostería

La mampostería es un material que transmite cargas de compresión de forma muy efectiva. Su capacidad está gobernada por las propiedades mecánicas de los ladrillos, ya que el fallo se produce por agrietamiento a causa de la tensión transversal en el ladrillo, provocada por una expansión diferencial lateral del ladrillo rígido y una ductilidad mayor del mortero.

La resistencia mecánica de la mampostería es extremadamente baja, mientras la unión mecánica sea baja y en los cálculos de diseño se suele tomar como 0 (Yokel and Fattal, 1976).

El comportamiento de la mampostería sujeta a complejos estados tensionales esta marcadamente influenciado por la orientación de las juntas de mortero y las cargas aplicadas. La mayoría de las deformaciones plásticas aparecen en las juntas y las características de éstas se ven afectadas por la magnitud del cortante y la tensión normal. Dependiendo del grado de compresión al que se vea sometido, el fallo puede ocurrir solamente en las juntas o en una combinación de fisuración junta-mortero. No todos los mecanismos de fractura en mampostería son totalmente compresibles y los criterios de fisuración no han sido del todo desarrollados, por lo que es usual la utilización de criterios de plasticidad aplicados en geomateriales (Mohr-Coulomb (1882), Drucker-Prager (1952), Lubliner-Oller (1990)).

2.1.1 EL LADRILLO Y EL MORTERO

Ladrillos: Las propiedades de los ladrillos fabricados a partir de arcilla horneada varían en función de la hornada a la que pertenecen. Los ladrillos de diferentes hornadas suelen tener propiedades diferentes. En la actualidad, esta dispersión de las propiedades de ladrillos se está resolviendo mediante la aplicación de normas de buena práctica ya estandarizadas, tales como la Norma ISO 9000. Esta variación es

inherente a proceso de fabricación y es uno de los factores contribuyentes a la dispersión de resultados que se podrían obtener en ensayos de mampostería. Los ladrillos presentan un comportamiento típico elasto-frágil, pero no necesariamente homogéneo o isotrópico.

Mortero: El mortero utilizado en mampostería está compuesto por diferentes combinaciones de cemento, arena y finos. Es usual la fabricación de morteros con menores resistencias que las del ladrillo. El logro de un mortero de alta resistencia no es tan importante como el de la consecución de una unión sólida entre mortero y ladrillo. El mortero presenta un comportamiento no-lineal a un nivel tenso-deformacional que provoca deformaciones inelásticas significativas en la mampostería. Lenczner (1973) estableció que las deformaciones por deslizamiento en mampostería pueden ser bastante significativas siendo el mismo orden que el crecimiento de fisuración que ocurre cuando cambian los contenidos de humedad.

2.2 FISURACION DE LA MAMPOSTERÍA

La unión entre el ladrillo y el mortero, es con frecuencia una unión débil. El comportamiento no lineal de las juntas, el cual es controlado por la adherencia entre el ladrillo –mortero, es una de las propiedades más relevantes del comportamiento de la mampostería. Dos diferentes fenómenos aparecen en la interface ladrillo-mortero, uno asociado a la fisuración por tensión y otro asociado con el modo de fallo debido a cortante.

2.2.1 FISURACIÓN POR TENSIÓN

Van der Pluijm, en 1992, realizó ensayos de deformación controlada en pequeñas probetas de mampostería. A través de estos ensayos se obtuvo una curva asociada al comportamiento a tensión con una forma próxima a una exponencial descendente (ablandamiento). Asimismo, se obtuvieron valores para la energía de fractura G_f asociados a este modo que rondaban entre 0.005 a 0.02 N mm/mm² para valores de resistencia a tensión del orden de 0.3 a 0.9 N/mm² dependiendo de la tipología de las juntas.

2.2.2 FISURACIÓN POR CORTANTE

Un aspecto importante en la determinación de la respuesta a cortante de las juntas en mampostería es la capacidad de generarse estados uniformes de tensión en las juntas. Esto comporta que en cualquier ensayo existe la dificultad de obtención de este modo de comportamiento debido a que el equilibrio restringe la introducción de estados no uniformes de tensiones normales en la junta.

Van der Pluijm (1993) estableció una completa caracterización del comportamiento a cortante de la mampostería. A partir de un ensayo de corte directo con probetas confinadas y ensayándolo a diferentes niveles de carga pudo establecer el comportamiento real de la interfase junta-mortero para el caso de las sollicitaciones tangenciales. Cabe destacar que en muchos de los ensayos con alto nivel de confinamiento en el ensayo a corte, el mecanismo de fallo en la interfase ladrillo – mortero va acompañado de una fisuración diagonal de los bloques de ladrillo.

La energía de fractura G_f , asociada a mecanismos de corte y cuyos valores van desde 0.01 a 0.25 N mm/mm² para valores de cohesión inicial de entre 0.1 a 1.8 N/mm². El valor de la energía de fractura depende, además, del nivel de confinamiento al que se ve sometida la probeta.

2.3 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA MAMPOSTERÍA

El comportamiento uniaxial del material compuesto se describe a continuación con respecto a los ejes de materiales conocidas las direcciones paralela y normal a la orientación de las juntas.

2.3.1 COMPRESIÓN UNIAXIAL

La resistencia a compresión de la mampostería en la dirección normal a la junta ha sido tradicionalmente vista como una propiedad relevante del material, al menos hasta la reciente introducción de los métodos numéricos para la estructura de la mampostería. Un ensayo frecuentemente usado para obtener una resistencia a compresión uniaxial es el ensayo de prisma con elementos apilados. Pero es algo incierto el uso de los parámetros de resistencia obtenidos con ensayos de este tipo según Mann y Betzler (1994). El ensayo más común aceptado para la determinación de la resistencia a compresión uniaxial de la mampostería en dirección normal a las juntas de mortero es el que se obtiene a partir de los ensayos llamados RILEM (Wesche y Ilanzis, 1980). Este tipo de ensayo es relativamente largo y costoso de ejecutar, especialmente si se compara con el ensayo estándar mediante probetas cilíndricas de concreto. La compresión uniaxial de la mampostería conduce a un estado triaxial de compresión en el mortero y a una compresión-tensión en el ladrillo. Mann y Betzler (1994) observaron que inicialmente aparecían fisuras verticales en los ladrillos a lo largo de la línea media de las piezas, que generalmente coincidían con la continuación de las juntas verticales de mortero. A medida que crece la deformación van apareciendo fisuras adicionales, normalmente verticales en pequeñas zonas de la pieza, que llevan al fallo por deslizamiento de las fisuras en la pieza.

El comportamiento de la mampostería bajo compresión uniaxial en dirección paralela a las juntas de mortero recibe menos atención. Sin embargo, la mampostería es un material anisótropo y, particularmente en el caso de la resistencia a compresión longitudinal baja de los ladrillos debido a la alta o desfavorable perforación de estos, la resistencia a compresión bajo cargas paralelas a las juntas de mortero pueden tener un efecto decisivo a la hora de la determinación de la carga de pandeo en los muros. De acuerdo con Hoffmann y Schubert (1994), la relación entre la resistencia a compresión uniaxial paralela a las juntas y normal a éstas tienen valores que oscilan entre 0.2 y 0.8. Estas relaciones han sido obtenidas para bloques perforados, bloques de mortero y bloques de concreto ligero. En el caso de ladrillos macizos, la relación antes mencionada puede tomarse como 1.0.

2.3.2 TENSION UNIAXIAL

Para cargas a tensión en el sentido perpendicular a las juntas del mortero, el colapso es causado por una disminución en la resistencia a tensión relativa en la interfase mortero-ladrillo. En una aproximación no rigurosa, la resistencia a tensión de la mampostería se puede equiparar a la resistencia a tensión de la unión entre la junta y el ladrillo.

En mampostería con baja resistencia de los ladrillos y gran resistencia a tensión de la unión entre la junta y el ladrillo, y por ejemplo, mortero de alta resistencia y ladrillo con numerosas perforaciones, el fallo ocurre como resultado de la superación por parte de las tensiones de la resistencia a tensión del ladrillo. Como aproximación a la resistencia a tensión de la mampostería se toma la resistencia a tensión del ladrillo.

A partir de ensayos realizados se han observado dos diferentes mecanismos de rotura en paneles ensayados a tensión paralelos a la junta. El primero de éstos falla por desarrollo de fisuración en las juntas verticales y horizontales y en forma de zigzag. El segundo se presenta como una fisura perpendicular a la fuerza de tracción y que aparece siguiendo las juntas verticales de mortero y atravesando los ladrillos.

En el primero de los mecanismos de rotura, la respuesta de la mampostería viene gobernada por la energía de fractura de las juntas verticales, mientras que en las juntas horizontales es el mecanismo de cortante el que gobierna la fisuración. En el segundo de los mecanismos, dado que toda la fisuración es vertical e involucra tanto a las juntas como al ladrillo, es la energía de fractura G_f de cada material conjuntamente las que gobiernan la fisuración total de la estructura.

2.3.3 COMPORTAMIENTO BIAXIAL

El comportamiento biaxial de la mampostería bajo estados biaxiales de tensión, puede no ser completamente descrito por una ley constitutiva bajo condiciones de carga uniaxiales.

La influencia del estado biaxial de tensiones es importante con el fin de conocer el comportamiento resistente, el cual no puede ser descrito solamente en términos de tensiones principales ya que la mampostería es un material anisótropo. Por lo tanto, la envolvente de tensiones biaxiales de mampostería puede ser descrita en términos de la orientación de los ejes respecto al material y de las tensiones principales.

2.3.4 MODELO CONSTITUTIVO DE LA MAMPOSTERÍA

Para incorporar la función constitutiva de la mampostería homogeneizada al modelo propuesto se tomaron los datos experimentales (Meli y Reyes, 1971), para tabique rojo recocido con mortero 1:0:3 (cemento-cal-arena), Fig. 2.1, Este modelo intenta simular el comportamiento de un material ideal que resulta de considerar ciertas hipótesis simplificadas en el sólido real

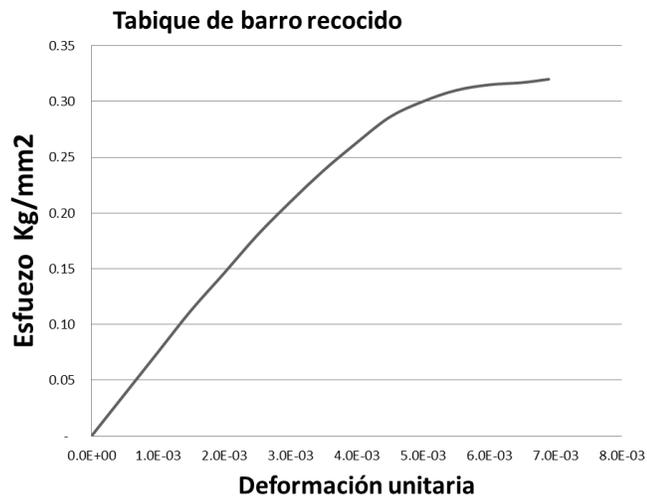


Fig. 2.1 Función constitutiva de la mampostería de tabique rojo recocido

Se incorporaron estos datos en un programa comercial de elementos finitos, igualando las condiciones como se llevaron a cabo en el laboratorio. Y la comparación de resultados se pueden observar en la Fig. 2.2

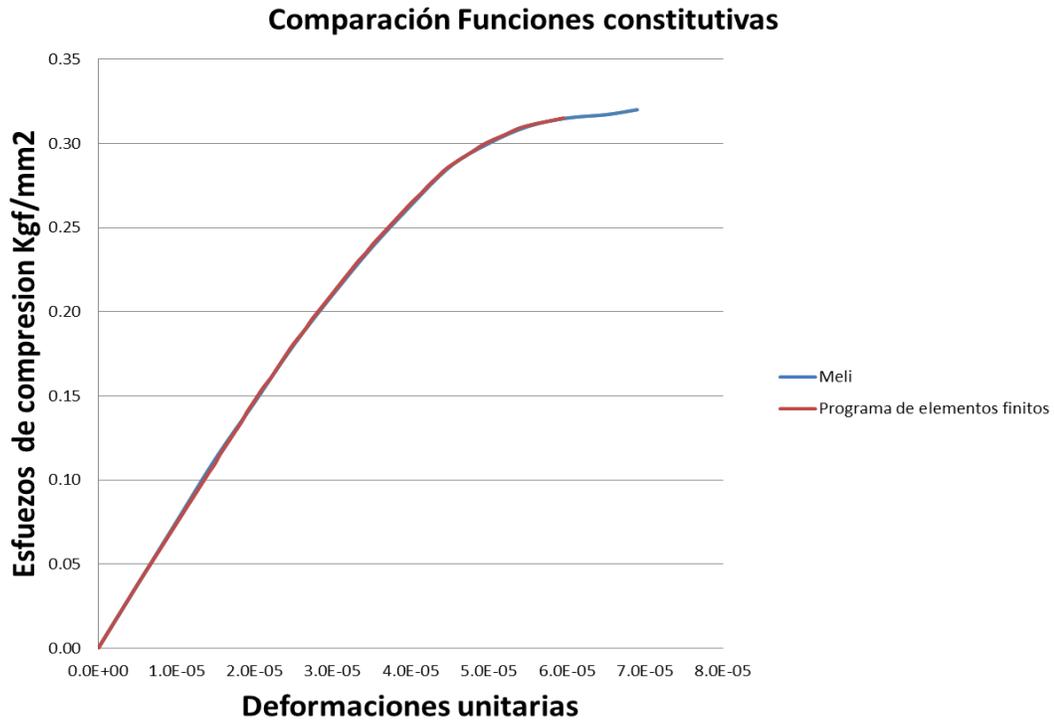


Fig. 2.2 Comparación de resultados

2.3.5 CALIBRACIÓN PARA LA ENERGÍA DE FRACTURA DE LA MAMPOSTERÍA.

Existen dos mecanismos diferentes de rotura para paneles ensayados a tensión paralelos a la junta. El primero falla por fisuración en las juntas verticales y horizontales en forma de zigzag. (López y Oñate, 1998); el segundo se presenta por fisuración perpendicular a la fuerza de tensión y que aparece siguiendo las juntas verticales de mortero y atravesando los ladrillo; este es el criterio a tomar, por lo tanto la energía de fractura G_f de cada material conjuntamente es la que gobierna la fisuración total de la estructura.

Para Van der Pluijin (López y Oñate, 1998) en 1992, estableció que la energía de fractura G_f para probetas de mampostería ensayadas a tensión rondaban entre 0.005 a 0.02 N-mm/mm². Por lo tanto para encontrar el esfuerzo donde se presenta el inicio de la grieta de la mampostería es necesario igualar el área bajo la curva de la grafica que se muestra en la Fig.2.3 con la energía $G_f = 0.005$ N-mm/mm², se toma el valor mas pequeño para efectos de seguridad. (La variación de este rango está dominada por el tipo de mampostería), esta energía de fractura está definida como la cantidad

de energía necesaria para crear un área unitaria de una fisura a lo largo de la interfase unidad-mortero.

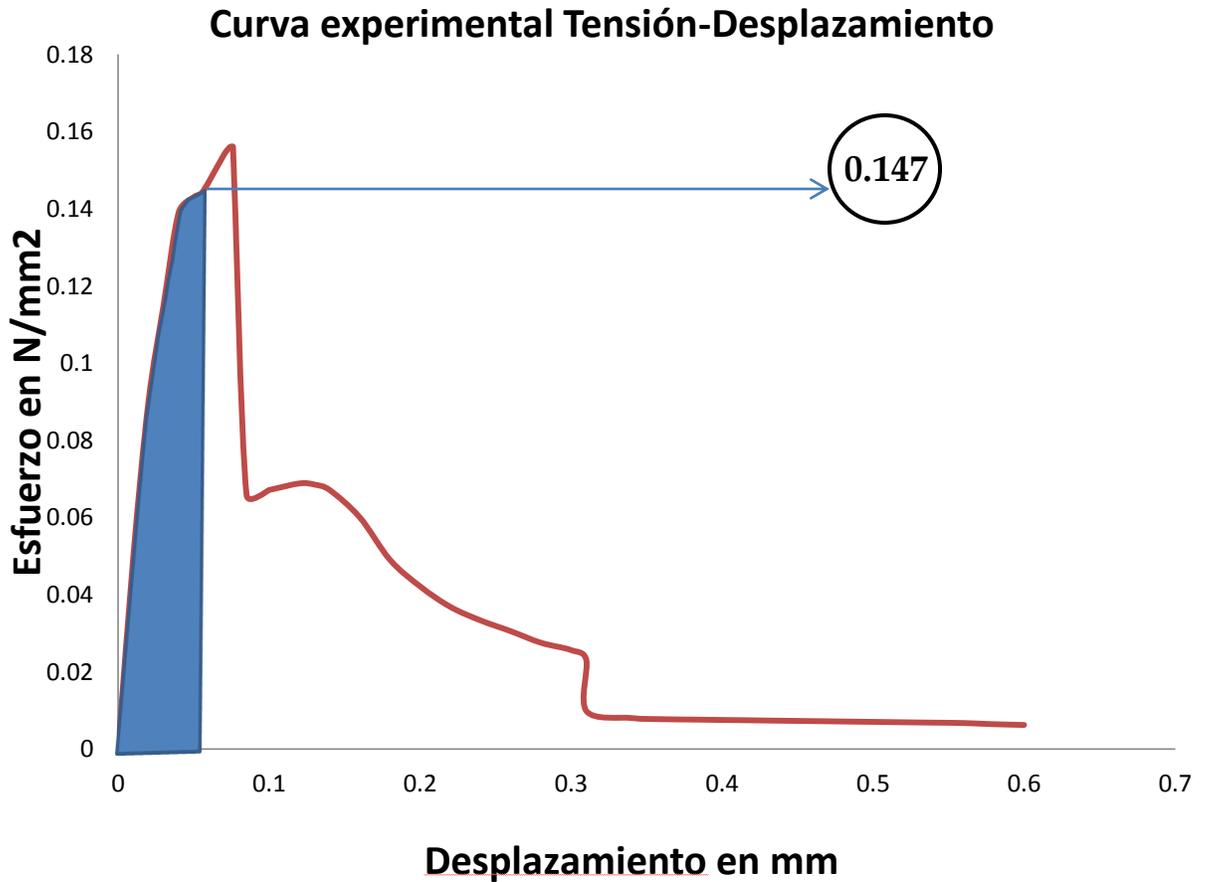


Fig. 2.3 Curva experimental tensión-desplazamiento en dirección paralela a las juntas del mortero; la falla ocurre verticalmente a lo largo de las juntas y el ladrillo.

La igualación del área bajo la curva y la energía de fractura G_f se obtuvo en el punto 0.1440 N/mm^2 al hacer la conversión a Kgf/mm^2 tenemos que $\sigma_f = 0.0147 \text{ kgf/mm}^2$.

2.4 ASPECTOS GENERALES DE LAS NTC DE LA MAMPOSTERÍA

Las edificaciones que tienen una estructuración principalmente compuesta de muros de carga de mampostería basan su seguridad sísmica en la resistencia a carga lateral, proporcionada por una muy elevada área transversal de muros en cada dirección. Este sistema estructural no puede desarrollar grandes deformaciones inelásticas de la estructura para disipar la energía introducida por un sismo. Por lo tanto, el factor de comportamiento sísmico que permite reducir las fuerzas elásticas es dos como máximo y refleja la capacidad de deformación inelástica limitada que puede alcanzar (Bazán y Meli, 2002).

De acuerdo con lo anterior, a este tipo de estructuración no se le impone requisitos de ductilidad particularmente severos. Sin embargo, se requiere de cierto refuerzo que reduzca la posibilidad de fallas frágiles.

De acuerdo con Bazán y Meli, 2002, el refuerzo que requieren los muros de mampostería tiene como finalidad las siguientes funciones:

- Ligar entre sí los elementos estructurales (muros en una dirección con los de la dirección transversal, muro de un piso con la losa y con los de los pisos adyacentes entre sí) propiciando un trabajo de conjunto de la estructura y evitando la posibilidad de que los muros se separen como en un castillo de naipes.
- El refuerzo debe proveer a la mampostería de cierta resistencia a tensión (sea por flexión o cortante) para subsanar la baja resistencia que la mampostería tiene a este tipo de esfuerzo.
- Proporcionar cierto confinamiento a los muros para mantener su capacidad de carga después de su agrietamiento.

2.4.1 TIPOS DE MUROS DE MAMPOSTERÍA

Según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mamposterías (NTCM), se clasifican los muros con una función estructural como:

- Muros diafragmas
- Muros confinados
- Muros con refuerzo interior
- Muros sin refuerzo

2.4.1.1 MAMPOSTERÍA CONFINADA

La llamada *mampostería confinada* puede considerarse como el sistema, a base de mampostería, más utilizado en la ingeniería civil, principalmente en zonas sísmicas (Sánchez, 1995). La *mampostería confinada*, es un sistema estructural donde los muros de tabique son confinados en su periferia mediante elementos verticales, *castillos*, y horizontales, *dalas*, de concreto armado (Figura 2.4); ligados entre sí por diafragmas rígidos. La función principal de los elementos de confinamiento, es proporcionar estabilidad, capacidad de deformación lateral y de disipación de energía una vez que se ha alcanzado el agrietamiento; por lo que tales elemento no se diseñan para resistir fuerzas normales ni cortantes.

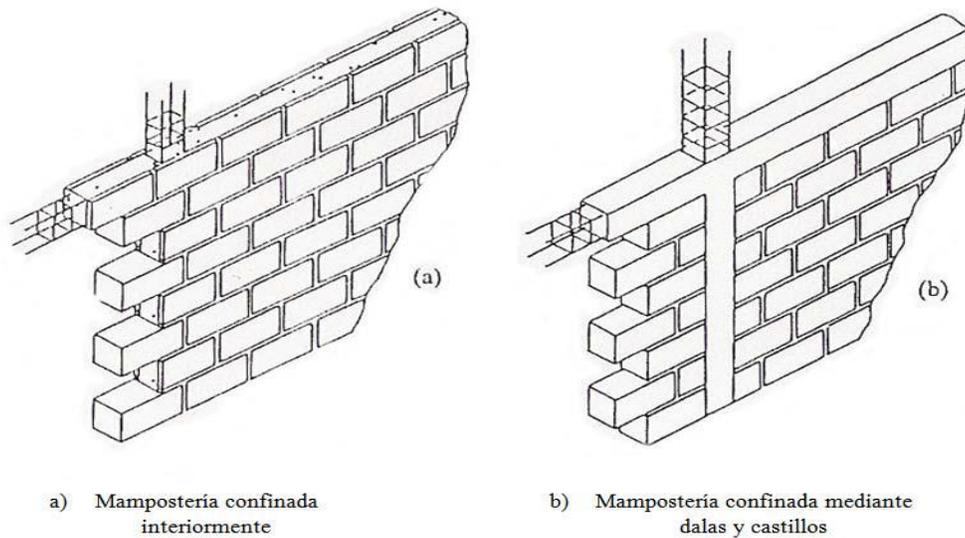


Figura 2.4 Configuración de la mampostería confinada (Tomažević, 1999)

Las dimensiones transversales de los castillos y dalas varían. En México el ancho de los castillos y dalas es igual al espesor del muro. El peralte típico de castillos y dalas es de 15 y 25 *cm* respectivamente (Sánchez, 1995).

Para lograr el confinamiento adecuado de la mampostería, se deben cumplir con las siguientes especificaciones constructivas (Gallegos, 1987, Astroza y Schmidt, 2003).

1. El muro de mampostería se debe de construir en primer lugar, dejando sus bordes verticales “dentados”, para luego colocar el concreto de los elementos de confinamiento (Figura 2.5).

2. Los elementos de mampostería deberán ser continuos.

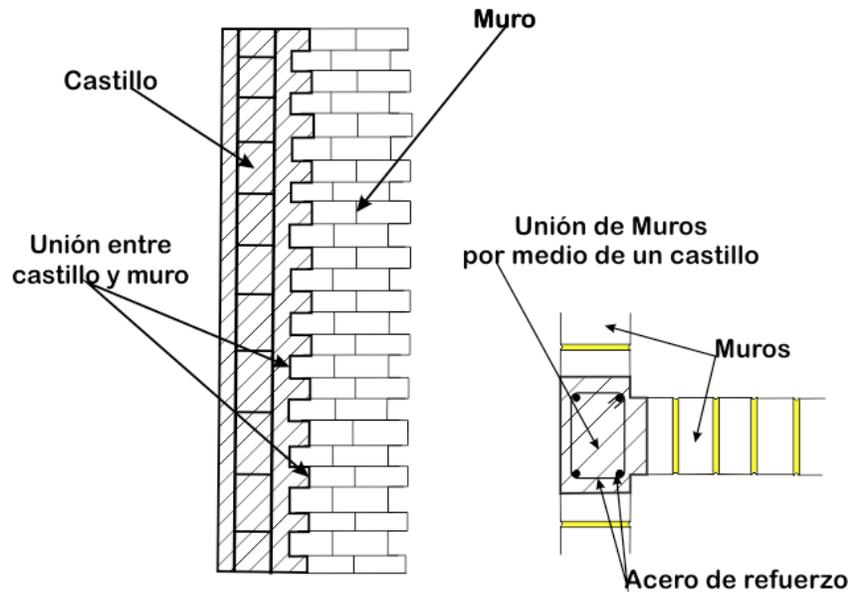


Figura 2.5 Unión castillo-muro de mampostería (Tomažević, 1999)

3. Los muros de mampostería deben tener una forma aproximadamente cuadrada, debiéndose colocar elementos de confinamiento, *dalas* o *castillos*, intermedios si es necesario (Figura 2.6).

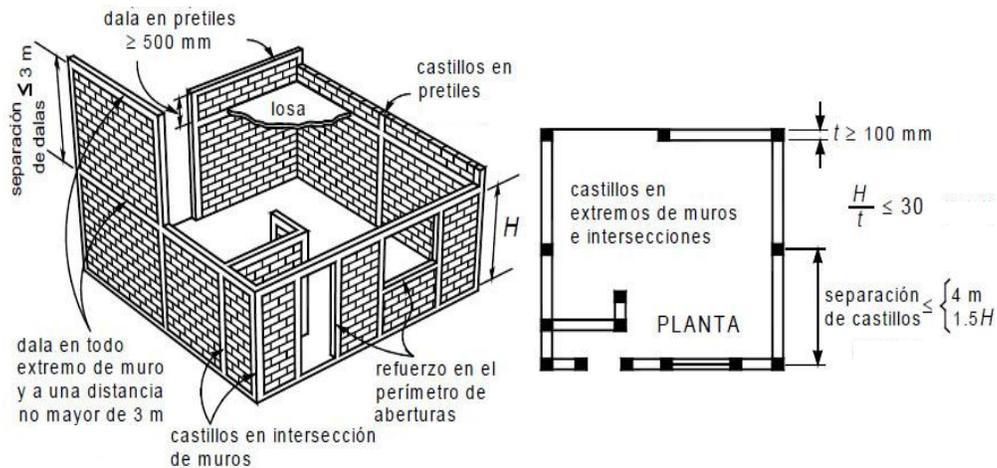


Figura 2.6 Requisitos para mampostería confinada (NTCM-2004)

4. Los muros de mampostería no deben presentar fallas de aplastamiento por compresión. Por tal motivo se recomienda el uso de piezas macizas o perforadas con un porcentaje reducido de perforaciones.

Por otra parte, de acuerdo con las investigaciones y experiencias obtenidas después de sismos se ha demostrado, que los muros de mampostería confinada por medio de *dalas* y *castillos* dan como resultado (Tomažević, 1999):

1. Mejora de la conexión entre muros estructurales.
2. Mejora de la estabilidad de muros estructurales esbeltos.
3. Mejora de la resistencia y ductilidad de muros de mampostería.
4. Reducción del riesgo de la desintegración de muros de mampostería, cuando estos son demandados en un sismo.

2.4.2 MODOS DE FALLA DE LA MAMPOSTERÍA

De acuerdo con los resultados de análisis de daño de sismos y experimentación subsecuente, se han identificado cuatro mecanismos y modos de falla que definen el comportamiento sísmico de muros de mampostería confinada, cuando son sometidas a cargas sísmicas. Los modos de falla que puede presentar la mampostería confinada son los siguientes (Gallegos, 1989; Astroza y Schmidt, 2003):

1. *Falla por flexión.* Puede presentarse en muros esbeltos, cuando se presenta tensiones importantes en los castillos que confinan a la mampostería, lo cual produce la fluencia del acero de refuerzo longitudinal y una falla de compresión por flexión en la zona de compresión del muro (Figura 2.7).

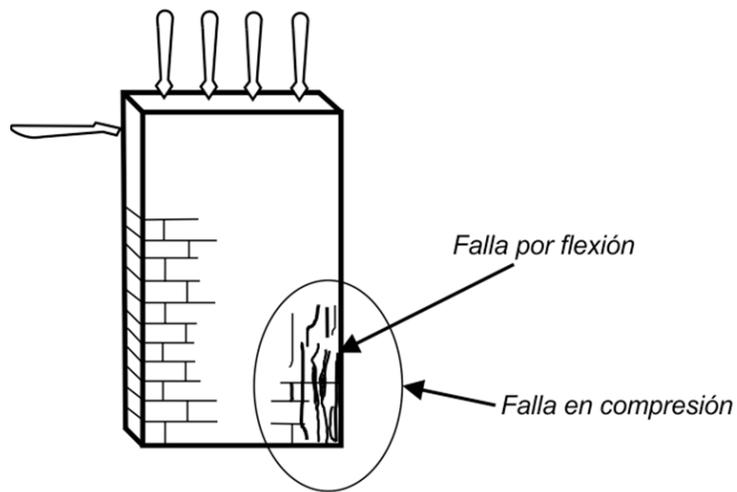


Figura 2.7 Falla por compresión de la mampostería confinada (Tomažević, 1999)

2. *Falla de corte por deslizamiento.* Se presenta cuando las piezas de mampostería son resistentes pero el mortero con el cual están unidas no, lo que produce un deslizamiento a lo largo de la junta horizontal de mortero como consecuencia de una falla de adherencia por corte en la junta. Este deslizamiento produce un mecanismo del tipo “columna corta” en los castillos (Figura 2.8).

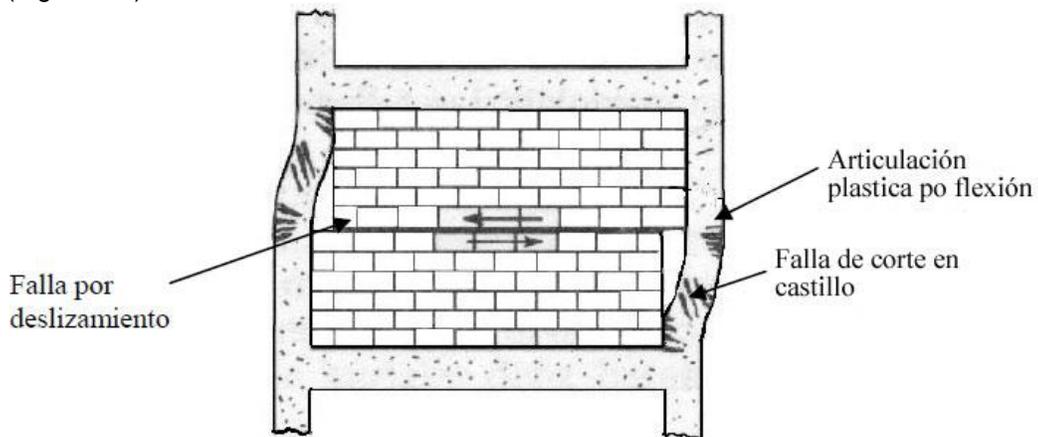


Figura 2.8. Falla de corte por deslizamiento (Astroza y Schmidt, 2003)

3. *Falla por cortante.* Se caracteriza por un agrietamiento diagonal del muro de mampostería, debido a las tensiones diagonales que se producen en el propio muro (Figura 2.9).

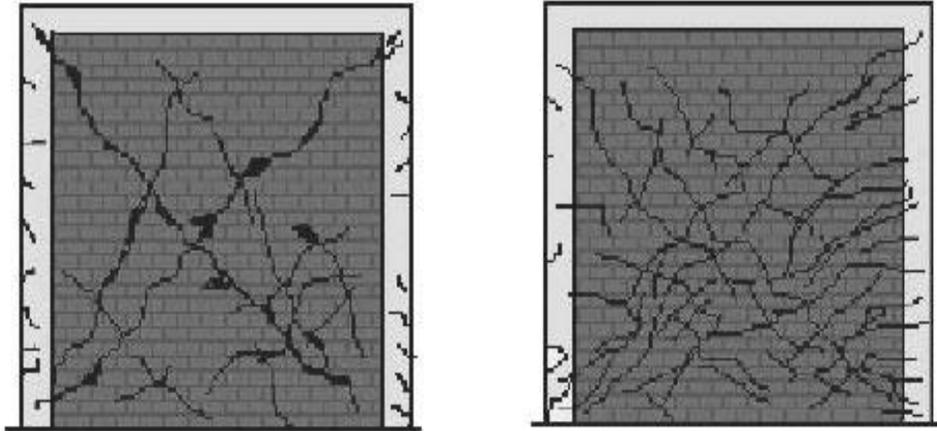


Figura 2.9 Falla por cortante sin y con acero de refuerzo horizontal (Astroza y Schmidt, 2003)

4. *Falla por aplastamiento por compresión diagonal.* Se presenta debido al efecto de puntal que se produce cuando se separa el muro de mampostería de los elementos de confinamiento (dadas y castillos). Como consecuencia se generan grandes esfuerzos de compresión en las esquinas del muro, lo que provoca la falla de las zonas de mampostería de menor calidad (Figura 2.10).

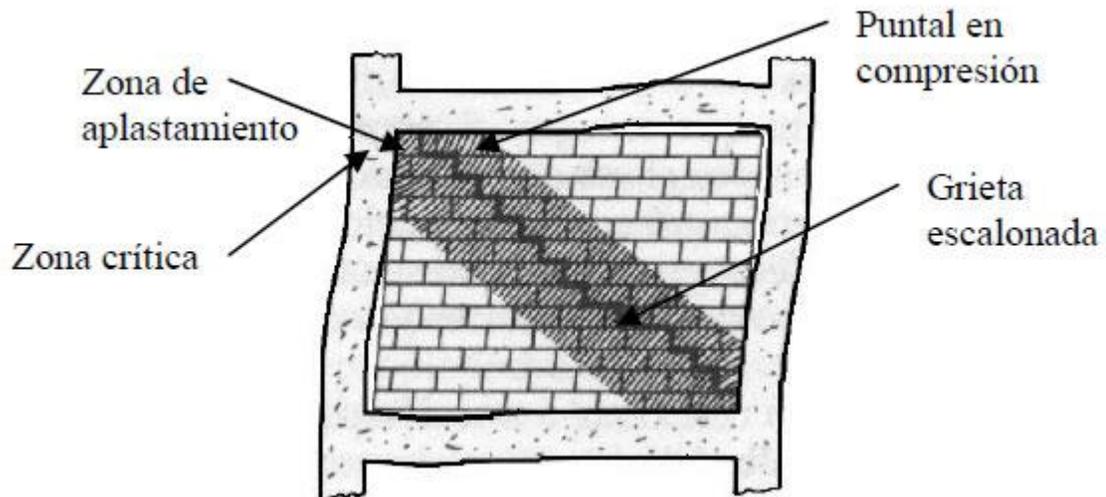


Figura 2.10 Falla por aplastamiento por compresión diagonal (Astroza y Schmidt, 2003)

El mecanismo de falla que presente la mampostería confinada dependerá de la geometría del muro (relación altura/ancho) y de la calidad de los materiales, pero también de su confinamiento y de las cargas que actúan (Tomažević, 1999).

Los estados límite dependerán directamente del patrón de daños que presente una estructura, el cual depende del nivel de deformación (deriva o distorsión angular) (Astroza y Schmidt, 2003). De acuerdo con Astroza y Schmidt, 2003, los estados límites correspondientes a las estructuras de mampostería confinada, son:

1. *Estado límite de servicio.* Es el estado donde da inicio el agrietamiento visible del muro y corresponde al nivel donde se produce el término del intervalo elástico o lineal del muro.

2. *Estado límite operacional.* Se presenta el inicio del agrietamiento diagonal. El daño presentado por el muro es muy limitado, conservando toda su capacidad resistente y parte importante de su rigidez; el riesgo de los ocupantes de la edificación es nulo con este tipo de daño.

3. *Estado límite de daño controlado.* Se presenta la formación de un patrón estable de agrietamiento diagonal.

4. *Estado límite de resistencia.* El muro alcanza la máxima capacidad de carga. Los muros presentan un daño importante pero tienen un margen razonable de seguridad contra el colapso parcial o total.

5. *Estado límite último nominal.* No queda asegurado que no se producirá el colapso parcial o total del muro. El muro alcanza un deterioro del 20% de la fuerza máxima resistida, además se presenta un considerable detrimento de la rigidez inicial del muro. Se observan grietas de anchos mayores a 10 mm o más.

2.4.3 ACERO DE REFUERZO E INFLUENCIA DE LAS ABERTURAS EN LOS MUROS

Uno de los factores que influyen en el comportamiento sísmico de la mampostería es el acero de refuerzo de los elementos de confinamiento. De acuerdo con lo anterior, el acero de refuerzo de los elementos de confinamiento debe resistir tanto las tensiones que producen los momentos flexionantes debidos a las cargas que actúan en el plano del muro, como también los esfuerzos de flexión y cortante que producen las cargas perpendiculares al plano del muro. En México, los requisitos mínimos de refuerzo en dalas y castillos, están estipulados en las Normas Técnicas Complementarias de Mampostería (NTCM-04). En la Figura 2.11 se muestran los criterios de las NTCM-04.

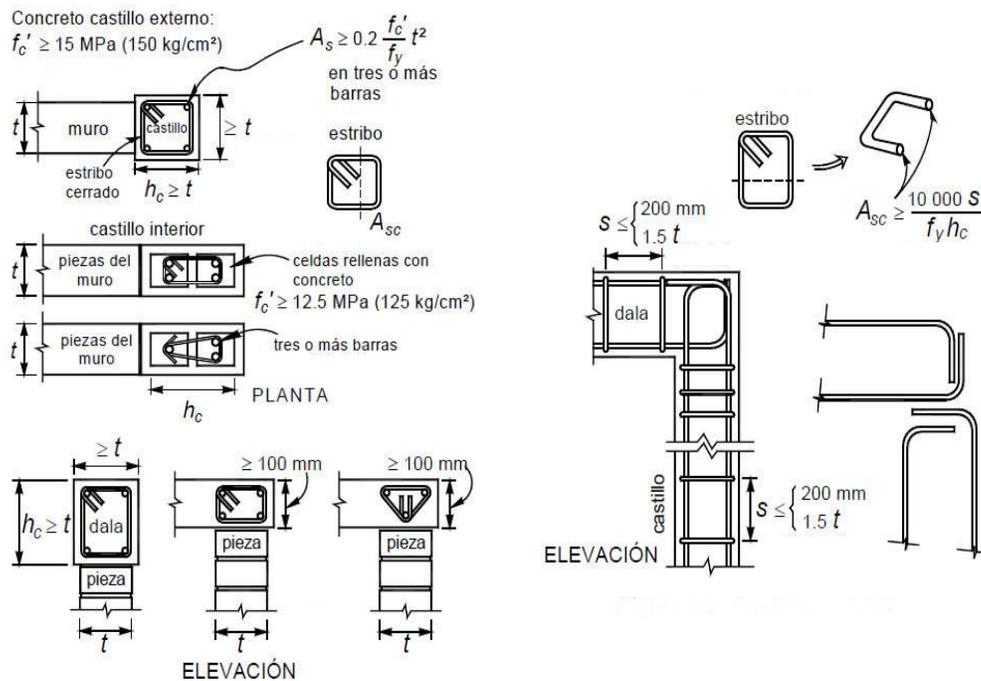


Figura 2.11 Dimensiones y detallado mínimo del refuerzo para dalas y castillos (NTCM-04)

Además, es posible mejorar el comportamiento en general del muro mediante un diseño adecuado de la unión dala-castillo, proporcionando continuidad al acero de refuerzo y una mayor concentración de estribos en las zonas por donde se tiende a propagar el agrietamiento del muro. Así, se podrá evitar que la grieta atraviese los castillos o la dala del muro y se produzca una falla por cortante de los elementos de confinamiento (Hernández y Meli, 1976; Astroza y Schmidt, 2003). En la Figura 2.12 se muestran las zonas críticas de dalas y castillos.

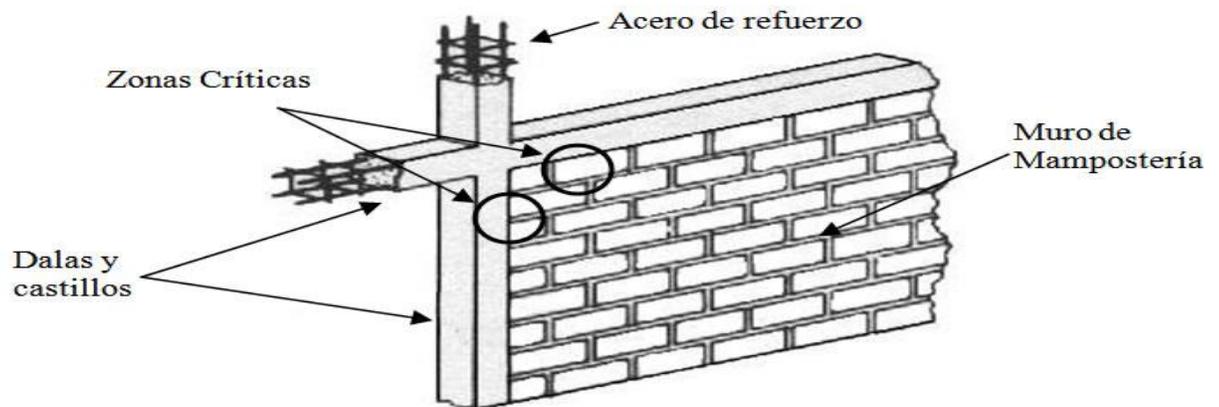


Figura 2.12 Zonas críticas de dalas y castillos (Astroza y Schmidt, 2003)

Otro aspecto importante que determina el comportamiento de la mampostería confinada son las aberturas que se puedan presentar en los muros (ventanas, puertas, etc.). Debido a que la presencia de éstas cambia el comportamiento de los muros de mampostería ya que reduce su área efectiva, esto da como resultado una pérdida de resistencia y/o rigidez y a su vez provoca concentraciones de esfuerzo en las zonas de abertura y desplazamientos.

De acuerdo con las NTCM-04, deberán existir elementos de confinamiento en el perímetro de toda abertura que cumpla con lo especificado en la Figura 2.13 Los elementos de confinamiento que sean colocados en las aberturas deberán tener las mismas características que las dalas y castillos.

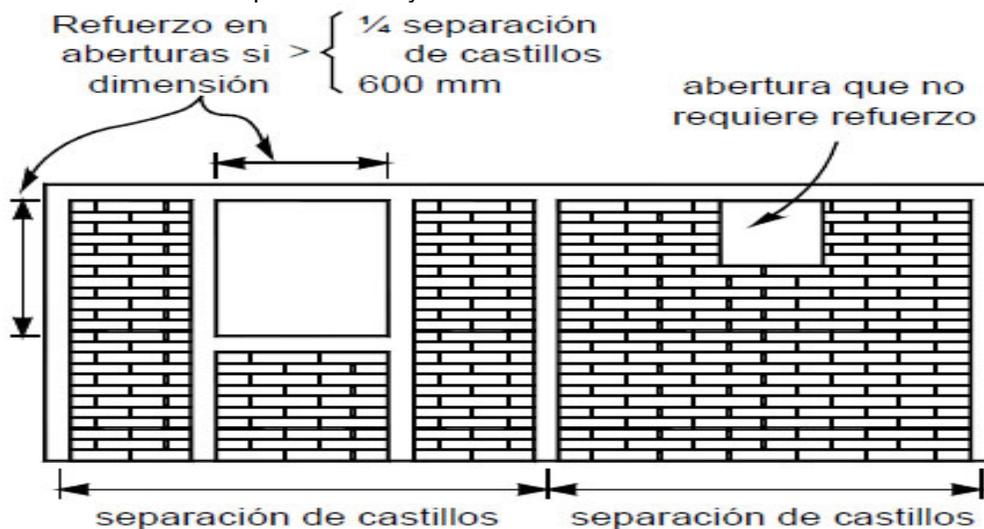


Figura 2.13 Refuerzo en el perímetro de aberturas (NTCM-04)

CAPITULO 3

3. MODELOS NUMÉRICOS

3.1 MICROMODELOS

Los micromodelos son probablemente la mejor herramienta capaz de entender el comportamiento de mampostería. El aprovechamiento de su utilización como aproximación es, sobre todo, la posibilidad de consideración de diferentes mecanismos de fallo (fisuración, deslizamiento). La teoría de plasticidad actual ha desarrollado dos tipos de mecanismos de fallo para este tipo de modelización, por una parte un primer modo de fallo consistente en la consideración de fisuración por corte y, por otro lado un mecanismo de fractura por compresión en base a la consideración de las superficies de fluencia de Mohr-Coulomb. La consideración de que estos fenómenos inelásticos se produzcan en la interfase entre elementos confiere una robusta herramienta de trabajo a los micromodelos, capaces de seguir completamente todo el proceso de carga de una estructura hasta la total degradación de rigidez de ésta.

Un micromodelo minucioso debe incluir todos los tipos básicos de mecanismos de fallo que caracterizan a la mampostería, como por ejemplo fisuración de las juntas, deslizamiento a lo largo del plano de las juntas a bajos niveles de tensión normal, fisuración de los ladrillos por tensión directa, fisuración diagonal por tensión en los ladrillos en valores de tensión normal suficientes para desarrollar la fricción en la junta y el llamado “masonry crushing”, comúnmente identificado por un agrietamiento de los ladrillos por tensión como resultado de la dilatación del mortero a altos niveles de confinamiento por tensión normal.

3.2 MACROMODELOS

Los macromodelos son aplicables cuando la estructura está compuesta por muros sólidos con dimensiones lo suficientemente grandes que hacen que las tensiones a través y a lo largo de los elementos sean esencialmente uniformes. Evidentemente, la macromodelación es mucho más práctica debido al tiempo reducido y memoria requerida computacionalmente hablando, así como una mayor facilidad en la generación de malla. Este tipo de modelación tiene mayor valor cuando el compromiso entre precisión y eficiencia es necesario.

La precisión de los micromodelos y los macromodelos de estructuras de mampostería exigen una descripción de los materiales a través de experimentación. Sin embargo, las propiedades de la mampostería son influenciadas por un gran número de factores como las propiedades de las unidades de mortero, la calidad de la mano de obra, el grado de curado, desarrollo y edad. Debido a esta diversidad, la utilización de modelos numéricos como contraposición a los ensayos experimentales tiene un gran interés. De todas maneras, la obtención de los parámetros debe ser por lo general determinada a partir de ensayos experimentales para posteriormente introducirlos como datos en los modelos numéricos.

3.3 MODELO CONSTITUTIVO HOMOGENEIZADO DE LA MAMPOSTERÍA

El modelo se basa en un análisis detallado de las formas o modos de deformación que tiene la mampostería bajo los diferentes estados de carga un elemento unitario que conjuga tanto los bloques de ladrillo como las juntas de mortero.

Entre las hipótesis básicas que se van a considerar hay que destacar dos principalmente:

- Las dimensiones de altura y anchura son grandes respecto al canto del propio elemento estructural lo que permite hacer la hipótesis de tensión plana, siempre que carguemos en el plano de la estructura. Esto permite el poder hacer un análisis plano del problema.
- Dada la disposición de los ladrillos y de las juntas de mortero podemos aceptar el comportamiento ortótropo del conjunto.

La forma de proceder que se llevó a cabo en este trabajo es la consideración de los macromodelos, los cuales son aplicables cuando la estructura está compuesta por muros sólidos con dimensiones lo suficientemente grandes que hacen que las tensiones a través y a lo largo de los elementos sean esencialmente uniformes.

Se utiliza el Método de los Elementos Finitos (M.E.F.) ya que nos proporcionan resultados mucho más aproximados a la realidad, porque las estructuras reales son volumétricas, el programa a utilizar es el ANSYS.

Este programa nos proporciona un elemento sólido tridimensional de ocho nodos, el Solid65, que está especializado en modelar la respuesta no lineal de materiales frágiles, basándose en el modelo constitutivo de comportamiento triaxial del concreto utilizando el criterio de Willam and Warnke

El elemento está definido por ocho nodos, teniendo cada nodo tres grados de libertad: traslaciones en las direcciones x, y y z. Este elemento trata las propiedades no lineales del material

El modelo de William and Warnke:

- Resistencia a la tensión uniaxial,
- Resistencia a la compresión uniaxial,
- Resistencia a la compresión biaxial
- Límite compresión biaxial trituración
- Límite compresión biaxial aplastamiento

El tipo de análisis

- ESTÁTICO por la imposición de carga monotónica discretizada en intervalos de tiempo
- NO LINEAL Por la implementación de las características constitutivas de los materiales.

Y el tipo de material:

- ISOTRÓPICO se considera que el material tiene las mismas características físicas en todas sus direcciones
- MATERIAL HOMOGENEO porque se consideran constantes sus propiedades mecánicas en cualquier punto del cuerpo

CAPÍTULO 4

4. METODOLOGÍA PROPUESTA

4.1 CALIBRACIÓN DEL MODELO HOMOGENEIZADO

Como se mencionó en el apartado anterior se utiliza un elemento PLANE183 del programa de MEF (ANSYS) para formar áreas y mallar las superficies planas (2D), se extruyen y se usan un elemento SOLID65 para 3D, elementos prismáticos ortodros de 8 nodos, los coeficientes de transferencia de cortante para grieta abierta y cerrada se usaron los propuestos por Uday (Uday Vyas, Venkatarama, 2008)

- Coeficiente de transferencia de cortante para una grieta cerrada 0.2
- Coeficiente de transferencia de cortante para una grieta abierta 0.5
- Esfuerzo de tensión uniaxial para formación de grietas (Kg/mm^2) 0.0147
- Esfuerzo de compresión uniaxial para la trituración(Kg/mm^2) 0.328
- Esfuerzo de compresión biaxial para la trituración(Kg/mm^2) 0.500

El muro de mampostería se considera un material isotrópico con un módulo de elasticidad de $E = 75 \text{ kg/mm}^2$. Una energía de fractura de $G_f = 0.005 \text{ N-mm/mm}^2$, y un coeficiente de Poisson $\nu = 0.167$ se usa una trabe rígida con un módulo de elasticidad de $E = 210 \text{ Kg/mm}^2$, y se usa la técnica de homogeneización.

4.1.1 MODELO CONSTITUTIVO DE LA MAMPOSTERÍA

Utilizando los resultados del capítulo 2 hacemos la combinación de la curvas constitutivas de la mampostería de compresión y tensión (Meli y Reyes, 1971), (López y Oñate, 1998), para alimentar el programa; Fig. 4.1

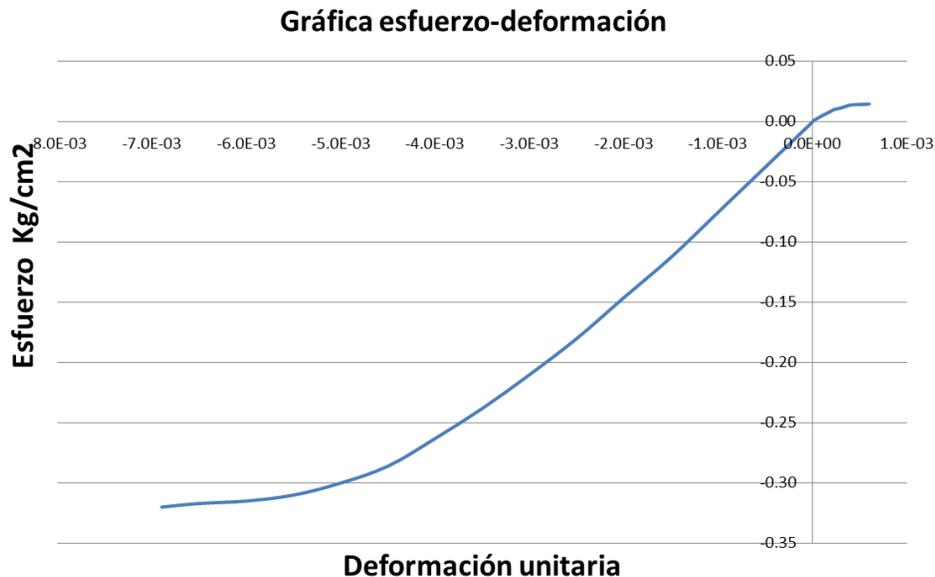


Fig.4.1 Gráfica esfuerzo deformación de la mampostería compresión y tensión

4.1.2 CALIBRACIÓN DEL MODELO HOMOGENEIZADO

Para la calibración del modelo se utilizaron dos muros de mampostería con geometrías diferentes Fig. 4.2 y cuatro casos de desplazamiento impuesto a cada geometría. Fig. 4.3 (Fathy y Planas, 2007)

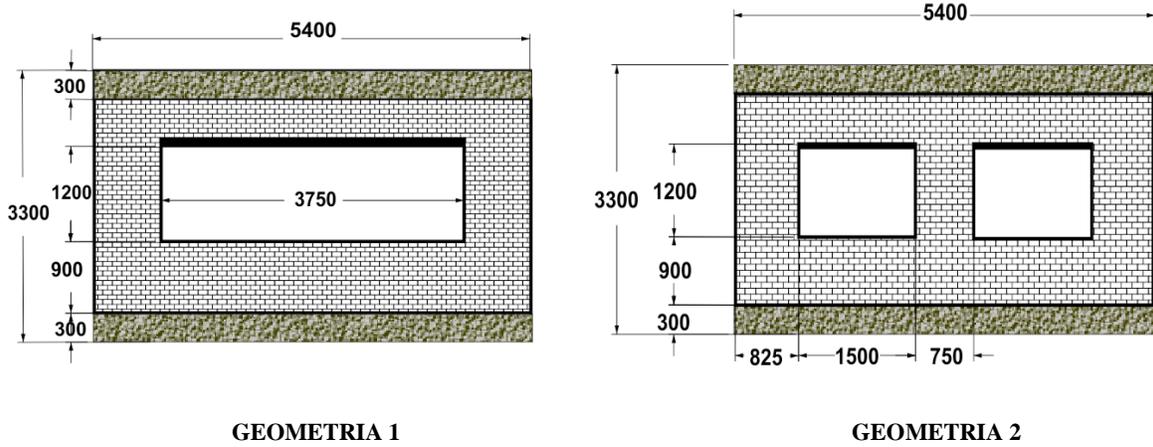


Fig. 4.2 Geometrías usadas (Fig.7 Fathy y Planas,2007)

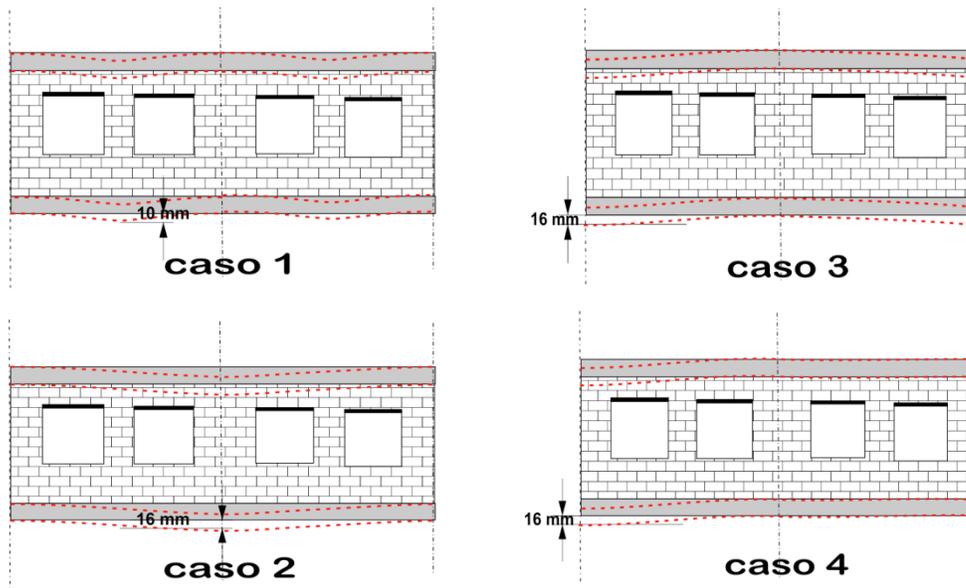


Fig. 4.3 Casos de carga (Fig.8 Fathy y Planas, 2007)

4.1.2.1 CASOS DE CARGA

El primer caso de carga es la imposición de un desplazamiento al centro de 10 mm y distribución parabólica, el segundo caso de estudio es la imposición de desplazamiento en la columna, de 16 mm, el tercer caso de carga es la imposición de 16 mm en los extremos y el último caso es el desplazamiento de 16 mm en un extremo.

Resultados

En todos los casos se comparan los esfuerzos a tensión en el eje X, Y, y los esfuerzos a cortante en el plano XY. Superponiendo los resultados observamos las zonas de esfuerzos máximos e identificamos las zonas donde aparecen las grietas.

Para la geometría 1 caso de carga 1 con una deflexión máxima de 10 mm, se observan la concentración de esfuerzos al centro del muro lecho inferior localizando las grietas a tensión y compresión Figs. 4.6(a), (b), (c), que coinciden con las grietas en el lecho bajo de del muro en la Fig. 4.6.1, en la parte superior se identifican los esfuerzos a tensión que coinciden con las grietas del muro de la Fig. 4.6.1. Las grietas en las esquinas inferiores se aprecian en los esfuerzos a tensión en Y y X

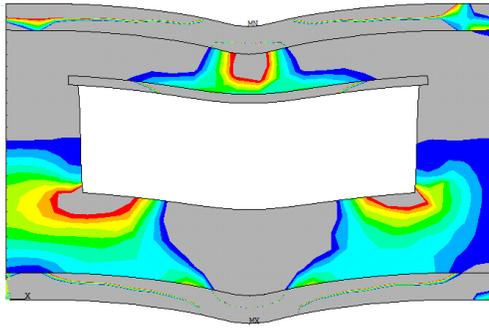


Fig.4.6a Esfuerzos en el eje X

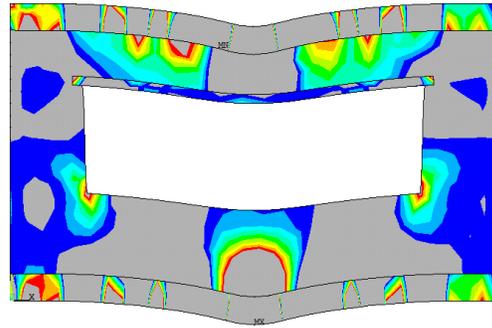


Fig.4.6b Esfuerzos en el eje Y

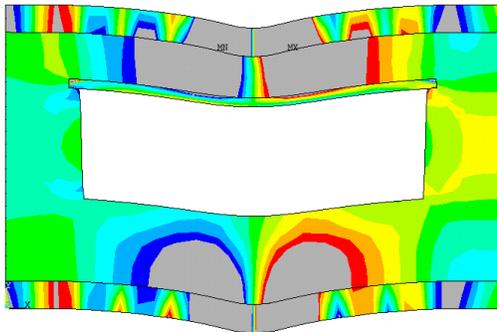


Fig.4.6c Esfuerzos en el eje XY

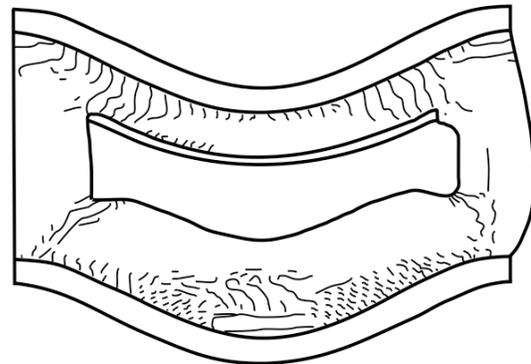


Fig 4.6.1 (Fig. 9 Fathy y Planas, 2007)

En la geometría 1 caso de carga 1 con una deflexión máxima de 2.5 mm, al igual que el caso anterior se observan la concentración de esfuerzos al centro del muro lecho inferior localizando las grietas a tensión y compresión Figs. 4.7(a),(b),(c), que coinciden con las grietas en el lecho bajo de del muro en la Fig. 4.7.1, en la parte superior se identifican los esfuerzos a tensión que coinciden con las grietas del muro de la Fig. 4.7.1. Las grietas en las esquinas inferiores de la ventana son apreciables

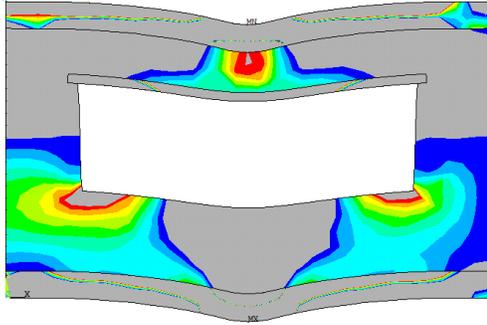


Fig.4.7a Esfuerzos en el eje X

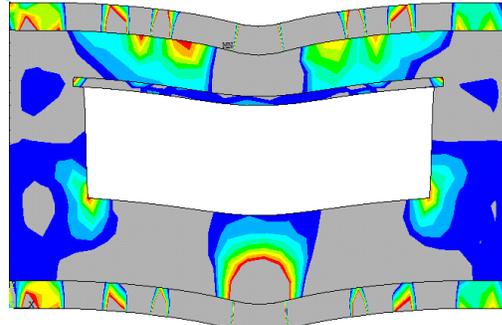


Fig.4.7b Esfuerzos en el eje Y

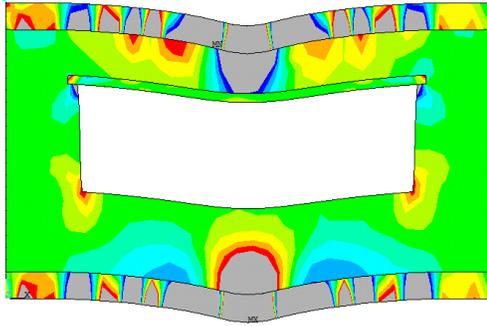


Fig.4.7c Esfuerzos en el eje XY

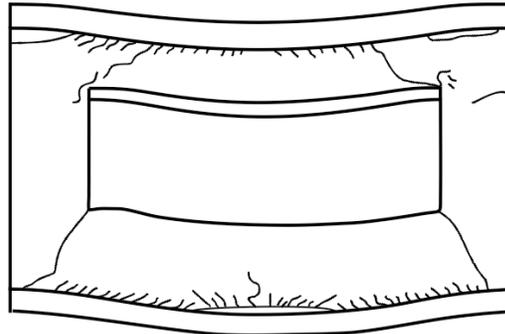


Fig 4.7.1 (Fig. 9 Fathy y Planas, 2007)

Para la geometría 1 caso de carga 1 con una deflexión máxima de 2.5 mm, donde se quitan las traves, se observa al igual que el caso anterior la concentración de esfuerzos al centro del muro lecho inferior localizando las grietas a tensión y compresión Figs. 4.8(a), (b), (c), que coinciden con las grietas en el lecho bajo de del muro en la Fig. 4.8.1, en la parte superior se identifican los esfuerzos a tensión que coinciden con las grietas del muro de la Fig. 4.8.1. Las grietas en las esquinas inferiores de la ventana son apreciables

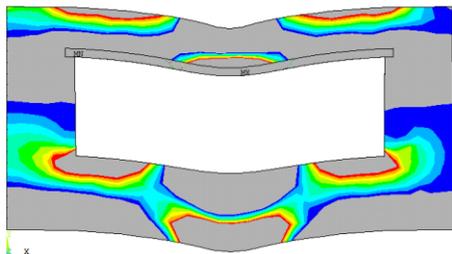


Fig.4.8a Esfuerzos en el eje X

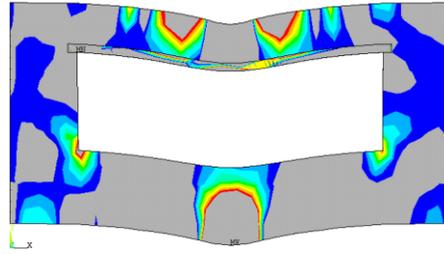
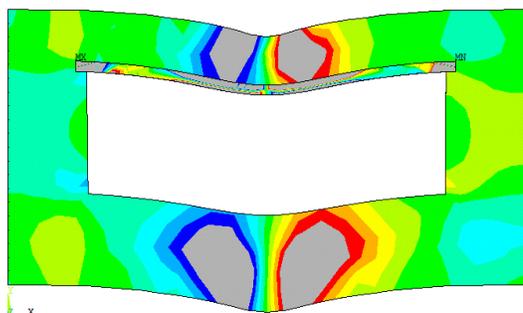


Fig.4.8b Esfuerzos en el eje Y



F Fig.4.8c Esfuerzos en el eje XY

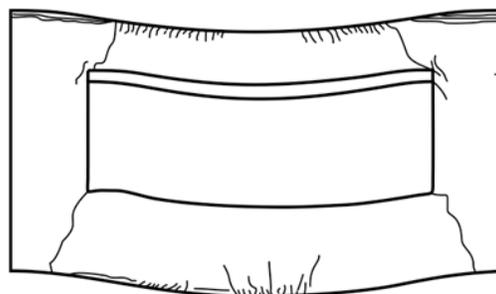


Fig 4.8.1 (Fig. 9 Fathy y Planas, 2007)

Ahora en la geometría 1 caso de carga 1 con una deflexión máxima de 2.0 mm, se observa al igual que en los casos anteriores la concentración de esfuerzos al centro del muro lecho inferior localizando las grietas a tensión y compresión Figs. 4.9(a), (b), (c), que coinciden con las grietas en el lecho bajo de del muro en la Fig. 4.9.1, en la parte superior se identifican los esfuerzos a tensión que coinciden con las grietas del muro de la Fig. 4.9.1. Las grietas en las esquinas inferiores de la ventana son poco apreciables al igual que la grieta superior derecha, el modelo no lo registra

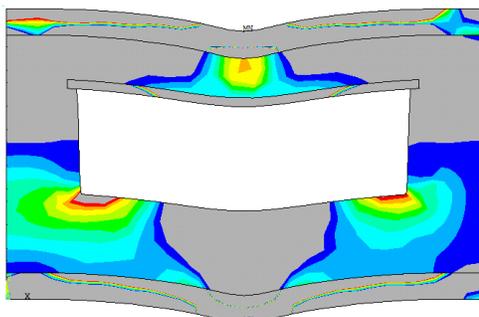


Fig.4.9a Esfuerzos en el eje X

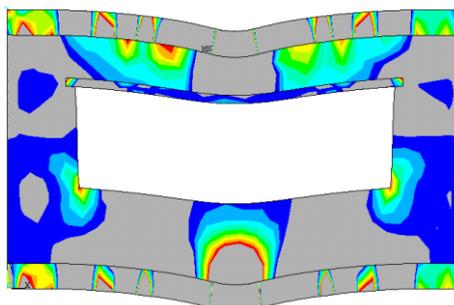


Fig.4.9b Esfuerzos en el eje Y

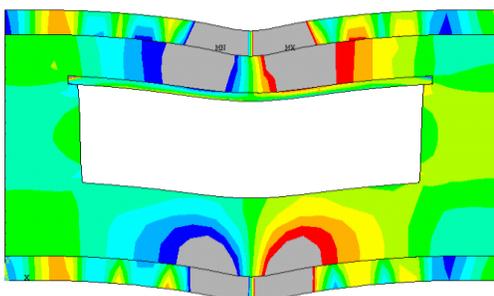


Fig.4.9c Esfuerzos en el eje XY

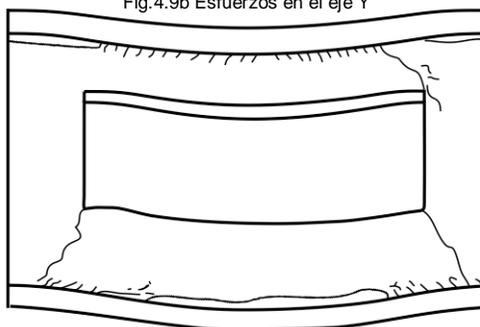


Fig 4.9.1 (Fig. 9 Fathy y Planas, 2007)

Para la geometría 1 caso de carga 1 con una deflexión máxima de 2.0 mm, donde se quitan las traveses, se observa al igual que el caso anterior la concentración de esfuerzos al centro del muro lecho inferior localizando las grietas a tensión y compresión Figs. 4.10(a), (b), (c), que coinciden con las grietas en el lecho bajo de del muro en la Fig. 4.10.1, en la parte superior se identifican los esfuerzos a tensión que coinciden con las grietas del muro de la Fig. 4.10.1. Las grietas en las esquinas

inferiores de la ventana son apreciables, la grieta en la esquina superior derecha no la registra el modelo.

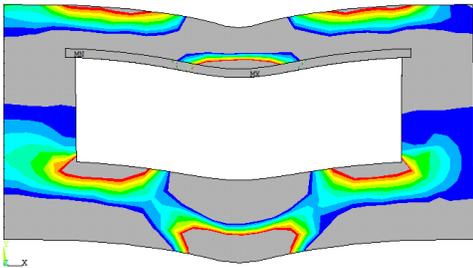


Fig.4.10a Esfuerzos en el eje X

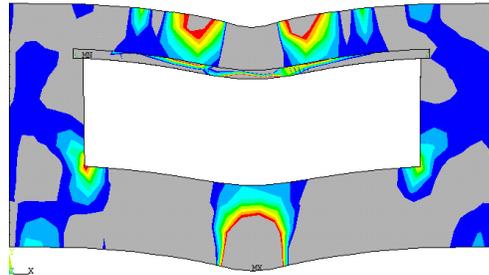


Fig.4.10b Esfuerzos en el eje Y

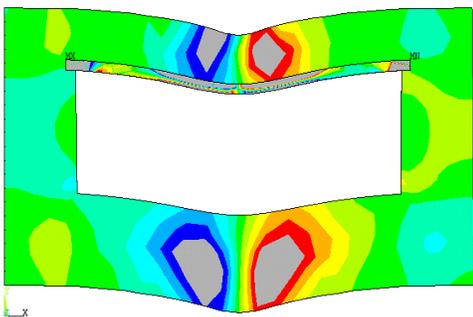


Fig.4.10c Esfuerzos en el eje XY

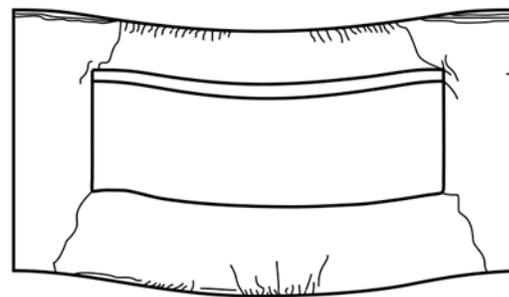


Fig 4.10.1 (Fig. 9 Fathy y Planas, 2007)

Para la geometría 1 caso de carga 2 con una deflexión máxima de 16 mm, como es simétrico, se compara solo con un módulo, donde se aprecia la concentración de esfuerzos a tensión en las esquinas superior izquierda e inferior derecha de la Fig. 4.11 comparándola con las grietas de la Fig. 4.11.1. Solo una pequeña grieta del lado derecho no lo registra el modelo.

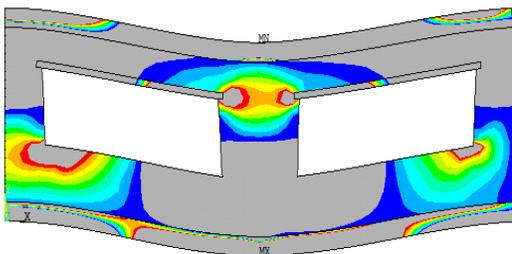


Fig.4.11a Esfuerzos en el eje X

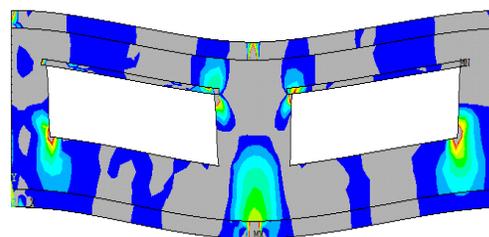


Fig.4.11b Esfuerzos en el eje Y

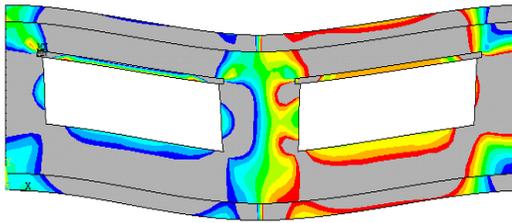


Fig.4.11c Esfuerzos en el eje XY

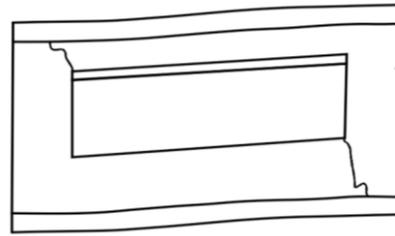


Fig 4.11.1 (Fig. 9 Fathy y Planas, 2007)

Para la geometría 1 caso de carga 3 con una deflexión máxima de 16mm, como es simétrico, se compara solo con un módulo, donde se aprecia la concentración de esfuerzos a tensión en las esquinas superior derecha e inferior izquierda de la Figs. 4.12, (a), (b), (c), comparándola con las grietas de la Fig. 4.12.1.

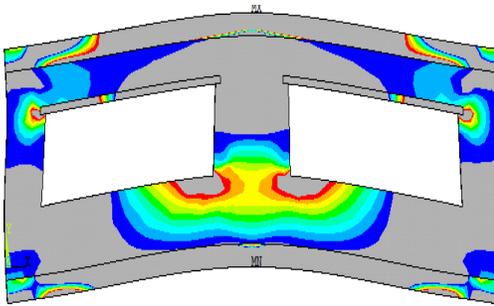


Fig.4.12a Esfuerzos en el eje X

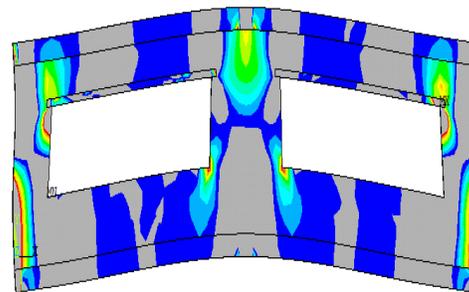


Fig.4.12b Esfuerzos en el eje Y

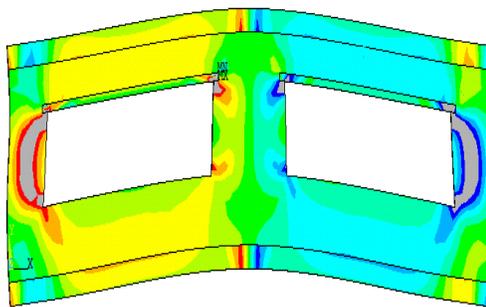


Fig.4.12c Esfuerzos en el eje XY

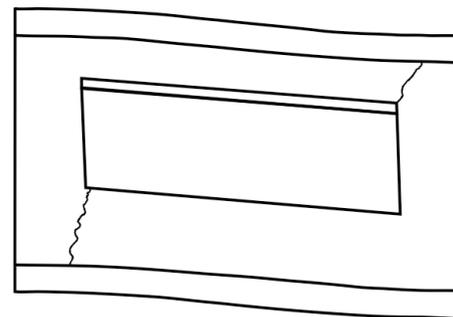


Fig 4.12.1 (Fig. 9 Fathy y Planas, 2007)

Para la geometría 1 caso de carga 4 con una deflexión máxima de 16 mm, como no es simétrico, se comparan los dos módulos, donde se aprecia la concentración de esfuerzos a tensión en las esquinas superior derecha e inferior izquierda de la Figs. 4.13 (a), (b), (c), comparándola con las grietas de la Fig. 4.13.1, el modelo registra una pequeña grieta en la ventana izquierda con los esfuerzo a tensión en el eje Y.

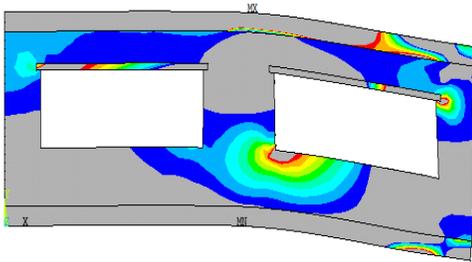


Fig.4.13a Esfuerzos en el eje X

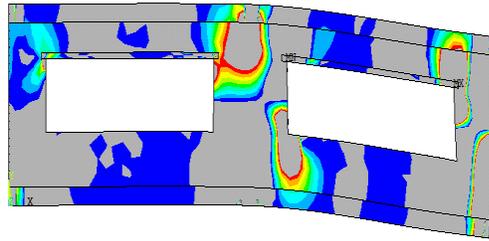


Fig.4.13b Esfuerzos en el eje Y

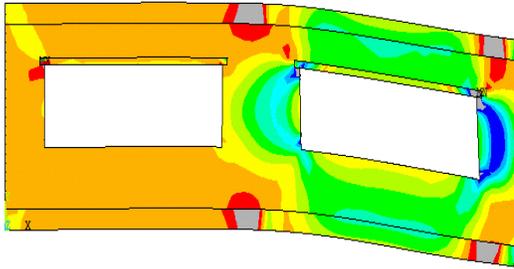


Fig.4.13c Esfuerzos en el eje XY

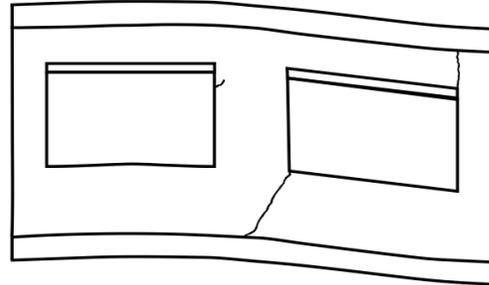


Fig 4.13.1 (Fig. 9 Fathy y Planas, 2007)

En la geometría 2 caso de carga 1 con una deflexión máxima de 2 mm, se compara un módulo, donde se aprecia la concentración de esfuerzos a tensión en las esquinas superiores e inferiores de la Figs. 4.14, (a), (b), (c), comparándola con las grietas de la Fig. 4.14.1, el modelo registra la grieta a compresión al centro de las ventanas, no registra un pequeña grieta del lado derecho.

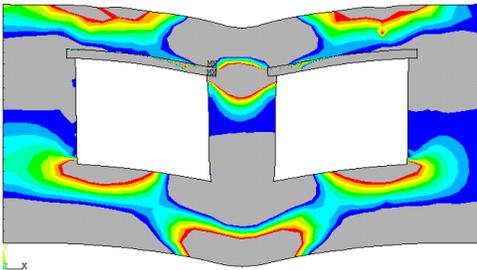


Fig.4.14a Esfuerzos en el eje X

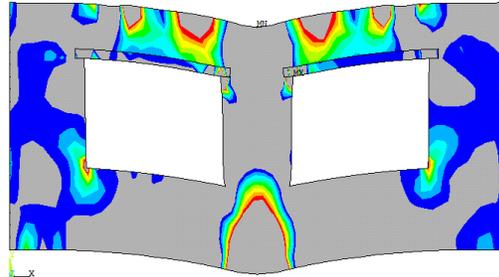


Fig.4.14b Esfuerzos en el eje Y

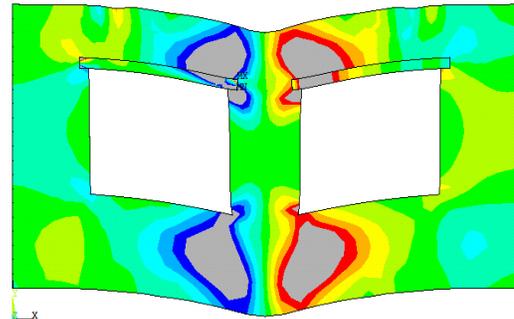


Fig.4.13c Esfuerzos en el eje XY

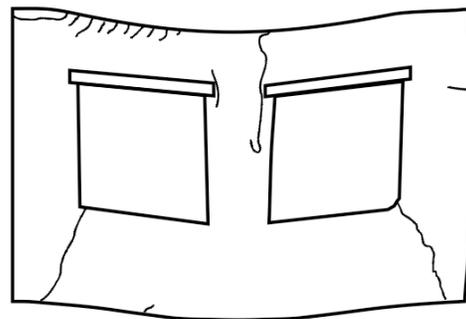


Fig 4.13.1 (Fig. 9 Fathy y Planas, 2007)

4.1.3 CONCLUSIONES

Se observa que la calibración del modelo es satisfactoria, ya que identifica las zonas de compresión y tensión del muro de mampostería sujetas a diferentes desplazamientos impuestos. Las variaciones que se observan se originan por desconocer la función constitutiva utilizada, las condiciones de frontera, y las variaciones en los desplazamientos. Se da a conocer que solo tomaremos en cuenta las zonas a tensión, ya que es el punto donde la mampostería es mas frágil e inicia la grieta a tensión.

CAPITULO 5

5. CASOS DE ESTUDIO

5.1 PATRONES TÍPICOS DE AGRIETAMIENTO

Existen patologías en los muros de mampostería donde se conocen las grietas típicas con desplazamientos conocidos. Es necesario probar el modelo propuesto con estas grietas para conocer la confiabilidad del modelo.

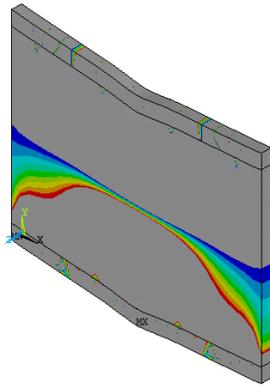


Fig. 5.1.1 Esfuerzos en el eje Y (isométrico)

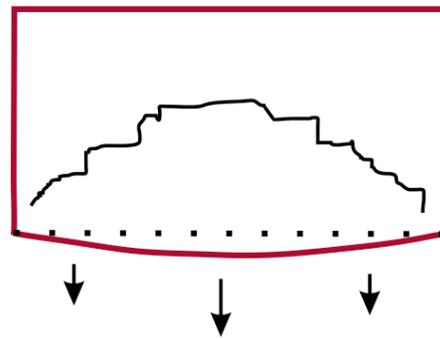


Fig.5.1 (Fig. 7 CICER).

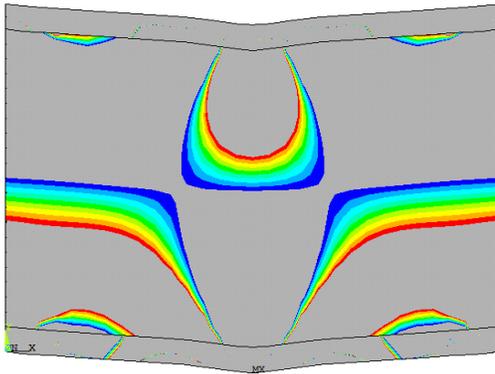


Fig.5.1.1 a Esfuerzos en el eje X

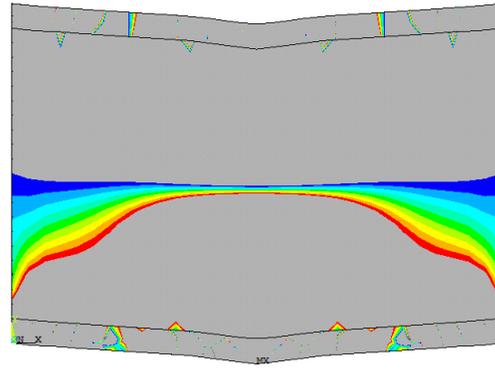


Fig.5.1.1b Esfuerzos en el eje Y

Los resultados muestran que el agrietamiento del muro Fig. 5.1.1. es la configuración que se busca. Se uso un muro con $L= 3500$ mm. $H= 2400$ mm $H/L = 0.69$ y un desplazamiento máximo al centro de 10 mm, para poder mostrar la grieta se cambio la escala para mostrar los esfuerzos $\sigma = 0.0147$ kgf/mm²

5.1.1 CONCLUSIONES:

El modelo propuesto reproduce las patologías típicas, considerando condiciones de frontera, desplazamientos impuestos; deforma satisfactoria.

5.2 CASOS DE ESTUDIO PROPUESTOS

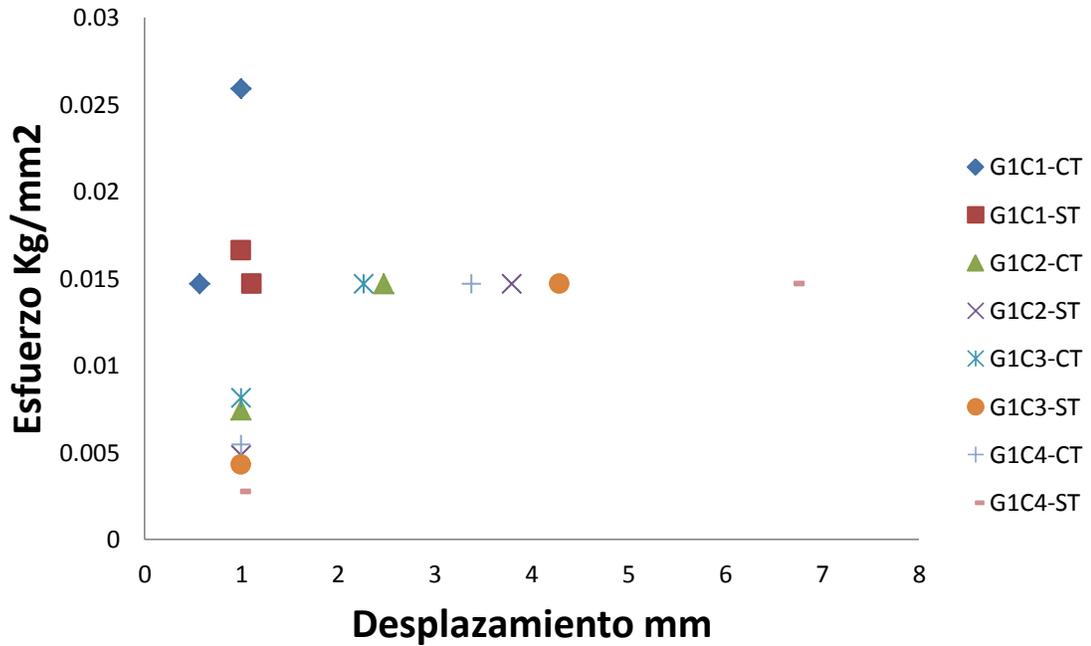
5.2.1 MUROS CON VENTANAS

El objetivo de proponer los casos de estudio es conocer el desplazamiento mínimo para alcanzar la fractura en la mampostería así como la ubicación del inicio de la misma. Se da a conocer la diferencia que existe entre proponer muros confinados y muros no confinados. Para esto se utilizan las dos geometrías que se usaron en la calibración del modelo y los cuatro casos de carga (desplazamientos impuestos), aquí tomaremos en cuenta el uso de trabes superior e inferior.

	CASO	ESFUERZO ALCANZADO CON	DESPLAZAMIENTO
		UN DESP. DE 1 mm	
1	G1C1-CT	0.0258992745	0.5677620
2	G1C1-ST	0.0166209195	1.1092235
3	G1C2-CT	0.0074532673	2.4735891
4	G1C2-ST	0.0048598938	3.7935659
5	G1C3-CT	0.0081406581	2.2647211
6	G1C3-ST	0.0042994019	4.2881142
7	G1C4-CT	0.0054588948	3.3773002
8	G1C4-ST	0.0027443083	6.7180220
9	G2C1-CT	0.0227212010	0.8114149
10	G2C1-ST	0.0231958875	0.7948100
11	G2C2-CT	0.0153286695	1.2027354
12	G2C2-ST	0.0099494635	1.8529961
13	G2C3-CT	0.0107963180	1.7076490
14	G2C3-ST	0.0070840284	2.6025191
15	G2C4-CT	0.0065609256	2.8100186
16	G2C4-ST	0.0037561400	4.9075280

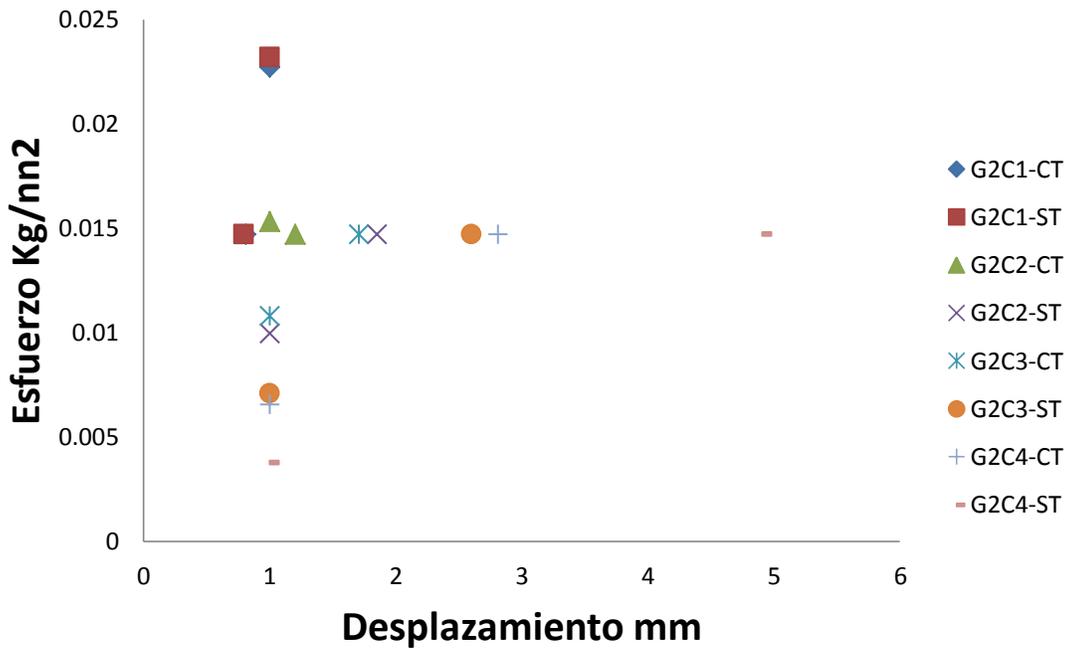
Tabla 5.1 desplazamientos mínimos para alcanzar $\sigma=0.0147 \text{ Kg/mm}^2$

GEOMETRIA 1



Gráfica 5.1 Desplazamientos mínimos para alcanzar el esfuerzo de fractura en la mampostería para la Geometría 1 confinada y no confinada

GEOMETRÍA 2



Gráfica 5.2 Desplazamientos mínimos para alcanzar el esfuerzo de fractura en la mampostería para la Geometría 2 confinada y no confinada

5.2.1.1 CONCLUSIONES:

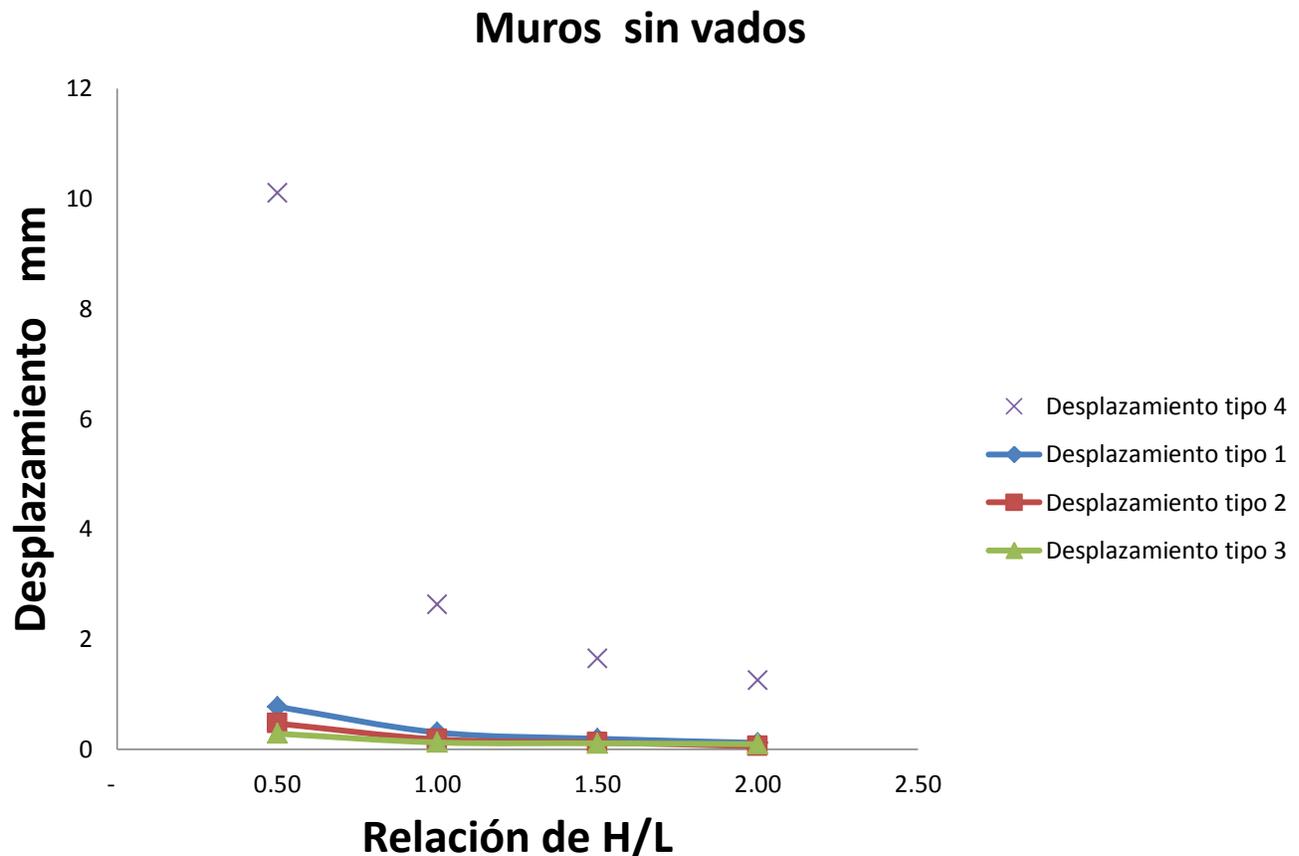
Observamos que para la geometría tipo 1 existe mayor esfuerzo para un desplazamiento unitario de 1 mm cuando existe confinamiento. Sin embargo para alcanzar el esfuerzo de fractura $\sigma = 0.147 \text{ Kg/mm}^2$ se observa que donde no existe confinamiento se necesita mayor desplazamiento. Esto se debe a la rigidez impuesta por la trabe.

Para la geometría tipo 2 existe mayor esfuerzo para un desplazamiento unitario de 1 mm cuando existe confinamiento; excepto para los casos G2-C1 donde es mayor el caso sin trabe. Sin embargo para alcanzar el esfuerzo de fractura $\sigma = 0.147 \text{ Kg/mm}^2$ se observa que donde no existe confinamiento se necesita mayor desplazamiento. Esto se debe a la rigidez impuesta por la trabe.

5.2.2 MURO SIN VADOS

Para los casos de estudio propuestos con muros sin vado, se utilizaron configuraciones donde se vario la relación H/L, con la finalidad de encontrar los desplazamientos mínimos para alcanzar el esfuerzo de fractura en la mampostería. Usando relaciones H/L = 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, donde solo se hizo la variación de longitud, permaneciendo constante la altura H= 2400 mm. (Altura promedio para las casas de interés social) con las cuatro condiciones de carga utilizadas.

A continuación se muestran los resultados



Gráfica 5.3 Desplazamiento mínimo para alcanzar es esfuerzo de fractura

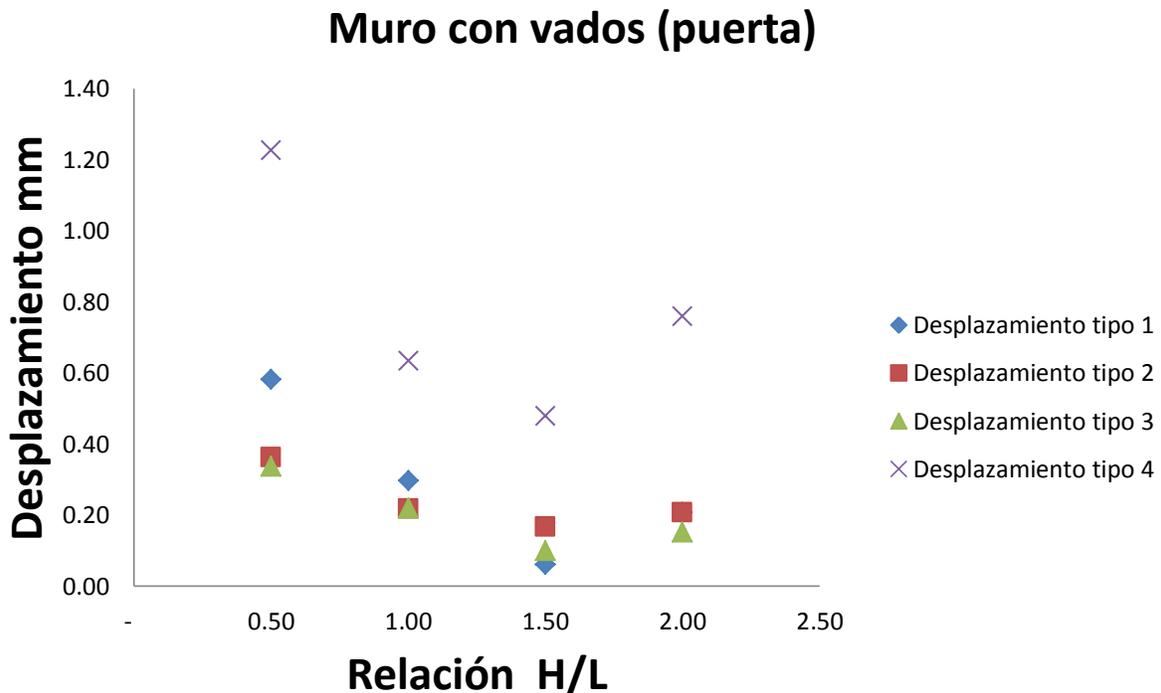
5.2.2.1 CONCLUSIONES:

En todos los casos observamos que para una relación $H/L=0.5$ se obtiene la mayor resistencia, debido a que se necesita mayor desplazamiento para alcanzar el esfuerzo de fractura y entre mas grande es la relación H/L el muro se hace menos confiable, debido a que con menos desplazamientos se alcanza la fractura de la mampostería. La condición más desfavorable es el tipo de desplazamiento tipo 3 (Gráfica 5.5), debido a que en menor desplazamiento se alcanza el esfuerzo de fractura. Y el más favorable es el desplazamiento tipo 4 (Gráfica 5.6), que requiere de mayores desplazamientos. Se observa en todos los caso que de una relación $H/L = 0.5$ a 1.0 la pendiente de gráfica es mayor que de 1.0 a 2.0 concluyendo que es mas favorable siempre la relación $H/L=0.5$.

5.2.3 MUROS CON VADOS (PUERTA)

Para los casos de estudio propuestos con muros con vados se consideró una puerta de $900\text{ mm} \times 2100\text{ mm}$ al centro del muro, se utilizaron configuraciones donde se varió la relación H/L , con la finalidad de encontrar los desplazamientos mínimos para alcanzar el esfuerzo de fractura en la mampostería. Usando relaciones $H/L = 0.5, 1.0, 1.5, 2.0$, donde solo se hizo la variación de longitud, permaneciendo constante la altura $H= 2400\text{ mm}$. (Altura promedio para las casas de interés social) con las cuatro condiciones de carga utilizadas.

A continuación se muestran los resultados en las siguientes gráficas.



Gráfica 5.7 Desplazamiento mínimo para alcanzar es esfuerzo de fractura de la mampostería

5.2.3.1 CONCLUSIONES:

En todos los casos observamos que para una relación $H/L=0.5$ se obtiene la mayor resistencia, debido a que se necesita mayor desplazamiento para alcanzar el esfuerzo de fractura y entre mas grande es la relación H/L el muro se hace menos confiable, debido a que con menos desplazamientos se alcanza la fractura de la mampostería; se aprecia en todos los casos que para un relación $H/L = 2$ se incrementa su resistencia a la deformación. La condición más desfavorable es el tipo de desplazamiento tipo 3 (Gráfica 5.9), debido a que en menor desplazamiento se alcanza el esfuerzo de fractura. Y el más favorable es el desplazamiento tipo 4 (Gráfica 5.10), que requiere de mayores desplazamientos. Se observa en todos los caso que de una relación $H/L = 0.5$ a 1.0 la pendiente de gráfica es mayor que de 1.0 a 1.5 concluyendo que es mas favorable siempre la relación $H/L=0.5$, comparando los resultados con el muro si vados, se observa una disminución considerable hasta de un 78% en la disminución de su capacidad de deformación para los caso de carga 1,2,3, debido a la disminución de rigidez al quitar área de muro, sin embargo en el ultimo caso su capacidad de no se vio afectado considerablemente (22%).

5.2.4 CASO DE ESTUDIO TÍPICO PARA UNA CASA DE INTERÉS SOCIAL



Fig. 5.2.1 fachadas de casa de interés social

Se propone esta fachada de interés social para conocer su comportamiento en los 4 diferentes tipo de carga (desplazamientos impuestos) y conocer el desplazamiento mínimo que llevara a esta fachada a empezar a agrietarse en el caso que se presente un desplazamiento en su base.

5.2.4.1 RESULTADOS

CASO DE CARGA	TIPO DE DESPLAZAMIENTO	DESPLAZAMIENTO mm PARA ALCANZAR $\delta=0.0147\text{KG/MM}^2$	DESPLAZAMIENTO MAXIMO IMPUESTO MM
1	Parabólico	0.46504	0.46504

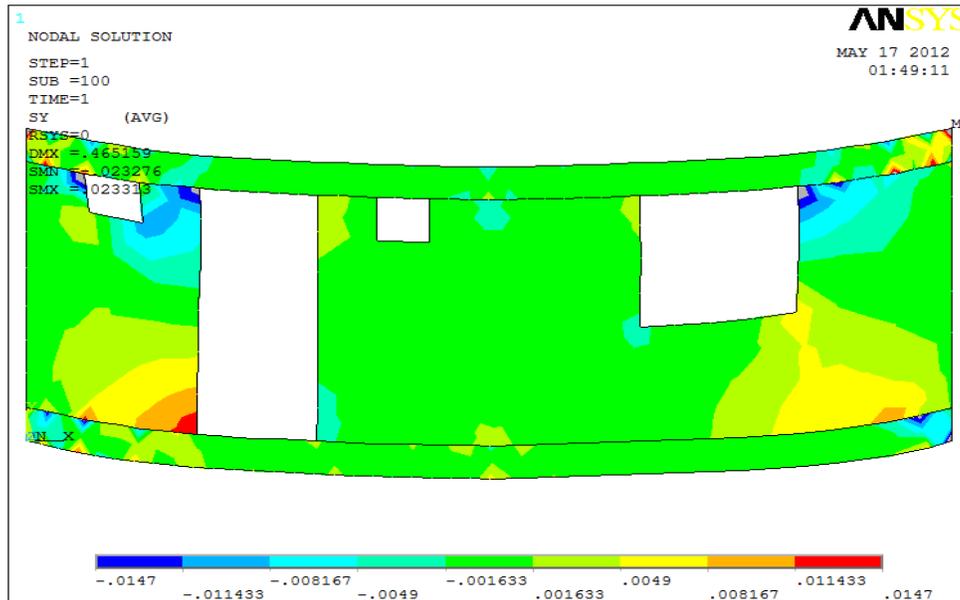


Fig. 5.2.2 Desplazamiento mínimo para alcanzar es esfuerzo de fractura de la mampostería para desplazamiento tipo 1

CASO DE CARGA	TIPO DE DESPLAZAMIENTO	DESPLAZAMIENTO mm PARA ALCANZAR $\delta=0.0147\text{KG/MM}^2$	DESPLAZAMIENTO MAXIMO IMPUESTO MM
2	Puntual al centro	0.668	0.668

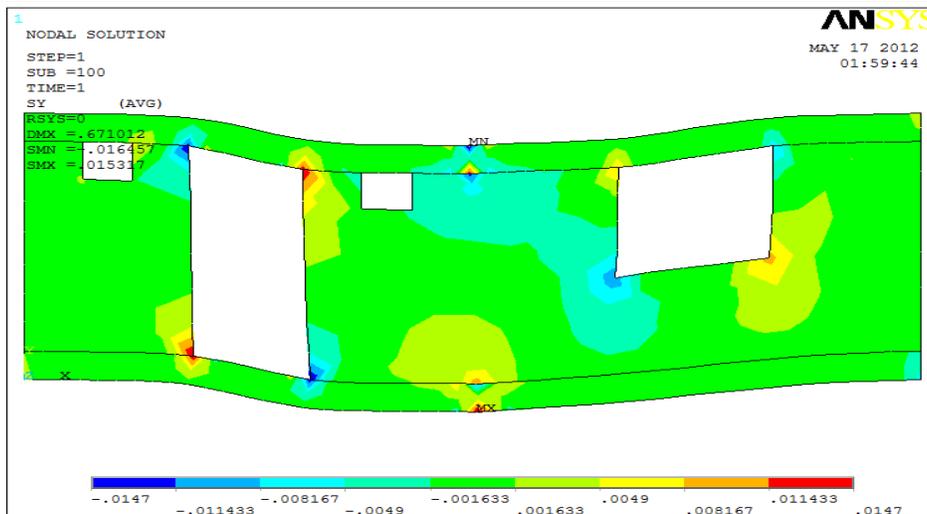


Fig. 5.2.3 Desplazamiento mínimo para alcanzar es esfuerzo de fractura de la mampostería para desplazamiento tipo 2

CASO DE CARGA	TIPO DE DESPLAZAMIENTO	DESPLAZAMIENTO mm PARA ALCANZAR $\delta=0.0147\text{KG/MM}^2$	DESPLAZAMIENTO MAXIMO IMPUESTO MM
3	Puntual en los extremos	0.6284727	0.6284727

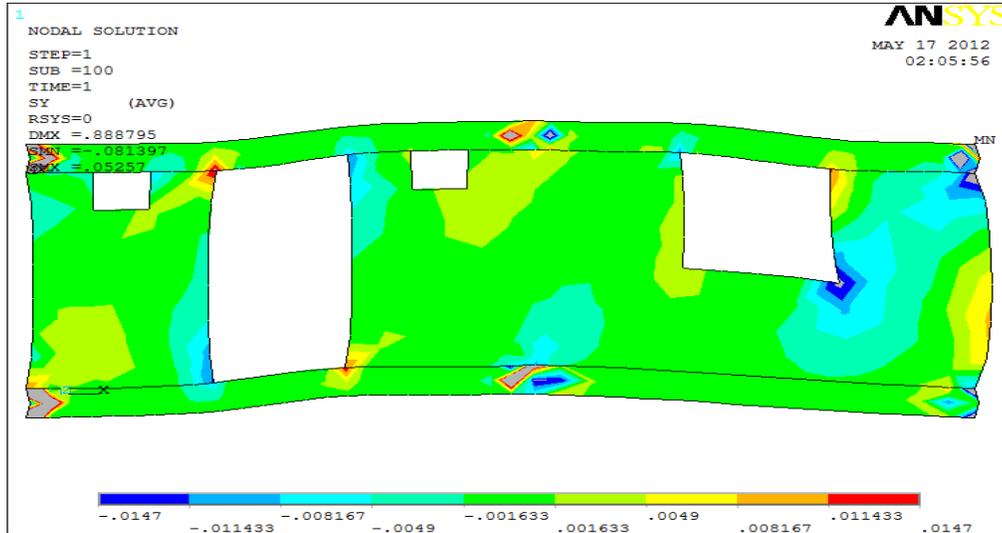


Fig. 5.2.4 Desplazamiento mínimo para alcanzar es esfuerzo de fractura de la mampostería para desplazamiento tipo 3

CASO DE CARGA	TIPO DE DESPLAZAMIENTO	DESPLAZAMIENTO mm PARA ALCANZAR $\delta=0.0147\text{KG/MM}^2$	DESPLAZAMIENTO MAXIMO IMPUESTO MM
4	Puntual en un extremo	2.4985	2.4985

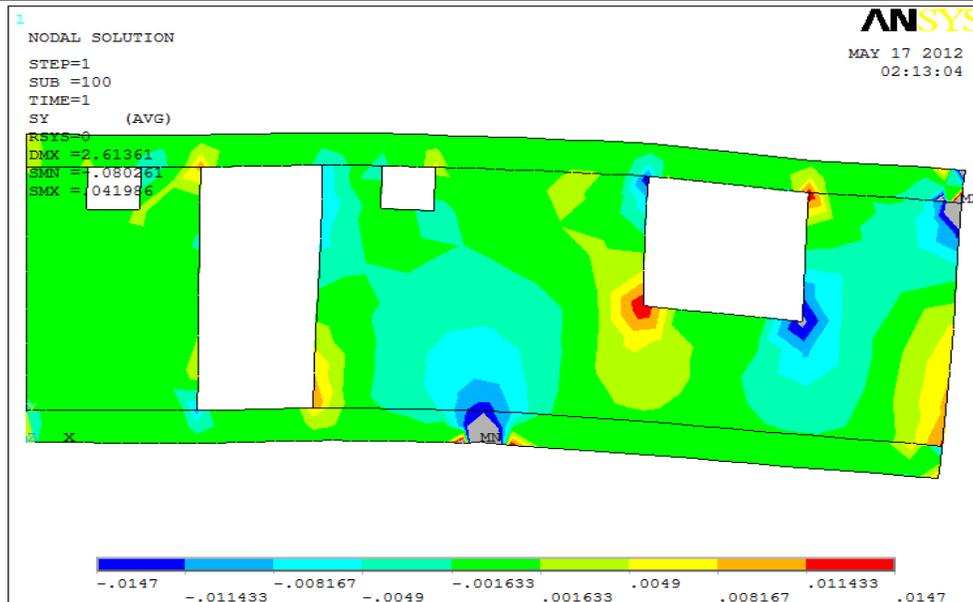


Fig. 5.2.5 Desplazamiento mínimo para alcanzar es esfuerzo de fractura de la mampostería para desplazamiento tipo 4

5.2.4.2 CONCLUSIONES:

La aparición de las grietas dependerá del tipo de mampostería, las condiciones de carga propuestas, el tipo de cimentación y las condiciones de frontera supuestas.

En este caso de estudio se observa que la condición más desfavorable es el caso de carga 1, donde el desplazamiento mínimo es de 0.46504 mm a comparación del caso de carga 4 donde el desplazamiento mínimo para alcanzar el esfuerzo de fractura es de 2.4985 mm. Se observa la ubicación del inicio de la grieta para el caso 1 Fig. 5.2.2 esta en la puerta lecho inferior izquierdo, para el caso de carga 2 (Fig. 5.2.3) se localiza en la puerta en el lecho superior derecho y lecho superior izquierdo, para el caso de carga 3 es similar al anterior solo se invierten los sentidos. Para el caso de carga 4 como la geometría no es simétrica el inicio de grieta se localiza en la ventana de mayor tamaño.

5.2.5 CASO DE ESTUDIO

En el periódico Reforma <http://www.terra.com.mx/noticias/articulo/1138828/> publicó el 20 de junio del 2011 lo impactante de los hundimientos en la colonia Iztapalapa. Y se tomó como caso de estudio la portada del reportaje. Fig. 5.2.9, donde las dimensiones se tomaron a escala y se proponen dimensiones del muro, así como las dimensiones de la ventana, se considera un muro empotrado de un extremo, y articulado del otro y las condiciones de desplazamiento impuesto son arbitrarios tratando de simular o reproducir la realidad que se observa en la fotografía.

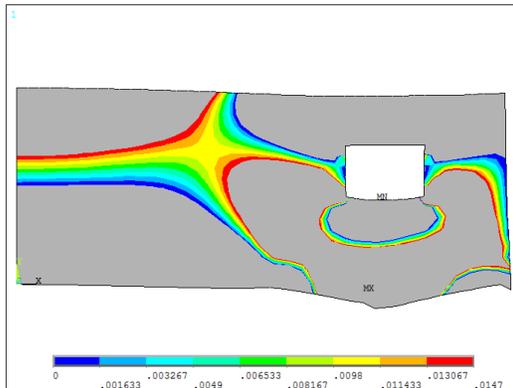


Fig. 5.2.6 Esfuerzos en la dirección "X"

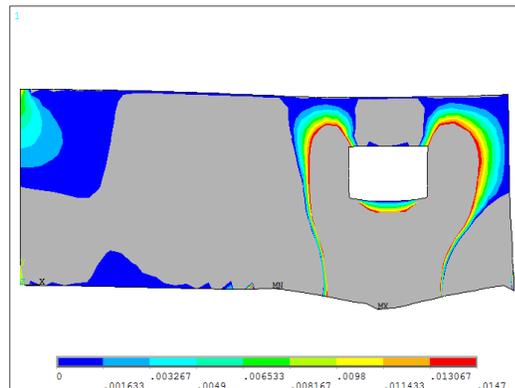


Fig. 5.2.7 Esfuerzos en la dirección "Y"

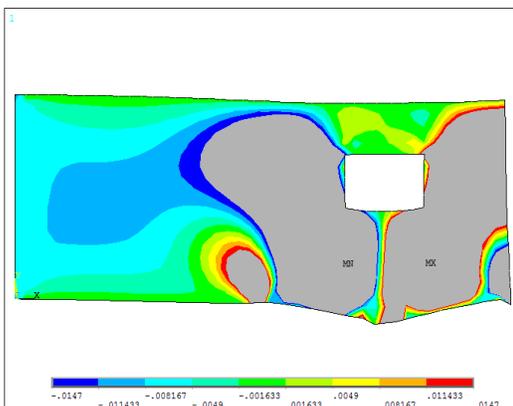


Fig. 5.2.8 Esfuerzos de cortante "XY"



Fig. 5.2.9 foto (<http://www.terra.com.mx/noticias/articulo/1138828/>)

5.2.5.1 CONCLUSIONES

Se observa en los resultados que algunas grietas se pueden localizar en los esfuerzos máximos graficados en las Fig.5.2.6, 5.2.7, 5.2.8; y otras no, esto se debe a diferentes factores, como el tipo de desplazamiento impuesto, y el tipo de falla de la mampostería, algunas grietas no son originadas por hundimiento, puede existir una contribución por fuerzas laterales o de volcamiento las cuales no se estudian en este trabajo.

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se presenta un modelo numérico basado en un programa comercial de elementos finitos, con un análisis estático no lineal, con carga monotónica (representada con desplazamientos impuestos a la estructura), Este modelo integra una función constitutiva de la mampostería para que el análisis sea no lineal; esta función se calibró con resultados experimentales realizados en laboratorio ya establecidos en la literatura, Se establece el esfuerzo de fractura de la mampostería a través de la energía de fractura, Posteriormente con los datos establecidos el modelo se calibra con información de la literatura, a través de 2 geometría diferentes y cuatro casos de carga. Los resultados obtenidos son satisfactorios, en ellos encontramos las zonas de esfuerzos máximos a tensión y a compresión, los esfuerzo que se toman en cuenta son los esfuerzos a tensión, esto se debe a que la energía de fractura es con respecto al modo de falla a tensión; y es por lo tanto la zona donde se inicia la grieta. Se establece para estos casos la zona de agrietamiento, el desplazamiento mínimo que da inicio a la grieta sobre el muro, comparando la diferencia entre muro confinado y no confinado, para ello se introdujo una trabe en el rodapié y en el cabezal del muro. Observamos que para la geometría tipo 1 existe mayor esfuerzo para un desplazamiento unitario de 1 mm cuando existe confinamiento. Sin embargo para alcanzar el esfuerzo de fractura $\sigma = 0.147 \text{ Kg/mm}^2$ se observa que donde no existe confinamiento se necesita mayor desplazamiento. Esto se debe a la rigidez impuesta por la trabe.

Para la geometría tipo 2 existe mayor esfuerzo para un desplazamiento unitario de 1 mm cuando existe confinamiento; excepto para los casos G2-C1 donde es mayor el caso sin trabe. Sin embargo para alcanzar el esfuerzo de fractura $\sigma = 0.147 \text{ Kg/mm}^2$ se observa que donde no existe confinamiento se necesita mayor desplazamiento. Esto se debe a la rigidez impuesta por la trabe.

Para muros sin vados los casos de estudio propuestos con muros sin vado, se utilizaron configuraciones donde se vario la relación H/L, con la finalidad de encontrar los desplazamientos mínimos para alcanzar el esfuerzo de fractura en la mampostería. Usando relaciones H/L = 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, donde solo se hizo la variación de longitud, permaneciendo constante la altura H= 2400 mm. (Altura promedio para las casas de interés social) con las cuatro condiciones de carga utilizadas. En todos los casos observamos que para una relación H/L=0.5 se obtiene la mayor resistencia, debido a que se necesita mayor desplazamiento para alcanzar el esfuerzo de fractura y entre mas grande es la relación H/L el muro se hace menos confiable, debido a que con menos desplazamientos se alcanza la fractura de la mampostería. Con relación a la patología de grietas existen tipos ya establecidos productos de la observación, Este modelo reprodujo dos de estas patologías con resultados satisfactorios.

REFERENCIAS

- Astroza, I. y Schmidt, A (2004), "Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño", *Revista de Ingeniería Sísmica* **70**, 59-75
- Bazán, E y Meli, R (2002), "Diseño sísmico de edificios", Limusa, México DF.
- Gallegos, H (1989), "Albañilería Estructural", Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial, Lima, Perú.
- Hernández, O (1977), "Diseño y construcción de estructuras de mampostería. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, con comentarios y ejemplos", *UNAM, Instituto de Ingeniería, Series del Instituto de Ingeniería* 403, México.
- Hernández, O, y Meli, R (1976), "Modalidades de refuerzo para mejorar el comportamiento sísmico de muros de mampostería", *UNAM, Instituto de Ingeniería, Series del Instituto de Ingeniería* 382, México.
- López, J, Oller, S y Oñate, E (1998), "Cálculo del comportamiento de la mampostería mediante elementos finitos", Monografía *CIMNE*, M46, España.
- Lourenco, P B (1996), "Computational strategies for masonry structures", Tesis doctoral, Universidad Tecnológica de Delf, Delf University Press.
- Meli, R y Reyes, A (1971), "Propiedades mecánicas de la mampostería", *UNAM, Instituto de Ingeniería, Series del Instituto de Ingeniería* 288, México.
- NTCM-04 (2004), Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, México.
- NTCS-04 (2004), Normas técnicas complementarias para diseño por sismo, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, México.
- Orduña, A y Ayala, G (2001), "Análisis no lineal de muros de mampostería confinada sujetos a cargas laterales", *Engenharia Civil UM* **11**, 21-34.
- Padilla, A y Saldaña, S (1995), "Comportamiento de muros de mampostería bajo la acción de fuerza cortante", Tesis de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Páez, A, Escobar J A, y Gómez, R (1999), "Diseño de edificios por torsión, una tendencia alternativa", XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Morelia Mich, Vol II, 1081-1090.
- RCDF (2004), Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, México.
- Sánchez, T A (1995), "Diseño y construcción de estructuras de mampostería", *CENAPRED*, México.
- Tena, M y Miranda, E (2003), "Capítulo 4. Comportamiento mecánico de la mampostería", Edificaciones de mampostería, Fundación ICA, A C, 101-130.

Tomažević, M (1999), "Earthquake-Resistant design of Masonry Buildings", Imperial College Press, República de Singapur.

Page, A. W. (1978). "Finite element model for masonry", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 104, No. ST8, Proc. Paper 13957,1267-1285.

Ortiz, M, Popov, E.P. (1982) Plain Concrete as Composite Material, Mechanics of Materials. North Holland Publishing Company No.1. 139-150

Pietruszcak,S, Niu, X (1992)." A mathematical description of macroscopic behavior of brick masonry", Journal of Solids Structures, No 29,531-546.

Truesdell,C, Tourpin, R.(1960). The classical Field Theories. E.d.S Flugge-Handbuch der Physics III/I; Springer Verlag, Berlin

Anthoine, A (1995), " Derivation of the in-plane elastic characteristics of masonry through homogeneization theory", Journal of Solids Structures, No 32,137-163

Yokel, F. Y., Fattal, S.G. (1976). "Failure Hypothesis for masonry shear wall", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 102,No. ST3, Proc. Paper 11992, 515-532

Lenczner, D. (1973). "Creep in brickwork with and without damp proof courses" Proceedings of the Britis Ceramic Society, No. 21,39-49.

Fathy, A.M, Planas J. (2007) "A numerical study of masonry cracks", Engineering Failure Analysis, Vol. 16, issue 2, march 2009, pag. 675-689.

Ch. V. Uday Vyas., B. V. Venkatarama Reddy (2008) "Prediction of solid block masonry prism compressive strength using FE model" , Materials and Structures (2010) 43:719–735, 11 November 2008 / Accepted: 13 July 2009 / Published online: 28 July 2009

APENDICE

HUNDIMIENTO

1.1 Historia

La ciudad de México se encuentra asentada en dos mil kilómetros cuadrados, de ellos 1,100 corresponden al lecho de lo que fue el lago en la Gran Tenochtitlán, zona con el más alto riesgo de hundimientos por el tipo de terreno, en donde se han construido edificios de gran peso.

El hundimiento, la formación de grietas y las oquedades de la ciudad de México son producto de la extracción desmedida de agua del subsuelo, situación por la cual se han formado cavernas, que en caso de sismo pueden ocasionar efectos catastróficos: fractura de los pilotes de los edificios, rotura de tubos de agua potable o residual, así como de ductos que conducen recursos petrolíferos

Además se tienen miles de kilómetros de tuberías que trasladan agua potable y residual, así como productos petrolíferos; si se rompieran, en el primer caso se perdería el líquido; en el segundo se contaminarían los mantos acuíferos, y en el tercero se produciría un daño de proporciones mayúsculas.

Las oquedades y grietas están a 30 o 40 metros de profundidad y afectan la zona dura de la urbe donde están fijados los pilotes que sostienen los edificios, cuyas estructuras podrían debilitarse, en forma particular con los movimientos de un sismo.

Cada año, la Ciudad de México se hunde 10 centímetros, que pueden ser imperceptibles a simple vista, pero en los últimos diez años el hundimiento sumó un metro y el siglo pasado fueron 10 metros

En comparación con otras ciudades, el Distrito Federal es de las que más se hunde. Sin embargo, todas se mantienen alerta por la sobreexplotación de los mantos acuíferos debido a los hundimientos que provoca y los riesgos que desencadena.

Las delegaciones más afectadas en la metrópoli son 7

Se presenta mayor hundimiento al oriente de la ciudad donde hay un 15 , 20 y hasta 30 cm por año.

Aunque la delegación Cuauhtémoc parece ser la más representativa por el hundimiento de la Catedral Metropolitana.

Otros iconos del hundimiento de la metrópoli son la torre latinoamericana y el Palacio de Bellas Artes.

Además, el Ángel de la Independencia cuya estructura se sumergió más de 20 metros.

'Todos los escalones que tienen estos se han venido haciendo a través del tiempo'. Más allá del hundimiento visualmente perceptible, los problemas ocasionados por este fenómeno repercuten directamente en los servicios básicos de las zonas habitacionales y escolares.

Por otro lado debido a las características del subsuelo de la ciudad de México, que en algunas zonas es de elevada compresibilidad, baja resistencia a soportar cargas, aunado al hundimiento del suelo, las cimentaciones de edificios deben proyectarse y construirse considerando estos aspectos.

1.1.2 Origen del hundimiento

La sobreexplotación del acuífero del valle de México se ha transformado en una preocupación que se incluye a la larga lista de ciudades y regiones del orbe con ese problema; el descenso continuo del nivel de los acuíferos provoca la disminución de las presiones del agua intersticial e incrementa el esfuerzo que actúa en la parte sólida del subsuelo. Esto desencadena hundimientos de la superficie que casi siempre terminan por afectar a las construcciones e instalaciones municipales. Otra consecuencia de la extracción excesiva de agua es la reducción de la producción agrícola en muchas regiones del mundo.

En México el problema se ha extendido a otros lugares de la república; así sufren de hundimiento regional y de los consecuentes agrietamientos las ciudades de Celaya, Irapuato, Querétaro, Torreón y Aguascalientes y empieza a manifestarse en Toluca y Puebla.

1.1.3 Geología

El Valle de México empezó su formación cuando una actividad volcánica, cerro el paso a una cuenca formada por dos macizos montañosos paralelos. Hacia el poniente la Sierra de las Cruces, hacia Oriente la Sierra Nevada; por el sur, en la parte mas baja de la cuenca surge la Sierra del Chichinautzin, que termina por unirse a la base sur de la Sierra de Nevada con la Sierra de las Cruces, formándose un nuevo valle; todo el material de los volcanes se empezó a acumular en los puntos mas bajos del Valle. Por otra parte el ambiente es lacustre y se generaba materia orgánica, por lo tanto el sedimento de la ciudad de México esta constituidos por depósitos plásticos, fragmentos que vienen de todas las sierras aledañas circunscriben a los lagos, el aporte volcánico y la materia orgánica donde hay una gran cantidad de agua. Si había lluvia era un gran lago, de lo contrario eran islotes secos, aislados y pantanosos, donde escogieron los aztecas para asentarse.

La Zona del Valle de México depende principalmente para la recarga de su acuífero, del a Sierra de Chichinautzin, por su alta permeabilidad de su roca de basalto; y son los grandes manantiales de Xochimilco los puntos de descarga del flujo subterráneo, donde se localizan los pozos mas productivos del área.

1.1.4 Zonas o Tipos de suelo

Según las NTC de Cimentación la ciudad de México tiene tres zonas

a) Zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas, de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena y de rellenos no controlados;

b) Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros; y

c) Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son generalmente medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto

1.1.5 Estratigrafía

Las exploraciones realizadas por diferentes instituciones, revelan una formación arcillosa extraordinariamente compresible, de origen volcánico con muchas variaciones en sus propiedades. Al poniente encontramos depósitos potentes de grava y arena, cubiertos por estratos limo-arenosos muy compactos (tepetates). Los terrenos que se encuentran a una altura menor a 2,240 m hay una formación arcillosa cuyo espesor aumenta hacia la parte céntrica de la ciudad hasta alcanzar unos 30 m de espesor; recientes sondeos en el Valle de Texcoco muestran rellenos de arcilla a profundidades mayores de 150 m. La roca base es andesítica según los estudios geofísicos del Instituto Nacional de Investigación Científica, se ha localizado

- Resistencia a la compresión simple
- Modulo de deformación
- Carga de pre consolidación
- Coeficiente de compresibilidad media
- Coeficiente de compresibilidad máxima
- Índice de compresibilidad en la carga
- Índice de compresibilidad en las descarga
- Coeficiente de consolidación.

ANÁLISIS DE CARGA EN MUROS DE MAMPOSTERÍA

ANÁLISIS DE CARGAS LATERALES EN MUROS

El análisis riguroso de estructuras a base de muros de mampostería ante cargas laterales y verticales es complejo por tratarse de arreglos tridimensionales que no se prestan fácilmente a la subdivisión en marcos. Además, considerando la heterogeneidad de las propiedades mecánicas de los materiales que conforman a la mampostería y su elevada anisotropía, obligan al empleo de simplificaciones que permitan modelar su comportamiento (Sánchez, 1995).

A continuación se describe brevemente algunos de los métodos de análisis que existen para el modelado de estructuras de mampostería.

Método de la columna ancha

Considera a cada muro estructural como una columna con sus propiedades concentradas en su eje (tales como la rigidez lateral, el módulo de elasticidad, módulo de cortante, etc.) y se supone que las zonas de las vigas que se encuentran dentro de los muros son infinitamente rígidas a flexión (Bazán y Meli, 2002) (Figura Ap.1).

La ventaja que presenta este método es que los sistemas con muros se idealizan como estructuras esqueletales, para obtener los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes. Además, el método puede ser aplicable tanto a sistemas estructurales de muro y muro-marco.

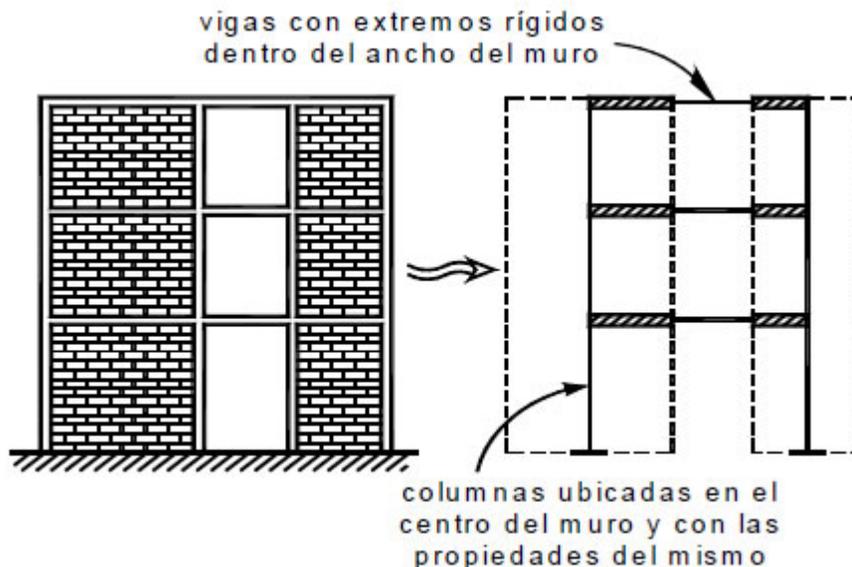


Figura Ap 1 Modelo de la columna ancha (NTCM-04)

En el caso de la mampostería confinada el momento de inercia I , proviene de la sección con mayor rigidez axial, es decir, los castillos, y se calcula como:

$$I = \frac{A_c H^3}{2}$$

donde: A_c , es el área transversa de los castillos; h , la altura del muro.

Método de la diagonal equivalente

De acuerdo con Bazán y Meli, 2002, el comportamiento observado en los muros confinados por marcos y sujetos a cargas laterales, es inicialmente un trabajo de conjunto de muro y marco como una columna global ancha en las que las columnas del marco proporcionan casi toda la rigidez a flexión mientras el muro absorbe la mayoría de los esfuerzos cortantes. Sin embargo, si la unión entre el muro y el marco no es adecuada, bastan cargas laterales relativamente pequeñas para que se origine la separación de ambos en esquinas opuestas, provocando un efecto de puntal entre muro y marco confinante (Figura 2.3.5.1.7.).

Con base en el comportamiento descrito en el párrafo anterior, se puede idealizar cada muro confinado como una diagonal equivalente en compresión dentro del marco. Como resultados de estudios analíticos con elementos finitos que incluyen la separación entre muro y marco confinante, se ha propuesto que la diagonal equivalente tenga el mismo espesor t , y módulo de elasticidad E_m , que el muro, y que su ancho sea (Bazán y Meli, 2002):

$$(2.3) \quad w = (0.35 + 0.022\lambda)h$$

donde: h , es la altura del tablero entre ejes, $\lambda = (E_c A_c) / (G_m A_m)$, es un parámetro adimensional basado en las rigideces relativas entre muro y marco.

En la ecuación (2.3) se ha considerado que el marco es continuo (no articulado) en sus esquinas y que $G_m = 0.4E_m$. Esta ecuación es aplicable para avalores de λ entre 0.9 y 11 y para relaciones de aspecto $\zeta = \frac{b}{h}$ entre 0.75 y 0.25. Tales valores cubren la mayoría de los casos prácticos.

Método del elemento finito

En la actualidad, el método del elemento finito constituye la más poderosa herramienta para el análisis de estructuras complejas, como ciertos muros de composición y/o geometría complicada. Para fines prácticos, las soluciones obtenidas mediante la aplicación adecuada del método a problemas elásticos lineales pueden considerarse como exactas (Bazán y Meli, 2002).

El método del elemento finito consiste en dividir la estructura analizada en subregiones, denominadas *elementos finitos*, dentro de las cuales se define la forma en que varían los desplazamientos en función de los valores correspondientes a ciertos puntos denominados nudos.

Los muros de mampostería, pueden ser modelados adecuadamente por medio de elementos finitos si se considera que se trata de un problema de estado plano de esfuerzos, es decir, aceptando que son nulos los esfuerzos perpendiculares al plano del muro. Se recomienda que los elementos finitos que modelen al muro sean rectangulares. Los grados de libertad asignados son usualmente los desplazamientos horizontales y verticales de los nodos (Bazán y Meli, 2002). Dependiendo del nivel de detalle deseado, los muros de mampostería se pueden modelar de las siguientes formas (Lourenco, 1996; López *et al.*, 1998) (Figura Ap2).

1. *Micro-modelo detallado*. Se representa piezas de mampostería (*tabiques*) y mortero como elementos continuos, mientras que el comportamiento de la unión mortero-tabique es representada por elementos discontinuos (Figura Ap2b).

2. *Micro-modelo simplificado*. En este caso, las piezas de mampostería están representadas por un elemento continuo donde el comportamiento de las juntas de

mortero y la unión mortero tabique está representadas por elementos discontinuos (Figura Ap2c).

3. *Macro-modelo*. Las piezas de mampostería, mortero y unión mortero-tabique están englobadas por un mismo elemento continuo (Figura Ap2d)

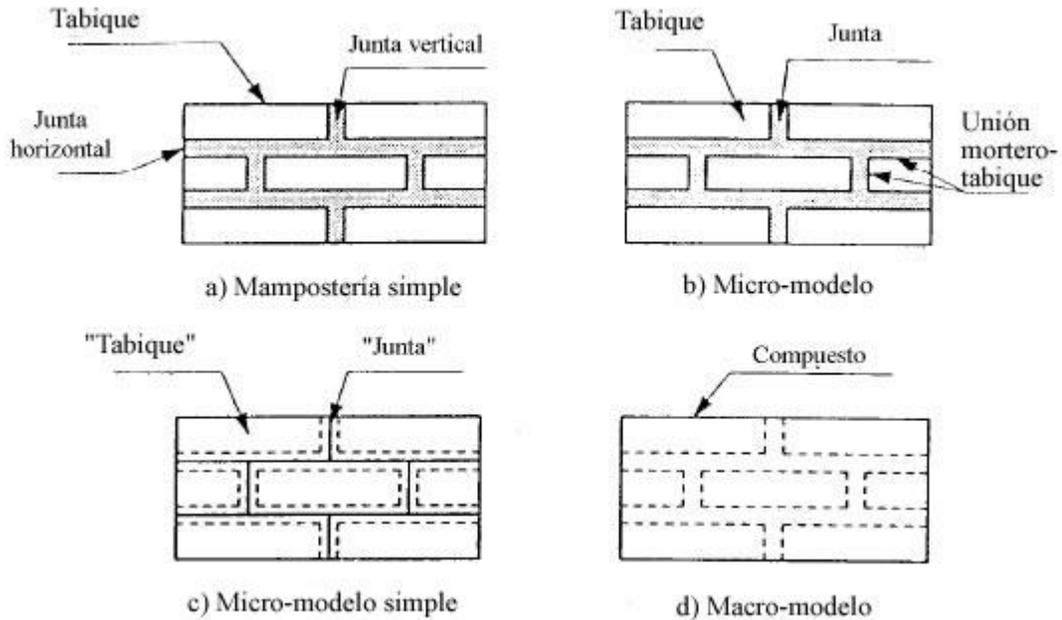


Figura Ap2. Diferentes estrategias de modelado por elementos finitos de la mampostería (Lourenco, 1996)

- **ANÁLISIS NO LINEAL DE LA MAMPOSTERÍA**

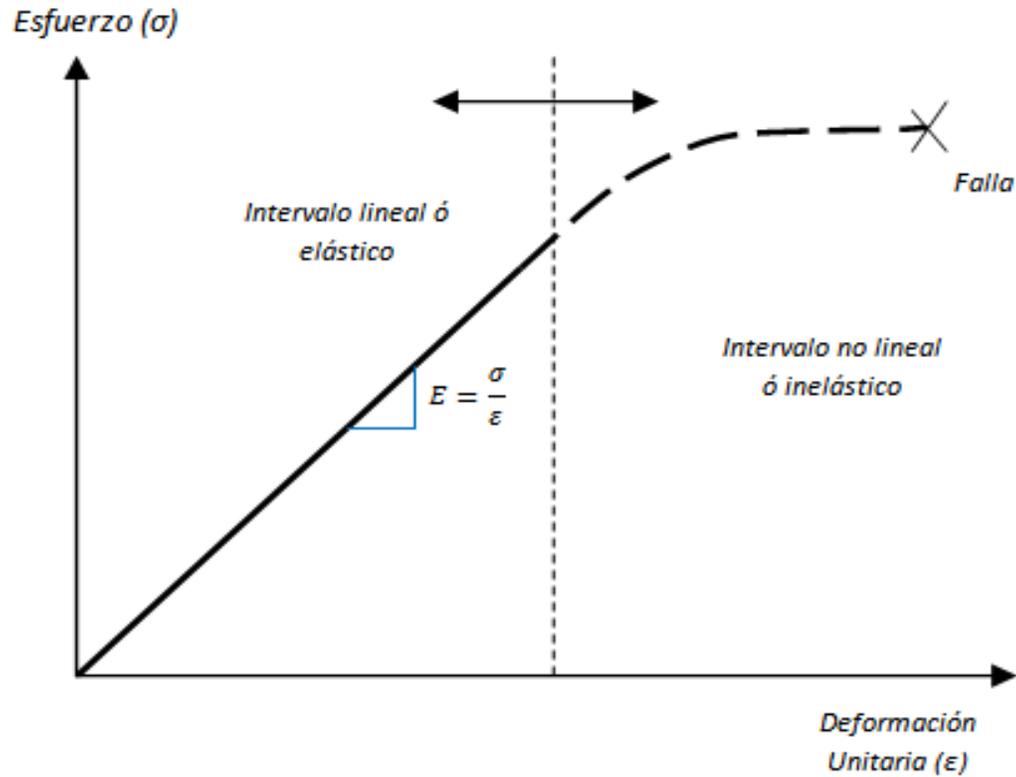
En la actualidad la filosofía de diseño de edificios sometidos a sismos intensos, consiste en permitir el ingreso de los materiales en su intervalo no lineal de comportamiento, con la finalidad de disipar la energía mediante deformaciones permanentes. Por lo que es particularmente importante el estudio del comportamiento en la etapa no lineal de las estructuras y relacionarlo con la respuesta local de las secciones y elementos (Bazán y Meli, 2002).

Comportamiento no lineal

En los materiales elásticos su comportamiento puede ser definido por una gráfica esfuerzo deformación unitaria, en la que se presenta un tramo lineal ó intervalo elástico cuya pendiente es el módulo de elasticidad E y éste es directamente proporcional al esfuerzo aplicada (σ) e inversamente proporcional a la deformación unitaria ϵ , esto es:

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon} \quad (\text{Ap3.1})$$

Cuando la relación de proporcionalidad establecida por la ecuación (Ap3.1) deja de cumplirse el comportamiento exhibido por los materiales se denomina no lineal o intervalo inelástico (Figura Ap3.1).



**Figura Ap3.1. Gráfica esfuerzo-deformación
Comportamiento no lineal de la mampostería**

Las propiedades mecánicas de la mampostería varían en un intervalo muy grande de acuerdo con las propiedades de las piezas, del mortero con el que están unidas y del procedimiento constructivo. Así, estas propiedades deben ser determinadas mediante ensayos con los materiales.

En general, la resistencia de la mampostería en tensión es muy baja, la falla es frágil y la curva esfuerzo-deformación en compresión es prácticamente lineal hasta la falla (Bazán y Meli, 2002). En la Figura Ap 3.2 se muestran algunas curvas representativas de piezas comúnmente usadas en el valle de México.

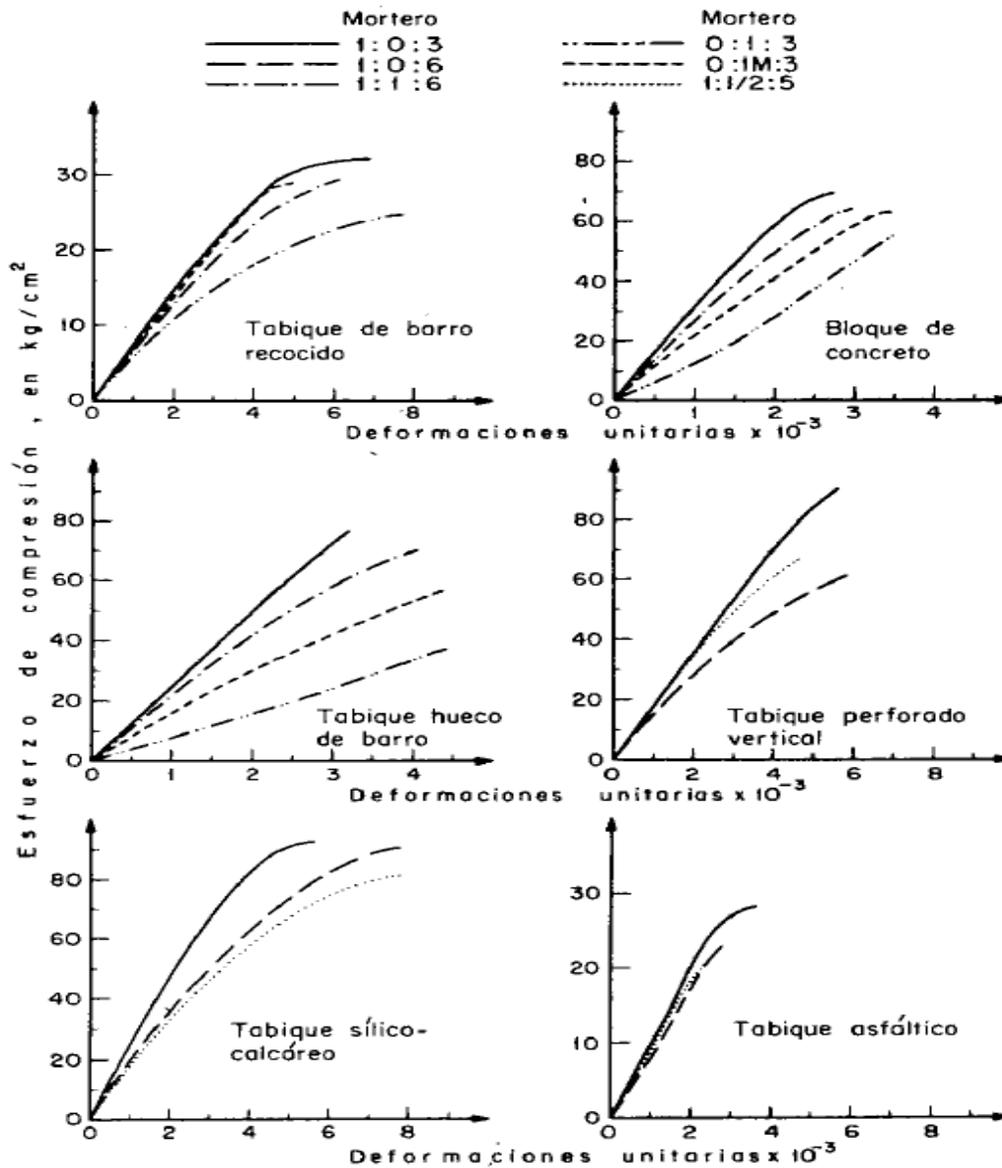


Figura Ap 3.2. Curvas esfuerzo-deformación para compresión de mampostería (Meli y Reyes, 1971)

Por otra parte, la resistencia a cortante (tensión diagonal) es una de las propiedades más importantes en el comportamiento sísmico de la mampostería. Es muy variable y es influida por las propiedades del mortero de unión.

Otro aspecto importante, es que el comportamiento ante cargas alternadas de elementos de mampostería no reforzada es esencialmente frágil, especialmente cuando los muros son formados por piezas huecas cuyas paredes se destruyen progresivamente. Para limitar el carácter frágil de la mampostería se emplea acero de refuerzo en el interior de los muros o en elementos de confinamiento (Bazán y Meli, 2002).

AGRADECIMIENTOS

A mis tutores, al Dr. Ramsés Rodríguez Rocha por su guía, consejos y apoyo en todo momento; su calidad e integridad como persona es digna de admirarse y al Dr. Esteban Flores Méndez, por su apoyo, dedicación al trabajo e investigación, al Dr. Norberto Domínguez Ramírez por aportar conocimientos y formar parte del jurado. Al Dr. Héctor Aureliano Sánchez Sánchez y al M. en C. Carlos Roberto Torres Álvarez por sus valiosos comentarios y colaborar en el comité tutorial.

Agradezco a la Sección de Estudios de Posgrado e Investigación de la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura del Instituto Politécnico Nacional por el apoyo en permitirme trabajar en sus instalaciones. Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por becarme durante la investigación.

Un agradecimiento especial a Julio Alberto Romero Aguilar, Víctor Felipe Hernández Abraham, Edgar Lugo Espino, Juan Manuel Hernández Escudero, Román Francisco Elizarraras Gachuz y al M.C. Arturo Ávila por su amistad y apoyo incondicional; el impulso a este trabajo fue de gran valor.

“Señor, digno eres de recibir la gloria y la honra y el poder; porque tú creaste todas las cosas, y por tu voluntad existen y fueron creadas”
Apocalipsis 4:11

¡A ti y sólo a ti sea la gloria!